

TASCHENBUCH FÜR
BAUINGENIEURE
HERAUSGEGEBEN VON M. FOERSTER

Dritte Auflage

Taschenbuch für Bauingenieure

Unter Mitwirkung von

Dr.-Ing. Fr. Bleich - Wien, Geheimer Hofrat Prof. a. D. Th. Böhm - Dresden, Geh.
Rat Prof. Dr.-Ing. E. h., Dr. d. techn. Wissensch. E. h. H. Engels - Dresden,
Geheimer Hofrat Prof. Dr. jur. A. Eschle - Dresden, Geheimer Hofrat Prof. Dr.-
Ing. E. h. M. Foerster - Dresden, Prof. Dr.-Ing. W. Gehler - Dresden, Geheimer
Hofrat, Geheimer Baurat Prof. E. Genzmer - Dresden, Geheimer Baurat,
Beratender Ingenieur Th. Koehn - Berlin, Prof. Dr.-Ing. Fr. Kögler - Freiberg,
Ing. B. Löser - Dresden, Geheimer Hofrat Prof. G. Lucas - Dresden, Dr.-Ing.
Max Mayer - Dortmund, Baurat Dr.-Ing. A. Schreiber - Dresden,
Baurat E. Wentzel - Leipzig

Herausgegeben von

Dr.-Ing. E. h. Max Foerster

Geh. Hofrat, ord. Prof. für Bauingenieurwesen
an der Technischen Hochschule Dresden

Dritte, verbesserte und erweiterte Auflage

Mit 3070 Textfiguren

In zwei Teilen
I. Teil (S. 1—1052)



Berlin
Verlag von Julius Springer
1920

Alle Rechte, insbesondere das der
Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten.
Copyright 1920 by Julius Springer in Berlin.

139471



Vorwort zur ersten Auflage.

Das vorliegende Taschenbuch für Bauingenieure verdankt seine Entstehung einem dringenden Bedürfnisse, das um so fühlbarer empfunden wurde, als der Umfang der Bauingenieurwissenschaften in steter Zunahme begriffen ist, und es noch kein Werk gibt, welches die Hilfswissenschaften und eigentlichen Fachgebiete für den Bauingenieur in knapper, übersichtlicher Form — vornehmlich in ihren Wissenschaftsergebnissen — zusammenfaßt. Diese Lücke, welche sich in gleicher Weise dem Studierenden wie dem Ingenieur in der Praxis fühlbar machte, auszufüllen, ist die Aufgabe des vorliegenden Taschenbuches.

Neben den Hilfswissenschaften der Mathematik und der Mechanik behandelt es die Gebiete: Festigkeitslehre, Statik der Baukonstruktionen, Baustoffkunde, Hochbau einschließlich Eisenkonstruktionen, Theorie des Eisenbetonbaus, Wasserbau, Brückenbau, Erd-, Straßen-, Tunnel- und Eisenbahnbau einschließlich Signalwesen, Städtischer Tiefbau mit einem kurzen Abrisse über die künstlerischen Fragen des Städtebaus, Maschinenbau einschließlich Elektrotechnik und endlich Rechtskunde. Es sind demgemäß neben den Hilfsfächern und den eigentlichen Bauingenieurwissenschaften auch eine Anzahl Grenzgebiete aufgenommen, auf denen der Bauingenieur zu Hause sein muß oder in denen ihm die Möglichkeit gegeben sein soll, sich schnell zurechtzufinden. In diesem Sinne sei besonders auf die Abschnitte Hochbau und Maschinenbau hingewiesen, die in der vorliegenden Bearbeitung jedem Bauingenieur besonders willkommene Kapitel darstellen dürften.

Möge es dem Werke und den hervorragenden Fachleuten, die sich in hingebender Weise der Bearbeitung unterzogen haben, gelungen sein, aus ihrer Beherrschung der Wissenschaft, ihrem Verstehen der Praxis und der Erkenntnis von deren Bedürfnissen heraus ein Werk geschaffen zu haben, gleich wertvoll und nutzbringend bei dem Studium auf der Hochschule wie für die Bedürfnisse des baulichen Schaffens. In diesem Sinne das Werk fortzuentwickeln und noch etwa bestehende Lücken auszufüllen, wird die vornehmste Aufgabe weiterer Auflagen sein. Für Vorschläge in diesem Sinne werden Herausgeber und Verlag zu besonderem Danke verpflichtet sein.

Indem hiermit das in jahrelanger Arbeit geschaffene Werk der wohlwollenden Aufnahme der Fachwelt übergeben wird, ist es mir zum Schlusse noch ein Bedürfnis, der Verlagsbuchhandlung Julius Springer in Berlin meinen und meiner Mitarbeiter ganz besonderen Dank und unsere uneingeschränkte Anerkennung für die Umsicht und das Entgegenkommen

auszusprechen, mit denen sie das Taschenbuch von seinen ersten Anfängen an gefördert und unterstützt hat. Nur durch eine große Selbstlosigkeit der Firma Julius Springer ist es möglich gewesen, das Werk in der hervorragenden Ausstattung und mit der großen Anzahl vorzüglicher Abbildungen, die seinen besonderen Wert bilden, erscheinen zu lassen.

Vorwort zur zweiten Auflage.

Die Hoffnung, welche der Herausgeber bei der ersten Auflage ausgesprochen, daß das Taschenbuch für Bauingenieure bei den Fachgenossen eine freundliche Aufnahme und eine allseitige Verbreitung finden möge, hat sich erfüllt, und so erscheint bereits 3 Jahre nach Herausgabe der ersten Auflage die zweite in ähnlichem Gewande wie sie, aber — den von Wissenschaft und Praxis geäußerten Wünschen angepaßt — in erheblich erweiterter Form. Neben einer Überarbeitung, notwendigen Vervollständigung und teilweisen Umgestaltung der bisherigen Kapitel sind neu aufgenommen worden Abschnitte über Werkstattbau — im besonderen die bauliche Gestaltung von Fabrikanlagen, bearbeitet von Fr. Bleich, Wien — über besondere Ausführungen im Eisenbetonbau, aus der Feder von W. Gehler, Dresden — Fundierungen, Silos, Behälter — endlich über Bebauungspläne, verfaßt von E. Genzmer, Dresden — Fluchtlinienfestlegung, Platzanlagen, Straßendurchbildung usw. Eine namhafte Erweiterung haben zudem die Kapitel über die Theorie des Eisenbetonbaus, über massive Brücken und über Maschinenbau erfahren.

Möge auch die zweite Auflage, die von allen Mitarbeitern mit der gleichen Hingabe wie die erste bearbeitet worden ist, eine ebenso wohlwollende und verständnisreiche Aufnahme finden, wie diese und in immer weitere Kreise der Bauingenieurfachwelt dringen als ein unentbehrlicher Ratgeber für theoretische Belehrung und praktische Verwendung.

Gleich wie bei der ersten Auflage ist es mir und allen meinen Mitarbeitern auch diesmal ein Bedürfnis, der Verlagsbuchhandlung von Julius Springer unsere uneingeschränkte Anerkennung und unseren aufrichtigen Dank auszusprechen für das warme Interesse und stets erwiesene Entgegenkommen, mit dem sie auch diese Auflage begleitet, ihren Ausbau gefördert und die schon bei der ersten Auflage allseitig anerkannte, glänzende Ausstattung des Werkes mit jetzt über 3000 Figuren aufrecht erhalten hat.

Vorwort zur dritten Auflage.

Der Weltkrieg ist beendet, nicht wie ihn Deutsche erhofft — fast der gesamten Welt hat das schließlich auf sich allein gestellte Reich nicht zu widerstehen vermocht. Nun gilt es von neuem aufzubauen, nun heißt es arbeiten, mehr als in früherer schon so arbeitsreicher Zeit, jetzt gilt es mehr denn je auf allen Gebieten geistiger und materieller Art Gütearbeit zu leisten, um dem Wettbewerbe des Auslandes erfolgreich begegnen zu können. Hierzu mitzuhelfen soll auch die dritte Auflage des Taschenbuches für Bauingenieure bestimmt sein.

Das Werk erscheint, 8 Jahre nachdem es zum ersten Male den Fachgenossen übergeben wurde, heute zum dritten Male in altem Gewande, aber in vielfach verjüngter und erweiterter Form. Vollkommen neu bearbeitet sind die Abschnitte Trägerlehre, Graphostatik, Festigkeitslehre, Statik der Baukonstruktionen und Eiserne Brücken (von Prof. Dr. Gehler), sowie die Kapitel: Theorie des Eisenbetons (vom Herausgeber) und Anwendung des Eisenbetons im Hochbau (von Hochschulendozent B. Loeser-Dresden). Neu hinzugekommen ist eine Bearbeitung (von Dr.-Ing. Mayer-Hoerde) über wirtschaftlichen Baubetrieb. Erheblich ausgebaut und neuzeitlich vermehrt wurden die Kapitel: Baustoffe, Konstruktionselemente des Eisenhochbaues, Stein- und Eisenbetonbrücken, während alle anderen Abschnitte, soweit notwendig, zeitgemäße Ergänzungen erfuhren.

Nicht ausführbar war bei dieser Auflage die durch die politischen Umwälzungen bedingte Umgestaltung des Kapitels über Staats- und Rechtskunde, da die neue Reichsverfassung während des Druckes des Werkes noch nicht zum Abschlusse gelangt war. Deshalb hat hier der Abschnitt über die öffentlich-rechtlichen Personen diesmal fortfallen müssen.

Endlich bedingte die Umarbeitung der von Prof. Dr. Gehler neubearbeiteten Kapitel aus Fertigstellungsgründen des Taschenbuches, deren Zusammenfassung in Band II, also eine andere Stoffeinleitung, als sie die früheren Auflagen zeigten.

Möge auch diese dritte Auflage die gleiche freundliche Aufnahme in Fachkreisen finden wie seine beiden Vorgänger und nicht nur in der deutschen Heimat, sondern, wie bereits die zweite Auflage, auch in den deutsch-sprachlichen Ländern Österreichs sich neue Freunde erwerben und immer mehr und mehr als wertvoller Ratgeber für alle Fragen der Bauingenieure Anerkennung finden.

Die Verlagsbuchhandlung Julius Springer hat auch trotz schwierigster Verhältnisse und außerordentlich gesteigerter Herstellungskosten es vermocht, der neuen Auflage die gleiche vorbildliche Ausstattung zu geben wie den beiden vorangehenden. Hierfür, sowie für die großzügige erfolgreiche Unterstützung, die namentlich in seinem weiteren wissenschaftlichen Ausbau das Taschenbuch bei der dritten Auflage erneut von dem Verlage erfahren hat, diesem herzlich zu danken, ist mir, zugleich in meiner Mitarbeiter Namen, ein Bedürfnis.

Dresden, im Juli 1919.

Der Herausgeber:
Professor Dr.-Ing. **Max Foerster**,
Geheimer Hofrat.

Inhaltsverzeichnis.

I. Teil.

Mathematik.

Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. F. Kögler, ord. Professor an der Bergakademie Freiberg.

	Seite
I. Tafeln.	
Tafeln der Potenzen, Wurzeln, Briggschen Logarithmen, Kreisumfänge und -inhalte — Tafeln der Quadrat- und Kubikzahlen von 1001—1900 — Natürliche Logarithmen — Tafeln der Kreisfunktionen — Bogenlängen, Bogenhöhen, Tangenten- und Sehnenlängen für den Halbmesser 1 — Tafeln der Hyperbelfunktionen — Briggsche Logarithmen von $\sin \varphi$ für $\varphi = 0$ bis 5,99, dgl. für $\cos \varphi$, für $\tan \varphi$ von 0 — 2,89, u. für $\tan \varphi$ für $\varphi = 0$ — 2,89	2
II. Arithmetik.	
Potenzen, Wurzeln, Logarithmen — Determinanten — Reihen — Zinseszins- und Rentenrechnung — Gleichungen	44
III. Trigonometrie.	
Kreis- und Hyperbelfunktionen — Ebene Dreiecke	56
IV. Planimetrie.	
Umfänge und Flächeninhalte ebener Figuren — Oberflächen und Rauminhalte von Körpern	62
V. Differential- und Integralrechnung .	
Differentialquotienten — Reihenentwicklung — Ermittlung unbestimmter Ausdrücke. — Größt- und Kleinstwerte von Funktionen — Integralformeln — Differentialgleichungen	70
VI. Analytische Geometrie.	
Der Punkt — Die gerade Linie — Der Kreis — Die Parabel — Die Ellipse — Die Hyperbel — Die allgemeine Gleichung der Kegelschnitte — Parabeln höherer Ordnung — Die Kettenlinie — Einige andere technisch wichtige Kurven — Die Untersuchung und Auftragung von Kurven — Analytische Geometrie des Raumes	85
VII. Darstellende Geometrie.	
Perspektive	101

Mechanik.

Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. F. Kögler, ord. Professor an der Bergakademie Freiberg.

I. Statik.	
Zusammensetzung und Zerlegung der Kräfte — Gleichgewicht der Kräfte; Kräftepaare — Momente der Kräfte — Statische Momente von Körpern, Flächen und Linien — Schwerpunktsbestimmung — Trägheits- und Zentrifugalmomente — Gleichgewicht gestützter Körper	106
II. Geometrische Bewegungslehre.	
Bewegung des Punktes — Ebene Bewegung — Bewegung eines Körpers	134
III. Dynamik.	
Bewegung eines Massenpunktes — Bewegungsgröße, Kraftantrieb, Arbeit, Leistung, Arbeitsvermögen — Bewegung eines Körpers	140
IV. Reibung.	
Gleitende Reibung — Rollende Reibung	145

V. Stoß.	Seite
Gerader, zentraler Stoß — Gerader, nicht zentraler Stoß — Schiefer Stoß — Stoß einer fallenden Last gegen ein elastisches Tragwerk	149
VI. Mechanik flüssiger Körper.	
Wasserdruck — Auftrieb, Schwimmfähigkeit — Ausfluß des Wassers aus Gefäßen	151

Festigkeitslehre.

Von Dr.-Ing. W. Gehler, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden.

I. Grundbegriffe.	
Formänderung, Elastizität und Sicherheitsgrad, Spannungszustände, Festigkeit und Festigkeitsarten — Einfache Festigkeitsfälle	154
II. Zug und Druck.	
Normalspannung — Hooksches Gesetz und Elastizitätsziffer, Potenzgesetz — Querdehnung — Kubische Dehnung — Formänderungsarbeit — Temperaturspannungen — Anfangsspannungen — Einfluß der Querschnittsform und -größe auf die Zugfestigkeit — Druckfestigkeit von Prismen — Dgl. bei streifenförmiger Druckfläche — Einfluß der Wärme auf die Festigkeit — Einfluß der Zeit auf die Formänderungen	157
III. Schub.	
Einfluß einer Querkraft — Der Gleitungswinkel und das Gleichgewichtsmaß — Die Formänderungsarbeit der Schubspannungen — Beispiele	170
IV. Biegung.	
Normalspannungen bei Biegung, Schubspannungen bei Biegung, Beziehungen zwischen Biegungs- und Zugfestigkeit — Verhalten von Betonn- und Eisenbeton — Balken bei Biegung — Beispiele	172
V. Formänderung einfacher Balken bei Biegung.	
Gleichung der elastischen Linie — Durchbiegung gebogener Stäbe — Zeichnerische Darstellung der elastischen Linie — Beispiele — Formänderungsarbeit bei Biegung	179
VI. Knickung.	
Die Knickformel von Euler — Auf Versuche begründete Knickformeln — Knickformel für Eisenbetonsäulen — Ausbiegungen und Biegungsspannungen der elastischen Knicklinie — Zusammengesetzte Knickfestigkeit — Einfluß der Querkräfte beim Knickvorgange — Knickfestigkeit von gegliederten Stäben — Beispiele	189
VII. Drehung.	
Verdrehungsspannungen — Beispiele	207
VIII. Zusammengesetzte Biegezugfestigkeit gerader Stäbe.	
Die allgemeine Spannungsverteilung — Analytischer Ausdruck für die Spannung — Hauptspannungen und maßgebende Spannung — Die Verteilung der Schubspannungen über den Querschnitt — Die Formänderungsarbeit und Abgeleitete der Formänderungsarbeit für gerade Stäbe — Beispiele	210
IX. Der Kern.	
Die reziproken Beziehungen zwischen der Nulllinie und der Achse durch den Angriffspunkt — Beispiele — Lage der Nulllinie bei fehlender oder versagender Zugzone	221
X. Gekrümmte Stäbe.	
Grundlagen der Berechnung — Elastische Linien krummer Stäbe — Beispiele	226
XI. Allseitig aufgelagerte Platten. Pilzdecken.	
Vierseitig gestützte Platten — Trägerlose Decken (Pilzdecken)	231
XII. Druck auf Körper mit gewölbter Oberfläche	233
XIII. Tabelle zur Elastizität und Festigkeit der Baustoffe	235

Die Grundzüge der Theorie des Eisenbetonbaus.

Von Geh. Hofrat Dr.-Ing. ehrenhalber M. Foerster, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden.

1. Besondere Material- und Festigkeitsfragen	239
2. Die zulässigen Spannungen im Beton und im Eisen	251

	Seite
3. Die Konstruktionselemente des Verbundbaus und der Zweck der Eiseneinlagen	253
4. Die Spannungsermittlung und Querschnittsbemessung. Die Verbundsäule — Der einfach bzw. doppelt bewehrte, auf Biegung belastete Platten- oder einfache Rechtecksquerschnitt — Der Plattenbalken — Durch eine Normalkraft und ein Biegemoment (exzentrisch) belastete Querschnitte	264
5. Auszüge aus amtlichen Bestimmungen. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton vom 13. I. 1916 — Die amtlichen österreichischen Eisenbetonbestimmungen — Schweizerische Eisenbetonbestimmungen	333

Baustoffe.

Von Geh. Hofrat Dr.-Ing. ehrenhalber M. Foerster, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden.

I. Hauptbaustoffe	343
A. Die natürlichen Gesteine	346
B. Die künstlichen Steine	359
C. Das Holz	373
D. Die Metalle Das Eisen, das Blei, das Zink, das Kupfer	382
II. Verbindungsstoffe. Luftmörtel — Hydraulische Kalke — Zemente — Hydraulische Zuschläge und Toaßmörtel — Beton.	431
III. Besondere Baustoffe, namentlich des inneren Ausbaus. Glas — Asphalt — Teere — Pappe — Asbest — Holzzement — Ruberoid — Wasserglas — Hanfseile — Rohr — Schmieröle — Kitten — Anstriche — Tapeten — Linoleum	457

Geodäsie.

Von Finanz- und Baurat Dr.-Ing. A. Schreiber, Dresden.

I. Instrumentenkunde. Theorie und Gebrauch der einfachsten Meßgeräte und Instrumente — Theodolith — Nivellierinstrument — Tachymeter	465
II. Besondere Aufnahmefethoden. Längen- und Flächenmessung — Winkelmessung — Horizontalaufnahmen — Methoden der Höhengaufnahme — Tachymeteraufnahmen — Das Auftragen der Aufnahmen	485
III. Vermessungswesen bei den Bauverwaltungen. Allgemeine Vorarbeiten — Ausführliche Vorarbeiten	515
IV. Fehlerberechnung und Methode der kleinsten Quadrate. Fehlerwahrscheinlichkeit — Methode der kleinsten Quadrate	531

Hochbaukunde.

Von Geh. Hofrat Professor Th. Böhm, Dresden.

I. Die einfachen Verbindungen von Stein und Holz. Steinverbindungen — Holzverbindungen	538
II. Die Mauern und Wände. Aus Stein — Aus Holz — Bedarf an Mauermaterialien	551
III. Zwischendecken. Holzbalkendecken — Steindecken, Gewölbe	564
IV. Mauern, Decken und Wandkonstruktionen. Decken zwischen Eisenträgern — Decken ohne Eisenträger — Wände	575

V. Dachkonstruktionen in Holz.	Seite
Dachform und Dachneigung — Satteldächer — Pultdächer — Mansarden- dächer — Hallendächer — Sägedächer — Walmdächer und zusammen- gesetzte Formen	585
VI. Dachdeckungen.	
Ziegeldächer — Betontafeln — Schieferdächer — Metaldächer — Papp- dächer — Holzzementdach — Dachrinnen und Abfallrohre	602
VII. Treppen	615
VIII. Fenster	619
IX. Türen	622
X. Decken, Fußböden und Wandflächen.	
Decken, Fußböden, Wände	626
XI. Anstreicherarbeiten	630

Konstruktionselemente des Eisenhochbaues.

Von Geh. Hofrat Dr.-Ing. ehrenhalber M. Foerster, ord. Professor an
der Technischen Hochschule Dresden.

I. Belastungen und zulässige Beanspruchungen.	
Eigengewicht — Nutzlasten — Zulässige Beanspruchungen	641
II. Niet- und Schraubenverbindungen.	
Nietberechnung und Nietanzahl bei Kraftübertragung — Schrauben- und Bolzenverbindungen und deren Berechnung	
III. Eiserne Säulen.	
Berechnung der Säulen — Konstruktion der Säulen	651
IV. Eiserne Balkenträger einfacher Art, namentlich Blechbalken . . .	674
V. Die Anordnung von eisernen Dachkonstruktionen und ebenen Bindern im allgemeinen.	
Sparren — Pfetten — Binder — Lager	683
VI. Eindeckung in Glas und Wellblech	699
VII. Grundzüge der Berechnung eiserner Behälter	706

Werkstattbau.

Von Dr.-Ing. Friedrich Bleich, Wien.

A. Räumliche Gliederung der Fabrikanlagen	710
B. Bauliche Gestaltung der Fabrikanlagen.	
Baustoff — Querschnittsformen für Hallenbauten — Gründung — Wände — Stützen — Kranbahnen — Dächer — Oberlichte und Fenster — Fußböden — Zwischendecken — Triebwerke — Entlüftung — Beheizung	714

Anwendung des Eisenbetons im Hochbau.

Von Ing. B. Löser, Dozent an der Technischen Hochschule Dresden.

I. Gründungen.	
Allgemeines — Mauerfundamente — Einzelfundamente — Fundamentplatten	744
II. Eisenbetondecken.	
Tabellen der Momente und Querkräfte durchlaufender Träger über 2—4 gleichweiten Feldern — Grenzlängen und Grenzlasten voller Deckenplatten — Hohlsteindecken — Eisenbeton-Rippendecken — Plattenbalken — Schubsichere Ausbildung der Balkenaufleger — Konstruktive Einzel- heiten — Beispiel zur Berechnung einer Geschoßdecke	783
III. Silos.	
Großräumige Silos — Zellsilos	803
IV. Flüssigkeitsbehälter.	
Allgemeine — Chemisches Verhalten — Behandlung der Innen- und Außenflächen — Stampfbetonbehälter — Eisenbetonbehälter	815

Maschinenbaukunde.

Von Baurat E. Wentzel, Leipzig.

I. Maschinenteile.	Seite
Elastizitäts- und Festigkeitszahlen — Hilfsmittel zur Verbindung von Maschinenteilen — Maschinenteile der drehenden Bewegung — Maschinenteile zum Lastheben	822
II. Baumaschinen.	
Lasthebemaschinen — Massenfördereinrichtungen	856
III. Baggermaschinen.	
Trocken- oder Erdbagger — Naßbagger	893
IV. Wasserhebemaschinen.	
Kolbenpumpen — Schleuder- und Kreiselpumpen — Luftdruckpumpen — Dampfdruckpumpen — Wasserstrahlpumpen — Pumpen mit schwingender Wassersäule — Dampfstrahlpumpen	904
V. Rammen und zugehörige Hilfsmaschinen.	
Kunstrammen — Dampfkunstrammen — Unmittelbar wirkende Dampf-ramme	916
VI. Gesteins- (Tunnel-) Bohrmaschinen.	
Drehbohrmaschinen — Preßwasserbohrmaschinen — Stoßbohrmaschinen — Preßluftbohrmaschinen — Elektrische Stoßbohrmaschinen — Vergleichs-gesichtspunkte	922
VII. Betonmischer und andere Hilfsmaschinen.	
Mörtel- und Betonmischmaschinen — Wasch-, Sieb- und Sortiermaschinen — Steinbrechmaschinen	932
VIII. Dampfkessel.	
Allgemeine Angaben — Die Verbrennung — Rostfläche und Heizfläche — Heizkanäle — Dampfkesselschornsteine — Wichtigste Dampfkesselbauarten	936
IX. Wärmekraftmaschinen.	
Allgemeine Angaben — Hauptsätze der Wärmelehre — Dampfmaschinen — Dampfturbinen — Kondensation — Die Verbrennungsmotoren, Ein-teilung, Kraftstoffe, flüssige Brennstoffe — Hauptmaße und Verbrauchszahlen der Motoren — Ausführungsformen	944
X. Die Wasserkraftmaschinen.	
Wasserräder — Wasserturbinen	966
XI. Windkraftmaschinen	987
XII. Elektrotechnik.	
Maßeinheiten — Physikalische Grundlagen — Galvanische Elemente, Sammler — Gleichstromdynamos und -motoren — Wechselstromdynamos und -motoren — Transformatoren, Umformer — Elektrische Beleuchtung — Elektrische Kraftübertragung — Elektrische Messungen	991

Betriebswissenschaft.

Von Dr.-Ing. M. Mayer, Dortmund.

I. Allgemeines	1016
II. Der Auftrag	1017
III. Die Arbeitsleistung	1020
IV. Die Auswahl der Mitarbeiter	1023
V. Die Auswahl der Betriebsmittel	1027
VI. Einzelarbeiten (Betonieren)	1028
VII. Die Aufsicht	1041
VIII. Die Betriebsleitung	1043
XI. Die Geschäftsleitung	1047

II. Teil.

Wasserbau.

Von Geh. Rat Dr.-Ing. ehrenhalber, Dr. der technischen Wissenschaft ehrenhalber H. Engels, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden.

I. Grundbau.	Seite
Allgemeines — Die wichtigsten Gründungsarten	1055
II. Uferbau.	
Flachufer — Steilufer	1077
III. Gewässerkunde.	
Bewegung des Wassers — Bestimmung der Abflußmengen	1083
IV. Flußbau.	
Die Berechnung der Wirkung flußbaulicher Maßnahmen — Allgemeine Gesichtspunkte bei Flußbauten	1026
V. Wehre.	
Feste Wehre — Bewegliche Wehre	1130
VI. Schleusen.	
Abmessungen — Berechnung der Schleusen-Körper — Bauliches — Statische Berechnung der Schleusentore — Bewegung der Stautore — Andere Torarten — Füllen und Leeren der Kammer — Sparschleusen — Schleusenbetrieb — Schiffshebewerke	1136
VII. Kanalisierung der schiffbaren Flüsse.	
Allgemeines — Die allgemeine Anordnung der Staustufen — Entwässerungsanlagen — Fischwege	1146
VIII. Schiffahrtskanäle.	
Querschnitt — Längenprofil — Wasserverbrauch — Kunstbauten	1150
IX. Flußhäfen	1155
X. Landwirtschaftlicher Wasserbau.	
Entwässerung — Bewässerung — Moorkultur — Deichbau	1156
XI. Talsperren.	
Vorarbeiten — Bauliches — Betriebseinrichtungen	1167
XII. Wasserkraftanlagen.	
Allgemeines — Die Bestimmung des günstigsten Rohrdurchmessers — Wassermotoren	1175
XIII. Seebau.	
Das Meerwasser — Die Winde — Wellen — Regelung der Flußmündungen — Uferschutzwerke — Seehäfen	1180
XIV. Schifffahrt.	
Seeschifffahrt — Binnenschifffahrt	1199

Erdbau.

Von Geh. Hofrat G. Lucas, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden.

Vorbereitende Arbeiten — Bodengewinnung — Bodenförderung — Bildung der Auf- und Abträge — Die Sicherung der Erdkörper — Massenermittlung und Massenverteilung	1207
---	------

Tunnelbau.

Von Geh. Hofrat G. Lucas, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden.

Vorarbeiten — Absteckung — Entwurf — Arbeitsvorgang beim Bau — Baukosten	1253
--	------

Straßenbau.

Von Geh. Hofrat G. Lucas, ord. Professor an der Technischen Hochschule
Dresden.

Straßenfuhrwerke, Bewegungswiderstände, Zugkraft — Linienführung der Straßen — Unterbau der Straßen — Befestigung der Straßenoberfläche — Nebenanlagen der Straßen — Unterhaltung der Straßen — Wahl der Straßenbefestigung	Seite 1264
---	---------------

Eisenbahnwesen.

Von Geh. Hofrat G. Lucas, ord. Professor an der Technischen Hochschule
Dresden.

Bestimmungen.

Vertragsbestimmungen zwischen dem Reich und anderen Staaten — Reichsbestimmungen — Landesgesetze und Bestimmungen der Landesaufsichtsbehörden	1310
---	------

Hauptbahnen.

Grundzüge des Betriebes — Linienführung — Unterbau und Nebenanlagen — Oberbau — Gliedverbindungen — Stationsanlagen — Telegraphen- usw. -einrichtungen — Sicherungseinrichtungen — Streckenblockeinrichtung	1312
---	------

Neben- und Kleinbahnen (bearbeitet von Baurat Dr.-Ing. Bloss, Privatdozent an der Technischen Hochschule Dresden).

Betrieb — Linienführung — Unterbau — Oberbau — Gleisverbindungen — Bahnhofsanlagen	1524
--	------

Betriebsmittel der Haupt- und Nebenbahnen (bearbeitet von Baurat C. Wentzel, Leipzig).

Allgemeines — Lokomotiven — Tender — Schmalspurlokomotiven — Wagen	1534
--	------

Straßenbahnen (bearbeitet von Baurat Dr.-Ing. Bloss, Privatdozent an der Technischen Hochschule Dresden).

Allgemeines — Gleise und Weichen — Verkehrsstellen und Bahnhöfe — Betriebsmittel — Stromzuführung, Signale — Kraftwerke — Stadtschnellbahnen — Seilbahnen	1551
---	------

Trägerlehre.

Von Dr.-Ing. W. Gehler, ord. Professor an der Technischen Hochschule
Dresden.

Bezeichnungen, Belastungen und Sicherheit von Tragwerken — Stützen — Die statisch bestimmte Stützung — Fachwerke — Statisch unbestimmte Fachwerke	1580
---	------

Statik der Baukonstruktionen.

Von Dr.-Ing. W. Gehler, ord. Professor an der Technischen Hochschule
Dresden.

I. Statisch bestimmte vollwandige und gegliederte Tragwerke	1592
II. Vollwandiger und gegliederter Balken auf zwei Stützen	1594
III. Vollwandiger und gegliederter Gelenkträger	1625
IV. Vollwandiger und gegliederter Dreigelenkbogenträger	1631
V. Vollwandiger und gegliederter durch einen Balken versteifter Dreigelenkbogenträger	1644
VI. Vollwandiger und gegliederter Hängeträger	1649
VII. Die Berechnung von Formänderungen bei vollwandigen und gegliederten Tragwerken	1649

	Seite
VIII. Anwendung der Formänderungen zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme	1665
IX. Vollwandiger und gegliederter durchlaufender Träger auf starren Stützen	1674
X. Vollwandiger und gegliederter Zweigelenkbogenträger	1691
XI. Beiderseits fest eingespannter Bogen	1699
XII. Rahmen	1707
XIII. Vierendeelträger	1714
XIV. Erddruck — Stützmauern	1722
XV. Anhang (Formelzusammenstellung)	1729

Eisenbrückenbau.

Von Dr.-Ing. W. Gehler, ord. Professor an den Technischen Hochschule Dresden.

I. Gesamtanordnung der eisernen Brücken	1732
II. Die Bemessung der eisernen Brücken. Belastungsannahmen — Die zulässigen Spannungen — Hochwertige Stähle — Knicksicherheit gedrückter Stäbe und Gurtungen — Niete und Nietverbindungen — Blechträger — Fachwerkträger — Hängebogenträger — Lager und Stützen — Gelenke und Gelenkknoten	1763
III. Bauliche Einzelheiten der eisernen Brücken. Die Fahrbahn — Das Bahngerippe — Bauliche Sonderheiten der Bogenbrücken und Hängebogenträger — Vierendeelträger	1830

Hölzerne Brücken.

Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. F. Kögler, ord. Professor an der Bergakademie Freiberg.

I. Allgemeines	1870
II. Das Tragwerk und seine Berechnung. Tragweiten — Einfache und verstärkte Balken — Sprengwerke — Hängewerke — Fachwerke	1872
III. Die Fahrbahn und ihr Abschluß	1880
IV. Mittel- und Endstützen; Auflagerung	1883

Steinbrücken.

Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. F. Kögler, ord. Professor an der Bergakademie Freiberg.

I. Entwurfsgrundlagen	1887
II. Formgebung und statische Untersuchung der Gewölbe. Allgemeines — Erste Bestimmung der Form und der Stärke eines Gewölbes — Ermittlung der Stützlinie — Endgültige Formgebung für den Dreigelenkbogen — Statische Untersuchung des Dreigelenkgewölbes — Beispiele — Statische Untersuchung der eingespannten Gewölbes — Ermittlung der Spannungen	1892
III. Bemessung und statische Untersuchung der Pfeiler und der Widerlager Zwischenpfeiler — Widerlager	1921
IV. Bauliche Ausbildung und Ausführung der Steinbrücken. Durchlässe — Brückengewölbe — Pfeiler, Widerlager und Flügel — Gerüste — Kosten	1923

Eisenbetonbrücken.

Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. Fr Kögler, ord. Professor an der Bergakademie
Freiberg. Seite

- | | | |
|---|--|------|
| I. Allgemeines | | 1944 |
| II. Balkenbrücken. | | |
| Bauliche Anordnung — Lager und Stützen — Berechnung | | 1946 |
| III. Bogenbrücken. | | |
| Bögen mit oberliegender Fahrbahn — Bögen mit angehängter Fahrbahn
— Bedeutende Eisenbetonbrücken | | 1957 |

Bebauungspläne.

Von Geh. Baurat, Geh. Hofrat E. Genzmer, ord. Professor an der Technischen
Hochschule Dresden.

- | | | |
|---|--|------|
| I. Fluchtlinienmäßige Ausgestaltung alter Stadtteile. | | |
| Verbreiterung vorhandener bebauter Straßen — Schaffung von Durchbruchstraßen — Sanierung ungesunder Stadtteile | | 1964 |
| II. Fluchtlinienfestsetzung für neue Stadtteile. | | |
| Allgemeine Anordnung des Planes — Gestalt und Größe der Baublöcke — Grundstücksgrenzen — Die Durchbildung der einzelnen Straße — Platzanlagen | | 1971 |

Wasserversorgung der Städte.

Von Geh. Baurat Th. Koehn, Beratender Ingenieur, Berlin.

- | | | |
|---|--|------|
| I. Vorarbeiten. | | |
| Die Eigenschaften des Bedarfswassers — Der Wasserbedarf — Die Art der Wassergewinnung — Berechnung der erforderlichen Druckhöhe und der wirtschaftlich günstigsten Rohrdurchmesser — Allgemeine Anordnung des Rohrnetzes und der Hochbehälter — Allgemeines über das Pumpwerk | | 1997 |
| II. Einzelheiten. | | |
| Sammelkanäle — Brunnen — Vorrichtungen zur Reinigung des Wassers — Die Reinwasserbehälter — Die Tarife | | 2043 |

Kanalisation.

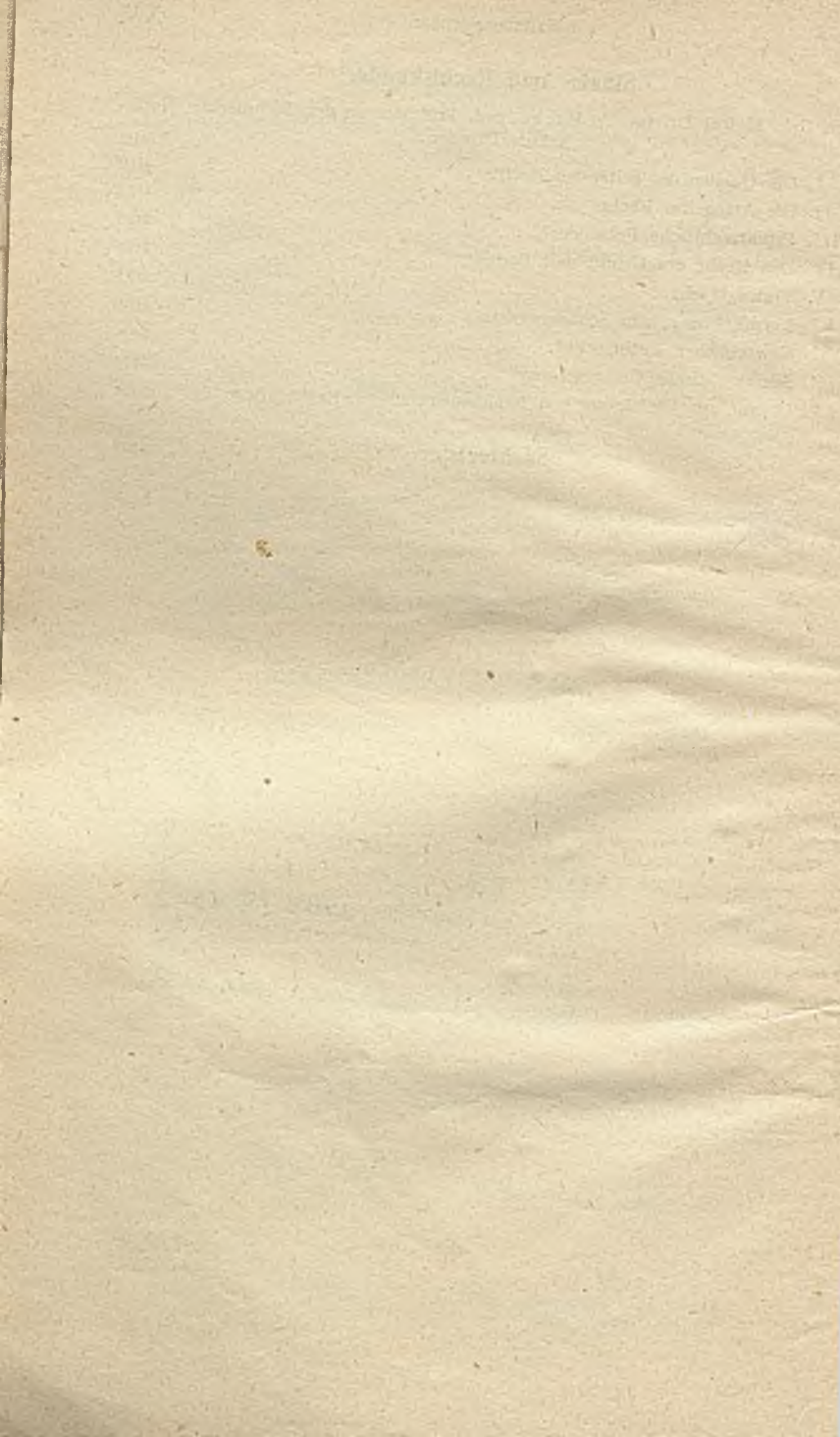
Von Geh. Baurat Th. Koehn, Beratender Ingenieur, Berlin.

- | | | |
|--|--|------|
| I. Vorarbeiten. | | |
| Allgemeines — Die Bestimmung der abzuführenden Wassermengen für die Querschnittsberechnung der Kanäle — Wahl des Systems — Allgemeine Anordnung der Kanäle und Regenauslässe und die Berechnung ihrer Querschnitte | | 2096 |
| II. Einzelheiten der Entwässerungsanlage. | | |
| Die Kanäle und Regenauslässe — Revisionsschächte — Straßen- und Hofcinläufe — Hausentwässerungen — Anlagen zum Heben des Kanalwassers — Die Druckrohrleitungen | | 2118 |
| III. Die Systeme Liernur, Berlier und Shone | | 2138 |
| IV. Die Reinigung der Abwässer. | | |
| Die Eigenschaften der Abwässer — Ausscheidung der Sperr- und Sinkstoffe — Klärung — Natürliche biologische Reinigung — Künstliche biologische Reinigung | | 2140 |

Staats- und Rechtskunde.

Von Geh. Hofrat Dr. jur. A. Esche, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden.

	Seite
I. Die Quellen des geltenden Rechts	2176
II. Die Arten des Rechts	2177
III. Privatrechtliche Personen	2178
IV. Das Recht des Grund und Bodens	2181
V. Vertragsrecht	2184
VI. Verpflichtung zum Schadenersatz	2191
VII. Gewerblicher Rechtsschutz	2194
VIII. Sozialpolitische Gesetzgebung	2197
IX. Organe zur Verfolgung von Rechtsansprüchen. Rechtspflege . . .	2204
Sachregister	2208



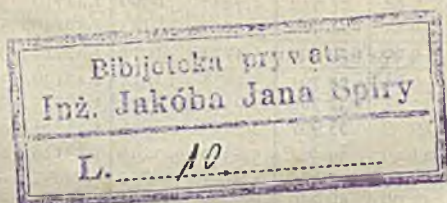
Mathematik.

Bearbeitet von

Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler,
o. Professor a. d. Bergakademie in Freiberg i. Sa.

I. Tafeln.

Erläuterungen s. S. 36, 37 und 43 ff.



2 A. a) Tafeln der Potenzen, Wurzeln, Briggs'schen Logarithmen, Kreisumfänge und -inhalte.

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\log n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$	n
1	1	1	1,0000	1,0000	0,00000	1000,000	3,142	0,7854	1
2	4	8	1,4142	1,2599	0,30103	500,000	6,283	3,1416	2
3	9	27	1,7321	1,4422	0,47712	333,333	9,425	7,0686	3
4	16	64	2,0000	1,5874	0,60206	250,000	12,566	12,5664	4
5	25	125	2,2361	1,7100	0,69897	200,000	15,708	19,6350	5
6	36	216	2,4495	1,8171	0,77815	166,667	18,850	28,2743	6
7	49	343	2,6458	1,9129	0,84510	142,857	21,991	38,4845	7
8	64	512	2,8284	2,0000	0,90309	125,000	25,133	50,2655	8
9	81	729	3,0000	2,0801	0,95424	111,111	28,274	63,6173	9
10	100	1000	3,1623	2,1544	1,00000	100,000	31,416	78,5398	10
11	121	1331	3,3166	2,2240	1,04139	90,9091	34,558	95,0332	11
12	144	1728	3,4641	2,2894	1,07918	83,3333	37,699	113,097	12
13	169	2197	3,6056	2,3513	1,11394	76,9231	40,841	132,732	13
14	196	2744	3,7417	2,4101	1,14613	71,4286	43,982	153,938	14
15	225	3375	3,8730	2,4662	1,17609	66,6667	47,124	176,715	15
16	256	4096	4,0000	2,5198	1,20412	62,5000	50,265	201,062	16
17	289	4913	4,1231	2,5713	1,23045	58,8235	53,407	226,980	17
18	324	5832	4,2426	2,6207	1,25527	55,5556	56,549	254,469	18
19	361	6859	4,3589	2,6684	1,27875	52,6316	59,690	283,529	19
20	400	8000	4,4721	2,7144	1,30103	50,0000	62,832	314,159	20
21	441	9261	4,5826	2,7589	1,32222	47,6190	65,973	346,361	21
22	484	10648	4,6904	2,8020	1,34242	45,4545	69,115	380,133	22
23	529	12167	4,7958	2,8439	1,36173	43,4783	72,257	415,476	23
24	576	13824	4,8990	2,8845	1,38021	41,6667	75,398	452,389	24
25	625	15625	5,0000	2,9240	1,39794	40,0000	78,540	490,874	25
26	676	17576	5,0990	2,9625	1,41497	38,4615	81,681	530,929	26
27	729	19683	5,1962	3,0000	1,43136	37,0370	84,823	572,555	27
28	784	21952	5,2915	3,0366	1,44716	35,7143	87,965	615,752	28
29	841	24389	5,3852	3,0723	1,46240	34,4828	91,106	660,520	29
30	900	27000	5,4772	3,1072	1,47712	33,3333	94,248	706,858	30
31	961	29791	5,5678	3,1414	1,49136	32,2581	97,389	754,768	31
32	1024	32768	5,6569	3,1748	1,50515	31,2500	100,531	804,248	32
33	1089	35937	5,7446	3,2075	1,51851	30,3030	103,673	855,299	33
34	1156	39304	5,8310	3,2396	1,53148	29,4118	106,814	907,920	34
35	1225	42875	5,9161	3,2711	1,54407	28,5714	109,956	962,113	35
36	1296	46656	6,0000	3,3019	1,55630	27,7778	113,097	1017,88	36
37	1369	50653	6,0828	3,3322	1,56820	27,0270	116,239	1075,21	37
38	1444	54872	6,1644	3,3620	1,57978	26,3158	119,381	1134,11	38
39	1521	59319	6,2450	3,3912	1,59106	25,6410	122,522	1194,59	39
40	1600	64000	6,3246	3,4200	1,60206	25,0000	125,66	1256,64	40
41	1681	68921	6,4031	3,4482	1,61278	24,3902	128,81	1320,25	41
42	1764	74088	6,4807	3,4760	1,62325	23,8095	131,95	1385,44	42
43	1849	79507	6,5574	3,5034	1,63347	23,2558	135,09	1452,20	43
44	1936	85184	6,6332	3,5303	1,64345	22,7273	138,23	1520,53	44
45	2025	91125	6,7082	3,5569	1,65321	22,2222	141,37	1590,43	45
46	2116	97336	6,7823	3,5830	1,66276	21,7391	144,51	1661,90	46
47	2209	103823	6,8557	3,6088	1,67210	21,2766	147,65	1734,94	47
48	2304	110592	6,9282	3,6342	1,68124	20,8333	150,80	1809,56	48
49	2401	117649	7,0000	3,6593	1,69020	20,4082	153,94	1885,74	49
50	2500	125000	7,0711	3,6840	1,69897	20,0000	157,08	1963,50	50

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\log n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$	n
50	25 00	125 000	7,0711	3,6840	1,69897	20,0000	157,08	1963,50	50
51	26 01	132 651	7,1414	3,7084	1,70757	19,6078	160,22	2042,82	51
52	27 04	140 608	7,2111	3,7325	1,71600	19,2308	163,36	2123,72	52
53	28 09	148 877	7,2801	3,7563	1,72428	18,8679	166,50	2206,18	53
54	29 16	157 464	7,3485	3,7798	1,73239	18,5185	169,65	2290,22	54
55	30 25	166 375	7,4162	3,8030	1,74036	18,1818	172,79	2375,83	55
56	31 36	175 616	7,4833	3,8259	1,74819	17,8571	175,93	2463,01	56
57	32 49	185 193	7,5498	3,8485	1,75587	17,5439	179,07	2551,76	57
58	33 64	195 112	7,6158	3,8709	1,76343	17,2414	182,21	2642,08	58
59	34 81	205 379	7,6811	3,8930	1,77085	16,9492	185,35	2733,97	59
60	36 00	216 000	7,7460	3,9149	1,77815	16,6667	188,50	2827,43	60
61	37 21	226 981	7,8102	3,9365	1,78533	16,3934	191,64	2922,47	61
62	38 44	238 328	7,8740	3,9579	1,79239	16,1290	194,78	3019,07	62
63	39 69	250 047	7,9373	3,9791	1,79934	15,8730	197,92	3117,25	63
64	40 96	262 144	8,0000	4,0000	1,80618	15,6250	201,06	3216,99	64
65	42 25	274 625	8,0623	4,0207	1,81291	15,3846	204,20	3318,31	65
66	43 56	287 496	8,1240	4,0412	1,81954	15,1515	207,35	3421,19	66
67	44 89	300 763	8,1854	4,0615	1,82607	14,9254	210,49	3525,65	67
68	46 24	314 432	8,2462	4,0817	1,83251	14,7059	213,63	3631,68	68
69	47 61	328 509	8,3066	4,1016	1,83885	14,4928	216,77	3739,28	69
70	49 00	343 000	8,3666	4,1213	1,84510	14,2857	219,91	3848,45	70
71	50 41	357 911	8,4261	4,1408	1,85126	14,0845	223,05	3959,19	71
72	51 84	373 248	8,4853	4,1602	1,85733	13,8889	226,19	4071,50	72
73	53 29	389 017	8,5440	4,1793	1,86332	13,6986	229,34	4185,39	73
74	54 76	405 224	8,6023	4,1983	1,86923	13,5135	232,48	4300,84	74
75	56 25	421 875	8,6603	4,2172	1,87506	13,3333	235,62	4417,86	75
76	57 76	438 976	8,7178	4,2358	1,88081	13,1579	238,76	4536,46	76
77	59 29	456 533	8,7750	4,2543	1,88649	12,9870	241,90	4656,63	77
78	60 84	474 552	8,8318	4,2727	1,89209	12,8205	245,04	4778,36	78
79	62 41	493 039	8,8882	4,2908	1,89763	12,6582	248,19	4901,67	79
80	64 00	512 000	8,9443	4,3089	1,90309	12,5000	251,33	5026,55	80
81	65 61	531 441	9,0000	4,3267	1,90849	12,3457	254,47	5153,00	81
82	67 24	551 368	9,0554	4,3445	1,91381	12,1951	257,61	5281,02	82
83	68 89	571 787	9,1104	4,3621	1,91908	12,0482	260,75	5410,61	83
84	70 56	592 704	9,1652	4,3795	1,92428	11,9048	263,89	5541,77	84
85	72 25	614 125	9,2195	4,3968	1,92942	11,7647	267,04	5674,50	85
86	73 96	636 056	9,2736	4,4140	1,93450	11,6279	270,18	5808,80	86
87	75 69	658 503	9,3274	4,4310	1,93952	11,4943	273,32	5944,68	87
88	77 44	681 472	9,3808	4,4480	1,94448	11,3636	276,46	6082,12	88
89	79 21	704 969	9,4340	4,4647	1,94939	11,2360	279,60	6221,14	89
90	81 00	729 000	9,4868	4,4814	1,95424	11,1111	282,74	6361,73	90
91	82 81	753 571	9,5394	4,4979	1,95904	10,9890	285,88	6503,88	91
92	84 64	778 688	9,5917	4,5144	1,96379	10,8696	289,03	6647,61	92
93	86 49	804 357	9,6437	4,5307	1,96848	10,7527	292,17	6792,91	93
94	88 36	830 584	9,6954	4,5468	1,97313	10,6383	295,31	6939,78	94
95	90 25	857 375	9,7468	4,5629	1,97772	10,5263	298,45	7088,22	95
96	92 16	884 736	9,7980	4,5789	1,98227	10,4167	301,59	7238,23	96
97	94 09	912 673	9,8489	4,5947	1,98677	10,3093	304,73	7389,81	97
98	96 04	941 192	9,8995	4,6104	1,99123	10,2041	307,88	7542,96	98
99	98 01	970 299	9,9499	4,6261	1,99564	10,1010	311,02	7697,69	99
100	1 00 00	1 000 000	10,0000	4,6416	2,00000	10,0000	314,16	7853,98	100

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\log n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$	n
100	10000	1000000	10,0000	4,6416	2,00000	10,0000	314,16	7853,98	100
101	10201	1030301	10,0499	4,6570	2,00432	9,90099	317,30	8011,85	101
102	10404	1061208	10,0995	4,6723	2,00860	9,80392	320,44	8171,28	102
103	10609	1092727	10,1489	4,6875	2,01284	9,70874	323,58	8332,29	103
104	10816	1124864	10,1980	4,7027	2,01703	9,61538	326,73	8494,87	104
105	11025	1157625	10,2470	4,7177	2,02119	9,52381	329,87	8659,01	105
106	11236	1191016	10,2956	4,7326	2,02531	9,43396	333,01	8824,73	106
107	11449	1225043	10,3441	4,7475	2,02938	9,34579	336,15	8992,02	107
108	11664	1259712	10,3923	4,7622	2,03342	9,25926	339,29	9160,88	108
109	11881	1295029	10,4403	4,7769	2,03743	9,17431	342,43	9331,32	109
110	12100	1331000	10,4881	4,7914	2,04139	9,09091	345,58	9503,32	110
111	12321	1367631	10,5357	4,8059	2,04532	9,00901	348,72	9676,89	111
112	12544	1404928	10,5830	4,8203	2,04922	8,92857	351,86	9852,03	112
113	12769	1442897	10,6301	4,8346	2,05308	8,84956	355,00	10028,7	113
114	12996	1481544	10,6771	4,8488	2,05690	8,77193	358,14	10207,0	114
115	13225	1520875	10,7238	4,8629	2,06070	8,69565	361,28	10386,9	115
116	13456	1560896	10,7703	4,8770	2,06446	8,62069	364,42	10568,3	116
117	13689	1601613	10,8167	4,8910	2,06819	8,54701	367,57	10751,3	117
118	13924	1643032	10,8628	4,9049	2,07188	8,47458	370,71	10935,9	118
119	14161	1685159	10,9087	4,9187	2,07555	8,40336	373,85	11122,0	119
120	14400	1728000	10,9545	4,9324	2,07918	8,33333	376,99	11309,7	120
121	14641	1771561	11,0000	4,9461	2,08279	8,26446	380,13	11499,0	121
122	14884	1815848	11,0454	4,9597	2,08636	8,19672	383,27	11689,9	122
123	15129	1860867	11,0905	4,9732	2,08991	8,13008	386,42	11882,3	123
124	15376	1906624	11,1355	4,9866	2,09342	8,06452	389,56	12076,3	124
125	15625	1953125	11,1803	5,0000	2,09691	8,00000	392,70	12271,8	125
126	15876	2000376	11,2250	5,0133	2,10037	7,93651	395,84	12469,0	126
127	16129	2048383	11,2694	5,0265	2,10380	7,87402	398,98	12667,7	127
128	16384	2097152	11,3137	5,0397	2,10721	7,81250	402,12	12868,0	128
129	16641	2146689	11,3578	5,0528	2,11059	7,75194	405,27	13069,8	129
130	16900	2197000	11,4018	5,0658	2,11394	7,69231	408,41	13273,2	130
131	17161	2248091	11,4455	5,0788	2,11727	7,63359	411,55	13478,2	131
132	17424	2299968	11,4891	5,0916	2,12057	7,57576	414,69	13684,8	132
133	17689	2352637	11,5326	5,1045	2,12385	7,51880	417,83	13892,9	133
134	17956	2406104	11,5758	5,1172	2,12710	7,46269	420,97	14102,6	134
135	18225	2460375	11,6190	5,1299	2,13033	7,40741	424,12	14313,9	135
136	18496	2515456	11,6619	5,1426	2,13354	7,35294	427,26	14526,7	136
137	18769	2571353	11,7047	5,1551	2,13672	7,29927	430,40	14741,1	137
138	19044	2628072	11,7473	5,1676	2,13988	7,24638	433,54	14957,1	138
139	19321	2685619	11,7898	5,1801	2,14301	7,19424	436,68	15174,7	139
140	19600	2744000	11,8322	5,1925	2,14613	7,14286	439,82	15393,8	140
141	19881	2803221	11,8743	5,2048	2,14922	7,09220	442,96	15614,5	141
142	20164	2863288	11,9164	5,2171	2,15229	7,04225	446,11	15836,8	142
143	20449	2924207	11,9583	5,2293	2,15534	6,99301	449,25	16060,6	143
144	20736	2985984	12,0000	5,2415	2,15836	6,94444	452,39	16286,0	144
145	21025	3048625	12,0416	5,2536	2,16137	6,89655	455,53	16513,0	145
146	21316	3112136	12,0830	5,2656	2,16435	6,84932	458,67	16741,5	146
147	21609	3176523	12,1244	5,2776	2,16732	6,80272	461,81	16971,7	147
148	21904	3241792	12,1655	5,2896	2,17026	6,75676	464,96	17203,4	148
149	22201	3307949	12,2066	5,3015	2,17319	6,71141	468,10	17436,6	149
150	22500	3375000	12,2474	5,3133	2,17609	6,66667	471,24	17671,5	150

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\log n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$	n
150	22500	3375000	12,2474	5,3133	2,17609	6,66667	471,24	17671,5	150
151	22801	3442951	12,2882	5,3251	2,17898	6,62252	474,38	17907,9	151
152	23104	3511808	12,3288	5,3368	2,18184	6,57895	477,52	18145,8	152
153	23409	3581577	12,3693	5,3485	2,18469	6,53595	480,66	18385,4	153
154	23716	3652264	12,4097	5,3601	2,18752	6,49351	483,81	18626,5	154
155	24025	3723875	12,4499	5,3717	2,19033	6,45161	486,95	18869,2	155
156	24336	3796416	12,4900	5,3832	2,19312	6,41026	490,09	19113,4	156
157	24649	3869893	12,5300	5,3947	2,19590	6,36943	493,23	19359,3	157
158	24964	3944312	12,5698	5,4061	2,19866	6,32911	496,37	19606,7	158
159	25281	4019679	12,6095	5,4175	2,20140	6,28931	499,51	19855,7	159
160	25600	4096000	12,6491	5,4288	2,20412	6,25000	502,65	20106,2	160
161	25921	4173281	12,6886	5,4401	2,20683	6,21118	505,80	20358,3	161
162	26244	4251528	12,7279	5,4514	2,20952	6,17284	508,94	20612,0	162
163	26569	4330747	12,7671	5,4626	2,21219	6,13497	512,08	20867,2	163
164	26896	4410944	12,8062	5,4737	2,21484	6,09756	515,22	21124,1	164
165	27225	4492125	12,8452	5,4848	2,21748	6,06061	518,36	21382,5	165
166	27556	4574296	12,8841	5,4959	2,22011	6,02410	521,50	21642,4	166
167	27889	4657463	12,9228	5,5069	2,22272	5,98802	524,65	21904,0	167
168	28224	4741632	12,9615	5,5178	2,22531	5,95238	527,79	22167,1	168
169	28561	4826809	13,0000	5,5288	2,22789	5,91716	530,93	22431,8	169
170	28900	4913000	13,0384	5,5397	2,23045	5,88235	534,07	22698,0	170
171	29241	5000211	13,0767	5,5505	2,23300	5,84795	537,21	22965,8	171
172	29584	5088448	13,1149	5,5613	2,23553	5,81395	540,35	23235,2	172
173	29929	5177717	13,1529	5,5721	2,23805	5,78035	543,50	23506,2	173
174	30276	5268024	13,1909	5,5828	2,24055	5,74713	546,64	23778,7	174
175	30625	5359375	13,2288	5,5934	2,24304	5,71429	549,78	24052,8	175
176	30976	5451776	13,2665	5,6041	2,24551	5,68182	552,92	24328,5	176
177	31329	5545233	13,3041	5,6147	2,24797	5,64972	556,06	24605,7	177
178	31684	5639752	13,3417	5,6252	2,25042	5,61798	559,20	24884,6	178
179	32041	5735339	13,3791	5,6357	2,25285	5,58659	562,35	25164,9	179
180	32400	5832000	13,4164	5,6462	2,25527	5,55556	565,49	25446,9	180
181	32761	5929741	13,4536	5,6567	2,25768	5,52486	568,63	25730,4	181
182	33124	6028568	13,4907	5,6671	2,26007	5,49451	571,77	26015,5	182
183	33489	6128487	13,5277	5,6774	2,26245	5,46448	574,91	26302,2	183
184	33856	6229504	13,5647	5,6877	2,26482	5,43478	578,05	26590,4	184
185	34225	6331625	13,6015	5,6980	2,26717	5,40541	581,19	26880,3	185
186	34596	6434856	13,6382	5,7083	2,26951	5,37634	584,34	27171,6	186
187	34969	6539203	13,6748	5,7185	2,27184	5,34759	587,48	27464,6	187
188	35344	6644672	13,7113	5,7287	2,27416	5,31915	590,62	27759,1	188
189	35721	6751269	13,7477	5,7388	2,27646	5,29101	593,76	28055,2	189
190	36100	6859000	13,7840	5,7489	2,27875	5,26316	596,90	28352,9	190
191	36481	6967871	13,8203	5,7590	2,28103	5,23560	600,04	28652,1	191
192	36864	7077888	13,8564	5,7690	2,28330	5,20833	603,19	28952,9	192
193	37249	7189057	13,8924	5,7790	2,28556	5,18135	606,33	29255,3	193
194	37636	7301384	13,9284	5,7890	2,28780	5,15464	609,47	29559,2	194
195	38025	7414875	13,9642	5,7989	2,29003	5,12821	612,61	29864,8	195
196	38416	7529536	14,0000	5,8088	2,29226	5,10204	615,75	30171,9	196
197	38809	7645373	14,0357	5,8186	2,29447	5,07614	618,89	30480,5	197
198	39204	7762392	14,0712	5,8285	2,29667	5,05051	622,04	30790,7	198
199	39601	7880599	14,1067	5,8383	2,29885	5,02513	625,18	31102,6	199
200	40000	8000000	14,1421	5,8480	2,30103	5,00000	628,32	31415,9	200

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\log n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$	n
200	40000	8000000	14,1421	5,8480	2,30103	5,00000	628,32	31415,9	200
201	40401	8120601	14,1774	5,8578	2,30320	4,97512	631,46	31730,9	201
202	40804	8242408	14,2127	5,8675	2,30535	4,95050	634,60	32047,4	202
203	41209	8365427	14,2478	5,8771	2,30750	4,92611	637,74	32365,5	203
204	41616	8489664	14,2829	5,8868	2,30963	4,90196	640,88	32685,1	204
205	42025	8615125	14,3178	5,8964	2,31175	4,87805	644,03	33006,4	205
206	42436	8741816	14,3527	5,9059	2,31387	4,85437	647,17	33329,2	206
207	42849	8869743	14,3875	5,9155	2,31597	4,83092	650,31	33653,5	207
208	43264	8998912	14,4222	5,9250	2,31806	4,80769	653,45	33979,5	208
209	43681	9129329	14,4568	5,9345	2,32015	4,78469	656,59	34307,0	209
210	44100	9261000	14,4914	5,9439	2,32222	4,76190	659,73	34636,1	210
211	44521	9393931	14,5258	5,9533	2,32428	4,73934	662,88	34966,7	211
212	44944	9528128	14,5602	5,9627	2,32634	4,71698	666,02	35298,9	212
213	45369	9663597	14,5945	5,9721	2,32838	4,69484	669,16	35632,7	213
214	45796	9800344	14,6287	5,9814	2,33041	4,67290	672,30	35968,1	214
215	46225	9938375	14,6629	5,9907	2,33244	4,65116	675,44	36305,0	215
216	46656	10077696	14,6969	6,0000	2,33445	4,62963	678,58	36643,5	216
217	47089	10218313	14,7309	6,0092	2,33646	4,60829	681,73	36983,6	217
218	47524	10360232	14,7648	6,0185	2,33846	4,58716	684,87	37325,3	218
219	47961	10503459	14,7986	6,0277	2,34044	4,56621	688,01	37668,5	219
220	48400	10648000	14,8324	6,0368	2,34242	4,54545	691,15	38013,3	220
221	48841	10793861	14,8661	6,0459	2,34439	4,52489	694,29	38359,6	221
222	49284	10941048	14,8997	6,0550	2,34635	4,50450	697,43	38707,6	222
223	49729	11089567	14,9332	6,0641	2,34830	4,48430	700,58	39057,1	223
224	50176	11239424	14,9666	6,0732	2,35025	4,46429	703,72	39408,1	224
225	50625	11390625	15,0000	6,0822	2,35218	4,44444	706,86	39760,8	225
226	51076	11543176	15,0333	6,0912	2,35411	4,42478	710,00	40115,0	226
227	51529	11697083	15,0665	6,1002	2,35603	4,40529	713,14	40470,8	227
228	51984	11852352	15,0997	6,1091	2,35793	4,38596	716,28	40828,1	228
229	52441	12008989	15,1327	6,1180	2,35984	4,36681	719,42	41187,1	229
230	52900	12167000	15,1658	6,1269	2,36173	4,34783	722,57	41547,6	230
231	53361	12326391	15,1987	6,1358	2,36361	4,32900	725,71	41909,6	231
232	53824	12487168	15,2315	6,1446	2,36549	4,31034	728,85	42273,3	232
233	54289	12649337	15,2643	6,1534	2,36736	4,29185	731,99	42638,5	233
234	54756	12812904	15,2971	6,1622	2,36922	4,27350	735,13	43005,3	234
235	55225	12977875	15,3297	6,1710	2,37107	4,25532	738,27	43373,6	235
236	55696	13144256	15,3623	6,1797	2,37291	4,23729	741,42	43743,5	236
237	56169	13312053	15,3948	6,1885	2,37475	4,21941	744,56	44115,0	237
238	56644	13481272	15,4272	6,1972	2,37658	4,20168	747,70	44488,1	238
239	57121	13651919	15,4596	6,2058	2,37840	4,18410	750,84	44862,7	239
240	57600	13824000	15,4919	6,2145	2,38021	4,16667	753,98	45238,9	240
241	58081	13997521	15,5242	6,2231	2,38202	4,14938	757,12	45616,7	241
242	58564	14172488	15,5563	6,2317	2,38382	4,13223	760,27	45996,1	242
243	59049	14348907	15,5885	6,2403	2,38561	4,11523	763,41	46377,0	243
244	59536	14526784	15,6205	6,2488	2,38739	4,09836	766,55	46759,5	244
245	60025	14706125	15,6525	6,2573	2,38917	4,08163	769,69	47143,5	245
246	60516	14886936	15,6844	6,2658	2,39094	4,06504	772,83	47529,2	246
247	61009	15069223	15,7162	6,2743	2,39270	4,04858	775,97	47916,4	247
248	61504	15252992	15,7480	6,2828	2,39445	4,03226	779,11	48305,1	248
249	62001	15438249	15,7797	6,2912	2,39620	4,01606	782,26	48695,5	249
250	62500	15625000	15,8114	6,2996	2,39794	4,00000	785,40	49087,4	250

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\log n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$	n
250	62500	15625000	15,8114	6,2996	2,39794	4,00000	785,40	49087,4	250
251	63001	15813251	15,8430	6,3080	2,39967	3,98406	788,54	49480,9	251
252	63504	16003008	15,8745	6,3164	2,40140	3,96825	791,68	49875,9	252
253	64009	16194277	15,9060	6,3247	2,40312	3,95257	794,82	50272,6	253
254	64516	16387064	15,9374	6,3330	2,40483	3,93701	797,96	50670,7	254
255	65025	16581375	15,9687	6,3413	2,40654	3,92157	801,11	51070,5	255
256	65536	16777216	16,0000	6,3496	2,40824	3,90625	804,25	51471,9	256
257	66049	16974593	16,0312	6,3579	2,40993	3,89105	807,39	51874,8	257
258	66564	17173512	16,0624	6,3661	2,41162	3,87597	810,53	52279,2	258
259	67081	17373979	16,0935	6,3743	2,41330	3,86100	813,67	52685,3	259
260	67600	17576000	16,1245	6,3825	2,41497	3,84615	816,81	53092,9	260
261	68121	17779581	16,1555	6,3907	2,41664	3,83142	819,96	53502,1	261
262	68644	17984728	16,1864	6,3988	2,41830	3,81679	823,10	53912,9	262
263	69169	18191447	16,2173	6,4070	2,41996	3,80228	826,24	54325,2	263
264	69696	18399744	16,2481	6,4151	2,42160	3,78788	829,38	54739,1	264
265	70225	18609625	16,2788	6,4232	2,42325	3,77358	832,52	55154,6	265
266	70756	18821096	16,3095	6,4312	2,42488	3,75940	835,66	55571,6	266
267	71289	19034163	16,3401	6,4393	2,42651	3,74532	838,81	55990,2	267
268	71824	19248832	16,3707	6,4473	2,42813	3,73134	841,95	56410,4	268
269	72361	19465109	16,4012	6,4553	2,42975	3,71747	845,09	56832,2	269
270	72900	19683000	16,4317	6,4633	2,43136	3,70370	848,23	57255,5	270
271	73441	19902511	16,4621	6,4713	2,43297	3,69004	851,37	57680,4	271
272	73984	20123648	16,4924	6,4792	2,43457	3,67647	854,51	58106,9	272
273	74529	20346417	16,5227	6,4872	2,43616	3,66300	857,65	58534,9	273
274	75076	20570824	16,5529	6,4951	2,43775	3,64964	860,80	58964,6	274
275	75625	20796875	16,5831	6,5030	2,43933	3,63636	863,94	59395,7	275
276	76176	21024576	16,6132	6,5108	2,44091	3,62319	867,08	59828,5	276
277	76729	21253933	16,6433	6,5187	2,44248	3,61011	870,22	60262,8	277
278	77284	21484952	16,6733	6,5265	2,44404	3,59712	873,36	60698,7	278
279	77841	21717639	16,7033	6,5343	2,44560	3,58423	876,50	61136,2	279
280	78400	21952000	16,7332	6,5421	2,44716	3,57143	879,65	61575,2	280
281	78961	22188041	16,7631	6,5499	2,44871	3,55872	882,79	62015,8	281
282	79524	22425768	16,7929	6,5577	2,45025	3,54610	885,93	62458,0	282
283	80089	22665187	16,8226	6,5654	2,45179	3,53357	889,07	62901,8	283
284	80656	22906304	16,8523	6,5731	2,45332	3,52113	892,21	63347,1	284
285	81225	23149125	16,8819	6,5808	2,45484	3,50877	895,35	63794,0	285
286	81796	23393656	16,9115	6,5885	2,45637	3,49650	898,50	64242,4	286
287	82369	23639903	16,9411	6,5962	2,45788	3,48432	901,64	64692,5	287
288	82944	23887872	16,9706	6,6039	2,45939	3,47222	904,78	65144,1	288
289	83521	24137569	17,0000	6,6115	2,46090	3,46021	907,92	65597,2	289
290	84100	24389000	17,0294	6,6191	2,46240	3,44828	911,06	66052,0	290
291	84681	24642171	17,0587	6,6267	2,46389	3,43643	914,20	66508,3	291
292	85264	24897088	17,0880	6,6343	2,46538	3,42466	917,35	66966,2	292
293	85849	25153757	17,1172	6,6419	2,46687	3,41297	920,49	67425,6	293
294	86436	25412184	17,1464	6,6494	2,46835	3,40136	923,63	67886,7	294
295	87025	25672375	17,1756	6,6569	2,46982	3,38983	926,77	68349,3	295
296	87616	25934336	17,2047	6,6644	2,47129	3,37838	929,91	68813,4	296
297	88209	26198073	17,2337	6,6719	2,47276	3,36700	933,05	69279,2	297
298	88804	26463592	17,2627	6,6794	2,47422	3,35570	936,19	69746,5	298
299	89401	26730899	17,2916	6,6869	2,47567	3,34448	939,34	70215,4	299
300	90000	27000000	17,3205	6,6943	2,47712	3,33333	942,48	70685,8	300

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\log n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^3}{4}$	n
300	90000	27000000	17,3205	6,6943	2,47712	3,33333	942,48	70685,8	300
301	90601	27270901	17,3494	6,7018	2,47857	3,32226	945,62	71157,9	301
302	91204	27543608	17,3781	6,7092	2,48001	3,31126	948,76	71631,5	302
303	91809	27818127	17,4069	6,7166	2,48144	3,30033	951,90	72106,6	303
304	92416	28094464	17,4356	6,7240	2,48287	3,28947	955,04	72583,4	304
305	93025	28372625	17,4642	6,7313	2,48430	3,27869	958,19	73061,7	305
306	93636	28652616	17,4929	6,7387	2,48572	3,26797	961,33	73541,5	306
307	94249	28934443	17,5214	6,7460	2,48714	3,25733	964,47	74023,0	307
308	94864	29218112	17,5499	6,7533	2,48855	3,24675	967,61	74506,0	308
309	95481	29503629	17,5784	6,7606	2,48996	3,23625	970,75	74990,6	309
310	96100	29791000	17,6068	6,7679	2,49136	3,22581	973,89	75476,8	310
311	96721	30080231	17,6352	6,7752	2,49276	3,21543	977,04	75964,5	311
312	97344	30371328	17,6635	6,7824	2,49415	3,20513	980,18	76453,8	312
313	97969	30664297	17,6918	6,7897	2,49554	3,19489	983,32	76944,7	313
314	98596	30959144	17,7200	6,7969	2,49693	3,18471	986,46	77437,1	314
315	99225	31255875	17,7482	6,8041	2,49831	3,17460	989,60	77931,1	315
316	99856	31554496	17,7764	6,8113	2,49969	3,16456	992,74	78426,7	316
317	100489	31855013	17,8045	6,8185	2,50106	3,15457	995,88	78923,9	317
318	101124	32157432	17,8326	6,8256	2,50243	3,14465	999,03	79422,6	318
319	101761	32461759	17,8606	6,8328	2,50379	3,13480	1002,2	79922,9	319
320	102400	32768000	17,8885	6,8399	2,50515	3,12500	1005,3	80424,8	320
321	103041	33076161	17,9165	6,8470	2,50651	3,11526	1008,5	80928,2	321
322	103684	33386248	17,9444	6,8541	2,50786	3,10559	1011,6	81433,2	322
323	104329	33698267	17,9722	6,8612	2,50920	3,09598	1014,7	81939,8	323
324	104976	34012224	18,0000	6,8683	2,51055	3,08642	1017,9	82448,0	324
325	105625	34328125	18,0278	6,8753	2,51188	3,07692	1021,0	82957,7	325
326	106276	34645976	18,0555	6,8824	2,51322	3,06748	1024,2	83469,0	326
327	106929	34965783	18,0831	6,8894	2,51455	3,05810	1027,3	83981,8	327
328	107584	35287552	18,1108	6,8964	2,51587	3,04878	1030,4	84496,3	328
329	108241	35611289	18,1384	6,9034	2,51720	3,03951	1033,6	85012,3	329
330	108900	35937000	18,1659	6,9104	2,51851	3,03030	1036,7	85529,9	330
331	109561	36264691	18,1934	6,9174	2,51983	3,02115	1039,9	86049,0	331
332	110224	36594368	18,2209	6,9244	2,52114	3,01205	1043,0	86569,7	332
333	110889	36926037	18,2483	6,9313	2,52244	3,00300	1046,2	87092,0	333
334	111556	37259704	18,2757	6,9382	2,52375	2,99401	1049,3	87615,9	334
335	112225	37595375	18,3030	6,9451	2,52504	2,98507	1052,4	88141,3	335
336	112896	37933056	18,3303	6,9521	2,52634	2,97619	1055,6	88668,3	336
337	113569	38272753	18,3576	6,9589	2,52763	2,96736	1058,7	89196,9	337
338	114244	38614472	18,3848	6,9658	2,52892	2,95858	1061,9	89727,0	338
339	114921	38958219	18,4120	6,9727	2,53020	2,94985	1065,0	90258,7	339
340	115600	39304000	18,4391	6,9795	2,53148	2,94118	1068,1	90792,0	340
341	116281	39651821	18,4662	6,9864	2,53275	2,93255	1071,3	91326,9	341
342	116964	40001688	18,4932	6,9932	2,53403	2,92398	1074,4	91863,3	342
343	117649	40353607	18,5203	7,0000	2,53529	2,91545	1077,6	92401,3	343
344	118336	40707584	18,5472	7,0068	2,53656	2,90698	1080,7	92940,9	344
345	119025	41063625	18,5742	7,0136	2,53782	2,89855	1083,8	93482,0	345
346	119716	41421736	18,6011	7,0203	2,53908	2,89017	1087,0	94024,7	346
347	120409	41781923	18,6279	7,0271	2,54033	2,88184	1090,1	94569,0	347
348	121104	42144192	18,6548	7,0338	2,54158	2,87356	1093,3	95114,9	348
349	121801	42508549	18,6815	7,0406	2,54283	2,86533	1096,4	95662,3	349
350	122500	42875000	18,7083	7,0473	2,54407	2,85714	1099,6	96211,3	350

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\log n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$	n
350	122500	42875000	18,7083	7,0473	2,54407	2,85714	1099,6	96211,3	350
351	123201	43243551	18,7350	7,0540	2,54531	2,84900	1102,7	96761,8	351
352	123904	43614208	18,7617	7,0607	2,54654	2,84091	1105,8	97314,0	352
353	124609	43986977	18,7883	7,0674	2,54777	2,83286	1109,0	97867,7	353
354	125316	44361864	18,8149	7,0740	2,54900	2,82486	1112,1	98423,0	354
355	126025	44738875	18,8414	7,0807	2,55023	2,81690	1115,3	98979,8	355
356	126736	45118016	18,8680	7,0873	2,55145	2,80899	1118,4	99538,2	356
357	127449	45499293	18,8944	7,0940	2,55267	2,80112	1121,5	100098	357
358	128164	45882712	18,9209	7,1006	2,55388	2,79330	1124,7	100660	358
359	128881	46268279	18,9473	7,1072	2,55509	2,78552	1127,8	101223	359
360	129600	46656000	18,9737	7,1138	2,55630	2,77778	1131,0	101788	360
361	130321	47045881	19,0000	7,1204	2,55751	2,77008	1134,1	102354	361
362	131044	47437928	19,0263	7,1269	2,55871	2,76243	1137,3	102922	362
363	131769	47832147	19,0526	7,1335	2,55991	2,75482	1140,4	103491	363
364	132496	48228544	19,0788	7,1400	2,56110	2,74725	1143,5	104062	364
365	133225	48627125	19,1050	7,1466	2,56229	2,73973	1146,7	104635	365
366	133956	49027896	19,1311	7,1531	2,56348	2,73224	1149,8	105209	366
367	134689	49430863	19,1572	7,1596	2,56467	2,72480	1153,0	105785	367
368	135424	49836032	19,1833	7,1661	2,56585	2,71739	1156,1	106362	368
369	136161	50243409	19,2094	7,1726	2,56703	2,71003	1159,2	106941	369
370	136900	50653000	19,2354	7,1791	2,56820	2,70270	1162,4	107521	370
371	137641	51064811	19,2614	7,1855	2,56937	2,69542	1165,5	108103	371
372	138384	51478848	19,2873	7,1920	2,57054	2,68817	1168,7	108687	372
373	139129	51895117	19,3132	7,1984	2,57171	2,68097	1171,8	109272	373
374	139876	52313624	19,3391	7,2048	2,57287	2,67380	1175,0	109858	374
375	140625	52734375	19,3649	7,2112	2,57403	2,66667	1178,1	110447	375
376	141376	53157376	19,3907	7,2177	2,57519	2,65957	1181,2	111036	376
377	142129	53582633	19,4165	7,2240	2,57634	2,65252	1184,4	111628	377
378	142884	54010152	19,4422	7,2304	2,57749	2,64550	1187,5	112221	378
379	143641	54439939	19,4679	7,2368	2,57864	2,63852	1190,7	112815	379
380	144400	54872000	19,4936	7,2432	2,57978	2,63158	1193,8	113411	380
381	145161	55306341	19,5192	7,2495	2,58092	2,62467	1196,9	114009	381
382	145924	55742968	19,5448	7,2558	2,58206	2,61780	1200,1	114608	382
383	146689	56181887	19,5704	7,2622	2,58320	2,61097	1203,2	115209	383
384	147456	56623104	19,5959	7,2685	2,58433	2,60417	1206,4	115812	384
385	148225	57066625	19,6214	7,2748	2,58546	2,59740	1209,5	116416	385
386	148996	57512456	19,6469	7,2811	2,58659	2,59067	1212,7	117021	386
387	149769	57960603	19,6723	7,2874	2,58771	2,58398	1215,8	117628	387
388	150544	58411072	19,6977	7,2936	2,58883	2,57732	1218,9	118237	388
389	151321	58863869	19,7231	7,2999	2,58995	2,57069	1222,1	118847	389
390	152100	59319000	19,7484	7,3061	2,59106	2,56410	1225,2	119459	390
391	152881	59776471	19,7737	7,3124	2,59218	2,55754	1228,4	120072	391
392	153664	60236288	19,7990	7,3186	2,59329	2,55102	1231,5	120687	392
393	154449	60698457	19,8242	7,3248	2,59439	2,54453	1234,6	121304	393
394	155236	61162984	19,8494	7,3310	2,59550	2,53807	1237,8	121922	394
395	156025	61629875	19,8746	7,3372	2,59660	2,53165	1240,9	122542	395
396	156816	62099136	19,8997	7,3434	2,59770	2,52525	1244,1	123163	396
397	157609	62570773	19,9249	7,3496	2,59879	2,51889	1247,2	123786	397
398	158404	63044792	19,9499	7,3558	2,59988	2,51257	1250,4	124410	398
399	159201	63521199	19,9750	7,3619	2,60097	2,50627	1253,5	125036	399
400	160000	64000000	20,0000	7,3681	2,60206	2,50000	1256,6	125664	400

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\log n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^3}{4}$	n
400	160000	64000000	20,0000	7,3681	2,60206	2,50000	1256,6	125664	400
401	160801	64481201	20,0250	7,3742	2,60314	2,49377	1259,8	126293	401
402	161604	64964808	20,0499	7,3803	2,60423	2,48756	1262,9	126923	402
403	162409	65450827	20,0749	7,3864	2,60531	2,48139	1266,1	127556	403
404	163216	65939264	20,0998	7,3925	2,60638	2,47525	1269,2	128190	404
405	164025	66430125	20,1246	7,3986	2,60746	2,46914	1272,3	128825	405
406	164836	66923416	20,1494	7,4047	2,60853	2,46305	1275,5	129462	406
407	165649	67419143	20,1742	7,4108	2,60959	2,45700	1278,6	130100	407
408	166464	67917312	20,1990	7,4169	2,61066	2,45098	1281,8	130741	408
409	167281	68417929	20,2237	7,4229	2,61172	2,44499	1284,9	131382	409
410	168100	68921000	20,2485	7,4290	2,61278	2,43902	1288,1	132025	410
411	168921	69426531	20,2731	7,4350	2,61384	2,43309	1291,2	132670	411
412	169744	69934528	20,2978	7,4410	2,61490	2,42718	1294,3	133317	412
413	170569	70444997	20,3224	7,4470	2,61595	2,42131	1297,5	133965	413
414	171396	70957914	20,3470	7,4530	2,61700	2,41546	1300,6	134614	414
415	172225	71473375	20,3715	7,4590	2,61805	2,40964	1303,8	135265	415
416	173056	71991296	20,3961	7,4650	2,61909	2,40385	1306,9	135918	416
417	173889	72511713	20,4206	7,4710	2,62014	2,39808	1310,0	136572	417
418	174724	73034632	20,4450	7,4770	2,62118	2,39234	1313,2	137228	418
419	175561	73560059	20,4695	7,4829	2,62221	2,38663	1316,3	137885	419
420	176400	74088000	20,4939	7,4889	2,62325	2,38095	1319,5	138544	420
421	177241	74618461	20,5183	7,4948	2,62428	2,37530	1322,6	139205	421
422	178084	75151448	20,5426	7,5007	2,62531	2,36967	1325,8	139867	422
423	178929	75686967	20,5670	7,5067	2,62634	2,36407	1328,9	140531	423
424	179776	76225024	20,5913	7,5126	2,62737	2,35849	1332,0	141196	424
425	180625	76765625	20,6155	7,5185	2,62839	2,35294	1335,2	141863	425
426	181476	77308776	20,6398	7,5244	2,62941	2,34742	1338,3	142531	426
427	182329	77854483	20,6640	7,5302	2,63043	2,34192	1341,5	143201	427
428	183184	78402752	20,6882	7,5361	2,63144	2,33645	1344,6	143872	428
429	184041	78953589	20,7123	7,5420	2,63246	2,33100	1347,7	144545	429
430	184900	79507000	20,7364	7,5478	2,63347	2,32558	1350,9	145220	430
431	185761	80062991	20,7605	7,5537	2,63448	2,32019	1354,0	145896	431
432	186624	80621568	20,7846	7,5595	2,63548	2,31481	1357,2	146574	432
433	187489	81182737	20,8087	7,5654	2,63649	2,30947	1360,3	147254	433
434	188356	81746504	20,8327	7,5712	2,63749	2,30415	1363,5	147934	434
435	189225	82312875	20,8567	7,5770	2,63849	2,29885	1366,6	148617	435
436	190096	82881856	20,8806	7,5828	2,63949	2,29358	1369,7	149301	436
437	190969	83453453	20,9045	7,5886	2,64048	2,28833	1372,9	149987	437
438	191844	84027672	20,9284	7,5944	2,64147	2,28311	1376,0	150674	438
439	192721	84604519	20,9523	7,6001	2,64246	2,27790	1379,2	151363	439
440	193600	85184000	20,9762	7,6059	2,64345	2,27273	1382,3	152053	440
441	194481	85766121	21,0000	7,6117	2,64444	2,26757	1385,4	152745	441
442	195364	86350888	21,0238	7,6174	2,64542	2,26244	1388,6	153439	442
443	196249	86938307	21,0476	7,6232	2,64640	2,25734	1391,7	154134	443
444	197136	87528384	21,0713	7,6289	2,64738	2,25225	1394,9	154830	444
445	198025	88121125	21,0950	7,6346	2,64836	2,24719	1398,0	155528	445
446	198916	88716536	21,1187	7,6403	2,64933	2,24215	1401,2	156228	446
447	199809	89314623	21,1424	7,6460	2,65031	2,23714	1404,3	156930	447
448	200704	89915392	21,1660	7,6517	2,65128	2,23214	1407,4	157633	448
449	201601	90518849	21,1896	7,6574	2,65225	2,22717	1410,6	158337	449
450	202500	91125000	21,2132	7,6631	2,65321	2,22222	1413,7	159043	450

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\lg n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$	n
450	202500	91125000	21,2132	7,6631	2,65321	2,22222	1413,7	159043	450
451	203401	91733851	21,2368	7,6688	2,65418	2,21729	1416,9	159751	451
452	204304	92345408	21,2603	7,6744	2,65514	2,21239	1420,0	160460	452
453	205209	92959677	21,2838	7,6801	2,65610	2,20751	1423,1	161171	453
454	206116	93576664	21,3073	7,6857	2,65706	2,20264	1426,3	161883	454
455	207025	94196375	21,3307	7,6914	2,65801	2,19780	1429,4	162597	455
456	207936	94818816	21,3542	7,6970	2,65896	2,19298	1432,6	163313	456
457	208849	95443993	21,3776	7,7026	2,65992	2,18818	1435,7	164030	457
458	209764	96071912	21,4009	7,7082	2,66087	2,18341	1438,8	164748	458
459	210681	96702579	21,4243	7,7138	2,66181	2,17865	1442,0	165468	459
460	211600	97336000	21,4476	7,7194	2,66276	2,17391	1445,1	166190	460
461	212521	97972181	21,4709	7,7250	2,66370	2,16920	1448,3	166914	461
462	213444	98611128	21,4942	7,7306	2,66464	2,16450	1451,4	167639	462
463	214369	99252847	21,5174	7,7362	2,66558	2,15983	1454,6	168365	463
464	215296	99897344	21,5407	7,7418	2,66652	2,15517	1457,7	169093	464
465	216225	100544625	21,5639	7,7473	2,66745	2,15054	1460,8	169823	465
466	217156	101194696	21,5870	7,7529	2,66839	2,14592	1464,0	170554	466
467	218089	101847563	21,6102	7,7584	2,66932	2,14133	1467,1	171287	467
468	219024	102503232	21,6333	7,7639	2,67025	2,13675	1470,3	172021	468
469	219961	103161709	21,6564	7,7695	2,67117	2,13220	1473,4	172757	469
470	220900	103823000	21,6795	7,7750	2,67210	2,12766	1476,5	173494	470
471	221841	104487111	21,7025	7,7805	2,67302	2,12314	1479,7	174234	471
472	222784	105154048	21,7256	7,7860	2,67394	2,11864	1482,8	174974	472
473	223729	105823817	21,7486	7,7915	2,67486	2,11416	1486,0	175716	473
474	224676	106496424	21,7715	7,7970	2,67578	2,10970	1489,1	176460	474
475	225625	107171875	21,7945	7,8025	2,67669	2,10526	1492,3	177205	475
476	226576	107850176	21,8174	7,8079	2,67761	2,10084	1495,4	177952	476
477	227529	108531333	21,8403	7,8134	2,67852	2,09644	1498,5	178701	477
478	228484	109215352	21,8632	7,8188	2,67943	2,09205	1501,7	179451	478
479	229441	109902239	21,8861	7,8243	2,68034	2,08768	1504,8	180203	479
480	230400	110592000	21,9089	7,8297	2,68124	2,08333	1508,0	180956	480
481	231361	111284641	21,9317	7,8352	2,68215	2,07900	1511,1	181711	481
482	232324	111980168	21,9545	7,8406	2,68305	2,07469	1514,2	182467	482
483	233289	112678587	21,9773	7,8460	2,68395	2,07039	1517,4	183225	483
484	234256	113379904	22,0000	7,8514	2,68485	2,06612	1520,5	183984	484
485	235225	114084125	22,0227	7,8568	2,68574	2,06186	1523,7	184745	485
486	236196	114791256	22,0454	7,8622	2,68664	2,05761	1526,8	185508	486
487	237169	115501303	22,0681	7,8676	2,68753	2,05339	1530,0	186272	487
488	238144	116214272	22,0907	7,8730	2,68842	2,04918	1533,1	187038	488
489	239121	116930169	22,1133	7,8784	2,68931	2,04499	1536,2	187805	489
490	240100	117649000	22,1359	7,8837	2,69020	2,04082	1539,4	188574	490
491	241081	118370771	22,1585	7,8891	2,69108	2,03666	1542,5	189345	491
492	242064	119095488	22,1811	7,8944	2,69197	2,03252	1545,7	190117	492
493	243049	119823157	22,2036	7,8998	2,69285	2,02840	1548,8	190890	493
494	244036	120553784	22,2261	7,9051	2,69373	2,02429	1551,9	191665	494
495	245025	121287375	22,2486	7,9105	2,69461	2,02020	1555,1	192442	495
496	246016	122023936	22,2711	7,9158	2,69548	2,01613	1558,2	193221	496
497	247009	122763473	22,2935	7,9211	2,69636	2,01207	1561,4	194000	497
498	248004	123505992	22,3159	7,9264	2,69723	2,00803	1564,5	194782	498
499	249001	124251490	22,3383	7,9317	2,69810	2,00401	1567,7	195565	499
500	250000	125000000	22,3607	7,9370	2,69897	2,00000	1570,8	196350	500

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\log n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$	n
500	250000	125000000	22,3607	7,9370	2,69897	2,00000	1570,8	196350	500
501	251001	125751501	22,3830	7,9423	2,69984	1,99601	1573,9	197136	501
502	252004	126506008	22,4054	7,9476	2,70070	1,99203	1577,1	197923	502
503	253009	127263527	22,4277	7,9528	2,70157	1,98807	1580,2	198713	503
504	254016	128024064	22,4499	7,9581	2,70243	1,98413	1583,4	199504	504
505	255025	128787625	22,4722	7,9634	2,70329	1,98020	1586,5	200296	505
506	256036	129554216	22,4944	7,9686	2,70415	1,97628	1589,6	201090	506
507	257049	130323843	22,5167	7,9739	2,70501	1,97239	1592,8	201886	507
508	258064	131096512	22,5389	7,9791	2,70586	1,96850	1595,9	202683	508
509	259081	131872229	22,5610	7,9843	2,70672	1,96464	1599,1	203482	509
510	260100	132651000	22,5832	7,9896	2,70757	1,96078	1602,2	204282	510
511	261121	133432831	22,6053	7,9948	2,70842	1,95695	1605,4	205084	511
512	262144	134217728	22,6274	8,0000	2,70927	1,95312	1608,5	205887	512
513	263169	135005697	22,6495	8,0052	2,71012	1,94932	1611,6	206692	513
514	264196	135796744	22,6716	8,0104	2,71096	1,94553	1614,8	207499	514
515	265225	136590875	22,6936	8,0156	2,71181	1,94175	1617,9	208307	515
516	266256	137388096	22,7156	8,0208	2,71265	1,93798	1621,1	209117	516
517	267289	138188413	22,7376	8,0260	2,71349	1,93424	1624,2	209928	517
518	268324	138991832	22,7596	8,0311	2,71433	1,93050	1627,3	210741	518
519	269361	139798359	22,7816	8,0363	2,71517	1,92678	1630,5	211556	519
520	270400	140608000	22,8035	8,0415	2,71600	1,92308	1633,6	212372	520
521	271441	141420761	22,8254	8,0466	2,71684	1,91939	1636,8	213189	521
522	272484	142236648	22,8473	8,0517	2,71767	1,91571	1639,9	214008	522
523	273529	143055667	22,8692	8,0569	2,71850	1,91205	1643,1	214829	523
524	274576	143877824	22,8910	8,0620	2,71933	1,90840	1646,2	215651	524
525	275625	144703125	22,9129	8,0671	2,72016	1,90476	1649,3	216475	525
526	276676	145531576	22,9347	8,0723	2,72099	1,90114	1652,5	217301	526
527	277729	146363183	22,9565	8,0774	2,72181	1,89753	1655,6	218128	527
528	278784	147197952	22,9783	8,0825	2,72263	1,89394	1658,8	218956	528
529	279841	148035889	23,0000	8,0876	2,72346	1,89036	1661,9	219787	529
530	280900	148877000	23,0217	8,0927	2,72428	1,88679	1665,0	220618	530
531	281961	149721291	23,0434	8,0978	2,72509	1,88324	1668,2	221452	531
532	283024	150568768	23,0651	8,1028	2,72591	1,87970	1671,3	222287	532
533	284089	151419437	23,0868	8,1079	2,72673	1,87617	1674,5	223123	533
534	285156	152273304	23,1084	8,1130	2,72754	1,87266	1677,6	223961	534
535	286225	153130375	23,1301	8,1180	2,72835	1,86916	1680,8	224801	535
536	287296	153990656	23,1517	8,1231	2,72916	1,86567	1683,9	225642	536
537	288369	154854153	23,1733	8,1281	2,72997	1,86220	1687,0	226484	537
538	289444	155720872	23,1948	8,1332	2,73078	1,85874	1690,2	227329	538
539	290521	156590819	23,2164	8,1382	2,73159	1,85529	1693,3	228175	539
540	291600	157464000	23,2379	8,1433	2,73239	1,85185	1696,5	229022	540
541	292681	158340421	23,2594	8,1483	2,73320	1,84843	1699,6	229871	541
542	293764	159220088	23,2809	8,1533	2,73400	1,84502	1702,7	230722	542
543	294849	160103007	23,3024	8,1583	2,73480	1,84162	1705,9	231574	543
544	295936	160989184	23,3238	8,1633	2,73560	1,83824	1709,0	232428	544
545	297025	161878625	23,3452	8,1683	2,73640	1,83486	1712,2	233283	545
546	298116	162771336	23,3666	8,1733	2,73719	1,83150	1715,3	234140	546
547	299209	163667323	23,3880	8,1783	2,73799	1,82815	1718,5	234998	547
548	300304	164566592	23,4094	8,1833	2,73878	1,82482	1721,6	235858	548
549	301401	165469149	23,4307	8,1882	2,73957	1,82149	1724,7	236720	549
550	302500	166375000	23,4521	8,1932	2,74036	1,81818	1727,9	237583	550

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\log n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$	n
550	302500	166375000	23,4521	8,1932	2,74036	1,81818	1727,9	237583	550
551	303601	167284151	23,4734	8,1982	2,74115	1,81488	1731,0	238448	551
552	304704	168196608	23,4947	8,2031	2,74194	1,81159	1734,2	239314	552
553	305809	169112377	23,5160	8,2081	2,74273	1,80832	1737,3	240182	553
554	306916	170031464	23,5372	8,2130	2,74351	1,80505	1740,4	241051	554
555	308025	170953875	23,5584	8,2180	2,74429	1,80180	1743,6	241922	555
556	309136	171879616	23,5797	8,2229	2,74507	1,79856	1746,7	242795	556
557	310249	172808693	23,6008	8,2278	2,74586	1,79533	1749,9	243669	557
558	311364	173741112	23,6220	8,2327	2,74663	1,79211	1753,0	244545	558
559	312481	174676879	23,6432	8,2377	2,74741	1,78891	1756,2	245422	559
560	313600	175616000	23,6643	8,2426	2,74819	1,78571	1759,3	246301	560
561	314721	176558481	23,6854	8,2475	2,74896	1,78253	1762,4	247181	561
562	315844	177504328	23,7065	8,2524	2,74974	1,77936	1765,6	248063	562
563	316969	178453547	23,7276	8,2573	2,75051	1,77620	1768,7	248947	563
564	318096	179406144	23,7487	8,2621	2,75128	1,77305	1771,9	249832	564
565	319225	180362125	23,7697	8,2670	2,75205	1,76991	1775,0	250719	565
566	320356	181321496	23,7908	8,2719	2,75282	1,76678	1778,1	251607	566
567	321489	182284263	23,8118	8,2768	2,75358	1,76367	1781,3	252497	567
568	322624	183250432	23,8328	8,2816	2,75435	1,76056	1784,4	253388	568
569	323761	184220009	23,8537	8,2865	2,75511	1,75747	1787,6	254281	569
570	324900	185193000	23,8747	8,2913	2,75587	1,75439	1790,7	255176	570
571	326041	186169411	23,8956	8,2962	2,75664	1,75131	1793,8	256072	571
572	327184	187149248	23,9165	8,3010	2,75740	1,74825	1797,0	256970	572
573	328329	188132517	23,9374	8,3059	2,75815	1,74520	1800,1	257869	573
574	329476	189119224	23,9583	8,3107	2,75891	1,74216	1803,3	258770	574
575	330625	190109375	23,9792	8,3155	2,75967	1,73913	1806,4	259672	575
576	331776	191102976	24,0000	8,3203	2,76042	1,73611	1809,6	260576	576
577	332929	192100033	24,0208	8,3251	2,76118	1,73310	1812,7	261482	577
578	334084	193100552	24,0416	8,3300	2,76193	1,73010	1815,8	262389	578
579	335241	194104539	24,0624	8,3348	2,76268	1,72712	1819,0	263298	579
580	336400	195112000	24,0832	8,3396	2,76343	1,72414	1822,1	264208	580
581	337561	196122941	24,1039	8,3443	2,76418	1,72117	1825,3	265120	581
582	338724	197137368	24,1247	8,3491	2,76492	1,71821	1828,4	266033	582
583	339889	198155287	24,1454	8,3539	2,76567	1,71527	1831,6	266948	583
584	341056	199176704	24,1661	8,3587	2,76641	1,71233	1834,7	267865	584
585	342225	200201625	24,1868	8,3634	2,76716	1,70940	1837,8	268783	585
586	343396	201230056	24,2074	8,3682	2,76790	1,70648	1841,0	269703	586
587	344569	202262003	24,2281	8,3730	2,76864	1,70358	1844,1	270624	587
588	345744	203297472	24,2487	8,3777	2,76938	1,70068	1847,3	271547	588
589	346921	204336469	24,2693	8,3825	2,77012	1,69779	1850,4	272471	589
590	348100	205379000	24,2899	8,3872	2,77085	1,69492	1853,5	273397	590
591	349281	206425071	24,3105	8,3919	2,77159	1,69205	1856,7	274325	591
592	350464	207474688	24,3311	8,3967	2,77232	1,68919	1859,8	275254	592
593	351649	208527857	24,3516	8,4014	2,77305	1,68634	1863,0	276184	593
594	352836	209584584	24,3721	8,4061	2,77379	1,68350	1866,1	277117	594
595	354025	210644875	24,3926	8,4108	2,77452	1,68067	1869,2	278051	595
596	355216	211708736	24,4131	8,4155	2,77525	1,67785	1872,4	278986	596
597	356409	212776173	24,4336	8,4202	2,77597	1,67504	1875,5	279923	597
598	357604	213847192	24,4540	8,4249	2,77670	1,67224	1878,7	280862	598
599	358801	214921799	24,4745	8,4296	2,77743	1,66945	1881,8	281802	599
600	360000	216000000	24,4949	8,4343	2,77815	1,66667	1885,0	282743	600

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\log n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$	n
600	360000	216000000	24,4949	8,4343	2,77815	1,66667	1885,0	282743	600
601	361201	217081801	24,5153	8,4390	2,77887	1,66389	1888,1	283687	601
602	362404	218167208	24,5357	8,4437	2,77960	1,66113	1891,2	284631	602
603	363609	219256227	24,5561	8,4484	2,78032	1,65837	1894,4	285578	603
604	364816	220348864	24,5764	8,4530	2,78104	1,65563	1897,5	286526	604
605	366025	221445125	24,5967	8,4577	2,78176	1,65289	1900,7	287475	605
606	367236	222545016	24,6171	8,4623	2,78247	1,65017	1903,8	288426	606
607	368449	223648543	24,6374	8,4670	2,78319	1,64745	1906,9	289379	607
608	369664	224755712	24,6577	8,4716	2,78390	1,64474	1910,1	290333	608
609	370881	225866529	24,6779	8,4763	2,78462	1,64204	1913,2	291289	609
610	372100	226981000	24,6982	8,4809	2,78533	1,63934	1916,4	292247	610
611	373321	228099131	24,7184	8,4856	2,78604	1,63666	1919,5	293206	611
612	374544	229220928	24,7386	8,4902	2,78675	1,63399	1922,7	294166	612
613	375769	230346397	24,7588	8,4948	2,78746	1,63132	1925,8	295128	613
614	376996	231475544	24,7790	8,4994	2,78817	1,62866	1928,9	296092	614
615	378225	232608375	24,7992	8,5040	2,78888	1,62602	1932,1	297057	615
616	379456	233744896	24,8193	8,5086	2,78959	1,62338	1935,2	298024	616
617	380689	234885113	24,8395	8,5132	2,79029	1,62075	1938,4	298992	617
618	381924	236029032	24,8596	8,5178	2,79099	1,61812	1941,5	299962	618
619	383161	237176659	24,8797	8,5224	2,79169	1,61551	1944,6	300934	619
620	384400	238328000	24,8998	8,5270	2,79239	1,61290	1947,8	301907	620
621	385641	239483061	24,9199	8,5316	2,79309	1,61031	1950,9	302882	621
622	386884	240641848	24,9399	8,5362	2,79379	1,60772	1954,1	303858	622
623	388129	241804367	24,9600	8,5408	2,79449	1,60514	1957,2	304836	623
624	389376	242970624	24,9800	8,5453	2,79518	1,60256	1960,4	305815	624
625	390625	244140625	25,0000	8,5499	2,79588	1,60000	1963,5	306796	625
626	391876	245314376	25,0200	8,5544	2,79657	1,59744	1966,6	307779	626
627	393129	246491883	25,0400	8,5590	2,79727	1,59490	1969,8	308763	627
628	394384	247673152	25,0599	8,5635	2,79796	1,59236	1972,9	309748	628
629	395641	248858189	25,0799	8,5681	2,79865	1,58983	1976,1	310736	629
630	396900	250047000	25,0998	8,5726	2,79934	1,58730	1979,2	311725	630
631	398161	251239591	25,1197	8,5772	2,80003	1,58479	1982,3	312715	631
632	399424	252435968	25,1396	8,5817	2,80072	1,58228	1985,5	313707	632
633	400689	253636137	25,1595	8,5862	2,80140	1,57978	1988,6	314700	633
634	401956	254840104	25,1794	8,5907	2,80209	1,57729	1991,8	315696	634
635	403225	256047875	25,1992	8,5952	2,80277	1,57480	1994,9	316692	635
636	404496	257259456	25,2190	8,5997	2,80346	1,57233	1998,1	317690	636
637	405769	258474853	25,2389	8,6043	2,80414	1,56986	2001,2	318690	637
638	407044	259694072	25,2587	8,6088	2,80482	1,56740	2004,3	319692	638
639	408321	260917119	25,2784	8,6132	2,80550	1,56495	2007,5	320695	639
640	409600	262144000	25,2982	8,6177	2,80618	1,56250	2010,6	321699	640
641	410881	263374721	25,3180	8,6222	2,80686	1,56006	2013,8	322705	641
642	412164	264609288	25,3377	8,6267	2,80754	1,55763	2016,9	323713	642
643	413449	265847707	25,3574	8,6312	2,80821	1,55521	2020,0	324722	643
644	414736	267089984	25,3772	8,6357	2,80889	1,55280	2023,2	325733	644
645	416025	268336125	25,3969	8,6401	2,80956	1,55039	2026,3	326745	645
646	417316	269586136	25,4165	8,6446	2,81023	1,54799	2029,5	327759	646
647	418609	270840023	25,4362	8,6490	2,81090	1,54560	2032,6	328775	647
648	419904	272097792	25,4558	8,6535	2,81158	1,54321	2035,8	329792	648
649	421201	273359449	25,4755	8,6579	2,81224	1,54083	2038,9	330810	649
650	422500	274625000	25,4951	8,6624	2,81291	1,53846	2042,0	331831	650

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\log n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$	n
650	422500	274625000	25,4951	8,6624	2,81291	1,53846	2042,0	331831	650
651	423801	275894451	25,5147	8,6668	2,81358	1,53610	2045,2	332853	651
652	425104	277167808	25,5343	8,6713	2,81425	1,53374	2048,3	333876	652
653	426409	278445077	25,5539	8,6757	2,81491	1,53139	2051,5	334901	653
654	427716	279726264	25,5734	8,6801	2,81558	1,52905	2054,6	335927	654
655	429025	281011375	25,5930	8,6845	2,81624	1,52672	2057,7	336955	655
656	430336	282300416	25,6125	8,6890	2,81690	1,52439	2060,9	337985	656
657	431649	283593393	25,6320	8,6934	2,81757	1,52207	2064,0	339016	657
658	432964	284890312	25,6515	8,6978	2,81823	1,51976	2067,2	340049	658
659	434281	286191179	25,6710	8,7022	2,81889	1,51745	2070,3	341084	659
660	435600	287496000	25,6905	8,7066	2,81954	1,51515	2073,5	342119	660
661	436921	288804781	25,7099	8,7110	2,82020	1,51286	2076,6	343157	661
662	438244	290117528	25,7294	8,7154	2,82086	1,51057	2079,7	344196	662
663	439569	291434247	25,7488	8,7198	2,82151	1,50830	2082,9	345237	663
664	440896	292754944	25,7682	8,7241	2,82217	1,50602	2086,0	346279	664
665	442225	294079625	25,7876	8,7285	2,82282	1,50376	2089,2	347323	665
666	443556	295408296	25,8070	8,7329	2,82347	1,50150	2092,3	348368	666
667	444889	296740963	25,8263	8,7373	2,82413	1,49925	2095,4	349415	667
668	446224	298077632	25,8457	8,7416	2,82478	1,49701	2098,6	350464	668
669	447561	299418309	25,8650	8,7460	2,82543	1,49477	2101,7	351514	669
670	448900	300763000	25,8844	8,7503	2,82607	1,49254	2104,9	352565	670
671	450241	302111711	25,9037	8,7547	2,82672	1,49031	2108,0	353618	671
672	451584	303464448	25,9230	8,7590	2,82737	1,48810	2111,2	354673	672
673	452929	304821217	25,9422	8,7634	2,82802	1,48588	2114,3	355730	673
674	454276	306182024	25,9615	8,7677	2,82866	1,48368	2117,4	356788	674
675	455625	307546875	25,9808	8,7721	2,82930	1,48148	2120,6	357847	675
676	456976	308915776	26,0000	8,7764	2,82995	1,47929	2123,7	358908	676
677	458329	310288733	26,0192	8,7807	2,83059	1,47710	2126,9	359971	677
678	459684	311665752	26,0384	8,7850	2,83123	1,47493	2130,0	361035	678
679	461041	313046839	26,0576	8,7893	2,83187	1,47275	2133,1	362101	679
680	462400	314432000	26,0768	8,7937	2,83251	1,47059	2136,3	363168	680
681	463761	315821241	26,0960	8,7980	2,83315	1,46843	2139,4	364237	681
682	465124	317214568	26,1151	8,8023	2,83378	1,46628	2142,6	365308	682
683	466489	318611987	26,1343	8,8066	2,83442	1,46413	2145,7	366380	683
684	467856	320013504	26,1534	8,8109	2,83506	1,46199	2148,8	367453	684
685	469225	321419125	26,1725	8,8152	2,83569	1,45985	2152,0	368528	685
686	470596	322828856	26,1916	8,8194	2,83632	1,45773	2155,1	369605	686
687	471969	324242703	26,2107	8,8237	2,83696	1,45560	2158,3	370684	687
688	473344	325660672	26,2298	8,8280	2,83759	1,45349	2161,4	371764	688
689	474721	327082769	26,2488	8,8323	2,83822	1,45138	2164,6	372845	689
690	476100	328509000	26,2679	8,8366	2,83885	1,44928	2167,7	373928	690
691	477481	329939371	26,2869	8,8408	2,83948	1,44718	2170,8	375013	691
692	478864	331373888	26,3059	8,8451	2,84011	1,44509	2174,0	376099	692
693	480249	332812557	26,3249	8,8493	2,84073	1,44300	2177,1	377187	693
694	481636	334255384	26,3439	8,8536	2,84136	1,44092	2180,3	378276	694
695	483025	335702375	26,3629	8,8578	2,84198	1,43885	2183,4	379367	695
696	484416	337153536	26,3818	8,8621	2,84261	1,43678	2186,5	380459	696
697	485809	338608873	26,4008	8,8663	2,84323	1,43472	2189,7	381553	697
698	487204	340068392	26,4197	8,8706	2,84386	1,43266	2192,8	382649	698
699	488601	341532099	26,4386	8,8748	2,84448	1,43062	2196,0	383746	699
700	490000	343000000	26,4575	8,8790	2,84510	1,42857	2199,1	384845	700

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\log n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$	n
700	490000	343000000	26,4575	8,8790	2,84510	1,42857	2199,1	384845	700
701	491401	344472101	26,4764	8,8833	2,84572	1,42653	2202,3	385945	701
702	492804	345948408	26,4953	8,8875	2,84634	1,42450	2205,4	387047	702
703	494209	347428927	26,5141	8,8917	2,84696	1,42248	2208,5	388151	703
704	495616	348913664	26,5330	8,8959	2,84757	1,42045	2211,7	389256	704
705	497025	350402625	26,5518	8,9001	2,84819	1,41844	2214,8	390363	705
706	498436	351895816	26,5707	8,9043	2,84880	1,41643	2218,0	391471	706
707	499849	353393243	26,5895	8,9085	2,84942	1,41443	2221,1	392580	707
708	501264	354894912	26,6083	8,9127	2,85003	1,41243	2224,2	393692	708
709	502681	356400829	26,6271	8,9169	2,85065	1,41044	2227,4	394805	709
710	504100	357911000	26,6458	8,9211	2,85126	1,40845	2230,5	395919	710
711	505521	359425431	26,6646	8,9253	2,85187	1,40647	2233,7	397035	711
712	506944	360944128	26,6833	8,9295	2,85248	1,40449	2236,8	398153	712
713	508369	362467097	26,7021	8,9337	2,85309	1,40252	2240,0	399272	713
714	509796	363994344	26,7208	8,9378	2,85370	1,40056	2243,1	400393	714
715	511225	365525875	26,7395	8,9420	2,85431	1,39860	2246,2	401515	715
716	512656	367061696	26,7582	8,9462	2,85491	1,39665	2249,4	402639	716
717	514089	368601813	26,7769	8,9503	2,85552	1,39470	2252,5	403765	717
718	515524	370146232	26,7955	8,9545	2,85612	1,39276	2255,7	404892	718
719	516961	371694959	26,8142	8,9587	2,85673	1,39082	2258,8	406020	719
720	518400	373248000	26,8328	8,9628	2,85733	1,38889	2261,9	407150	720
721	519841	374805361	26,8514	8,9670	2,85794	1,38696	2265,1	408282	721
722	521284	376367048	26,8701	8,9711	2,85854	1,38504	2268,2	409415	722
723	522729	377933067	26,8887	8,9752	2,85914	1,38313	2271,4	410550	723
724	524176	379503424	26,9072	8,9794	2,85974	1,38122	2274,5	411687	724
725	525625	381078125	26,9258	8,9835	2,86034	1,37931	2277,7	412825	725
726	527076	382657176	26,9444	8,9876	2,86094	1,37741	2280,8	413965	726
727	528529	384240583	26,9629	8,9918	2,86153	1,37552	2283,9	415106	727
728	529984	385828352	26,9815	8,9959	2,86213	1,37363	2287,1	416248	728
729	531441	387420489	27,0000	9,0000	2,86273	1,37174	2290,2	417393	729
730	532900	389017000	27,0185	9,0041	2,86332	1,36986	2293,4	418539	730
731	534361	390617891	27,0370	9,0082	2,86392	1,36799	2296,5	419686	731
732	535824	392223168	27,0555	9,0123	2,86451	1,36612	2299,6	420835	732
733	537289	393832837	27,0740	9,0164	2,86510	1,36426	2302,8	421986	733
734	538756	395446904	27,0924	9,0205	2,86570	1,36240	2305,9	423138	734
735	540225	397065375	27,1109	9,0246	2,86629	1,36054	2309,1	424293	735
736	541696	398688256	27,1293	9,0287	2,86688	1,35870	2312,2	425447	736
737	543169	400315553	27,1477	9,0328	2,86747	1,35685	2315,4	426604	737
738	544644	401947272	27,1662	9,0369	2,86806	1,35501	2318,5	427762	738
739	546121	403583419	27,1846	9,0410	2,86864	1,35318	2321,6	428922	739
740	547600	405224000	27,2029	9,0450	2,86923	1,35135	2324,8	430084	740
741	549081	406869021	27,2213	9,0491	2,86982	1,34953	2327,9	431247	741
742	550564	408518488	27,2397	9,0532	2,87040	1,34771	2331,1	432412	742
743	552049	410172407	27,2580	9,0572	2,87099	1,34590	2334,2	433578	743
744	553536	411830784	27,2764	9,0613	2,87157	1,34409	2337,3	434746	744
745	555025	413493625	27,2947	9,0654	2,87216	1,34228	2340,5	435916	745
746	556516	415160936	27,3130	9,0694	2,87274	1,34048	2343,6	437087	746
747	558009	416832723	27,3313	9,0735	2,87332	1,33869	2346,8	438259	747
748	559504	418508992	27,3496	9,0775	2,87390	1,33690	2349,9	439433	748
749	561001	420189749	27,3679	9,0816	2,87448	1,33511	2353,1	440609	749
750	562500	421875000	27,3861	9,0856	2,87506	1,33333	2356,2	441786	750

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\log n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$	n
750	562500	421875000	27,3861	9,0856	2,87506	1,33333	2356,2	441786	750
751	564001	423564751	27,4044	9,0896	2,87564	1,33156	2359,3	442965	751
752	565504	425259008	27,4226	9,0937	2,87622	1,32979	2362,5	444146	752
753	567009	426957777	27,4408	9,0977	2,87679	1,32802	2365,6	445328	753
754	568516	428661064	27,4591	9,1017	2,87737	1,32626	2368,8	446511	754
755	570025	430368875	27,4773	9,1057	2,87795	1,32450	2371,9	447697	755
756	571536	432081216	27,4955	9,1098	2,87852	1,32275	2375,0	448883	756
757	573049	433798093	27,5138	9,1138	2,87910	1,32100	2378,2	450072	757
758	574564	435519512	27,5318	9,1178	2,87967	1,31926	2381,3	451262	758
759	576081	437245479	27,5500	9,1218	2,88024	1,31752	2384,5	452453	759
760	577600	438976000	27,5681	9,1258	2,88081	1,31579	2387,6	453646	760
761	579121	440711081	27,5862	9,1298	2,88138	1,31406	2390,8	454841	761
762	580644	442450728	27,6043	9,1338	2,88195	1,31234	2393,9	456037	762
763	582169	444194947	27,6225	9,1378	2,88252	1,31062	2397,0	457234	763
764	583696	445943744	27,6405	9,1418	2,88309	1,30890	2400,2	458434	764
765	585225	447697125	27,6586	9,1458	2,88366	1,30719	2403,3	459635	765
766	586756	449455096	27,6767	9,1498	2,88423	1,30548	2406,5	460837	766
767	588289	451217663	27,6948	9,1537	2,88480	1,30378	2409,6	462041	767
768	589824	452984832	27,7128	9,1577	2,88536	1,30208	2412,7	463247	768
769	591361	454756609	27,7308	9,1617	2,88593	1,30039	2415,9	464454	769
770	592900	456533000	27,7489	9,1657	2,88649	1,29870	2419,0	465663	770
771	594441	458314011	27,7669	9,1696	2,88705	1,29702	2422,2	466873	771
772	595984	460099648	27,7849	9,1736	2,88762	1,29534	2425,3	468085	772
773	597529	461889917	27,8029	9,1775	2,88818	1,29366	2428,5	469298	773
774	599076	463684824	27,8209	9,1815	2,88874	1,29199	2431,6	470513	774
775	600625	465484375	27,8388	9,1855	2,88930	1,29032	2434,7	471730	775
776	602176	467288576	27,8568	9,1894	2,88986	1,28866	2437,9	472948	776
777	603729	469097433	27,8747	9,1933	2,89042	1,28700	2441,0	474168	777
778	605284	470910952	27,8927	9,1973	2,89098	1,28535	2444,2	475389	778
779	606841	472729139	27,9106	9,2012	2,89154	1,28370	2447,3	476612	779
780	608400	474552000	27,9285	9,2052	2,89209	1,28205	2450,4	477836	780
781	609961	476379541	27,9464	9,2091	2,89265	1,28041	2453,6	479062	781
782	611524	478211768	27,9643	9,2130	2,89321	1,27877	2456,7	480290	782
783	613089	480048687	27,9821	9,2170	2,89376	1,27714	2459,9	481519	783
784	614656	481890304	28,0000	9,2209	2,89432	1,27551	2463,0	482750	784
785	616225	483736625	28,0179	9,2248	2,89487	1,27389	2466,2	483982	785
786	617796	485587656	28,0357	9,2287	2,89542	1,27226	2469,3	485216	786
787	619369	487443403	28,0535	9,2326	2,89597	1,27065	2472,4	486451	787
788	620944	489303872	28,0713	9,2365	2,89653	1,26904	2475,6	487688	788
789	622521	491169069	28,0891	9,2404	2,89708	1,26743	2478,7	488927	789
790	624100	493039000	28,1069	9,2443	2,89763	1,26582	2481,9	490167	790
791	625681	494913671	28,1247	9,2482	2,89818	1,26422	2485,0	491409	791
792	627264	496793088	28,1425	9,2521	2,89873	1,26263	2488,1	492652	792
793	628849	498677257	28,1603	9,2560	2,89927	1,26103	2491,3	493897	793
794	630436	500566184	28,1780	9,2599	2,89982	1,25945	2494,4	495143	794
795	632025	502459875	28,1957	9,2638	2,90037	1,25786	2497,6	496391	795
796	633616	504358330	28,2135	9,2677	2,90091	1,25628	2500,7	497641	796
797	635209	506261573	28,2312	9,2716	2,90146	1,25471	2503,8	498892	797
798	636804	508169592	28,2489	9,2754	2,90200	1,25313	2507,0	500145	798
799	638401	510082399	28,2666	9,2793	2,90255	1,25156	2510,1	501401	799
800	640000	512000000	28,2843	9,2832	2,90309	1,25000	2513,3	502655	800

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\log n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$	n
800	640000	512000000	28,2843	9,2832	2,90309	1,25000	2513,3	502655	800
801	641601	513922401	28,3019	9,2870	2,90363	1,24844	2516,4	503912	801
802	643204	515849608	28,3196	9,2909	2,90417	1,24688	2519,6	505171	802
803	644809	517781627	28,3373	9,2948	2,90472	1,24533	2522,7	506432	803
804	646416	519718464	28,3549	9,2986	2,90526	1,24378	2525,8	507694	804
805	648025	521660125	28,3725	9,3025	2,90580	1,24224	2529,0	508958	805
806	649636	523606616	28,3901	9,3063	2,90634	1,24069	2532,1	510223	806
807	651249	525557943	28,4077	9,3102	2,90687	1,23916	2535,3	511490	807
808	652864	527514112	28,4253	9,3140	2,90741	1,23762	2538,4	512758	808
809	654481	529475129	28,4429	9,3179	2,90795	1,23609	2541,5	514028	809
810	656100	531441000	28,4605	9,3217	2,90849	1,23457	2544,7	515300	810
811	657721	533411731	28,4781	9,3255	2,90902	1,23305	2547,8	516573	811
812	659344	535387328	28,4956	9,3294	2,90956	1,23153	2551,0	517848	812
813	660969	537367797	28,5132	9,3332	2,91009	1,23001	2554,1	519124	813
814	662596	539353144	28,5307	9,3370	2,91062	1,22850	2557,3	520402	814
815	664225	541343375	28,5482	9,3408	2,91116	1,22699	2560,4	521681	815
816	665856	543338496	28,5657	9,3447	2,91169	1,22549	2563,5	522962	816
817	667489	545338513	28,5832	9,3485	2,91222	1,22399	2566,7	524245	817
818	669124	547343432	28,6007	9,3523	2,91275	1,22249	2569,8	525529	818
819	670761	549353259	28,6182	9,3561	2,91328	1,22100	2573,0	526814	819
820	672400	551368000	28,6356	9,3599	2,91381	1,21951	2576,1	528102	820
821	674041	553387661	28,6531	9,3637	2,91434	1,21803	2579,2	529391	821
822	675684	555412248	28,6705	9,3675	2,91487	1,21655	2582,4	530681	822
823	677329	557441767	28,6880	9,3713	2,91540	1,21507	2585,5	531973	823
824	678976	559476224	28,7054	9,3751	2,91593	1,21359	2588,7	533267	824
825	680625	561515625	28,7228	9,3789	2,91645	1,21212	2591,8	534562	825
826	682276	563559976	28,7402	9,3827	2,91698	1,21065	2595,0	535858	826
827	683929	565609283	28,7576	9,3865	2,91751	1,20919	2598,1	537157	827
828	685584	567663552	28,7750	9,3902	2,91803	1,20773	2601,2	538456	828
829	687241	569722789	28,7924	9,3940	2,91855	1,20627	2604,4	539758	829
830	688900	571787000	28,8097	9,3978	2,91908	1,20482	2607,5	541061	830
831	690561	573856191	28,8271	9,4016	2,91960	1,20337	2610,7	542365	831
832	692224	575930368	28,8444	9,4053	2,92012	1,20192	2613,8	543671	832
833	693889	578009537	28,8617	9,4091	2,92065	1,20048	2616,9	544979	833
834	695556	580093704	28,8791	9,4129	2,92117	1,19904	2620,1	546288	834
835	697225	582182875	28,8964	9,4166	2,92169	1,19760	2623,2	547599	835
836	698896	584277056	28,9137	9,4204	2,92221	1,19617	2626,4	548912	836
837	700569	586376253	28,9310	9,4241	2,92273	1,19474	2629,5	550226	837
838	702244	588480472	28,9482	9,4279	2,92324	1,19332	2632,7	551541	838
839	703921	590589719	28,9655	9,4316	2,92376	1,19190	2635,8	552858	839
840	705600	592704000	28,9828	9,4354	2,92428	1,19048	2638,9	554177	840
841	707281	594823321	29,0000	9,4391	2,92480	1,18906	2642,1	555497	841
842	708964	596947688	29,0172	9,4429	2,92531	1,18765	2645,2	556819	842
843	710649	599077107	29,0345	9,4466	2,92583	1,18624	2648,4	558142	843
844	712336	601211584	29,0517	9,4503	2,92634	1,18483	2651,5	559467	844
845	714025	603351125	29,0689	9,4541	2,92686	1,18343	2654,6	560794	845
846	715716	605495736	29,0861	9,4578	2,92737	1,18203	2657,8	562122	846
847	717409	607645423	29,1033	9,4615	2,92788	1,18064	2660,9	563452	847
848	719104	609800192	29,1204	9,4652	2,92840	1,17925	2664,1	564783	848
849	720801	611960049	29,1376	9,4690	2,92891	1,17786	2667,2	566116	849
850	722500	614125000	29,1548	9,4727	2,92942	1,17647	2670,4	567450	850

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\log n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$	n
850	722500	614125000	29,1548	9,4727	2,92942	1,17647	2670,4	567450	850
851	724201	616295051	29,1719	9,4764	2,92993	1,17509	2673,5	568786	851
852	725904	618470208	29,1890	9,4801	2,93044	1,17371	2676,6	570124	852
853	727609	620650477	29,2062	9,4838	2,93095	1,17233	2679,8	571463	853
854	729316	622835864	29,2233	9,4875	2,93146	1,17096	2682,9	572803	854
855	731025	625026375	29,2404	9,4912	2,93197	1,16959	2686,1	574146	855
856	732736	627222016	29,2575	9,4949	2,93247	1,16822	2689,2	575490	856
857	734449	629422793	29,2746	9,4986	2,93298	1,16686	2692,3	576835	857
858	736164	631628712	29,2916	9,5023	2,93349	1,16550	2695,5	578182	858
859	737881	633839779	29,3087	9,5060	2,93399	1,16414	2698,6	579530	859
860	739600	636056000	29,3258	9,5097	2,93450	1,16279	2701,8	580880	860
861	741321	638277381	29,3428	9,5134	2,93500	1,16144	2704,9	582232	861
862	743044	640503928	29,3598	9,5171	2,93551	1,16009	2708,1	583585	862
863	744769	642735647	29,3769	9,5207	2,93601	1,15875	2711,2	584940	863
864	746496	644972544	29,3939	9,5244	2,93651	1,15741	2714,3	586297	864
865	748225	647214625	29,4109	9,5281	2,93702	1,15607	2717,5	587655	865
866	749956	649461896	29,4279	9,5317	2,93752	1,15473	2720,6	589014	866
867	751689	651714363	29,4449	9,5354	2,93802	1,15340	2723,8	590375	867
868	753424	653972032	29,4618	9,5391	2,93852	1,15207	2726,9	591738	868
869	755161	656234909	29,4788	9,5427	2,93902	1,15075	2730,0	593102	869
870	756900	658503000	29,4958	9,5464	2,93952	1,14943	2733,2	594468	870
871	758641	660776311	29,5127	9,5501	2,94002	1,14811	2736,3	595835	871
872	760384	663054848	29,5296	9,5537	2,94052	1,14679	2739,5	597204	872
873	762129	665338617	29,5466	9,5574	2,94101	1,14548	2742,6	598575	873
874	763876	667627624	29,5635	9,5610	2,94151	1,14416	2745,8	599947	874
875	765625	669921875	29,5804	9,5647	2,94201	1,14286	2748,9	601320	875
876	767376	672221376	29,5973	9,5683	2,94250	1,14155	2752,0	602696	876
877	769129	674526133	29,6142	9,5719	2,94300	1,14025	2755,2	604073	877
878	770884	676836152	29,6311	9,5756	2,94349	1,13895	2758,3	605451	878
879	772641	679151439	29,6479	9,5792	2,94399	1,13766	2761,5	606831	879
880	774400	681472000	29,6648	9,5828	2,94448	1,13636	2764,6	608212	880
881	776161	683797841	29,6816	9,5865	2,94498	1,13507	2767,7	609595	881
882	777924	686128968	29,6985	9,5901	2,94547	1,13379	2770,9	610980	882
883	779689	688465387	29,7153	9,5937	2,94596	1,13250	2774,0	612366	883
884	781456	690807104	29,7321	9,5973	2,94645	1,13122	2777,2	613754	884
885	783225	693154125	29,7489	9,6010	2,94694	1,12994	2780,3	615143	885
886	784996	695506456	29,7658	9,6046	2,94743	1,12867	2783,5	616534	886
887	786769	697864103	29,7825	9,6082	2,94792	1,12740	2786,6	617927	887
888	788544	700227072	29,7993	9,6118	2,94841	1,12613	2789,7	619321	888
889	790321	702595369	29,8161	9,6154	2,94890	1,12486	2792,9	620717	889
890	792100	704969000	29,8329	9,6190	2,94939	1,12360	2796,0	622114	890
891	793881	707347971	29,8496	9,6226	2,94988	1,12233	2799,2	623513	891
892	795664	709732288	29,8664	9,6262	2,95036	1,12108	2802,3	624913	892
893	797449	712121957	29,8831	9,6298	2,95085	1,11982	2805,4	626315	893
894	799236	714516984	29,8998	9,6334	2,95134	1,11857	2808,6	627718	894
895	801025	716917375	29,9166	9,6370	2,95182	1,11732	2811,7	629124	895
896	802816	719323136	29,9333	9,6406	2,95231	1,11607	2814,9	630530	896
897	804609	721734273	29,9500	9,6442	2,95279	1,11483	2818,0	631938	897
898	806404	724150792	29,9666	9,6477	2,95328	1,11359	2821,2	633348	898
899	808201	726572699	29,9833	9,6513	2,95376	1,11235	2824,3	634760	899
900	810000	729000000	30,0000	9,6549	2,95424	1,11111	2827,4	636173	900

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\log n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$	n
900	810000	729000000	30,0000	9,6549	2,95424	1,11111	2827,4	636173	900
901	811801	731432701	30,0167	9,6585	2,95472	1,10988	2830,6	637587	901
902	813604	733870808	30,0333	9,6620	2,95521	1,10865	2833,7	639003	902
903	815409	736314327	30,0500	9,6656	2,95569	1,10742	2836,9	640421	903
904	817216	738763264	30,0666	9,6692	2,95617	1,10619	2840,0	641840	904
905	819025	741217625	30,0832	9,6727	2,95665	1,10497	2843,1	643261	905
906	820836	743677416	30,0998	9,6763	2,95713	1,10375	2846,3	644683	906
907	822649	746142643	30,1164	9,6799	2,95761	1,10254	2849,4	646107	907
908	824464	748613312	30,1330	9,6834	2,95809	1,10132	2852,6	647533	908
909	826281	751089429	30,1496	9,6870	2,95856	1,10011	2855,7	648960	909
910	828100	753571000	30,1662	9,6905	2,95904	1,09890	2858,8	650388	910
911	829921	756058031	30,1828	9,6941	2,95952	1,09796	2862,0	651818	911
912	831744	758550528	30,1993	9,6976	2,95999	1,09649	2865,1	653250	912
913	833569	761048497	30,2159	9,7012	2,96047	1,09529	2868,3	654684	913
914	835396	763551944	30,2324	9,7047	2,96095	1,09409	2871,4	656118	914
915	837225	766060875	30,2490	9,7082	2,96142	1,09290	2874,6	657555	915
916	839056	768575296	30,2655	9,7118	2,96190	1,09170	2877,7	658993	916
917	840889	771095213	30,2820	9,7153	2,96237	1,09051	2880,8	660433	917
918	842724	773620632	30,2985	9,7188	2,96284	1,08932	2884,0	661874	918
919	844561	776151559	30,3150	9,7224	2,96332	1,08814	2887,1	663317	919
920	846400	778688000	30,3315	9,7259	2,96379	1,08696	2890,3	664761	920
921	848241	781229961	30,3480	9,7294	2,96426	1,08578	2893,4	666207	921
922	850084	783777448	30,3645	9,7329	2,96473	1,08460	2896,5	667654	922
923	851929	786330467	30,3809	9,7364	2,96520	1,08342	2899,7	669103	923
924	853776	788889024	30,3974	9,7400	2,96567	1,08225	2902,8	670554	924
925	855625	791453125	30,4138	9,7435	2,96614	1,08108	2906,0	672006	925
926	857476	794022776	30,4302	9,7470	2,96661	1,07991	2909,1	673460	926
927	859329	796597983	30,4467	9,7505	2,96708	1,07875	2912,3	674915	927
928	861184	799178752	30,4631	9,7540	2,96755	1,07759	2915,4	676372	928
929	863041	801765089	30,4795	9,7575	2,96802	1,07643	2918,5	677831	929
930	864900	804357000	30,4959	9,7610	2,96848	1,07527	2921,7	679291	930
931	866761	806954491	30,5123	9,7645	2,96895	1,07411	2924,8	680752	931
932	868624	809557568	30,5287	9,7680	2,96942	1,07296	2928,0	682216	932
933	870489	812166237	30,5450	9,7715	2,96988	1,07181	2931,1	683680	933
934	872356	814780504	30,5614	9,7750	2,97035	1,07066	2934,2	685147	934
935	874225	817400375	30,5778	9,7785	2,97081	1,06952	2937,4	686615	935
936	876096	820025856	30,5941	9,7819	2,97128	1,06838	2940,5	688084	936
937	877969	822656953	30,6105	9,7854	2,97174	1,06724	2943,7	689555	937
938	879844	825293672	30,6268	9,7889	2,97220	1,06610	2946,8	691028	938
939	881721	827936019	30,6431	9,7924	2,97267	1,06496	2950,0	692502	939
940	883600	830584000	30,6594	9,7959	2,97313	1,06383	2953,1	693978	940
941	885481	833237621	30,6757	9,7993	2,97359	1,06270	2956,2	695455	941
942	887364	835896888	30,6920	9,8028	2,97405	1,06157	2959,4	696934	942
943	889249	838561807	30,7083	9,8063	2,97451	1,06045	2962,5	698415	943
944	891136	841232384	30,7246	9,8097	2,97497	1,05932	2965,7	699897	944
945	893025	843908625	30,7409	9,8132	2,97543	1,05820	2968,8	701380	945
946	894916	846590536	30,7571	9,8167	2,97589	1,05708	2971,9	702865	946
947	896809	849278123	30,7734	9,8201	2,97635	1,05597	2975,1	704352	947
948	898704	851971392	30,7896	9,8236	2,97681	1,05485	2978,2	705840	948
949	900601	854670349	30,8058	9,8270	2,97727	1,05374	2981,4	707330	949
950	902500	857375000	30,8221	9,8305	2,97772	1,05263	2984,5	708822	950

n	n^2	n^3	\sqrt{n}	$\sqrt[3]{n}$	$\log n$	$\frac{1000}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$	n
950	902500	857375000	30,8221	9,8305	2,97772	1,05263	2984,5	708822	950
951	904401	860085351	30,8383	9,8339	2,97818	1,05152	2987,7	710315	951
952	906304	862801408	30,8545	9,8374	2,97864	1,05042	2990,8	711809	952
953	908209	865523177	30,8707	9,8408	2,97909	1,04932	2993,9	713306	953
954	910116	868250664	30,8869	9,8443	2,97955	1,04822	2997,1	714803	954
955	912025	870983875	30,9031	9,8477	2,98000	1,04712	3000,2	716303	955
956	913936	873722816	30,9192	9,8511	2,98046	1,04603	3003,4	717804	956
957	915849	876467493	30,9354	9,8546	2,98091	1,04493	3006,5	719306	957
958	917764	879217912	30,9516	9,8580	2,98137	1,04384	3009,6	720810	958
959	919681	881974079	30,9677	9,8614	2,98182	1,04275	3012,8	722316	959
960	921600	884736000	30,9839	9,8648	2,98227	1,04167	3015,9	723823	960
961	923521	887503681	31,0000	9,8683	2,98272	1,04058	3019,1	725332	961
962	925444	890277128	31,0161	9,8717	2,98318	1,03950	3022,2	726842	962
963	927369	893056347	31,0322	9,8751	2,98363	1,03842	3025,4	728354	963
964	929296	895841344	31,0483	9,8785	2,98408	1,03734	3028,5	729867	964
965	931225	898632125	31,0644	9,8819	2,98453	1,03627	3031,6	731382	965
966	933156	901428696	31,0805	9,8854	2,98498	1,03520	3034,8	732899	966
967	935089	904231063	31,0966	9,8888	2,98543	1,03413	3037,9	734417	967
968	937024	907039232	31,1127	9,8922	2,98588	1,03306	3041,1	735937	968
969	938961	909853209	31,1288	9,8956	2,98632	1,03199	3044,2	737458	969
970	940900	912673000	31,1448	9,8990	2,98677	1,03093	3047,3	738981	970
971	942841	915498611	31,1609	9,9024	2,98722	1,02987	3050,5	740506	971
972	944784	918330048	31,1769	9,9058	2,98767	1,02881	3053,6	742032	972
973	946729	921167317	31,1929	9,9092	2,98811	1,02775	3056,8	743559	973
974	948676	924010424	31,2090	9,9126	2,98856	1,02669	3059,9	745088	974
975	950625	926859375	31,2250	9,9160	2,98900	1,02564	3063,1	746619	975
976	952576	929714176	31,2410	9,9194	2,98945	1,02459	3066,2	748151	976
977	954529	932574833	31,2570	9,9227	2,98989	1,02354	3069,3	749685	977
978	956484	935441352	31,2730	9,9261	2,99034	1,02249	3072,5	751221	978
979	958441	938313739	31,2890	9,9295	2,99078	1,02145	3075,6	752758	979
980	960400	941192000	31,3050	9,9329	2,99123	1,02041	3078,8	754296	980
981	962361	944076141	31,3209	9,9363	2,99167	1,01937	3081,9	755837	981
982	964324	946966168	31,3369	9,9396	2,99211	1,01833	3085,0	757378	982
983	966289	949862087	31,3528	9,9430	2,99255	1,01729	3088,2	758922	983
984	968256	952763904	31,3688	9,9464	2,99300	1,01626	3091,3	760466	984
985	970225	955671625	31,3847	9,9497	2,99344	1,01523	3094,5	762013	985
986	972196	958585256	31,4006	9,9531	2,99388	1,01420	3097,6	763561	986
987	974169	961504803	31,4166	9,9565	2,99432	1,01317	3100,8	765111	987
988	976144	964430272	31,4325	9,9598	2,99476	1,01215	3103,9	766662	988
989	978121	967361669	31,4484	9,9632	2,99520	1,01112	3107,0	768214	989
990	980100	970299000	31,4643	9,9666	2,99564	1,01010	3110,2	769769	990
991	982081	973242271	31,4802	9,9699	2,99607	1,00908	3113,3	771325	991
992	984064	976191488	31,4960	9,9733	2,99651	1,00806	3116,5	772882	992
993	986049	979146657	31,5119	9,9766	2,99695	1,00705	3119,6	774441	993
994	988036	982107784	31,5278	9,9800	2,99739	1,00604	3122,7	776002	994
995	990025	985074875	31,5436	9,9833	2,99782	1,00503	3125,9	777564	995
996	992016	988047936	31,5595	9,9866	2,99826	1,00402	3129,0	779128	996
997	994009	991026973	31,5753	9,9900	2,99870	1,00301	3132,2	780693	997
998	996004	994011992	31,5911	9,9933	2,99913	1,00200	3135,3	782260	998
999	998001	997002999	31,6070	9,9967	2,99957	1,00100	3138,5	783828	999

n	n^2	n^3	n	n^2	n^3	n	n^2	n^3
1001	1002001	1003003001	1051	1104601	1160935651	1101	1212201	1334633301
1002	1004004	1006012008	1052	1106704	1164252608	1102	1214404	1338273208
1003	1006009	1009027027	1053	1108809	1167575877	1103	1216609	1341919727
1004	1008016	1012048064	1054	1110916	1170905464	1104	1218816	1345572864
1005	1010025	1015075125	1055	1113025	1174241375	1105	1221025	1349232625
1006	1012036	1018108216	1056	1115136	1177583616	1106	1223236	1352899016
1007	1014049	1021147343	1057	1117249	1180932193	1107	1225449	1356572043
1008	1016064	1024192512	1058	1119364	1184287112	1108	1227664	1360251712
1009	1018081	1027243729	1059	1121481	1187648379	1109	1229881	1363938029
1010	1020100	1030301000	1060	1123600	1191016000	1110	1232100	1367631000
1011	1022121	1033364331	1061	1125721	1194389981	1111	1234321	1371330631
1012	1024144	1036433728	1062	1127844	1197770328	1112	1236544	1375036928
1013	1026169	1039509197	1063	1129969	1201157047	1113	1238769	1378749897
1014	1028196	1042590744	1064	1132096	1204550144	1114	1240996	1382469544
1015	1030225	1045678375	1065	1134225	1207949625	1115	1243225	1386195875
1016	1032256	1048772096	1066	1136356	1211355496	1116	1245456	1389928896
1017	1034289	1051871913	1067	1138489	1214767763	1117	1247689	1393668613
1018	1036324	1054977832	1068	1140624	1218186432	1118	1249924	1397415032
1019	1038361	1058089859	1069	1142761	1221611509	1119	1252161	1401168159
1020	1040400	1061208000	1070	1144900	1225043000	1120	1254400	1404928000
1021	1042441	1064332261	1071	1147041	1228480911	1121	1256641	1408694561
1022	1044484	1067462648	1072	1149184	1231925248	1122	1258884	1412467848
1023	1046529	1070599167	1073	1151329	1235376017	1123	1261129	1416247867
1024	1048576	1073741824	1074	1153476	1238833224	1124	1263376	1420034624
1025	1050625	1076890625	1075	1155625	1242296875	1125	1265625	1423828125
1026	1052676	1080045576	1076	1157776	1245766976	1126	1267876	1427628376
1027	1054729	1083206683	1077	1159929	1249243533	1127	1270129	1431435383
1028	1056784	1086373952	1078	1162084	1252726552	1128	1272384	1435249152
1029	1058841	1089547389	1079	1164241	1256216039	1129	1274641	1439069689
1030	1060900	1092727000	1080	1166400	1259712000	1130	1276900	1442897000
1031	1062961	1095912791	1081	1168561	1263214441	1131	1279161	1446731091
1032	1065024	1099104768	1082	1170724	1266723368	1132	1281424	1450571968
1033	1067089	1102302937	1083	1172889	1270238787	1133	1283689	1454419637
1034	1069156	1105507304	1084	1175056	1273760704	1134	1285956	1458274104
1035	1071225	1108717875	1085	1177225	1277289125	1135	1288225	1462135375
1036	1073296	1111934656	1086	1179396	1280824056	1136	1290496	1466003456
1037	1075369	1115157653	1087	1181569	1284365503	1137	1292769	1469878353
1038	1077444	1118386872	1088	1183744	1287913472	1138	1295044	1473760072
1039	1079521	1121622319	1089	1185921	1291467969	1139	1297321	1477648619
1040	1081600	1124864000	1090	1188100	1295029000	1140	1299600	1481544000
1041	1083681	1128111921	1091	1190281	1298596571	1141	1301881	1485446221
1042	1085764	1131366088	1092	1192464	1302170688	1142	1304164	1489355288
1043	1087849	1134626507	1093	1194649	1305751357	1143	1306449	1493271207
1044	1089936	1137893184	1094	1196836	1309338584	1144	1308736	1497193984
1045	1092025	1141166125	1095	1199025	1312932375	1145	1311025	1501123625
1046	1094116	1144444536	1096	1201216	1316532736	1146	1313316	1505060136
1047	1096209	1147730823	1097	1203409	1320139673	1147	1315609	1509003523
1048	1098304	1151022592	1098	1205604	1323753192	1148	1317904	1512953792
1049	1100401	1154320649	1099	1207801	1327373299	1149	1320201	1516910949
1050	1102500	1157625000	1100	1210000	1331000000	1150	1322500	1520875000

n	n^2	n^3	n	n^2	n^3	n	n^2	n^3
1150	1322500	1520875000	1200	1440000	1728000000	1250	1562500	1953125000
1151	1324801	1524845951	1201	1442401	1732323601	1251	1565001	1957816251
1152	1327104	1528823808	1202	1444804	1736654408	1252	1567504	1962515008
1153	1329409	1532808577	1203	1447209	1740992427	1253	1570009	1967221277
1154	1331716	1536800264	1204	1449616	1745337664	1254	1572516	1971935064
1155	1334025	1540798875	1205	1452025	1749690125	1255	1575025	1976656375
1156	1336336	1544804416	1206	1454436	1754049816	1256	1577536	1981385216
1157	1338649	1548816893	1207	1456849	1758416743	1257	1580049	1986121593
1158	1340964	1552836312	1208	1459264	1762790912	1258	1582564	1990865512
1159	1343281	1556862679	1209	1461681	1767172329	1259	1585081	1995616979
1160	1345600	1560896000	1210	1464100	1771561000	1260	1587600	2000376000
1161	1347921	1564936281	1211	1466521	1775956931	1261	1590121	2005142581
1162	1350244	1568983528	1212	1468944	1780360128	1262	1592644	2009916728
1163	1352569	1573037747	1213	1471369	1784770597	1263	1595169	2014698447
1164	1354896	1577098944	1214	1473796	1789188344	1264	1597696	2019487744
1165	1357225	1581167125	1215	1476225	1793613375	1265	1600225	2024284625
1166	1359556	1585242296	1216	1478656	1798045696	1266	1602756	2029089096
1167	1361889	1589324463	1217	1481089	1802485313	1267	1605289	2033901163
1168	1364224	1593413632	1218	1483524	1806932232	1268	1607824	2038720832
1169	1366561	1597509809	1219	1485961	1811386459	1269	1610361	2043548109
1170	1368900	1601613000	1220	1488400	1815848000	1270	1612900	2048383000
1171	1371241	1605723211	1221	1490841	1820316861	1271	1615441	2053225511
1172	1373584	1609840448	1222	1493284	1824793048	1272	1617984	2058075648
1173	1375929	1613964717	1223	1495729	1829276567	1273	1620529	2062933417
1174	1378276	1618096024	1224	1498176	1833767424	1274	1623076	2067798824
1175	1380625	1622234375	1225	1500625	1838265625	1275	1625625	2072671875
1176	1382976	1626379776	1226	1503076	1842771176	1276	1628176	2077552576
1177	1385329	1630532233	1227	1505529	1847284083	1277	1630729	2082440933
1178	1387684	1634691752	1228	1507984	1851804352	1278	1633284	2087336952
1179	1390041	1638858339	1229	1510441	1856331989	1279	1635841	2092240639
1180	1392400	1643032000	1230	1512900	1860867000	1280	1638400	2097152000
1181	1394761	1647212741	1231	1515361	1865409391	1281	1640961	2102071041
1182	1397124	1651400568	1232	1517824	1869959168	1282	1643524	2106997768
1183	1399489	1655595487	1233	1520289	1874516337	1283	1646089	2111932187
1184	1401856	1659797504	1234	1522756	1879080904	1284	1648656	2116874304
1185	1404225	1664006625	1235	1525225	1883652875	1285	1651225	2121824125
1186	1406596	1668222856	1236	1527696	1888232256	1286	1653796	2126781656
1187	1408969	1672446203	1237	1530169	1892819053	1287	1656369	2131746903
1188	1411344	1676676672	1238	1532644	1897413272	1288	1658944	2136719872
1189	1413721	1680914269	1239	1535121	1902014919	1289	1661521	2141700569
1190	1416100	1685159000	1240	1537600	1906624000	1290	1664100	2146689000
1191	1418481	1689410871	1241	1540081	1911240521	1291	1666681	2151685171
1192	1420864	1693669888	1242	1542564	1915864488	1292	1669264	2156689088
1193	1423249	1697936057	1243	1545049	1920495907	1293	1671849	2161700757
1194	1425636	1702209384	1244	1547536	1925134784	1294	1674436	2166720184
1195	1428025	1706489875	1245	1550025	1929781125	1295	1677025	2171747375
1196	1430416	1710777536	1246	1552516	1934434936	1296	1679616	2176782336
1197	1432809	1715072373	1247	1555009	1939096223	1297	1682209	2181825073
1198	1435204	1719374392	1248	1557504	1943764992	1298	1684804	2186875592
1199	1437601	1723683599	1249	1560001	1948441249	1299	1687401	2191933899

n	n^2	n^3	n	n^2	n^3	n	n^2	n^3
1300	1690000	2197000000	1350	1822500	2460375000	1400	1960000	2744000000
1301	1692601	2202073901	1351	1825201	2465846551	1401	1962801	2749884201
1302	1695294	2207155608	1352	1827904	2471326208	1402	1965604	2755776808
1303	1697809	2212245127	1353	1830609	2476813977	1403	1968409	2761677827
1304	1700416	2217342464	1354	1833316	2482309864	1404	1971216	2767587264
1305	1703025	2222447625	1355	1836025	2487813875	1405	1974025	2773505125
1306	1705636	2227560616	1356	1838736	2493326016	1406	1976836	2779431416
1307	1708249	2232681443	1357	1841449	2498846293	1407	1979649	2785366143
1308	1710864	2237810112	1358	1844164	2504374712	1408	1982464	2791309312
1309	1713481	2242946629	1359	1846881	2509911279	1409	1985281	2797260929
1310	1716100	2248091000	1360	1849600	2515456000	1410	1988100	2803221000
1311	1718721	2253243231	1361	1852321	2521008881	1411	1990921	2809189531
1312	1721344	2258403328	1362	1855044	2526569928	1412	1993744	2815166528
1313	1723969	2263571297	1363	1857769	2532139147	1413	1996569	2821151997
1314	1726596	2268747144	1364	1860496	2537716544	1414	1999396	2827145944
1315	1729225	2273930875	1365	1863225	2543302125	1415	2002225	2833148375
1316	1731856	2279122496	1366	1865956	2548895896	1416	2005056	2839159296
1317	1734489	2284322013	1367	1868689	2554497863	1417	2007889	2845178713
1318	1737124	2289529432	1368	1871424	2560108032	1418	2010724	2851206632
1319	1739761	2294744759	1369	1874161	2565726409	1419	2013561	2857243059
1320	1742400	2299968000	1370	1876900	2571353000	1420	2016400	2863288000
1321	1745041	2305199161	1371	1879641	2576987811	1421	2019241	2869341461
1322	1747684	2310438248	1372	1882384	2582630848	1422	2022084	2875403448
1323	1750329	2315685267	1373	1885129	2588282117	1423	2024929	2881473967
1324	1752976	2320940224	1374	1887876	2593941624	1424	2027776	2887553024
1325	1755625	2326203125	1375	1890625	2599609375	1425	2030625	2893640625
1326	1758276	2331473976	1376	1893376	2605285376	1426	2033476	2899736776
1327	1760929	2336752783	1377	1896129	2610969633	1427	2036329	2905841483
1328	1763584	2342039552	1378	1898884	2616662152	1428	2039184	2911954752
1329	1766241	2347334289	1379	1901641	2622362939	1429	2042041	2918076589
1330	1768900	2352637000	1380	1904400	2628072000	1430	2044900	2924207000
1331	1771561	2357947691	1381	1907161	2633789341	1431	2047761	2930345991
1332	1774224	2363266368	1382	1909924	2639514968	1432	2050624	2936493568
1333	1776889	2368593037	1383	1912689	2645248887	1433	2053489	2942649737
1334	1779556	2373927704	1384	1915456	2650991104	1434	2056356	2948814504
1335	1782225	2379270375	1385	1918225	2656741625	1435	2059225	2954987875
1336	1784896	2384621056	1386	1920996	2662500456	1436	2062096	2961169856
1337	1787569	2389979753	1387	1923769	2668267603	1437	2064969	2967360453
1338	1790244	2395346472	1388	1926544	2674043072	1438	2067844	2973559672
1339	1792921	2400721219	1389	1929321	2679826869	1439	2070721	2979767519
1340	1795600	2406104000	1390	1932100	2685619000	1440	2073600	2985984000
1341	1798281	2411494821	1391	1934881	2691419471	1441	2076481	2992209121
1342	1800964	2416893688	1392	1937664	2697228288	1442	2079364	2998442888
1343	1803649	2422300607	1393	1940449	2703045457	1443	2082249	3004685307
1344	1806336	2427715584	1394	1943236	2708870984	1444	2085136	3010936384
1345	1809025	2433138625	1395	1946025	2714704875	1445	2088025	3017196125
1346	1811716	2438569736	1396	1948816	2720547136	1446	2090916	3023464536
1347	1814409	2444008923	1397	1951609	2726397773	1447	2093809	3029741623
1348	1817104	2449456192	1398	1954404	2732256792	1448	2096704	3036027392
1349	1819801	2454911549	1399	1957201	2738124199	1449	2099601	3042321849
1350	1822500	2460375000	1400	1960000	2744000000	1450	2102500	3048625000

n	n^2	n^3	n	n^2	n^3	n	n^2	n^3
1450	2102500	3048625000	1500	2250000	3375000000	1550	2402500	3723875000
1451	2105401	3054936851	1501	2253001	3381754501	1551	2405601	3731087151
1452	2108304	3061257408	1502	2256004	3388518008	1552	2408704	3738308608
1453	2111209	3067586677	1503	2259009	3395290527	1553	2411809	3745539377
1454	2114116	3073924664	1504	2262016	3402072064	1554	2414916	3752779464
1455	2117025	3080271375	1505	2265025	3408862625	1555	2418025	3760028875
1456	2119936	3086626816	1506	2268036	3415662216	1556	2421136	3767287616
1457	2122849	3092990993	1507	2271049	3422470843	1557	2424249	3774555693
1458	2125764	3099363912	1508	2274064	3429288512	1558	2427364	3781833112
1459	2128681	3105745579	1509	2277081	3436115229	1559	2430481	3789119879
1460	2131600	3112136000	1510	2280100	3442951000	1560	2433600	3796416000
1461	2134521	3118535181	1511	2283121	3449795831	1561	2436721	3803721481
1462	2137444	3124943128	1512	2286144	3456649728	1562	2439844	3811036328
1463	2140369	3131359847	1513	2289169	3463512697	1563	2442969	3818360547
1464	2143296	3137785344	1514	2292196	3470384744	1564	2446096	3825694144
1465	2146225	3144219625	1515	2295225	3477265875	1565	2449225	3833037125
1466	2149156	3150662696	1516	2298256	3484156096	1566	2452356	3840389496
1467	2152089	3157114563	1517	2301289	3491055413	1567	2455489	3847751263
1468	2155024	3163575232	1518	2304324	3497963832	1568	2458624	3855122432
1469	2157961	3170044709	1519	2307361	3504881359	1569	2461761	3862503009
1470	2160900	3176523000	1520	2310400	3511808000	1570	2464900	3869893000
1471	2163841	3183010111	1521	2313441	3518743761	1571	2468041	3877292411
1472	2166784	3189506048	1522	2316484	3525688648	1572	2471184	3884701248
1473	2169729	3196010817	1523	2319529	3532642667	1573	2474329	3892119517
1474	2172676	3202524424	1524	2322576	3539605824	1574	2477476	3899547224
1475	2175625	3209046875	1525	2325625	3546578125	1575	2480625	3906984375
1476	2178576	3215578176	1526	2328676	3553559576	1576	2483776	3914430976
1477	2181529	3222118333	1527	2331729	3560550183	1577	2486929	3921887033
1478	2184484	3228667352	1528	2334784	3567549952	1578	2490084	3829352552
1479	2187441	3235225239	1529	2337841	3574558889	1579	2493241	3936827539
1480	2190400	3241792000	1530	2340900	3581577000	1580	2496400	3944312000
1481	2193361	3248367641	1531	2343961	3588604291	1581	2499561	3951805941
1482	2196324	3254952168	1532	2347024	3595640768	1582	2502724	3959309368
1483	2199289	3261545587	1533	2350089	3602686437	1583	2505889	3966822287
1484	2202256	3268147904	1534	2353156	3609741304	1584	2509056	3974344704
1485	2205225	3274759125	1535	2356225	3616805375	1585	2512225	3981876625
1486	2208196	3281379256	1536	2359296	3623878656	1586	2515396	3989418056
1487	2211169	3288008303	1537	2362369	3630961153	1587	2518569	3996969003
1488	2214144	3294646272	1538	2365444	3638052872	1588	2521744	4004529472
1489	2217121	3301293169	1539	2368521	3645153819	1589	2524921	4012099469
1490	2220100	3307949000	1540	2371600	3652264000	1590	2528100	4019679000
1491	2223081	3314613771	1541	2374681	3659383421	1591	2531281	4027268071
1492	2226064	3321287488	1542	2377764	3666512088	1592	2534464	4034866688
1493	2229049	3327970157	1543	2380849	3673650007	1593	2537649	4042474857
1494	2232036	3334661784	1544	2383936	3680797184	1594	2540836	4050092584
1495	2235025	3341362375	1545	2387025	3687953625	1595	2544025	4057719875
1496	2238016	3348071936	1546	2390116	3695119336	1596	2547216	4065356736
1497	2241009	3354790473	1547	2393209	3702294323	1597	2550409	4073003173
1498	2244004	3361517992	1548	2396304	3709478592	1598	2553604	4080659192
1499	2247001	3368254499	1549	2399401	3716672149	1599	2556801	4088324799
1500	2250000	3375000000	1550	2402500	3723875000	1600	2560000	4096000000

n	n^2	n^3	n	n^2	n^3	n	n^2	n^3
1600	2560000	4096000000	1650	2722500	4492125000	1700	2890000	4913000000
1601	2563201	4103684801	1651	2725801	4500297451	1701	2893401	4921675101
1602	2566404	4111379208	1652	2729104	4508479808	1702	2896804	4930360408
1603	2569609	4119083227	1653	2732409	4516672077	1703	2900209	4939055927
1604	2572816	4126796864	1654	2735716	4524874264	1704	2903616	4947761664
1605	2576025	4134520125	1655	2739025	4533086375	1705	2907025	4956477625
1606	2579236	4142253016	1656	2742336	4541308416	1706	2910436	4965203816
1607	2582449	4149995543	1657	2745649	4549540393	1707	2913849	4973940243
1608	2585664	4157747712	1658	2748964	4557782312	1708	2917264	4982686912
1609	2588881	4165509529	1659	2752281	4566034179	1709	2920681	4991443829
1610	2592100	4173281000	1660	2755600	4574296000	1710	2924100	5000211000
1611	2595321	4181062131	1661	2758921	4582567781	1711	2927521	5008988431
1612	2598544	4188852928	1662	2762244	4590849528	1712	2930944	5017776128
1613	2601769	4196653397	1663	2765569	4599141247	1713	2934396	5026574097
1614	2604996	4204463544	1664	2768896	4607442944	1714	2937769	5035382344
1615	2608225	4212283375	1665	2772225	4615754625	1715	2941225	5044200875
1616	2611456	4220112896	1666	2775556	4624076296	1716	2944656	5053029696
1617	2614689	4227952113	1667	2778889	4632407963	1717	2948089	5061868813
1618	2617924	4235801032	1668	2782224	4640749632	1718	2951524	5070718232
1619	2621161	4243659659	1669	2785561	4649101309	1719	2954961	5079577959
1620	2624400	4251528000	1670	2788900	4657463000	1720	2958400	5088448000
1621	2627641	4259406061	1671	2792241	4665834711	1721	2961841	5097328361
1622	2630884	4267293848	1672	2795584	4674216448	1722	2965284	5106219048
1623	2634129	4275191367	1673	2798929	4682608217	1723	2968729	5115120067
1624	2637376	4283098624	1674	2802276	4691010024	1724	2972176	5124031424
1625	2640625	4291015625	1675	2805625	4699421875	1725	2975625	5132953125
1626	2643876	4298942376	1676	2808976	4707843776	1726	2979076	5141885176
1627	2647129	4306878883	1677	2812329	4716275733	1727	2982529	5150827583
1628	2650384	4314825152	1678	2815684	4724717752	1728	2985984	5159780352
1629	2653641	4322781189	1679	2819041	4733169839	1729	2989441	5168743489
1630	2656900	4330747000	1680	2822400	4741632000	1730	2992900	5177717000
1631	2660161	4338722591	1681	2825761	4750104241	1731	2996361	5186700891
1632	2663424	4346707968	1682	2829124	4758586568	1732	2999824	5195695168
1633	2666689	4354703137	1683	2832489	4767078987	1733	3003289	5204699837
1634	2669956	4362708104	1684	2835856	4775581504	1734	3006756	5213714904
1635	2673225	4370722875	1685	2839225	4784094125	1735	3010225	5222740375
1636	2676496	4378747456	1686	2842596	4792616856	1736	3013696	5231776256
1637	2679769	4386781853	1687	2845969	4801149703	1737	3017169	5240822553
1638	2683044	4394826072	1688	2849344	4809692672	1738	3020644	5249879272
1639	2686321	4402880119	1689	2852721	4818245769	1739	3024121	5258946419
1640	2689600	4410944000	1690	2856100	4826809000	1740	3027600	5268024000
1641	2692881	4419017721	1691	2859481	4835382371	1741	3031081	5277112021
1642	2696164	4427101288	1692	2862864	4843965888	1742	3034564	5286210488
1643	2699449	4435194707	1693	2866249	4852559557	1743	3038049	5295319407
1644	2702736	4443297984	1694	2869636	4861163384	1744	3041536	5304438784
1645	2706025	4451411125	1695	2873025	4869777375	1745	3045025	5313568625
1646	2709316	4459534136	1696	2876416	4878401536	1746	3048516	5322708936
1647	2712609	4467667023	1697	2879809	4887035873	1747	3052009	5331859723
1648	2715904	4475809792	1698	2883204	4895680392	1748	3055504	5341020992
1649	2719201	4483962449	1699	2886601	4904335099	1749	3059001	5350192749
1650	2722500	4492125000	1700	2890000	4913000000	1750	3062500	5359375000

n	n^2	n^3	n	n^2	n^3	n	n^2	n^3
1750	3062500	5359375000	1800	3240000	5832000000	1850	3422500	6331625000
1751	3066001	5368567751	1801	3243601	5841725401	1851	3426201	6341898051
1752	3069504	5377771008	1802	3247204	5851461608	1852	3429904	6352182208
1753	3073009	5386984777	1803	3250809	5861208627	1853	3433609	6362477477
1754	3076516	5396209064	1804	3254416	5870966464	1854	3437316	6372783864
1755	3080025	5405443875	1805	3258025	5880735125	1855	3441025	6383101375
1756	3083536	5414689216	1806	3261636	5890514616	1856	3444736	6393430016
1757	3087049	5423945093	1807	3265249	5900304943	1857	3448449	6403769793
1758	3090564	5433211512	1808	3268864	5910106112	1858	3452164	6414120712
1759	3094081	5442488479	1809	3272481	5919918162	1859	3455881	6424482779
1760	3097600	5451776000	1810	3276100	5929741000	1860	3459600	6434856000
1761	3101121	5461074081	1811	3279721	5939574731	1861	3463321	6445240381
1762	3104644	5470382728	1812	3283344	5949419328	1862	3467044	6455635928
1763	3108169	5479701947	1813	3286969	5959274797	1863	3470769	6466042647
1764	3111696	5489031744	1814	3290596	5969141144	1864	3474496	6476460544
1765	3115225	5498372125	1815	3294225	5979018375	1865	3478225	6486889625
1766	3118756	5507723096	1816	3297856	5988906496	1866	3481956	6497329896
1767	3122289	5517084663	1817	3301489	5998805513	1867	3485689	6507781363
1768	3125824	5526456832	1818	3305124	6008715432	1868	3489424	6518244032
1769	3129361	5535839609	1819	3308761	6018636259	1869	3493161	6528717909
1770	3132900	5545233000	1820	3312400	6028568000	1870	3496900	6539203000
1771	3136441	5554637011	1821	3316041	6038510661	1871	3500641	6549699311
1772	3139984	5564051648	1822	3319684	6048464248	1872	3504384	6560206848
1773	3143529	5573476917	1823	3323329	6058428767	1873	3508129	6570725617
1774	3147076	5582912824	1824	3326976	6068404224	1874	3511876	6581255624
1775	3150625	5592359375	1825	3330625	6078390625	1875	3515625	6591796875
1776	3154176	5601816576	1826	3334276	6088387976	1876	3519376	6602349376
1777	3157729	5611284433	1827	3337929	6098396283	1877	3523129	6612913133
1778	3161284	5620762952	1828	3341584	6108415552	1878	3526884	6623488152
1779	3164841	5630252139	1829	3345241	6118445789	1879	3530641	6634074439
1780	3168400	5639752000	1830	3348900	6128487000	1880	3534400	6644672000
1781	3171961	5649262541	1831	3352561	6138539191	1881	3538161	6655280841
1782	3175524	5658783768	1832	3356224	6148602368	1882	3541924	6665900968
1783	3179089	5668315687	1833	3359889	6158676537	1883	3545689	6676532387
1784	3182656	5677858304	1834	3363556	6168761704	1884	3549456	6687175104
1785	3186225	5687411625	1835	3367225	6178857875	1885	3553225	6697829125
1786	3189796	5696975656	1836	3370896	6188965056	1886	3556996	6708494456
1787	3193369	5706550403	1837	3374569	6199083253	1887	3560769	6719171103
1788	3196944	5716135872	1838	3378244	6209212472	1888	3564544	6729859072
1789	3200521	5725732069	1839	3381921	6219352719	1889	3568321	6740558369
1790	3204100	5735339000	1840	3385600	6229504000	1890	3572100	6751269000
1791	3207681	5744956671	1841	3389281	6239666321	1891	3575881	6761990971
1792	3211264	5754585088	1842	3392964	6249839688	1892	3579664	6772724288
1793	3214849	5764224257	1843	3396649	6260024107	1893	3583449	6783468957
1794	3218436	5773874184	1844	3400336	6270219584	1894	3587236	6794224984
1795	3222025	5783534875	1845	3404025	6280426125	1895	3591025	6804992375
1796	3225616	5793206336	1846	3407716	6290643736	1896	3594816	6815771136
1797	3229209	5802888573	1847	3411409	6300872423	1897	3598609	6826561273
1798	3232804	5812581592	1848	3415104	6311112192	1898	3602404	6837362792
1799	3236401	5822285399	1849	3418801	6321363049	1899	3606201	6848175699

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	— ∞	0,0000	0,6931	1,0986	1,3863	1,6094	1,7918	1,9459	2,0794	2,1972
10	2,3026	2,3979	2,4849	2,5649	2,6391	2,7081	2,7726	2,8332	2,8904	2,9444
20	2,9957	3,0445	3,0910	3,1355	3,1781	3,2189	3,2581	3,2958	3,3322	3,3673
30	3,4012	3,4340	3,4657	3,4965	3,5264	3,5553	3,5835	3,6109	3,6376	3,6636
40	3,6889	3,7136	3,7377	3,7612	3,7842	3,8067	3,8286	3,8501	3,8712	3,8918
50	3,9120	3,9318	3,9512	3,9703	3,9890	4,0073	4,0254	4,0431	4,0604	4,0775
60	4,0943	4,1109	4,1271	4,1431	4,1589	4,1744	4,1897	4,2047	4,2195	4,2341
70	4,2485	4,2627	4,2767	4,2905	4,3041	4,3175	4,3307	4,3438	4,3567	4,3694
80	4,3820	4,3944	4,4067	4,4188	4,4308	4,4427	4,4543	4,4659	4,4773	4,4886
90	4,4998	4,5109	4,5218	4,5326	4,5433	4,5539	4,5643	4,5747	4,5850	4,5951
100	4,6052	4,6151	4,6250	4,6347	4,6444	4,6540	4,6634	4,6728	4,6821	4,6913
110	4,7005	4,7095	4,7185	4,7274	4,7362	4,7449	4,7536	4,7622	4,7707	4,7791
120	4,7875	4,7958	4,8040	4,8122	4,8203	4,8283	4,8363	4,8442	4,8520	4,8598
130	4,8675	4,8752	4,8828	4,8903	4,8978	4,9053	4,9127	4,9200	4,9273	4,9345
140	4,9416	4,9488	4,9558	4,9628	4,9698	4,9767	4,9836	4,9904	4,9972	5,0039
150	5,0106	5,0173	5,0239	5,0304	5,0370	5,0434	5,0499	5,0562	5,0626	5,0689
160	5,0752	5,0814	5,0876	5,0938	5,0999	5,1059	5,1120	5,1180	5,1240	5,1299
170	5,1358	5,1417	5,1475	5,1533	5,1591	5,1648	5,1705	5,1761	5,1818	5,1874
180	5,1930	5,1985	5,2040	5,2095	5,2149	5,2204	5,2257	5,2311	5,2364	5,2417
190	5,2470	5,2523	5,2575	5,2627	5,2679	5,2730	5,2781	5,2832	5,2883	5,2933
200	5,2983	5,3033	5,3083	5,3132	5,3181	5,3230	5,3279	5,3327	5,3375	5,3423
210	5,3471	5,3519	5,3566	5,3613	5,3660	5,3706	5,3753	5,3799	5,3845	5,3891
220	5,3936	5,3982	5,4027	5,4072	5,4116	5,4161	5,4205	5,4250	5,4293	5,4337
230	5,4381	5,4424	5,4467	5,4510	5,4553	5,4596	5,4638	5,4681	5,4723	5,4765
240	5,4806	5,4848	5,4889	5,4931	5,4972	5,5013	5,5053	5,5094	5,5134	5,5175
250	5,5215	5,5255	5,5294	5,5334	5,5373	5,5413	5,5452	5,5491	5,5530	5,5568
260	5,5607	5,5645	5,5683	5,5722	5,5759	5,5797	5,5835	5,5872	5,5910	5,5947
270	5,5984	5,6021	5,6058	5,6095	5,6131	5,6168	5,6204	5,6240	5,6276	5,6312
280	5,6348	5,6384	5,6419	5,6454	5,6490	5,6525	5,6560	5,6595	5,6630	5,6664
290	5,6699	5,6733	5,6768	5,6802	5,6836	5,6870	5,6904	5,6937	5,6971	5,7004
300	5,7038	5,7071	5,7104	5,7137	5,7170	5,7203	5,7236	5,7268	5,7301	5,7333
310	5,7366	5,7398	5,7430	5,7462	5,7494	5,7526	5,7557	5,7589	5,7621	5,7652
320	5,7683	5,7714	5,7746	5,7777	5,7807	5,7838	5,7869	5,7900	5,7930	5,7961
330	5,7991	5,8021	5,8051	5,8081	5,8111	5,8141	5,8171	5,8201	5,8230	5,8260
340	5,8289	5,8319	5,8348	5,8377	5,8406	5,8435	5,8464	5,8493	5,8522	5,8551
350	5,8579	5,8608	5,8636	5,8665	5,8693	5,8721	5,8749	5,8777	5,8805	5,8833
360	5,8861	5,8889	5,8916	5,8944	5,8972	5,8999	5,9026	5,9054	5,9081	5,9101
370	5,9135	5,9162	5,9189	5,9216	5,9243	5,9269	5,9296	5,9322	5,9349	5,9375
380	5,9402	5,9428	5,9454	5,9480	5,9506	5,9532	5,9558	5,9584	5,9610	5,9636
390	5,9661	5,9687	5,9713	5,9738	5,9764	5,9789	5,9814	5,9839	5,9865	5,9890
400	5,9915	5,9940	5,9965	5,9989	6,0014	6,0039	6,0064	6,0088	6,0113	6,0137
410	6,0162	6,0186	6,0210	6,0234	6,0259	6,0283	6,0307	6,0331	6,0355	6,0379
420	6,0403	6,0426	6,0450	6,0474	6,0497	6,0521	6,0544	6,0568	6,0591	6,0615
430	6,0638	6,0661	6,0684	6,0707	6,0730	6,0753	6,0776	6,0799	6,0822	6,0845
440	6,0868	6,0890	6,0913	6,0936	6,0958	6,0981	6,1003	6,1026	6,1048	6,1070
450	6,1092	6,1115	6,1137	6,1159	6,1181	6,1203	6,1225	6,1247	6,1269	6,1291
460	6,1312	6,1334	6,1356	6,1377	6,1399	6,1420	6,1442	6,1463	6,1485	6,1506
470	6,1527	6,1549	6,1570	6,1591	6,1612	6,1633	6,1654	6,1675	6,1696	6,1717
480	6,1738	6,1759	6,1779	6,1800	6,1821	6,1841	6,1862	6,1883	6,1903	6,1924
490	6,1944	6,1964	6,1985	6,2005	6,2025	6,2046	6,2066	6,2086	6,2106	6,2126

$$\ln 10^{\pm 1} = \pm 2,30258509, \quad \ln 10^{\pm 2} = \pm 4,60517018, \quad \ln 10^{\pm 3} = \pm 6,90775527, \quad \ln 10^{\pm 4} = \pm 9,21034037,$$

$$\ln 10^{\pm 5} = \pm 11,51292546.$$

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
500	6,2146	6,2166	6,2186	6,2206	6,2226	6,2246	6,2265	6,2285	6,2305	6,2324
510	6,2344	6,2364	6,2383	6,2403	6,2422	6,2442	6,2461	6,2480	6,2500	6,2519
520	6,2538	6,2558	6,2577	6,2596	6,2615	6,2634	6,2653	6,2672	6,2691	6,2710
530	6,2729	6,2748	6,2766	6,2785	6,2804	6,2823	6,2841	6,2860	6,2879	6,2897
540	6,2916	6,2934	6,2953	6,2971	6,2989	6,3008	6,3026	6,3044	6,3063	6,3081
550	6,3099	6,3117	6,3135	6,3154	6,3172	6,3190	6,3208	6,3226	6,3244	6,3261
560	6,3279	6,3297	6,3315	6,3333	6,3351	6,3368	6,3386	6,3404	6,3421	6,3439
570	6,3456	6,3474	6,3491	6,3509	6,3526	6,3544	6,3561	6,3578	6,3596	6,3613
580	6,3630	6,3648	6,3665	6,3682	6,3699	6,3716	6,3733	6,3750	6,3767	6,3784
590	6,3801	6,3818	6,3835	6,3852	6,3869	6,3886	6,3902	6,3919	6,3936	6,3953
600	6,3969	6,3986	6,4003	6,4019	6,4036	6,4052	6,4069	6,4085	6,4102	6,4118
610	6,4135	6,4151	6,4167	6,4184	6,4200	6,4216	6,4232	6,4249	6,4265	6,4281
620	6,4297	6,4313	6,4329	6,4345	6,4362	6,4378	6,4394	6,4409	6,4425	6,4441
630	6,4457	6,4473	6,4489	6,4505	6,4520	6,4536	6,4552	6,4568	6,4583	6,4599
640	6,4615	6,4630	6,4646	6,4661	6,4677	6,4693	6,4708	6,4723	6,4739	6,4754
650	6,4770	6,4785	6,4800	6,4816	6,4831	6,4846	6,4862	6,4877	6,4892	6,4907
660	6,4922	6,4938	6,4953	6,4968	6,4983	6,4998	6,5013	6,5028	6,5043	6,5058
670	6,5073	6,5088	6,5103	6,5117	6,5132	6,5147	6,5162	6,5177	6,5191	6,5206
680	6,5221	6,5236	6,5250	6,5265	6,5280	6,5294	6,5309	6,5323	6,5338	6,5352
690	6,5367	6,5381	6,5396	6,5410	6,5425	6,5439	6,5453	6,5468	6,5482	6,5497
700	6,5511	6,5525	6,5539	6,5554	6,5568	6,5582	6,5596	6,5610	6,5624	6,5639
710	6,5653	6,5667	6,5681	6,5695	6,5709	6,5723	6,5737	6,5751	6,5765	6,5779
720	6,5793	6,5806	6,5820	6,5834	6,5848	6,5862	6,5876	6,5889	6,5903	6,5917
730	6,5930	6,5944	6,5958	6,5971	6,5985	6,5999	6,6012	6,6026	6,6039	6,6053
740	6,6067	6,6080	6,6093	6,6107	6,6120	6,6134	6,6147	6,6161	6,6174	6,6187
750	6,6201	6,6214	6,6227	6,6241	6,6254	6,6267	6,6280	6,6294	6,6307	6,6320
760	6,6333	6,6346	6,6359	6,6373	6,6386	6,6399	6,6412	6,6425	6,6438	6,6451
770	6,6464	6,6477	6,6490	6,6503	6,6516	6,6529	6,6542	6,6554	6,6567	6,6580
780	6,6593	6,6606	6,6619	6,6631	6,6644	6,6657	6,6670	6,6682	6,6695	6,6708
790	6,6720	6,6733	6,6746	6,6758	6,6771	6,6783	6,6796	6,6809	6,6821	6,6834
800	6,6846	6,6859	6,6871	6,6884	6,6896	6,6908	6,6921	6,6933	6,6946	6,6958
810	6,6970	6,6983	6,6995	6,7007	6,7020	6,7032	6,7044	6,7056	6,7069	6,7081
820	6,7093	6,7105	6,7117	6,7130	6,7142	6,7154	6,7166	6,7178	6,7190	6,7202
830	6,7214	6,7226	6,7238	6,7250	6,7262	6,7274	6,7286	6,7298	6,7310	6,7322
840	6,7334	6,7346	6,7358	6,7370	6,7382	6,7393	6,7405	6,7417	6,7429	6,7441
850	6,7452	6,7464	6,7476	6,7488	6,7499	6,7511	6,7523	6,7534	6,7546	6,7558
860	6,7569	6,7581	6,7593	6,7604	6,7616	6,7627	6,7639	6,7650	6,7662	6,7673
870	6,7685	6,7696	6,7708	6,7719	6,7731	6,7742	6,7754	6,7765	6,7776	6,7788
880	6,7799	6,7811	6,7822	6,7833	6,7845	6,7856	6,7867	6,7878	6,7890	6,7901
890	6,7912	6,7923	6,7935	6,7946	6,7957	6,7968	6,7979	6,7991	6,8002	6,8013
900	6,8024	6,8035	6,8046	6,8057	6,8068	6,8079	6,8090	6,8101	6,8112	6,8123
910	6,8134	6,8145	6,8156	6,8167	6,8178	6,8189	6,8200	6,8211	6,8222	6,8233
920	6,8244	6,8255	6,8265	6,8276	6,8287	6,8298	6,8309	6,8320	6,8330	6,8341
930	6,8352	6,8363	6,8373	6,8384	6,8395	6,8405	6,8416	6,8427	6,8437	6,8448
940	6,8459	6,8469	6,8480	6,8491	6,8501	6,8512	6,8522	6,8533	6,8544	6,8554
950	6,8565	6,8575	6,8586	6,8596	6,8607	6,8617	6,8628	6,8638	6,8648	6,8659
960	6,8669	6,8680	6,8690	6,8701	6,8711	6,8721	6,8732	6,8742	6,8752	6,8763
970	6,8773	6,8783	6,8794	6,8804	6,8814	6,8824	6,8835	6,8845	6,8855	6,8865
980	6,8876	6,8886	6,8896	6,8906	6,8916	6,8926	6,8937	6,8947	6,8957	6,8967
990	6,8977	6,8987	6,8997	6,9007	6,9017	6,9027	6,9037	6,9047	6,9057	6,9068

$\ln 10^{\pm 6} = \pm 13,8155$, $\ln 10^{\pm 7} = \pm 16,1181$, $\ln 10^{\pm 8} = \pm 18,4207$.

Beispiele s. S. 43.

Grad	Sinus							Grad
	0'	10'	20'	30'	40'	50'	60'	
0	0,00000	0,00291	0,00582	0,00873	0,01164	0,01454	0,01745	89
1	0,01745	0,02036	0,02327	0,02618	0,02908	0,03199	0,03490	88
2	0,03490	0,03781	0,04071	0,04362	0,04653	0,04943	0,05234	87
3	0,05234	0,05524	0,05814	0,06105	0,06395	0,06685	0,06976	86
4	0,06976	0,07266	0,07556	0,07846	0,08136	0,08426	0,08716	85
5	0,08716	0,09005	0,09295	0,09585	0,09874	0,10164	0,10453	84
6	0,10453	0,10742	0,11031	0,11320	0,11609	0,11898	0,12187	83
7	0,12187	0,12476	0,12764	0,13053	0,13341	0,13629	0,13917	82
8	0,13917	0,14205	0,14493	0,14781	0,15069	0,15356	0,15643	81
9	0,15643	0,15931	0,16218	0,16505	0,16792	0,17078	0,17365	80
10	0,17365	0,17651	0,17937	0,18224	0,18509	0,18795	0,19081	79
11	0,19081	0,19366	0,19652	0,19937	0,20222	0,20507	0,20791	78
12	0,20791	0,21076	0,21360	0,21644	0,21928	0,22212	0,22495	77
13	0,22495	0,22778	0,23062	0,23345	0,23627	0,23910	0,24192	76
14	0,24192	0,24474	0,24756	0,25038	0,25320	0,25601	0,25882	75
15	0,25882	0,26163	0,26443	0,26724	0,27004	0,27284	0,27564	74
16	0,27564	0,27843	0,28123	0,28402	0,28680	0,28959	0,29237	73
17	0,29237	0,29515	0,29793	0,30071	0,30348	0,30625	0,30902	72
18	0,30902	0,31178	0,31454	0,31730	0,32006	0,32282	0,32557	71
19	0,32557	0,32832	0,33106	0,33381	0,33655	0,33929	0,34202	70
20	0,34202	0,34475	0,34748	0,35021	0,35293	0,35565	0,35837	69
21	0,35837	0,36108	0,36379	0,36650	0,36921	0,37191	0,37461	68
22	0,37461	0,37730	0,37999	0,38268	0,38537	0,38805	0,39073	67
23	0,39073	0,39341	0,39608	0,39875	0,40141	0,40408	0,40674	66
24	0,40674	0,40939	0,41204	0,41469	0,41734	0,41998	0,42262	65
25	0,42262	0,42525	0,42788	0,43051	0,43313	0,43575	0,43837	64
26	0,43837	0,44098	0,44359	0,44620	0,44880	0,45140	0,45399	63
27	0,45399	0,45658	0,45917	0,46175	0,46433	0,46690	0,46947	62
28	0,46947	0,47204	0,47460	0,47716	0,47971	0,48226	0,48481	61
29	0,48481	0,48735	0,48989	0,49242	0,49495	0,49748	0,50000	60
30	0,50000	0,50252	0,50503	0,50754	0,51004	0,51254	0,51504	59
31	0,51504	0,51753	0,52002	0,52250	0,52498	0,52745	0,52992	58
32	0,52992	0,53238	0,53484	0,53730	0,53975	0,54220	0,54464	57
33	0,54464	0,54708	0,54951	0,55194	0,55436	0,55678	0,55919	56
34	0,55919	0,56160	0,56401	0,56641	0,56880	0,57119	0,57358	55
35	0,57358	0,57596	0,57833	0,58070	0,58307	0,58543	0,58779	54
36	0,58779	0,59014	0,59248	0,59482	0,59716	0,59949	0,60182	53
37	0,60182	0,60414	0,60645	0,60876	0,61107	0,61337	0,61566	52
38	0,61566	0,61795	0,62024	0,62251	0,62479	0,62706	0,62932	51
39	0,62932	0,63158	0,63383	0,63608	0,63832	0,64056	0,64279	50
40	0,64279	0,64501	0,64723	0,64945	0,65166	0,65386	0,65606	49
41	0,65606	0,65825	0,66044	0,66262	0,66480	0,66697	0,66913	48
42	0,66913	0,67129	0,67344	0,67559	0,67773	0,67987	0,68200	47
43	0,68200	0,68412	0,68624	0,68835	0,69046	0,69256	0,69466	46
44	0,69466	0,69675	0,69883	0,70091	0,70298	0,70505	0,70711	45
	60'	50'	40'	30'	20'	10'	0'	
	Cosinus							

Grad	Cosinus							Grad
	0'	10'	20'	30'	40'	50'	60'	
0	1,00000	1,00000	0,99998	0,99996	0,99993	0,99989	0,99985	89
1	0,99985	0,99979	0,99973	0,99966	0,99958	0,99949	0,99939	88
2	0,99969	0,99962	0,99957	0,99950	0,99942	0,99932	0,99921	87
3	0,99953	0,99947	0,99941	0,99934	0,99926	0,99916	0,99905	86
4	0,99937	0,99931	0,99925	0,99918	0,99910	0,99900	0,99889	85
5	0,99921	0,99915	0,99909	0,99902	0,99894	0,99884	0,99873	84
6	0,99905	0,99899	0,99893	0,99886	0,99878	0,99868	0,99857	83
7	0,99889	0,99883	0,99877	0,99870	0,99862	0,99852	0,99841	82
8	0,99873	0,99867	0,99861	0,99854	0,99846	0,99836	0,99825	81
9	0,99857	0,99851	0,99845	0,99838	0,99830	0,99820	0,99809	80
10	0,99841	0,99835	0,99829	0,99822	0,99814	0,99804	0,99793	79
11	0,99825	0,99819	0,99813	0,99806	0,99798	0,99788	0,99777	78
12	0,99809	0,99803	0,99797	0,99790	0,99782	0,99772	0,99761	77
13	0,99793	0,99787	0,99781	0,99774	0,99766	0,99756	0,99745	76
14	0,99777	0,99771	0,99765	0,99758	0,99750	0,99740	0,99729	75
15	0,99761	0,99755	0,99749	0,99742	0,99734	0,99724	0,99713	74
16	0,99745	0,99739	0,99733	0,99726	0,99718	0,99708	0,99697	73
17	0,99729	0,99723	0,99717	0,99710	0,99702	0,99692	0,99681	72
18	0,99713	0,99707	0,99701	0,99694	0,99686	0,99676	0,99665	71
19	0,99697	0,99691	0,99685	0,99678	0,99670	0,99660	0,99649	70
20	0,99681	0,99675	0,99669	0,99662	0,99654	0,99644	0,99633	69
21	0,99665	0,99659	0,99653	0,99646	0,99638	0,99628	0,99617	68
22	0,99649	0,99643	0,99637	0,99630	0,99622	0,99612	0,99601	67
23	0,99633	0,99627	0,99621	0,99614	0,99606	0,99596	0,99585	66
24	0,99617	0,99611	0,99605	0,99598	0,99590	0,99580	0,99569	65
25	0,99601	0,99595	0,99589	0,99582	0,99574	0,99564	0,99553	64
26	0,99585	0,99579	0,99573	0,99566	0,99558	0,99548	0,99537	63
27	0,99569	0,99563	0,99557	0,99550	0,99542	0,99532	0,99521	62
28	0,99553	0,99547	0,99541	0,99534	0,99526	0,99516	0,99505	61
29	0,99537	0,99531	0,99525	0,99518	0,99510	0,99500	0,99489	60
30	0,99521	0,99515	0,99509	0,99502	0,99494	0,99484	0,99473	59
31	0,99505	0,99499	0,99493	0,99486	0,99478	0,99468	0,99457	58
32	0,99489	0,99483	0,99477	0,99470	0,99462	0,99452	0,99441	57
33	0,99473	0,99467	0,99461	0,99454	0,99446	0,99436	0,99425	56
34	0,99457	0,99451	0,99445	0,99438	0,99430	0,99420	0,99409	55
35	0,99441	0,99435	0,99429	0,99422	0,99414	0,99404	0,99393	54
36	0,99425	0,99419	0,99413	0,99406	0,99398	0,99388	0,99377	53
37	0,99409	0,99403	0,99397	0,99390	0,99382	0,99372	0,99361	52
38	0,99393	0,99387	0,99381	0,99374	0,99366	0,99356	0,99345	51
39	0,99377	0,99371	0,99365	0,99358	0,99350	0,99340	0,99329	50
40	0,99361	0,99355	0,99349	0,99342	0,99334	0,99324	0,99313	49
41	0,99345	0,99339	0,99333	0,99326	0,99318	0,99308	0,99297	48
42	0,99329	0,99323	0,99317	0,99310	0,99302	0,99292	0,99281	47
43	0,99313	0,99307	0,99301	0,99294	0,99286	0,99276	0,99265	46
44	0,99297	0,99291	0,99285	0,99278	0,99270	0,99260	0,99249	45
	60'	50'	40'	30'	20'	10'	0'	
Sinus								Grad

Grad	Tangens							
	0'	10'	20'	30'	40'	50'	60'	
0	0,00000	0,00291	0,00582	0,00873	0,01164	0,01455	0,01746	89
1	0,01746	0,02036	0,02328	0,02619	0,02910	0,03201	0,03492	88
2	0,03492	0,03783	0,04075	0,04366	0,04658	0,04949	0,05241	87
3	0,05241	0,05533	0,05824	0,06116	0,06408	0,06700	0,06993	86
4	0,06993	0,07285	0,07578	0,07870	0,08163	0,08456	0,08749	85
5	0,08749	0,09042	0,09335	0,09629	0,09923	0,10216	0,10510	84
6	0,10510	0,10805	0,11099	0,11394	0,11688	0,11983	0,12278	83
7	0,12278	0,12574	0,12869	0,13165	0,13461	0,13758	0,14054	82
8	0,14054	0,14351	0,14648	0,14945	0,15243	0,15540	0,15838	81
9	0,15838	0,16137	0,16435	0,16734	0,17033	0,17333	0,17633	80
10	0,17633	0,17933	0,18233	0,18534	0,18835	0,19136	0,19438	79
11	0,19438	0,19740	0,20042	0,20345	0,20648	0,20952	0,21256	78
12	0,21256	0,21560	0,21864	0,22169	0,22475	0,22781	0,23087	77
13	0,23087	0,23393	0,23700	0,24008	0,24316	0,24624	0,24933	76
14	0,24933	0,25242	0,25552	0,25862	0,26172	0,26483	0,26795	75
15	0,26795	0,27107	0,27419	0,27732	0,28046	0,28360	0,28675	74
16	0,28675	0,28990	0,29305	0,29621	0,29938	0,30255	0,30573	73
17	0,30573	0,30891	0,31210	0,31530	0,31850	0,32171	0,32492	72
18	0,32492	0,32814	0,33136	0,33460	0,33783	0,34108	0,34433	71
19	0,34433	0,34758	0,35085	0,35412	0,35740	0,36068	0,36397	70
20	0,36397	0,36727	0,37057	0,37388	0,37720	0,38053	0,38386	69
21	0,38386	0,38721	0,39055	0,39391	0,39727	0,40065	0,40403	68
22	0,40403	0,40741	0,41081	0,41421	0,41763	0,42105	0,42447	67
23	0,42447	0,42791	0,43136	0,43481	0,43828	0,44175	0,44523	66
24	0,44523	0,44872	0,45222	0,45573	0,45924	0,46277	0,46631	65
25	0,46631	0,46985	0,47341	0,47698	0,48055	0,48414	0,48773	64
26	0,48773	0,49134	0,49495	0,49858	0,50222	0,50587	0,50953	63
27	0,50953	0,51319	0,51688	0,52057	0,52427	0,52798	0,53171	62
28	0,53171	0,53545	0,53920	0,54296	0,54673	0,55051	0,55431	61
29	0,55431	0,55812	0,56194	0,56577	0,56962	0,57348	0,57735	60
30	0,57735	0,58124	0,58513	0,58905	0,59297	0,59691	0,60086	59
31	0,60086	0,60483	0,60881	0,61280	0,61681	0,62083	0,62487	58
32	0,62487	0,62892	0,63299	0,63707	0,64117	0,64528	0,64941	57
33	0,64941	0,65355	0,65771	0,66189	0,66608	0,67028	0,67451	56
34	0,67451	0,67875	0,68301	0,68728	0,69157	0,69588	0,70021	55
35	0,70021	0,70455	0,70891	0,71329	0,71769	0,72211	0,72654	54
36	0,72654	0,73100	0,73547	0,73996	0,74447	0,74900	0,75355	53
37	0,75355	0,75812	0,76272	0,76733	0,77196	0,77661	0,78129	52
38	0,78129	0,78598	0,79070	0,79544	0,80020	0,80498	0,80978	51
39	0,80978	0,81461	0,81946	0,82434	0,82923	0,83415	0,83910	50
40	0,83910	0,84407	0,84906	0,85408	0,85912	0,86419	0,86929	49
41	0,86929	0,87441	0,87955	0,88473	0,88992	0,89515	0,90040	48
42	0,90040	0,90569	0,91099	0,91633	0,92170	0,92709	0,93252	47
43	0,93252	0,93797	0,94345	0,94896	0,95451	0,96008	0,96569	46
44	0,96569	0,97133	0,97700	0,98270	0,98843	0,99420	1,00000	45
	60'	50'	40'	30'	20'	10'	0'	Grad
Cotangens								

Grad	Cotangens							Grad
	0'	10'	20'	30'	40'	50'	60'	
0	∞	343,77371	171,88540	114,58865	85,93979	68,75009	57,28996	89
1	57,28996	49,10388	42,96408	38,18846	34,36777	31,24158	28,63625	88
2	28,63625	26,43160	24,54176	22,90377	21,47040	20,20555	19,08114	87
3	19,08114	18,07498	17,16934	16,34986	15,60478	14,92442	14,30067	86
4	14,30067	13,72674	13,19688	12,70621	12,25051	11,82617	11,43005	85
5	11,43005	11,05943	10,71191	10,38540	10,07803	9,78817	9,51436	84
6	9,51436	9,25530	9,00983	8,77689	8,55555	8,34496	8,14435	83
7	8,14435	7,95302	7,77035	7,59575	7,42871	7,26873	7,11537	82
8	7,11537	6,96823	6,82694	6,69116	6,56055	6,43484	6,31375	81
9	6,31375	6,19703	6,08444	5,97576	5,87080	5,76937	5,67128	80
10	5,67128	5,57638	5,48451	5,39552	5,30928	5,22566	5,14455	79
11	5,14455	5,06584	4,98940	4,91516	4,84300	4,77286	4,70463	78
12	4,70463	4,63825	4,57363	4,51071	4,44942	4,38969	4,33148	77
13	4,33148	4,27471	4,21933	4,16530	4,11256	4,06107	4,01078	76
14	4,01078	3,96165	3,91364	3,86671	3,82083	3,77595	3,73205	75
15	3,73205	3,68909	3,64705	3,60588	3,56557	3,52609	3,48741	74
16	3,48741	3,44951	3,41236	3,37594	3,34023	3,30521	3,27085	73
17	3,27085	3,23714	3,20406	3,17159	3,13972	3,10842	3,07768	72
18	3,07768	3,04749	3,01782	2,98869	2,96004	2,93189	2,90421	71
19	2,90421	2,87700	2,85023	2,82391	2,79802	2,77254	2,74748	70
20	2,74748	2,72281	2,69853	2,67462	2,65109	2,62791	2,60509	69
21	2,60509	2,58261	2,56046	2,53865	2,51715	2,49597	2,47509	68
22	2,47509	2,45451	2,43422	2,41421	2,39449	2,37504	2,35585	67
23	2,35585	2,33693	2,31826	2,29984	2,28167	2,26374	2,24604	66
24	2,24604	2,22857	2,21132	2,19430	2,17749	2,16090	2,14451	65
25	2,14451	2,12832	2,11233	2,09654	2,08094	2,06553	2,05030	64
26	2,05030	2,03526	2,02039	2,00569	1,99116	1,97680	1,96261	63
27	1,96261	1,94858	1,93470	1,92098	1,90741	1,89400	1,88073	62
28	1,88073	1,86760	1,85462	1,84177	1,82906	1,81649	1,80405	61
29	1,80405	1,79174	1,77955	1,76749	1,75556	1,74375	1,73205	60
30	1,73205	1,72047	1,70901	1,69766	1,68643	1,67530	1,66428	59
31	1,66428	1,65337	1,64256	1,63185	1,62125	1,61074	1,60033	58
32	1,60033	1,59002	1,57981	1,56969	1,55966	1,54972	1,53987	57
33	1,53987	1,53010	1,52043	1,51084	1,50133	1,49190	1,48256	56
34	1,48256	1,47330	1,46411	1,45501	1,44598	1,43703	1,42815	55
35	1,42815	1,41934	1,41061	1,40195	1,39336	1,38484	1,37638	54
36	1,37638	1,36800	1,35968	1,35142	1,34323	1,33511	1,32704	53
37	1,32704	1,31904	1,31110	1,30323	1,29541	1,28764	1,27994	52
38	1,27994	1,27230	1,26471	1,25717	1,24969	1,24227	1,23490	51
39	1,23490	1,22758	1,22031	1,21310	1,20593	1,19882	1,19175	50
40	1,19175	1,18474	1,17777	1,17085	1,16398	1,15715	1,15037	49
41	1,15037	1,14363	1,13694	1,13029	1,12369	1,11713	1,11061	48
42	1,11061	1,10414	1,09770	1,09131	1,08496	1,07864	1,07237	47
43	1,07237	1,06613	1,05994	1,05378	1,04766	1,04158	1,03553	46
44	1,03553	1,02952	1,02355	1,01761	1,01170	1,00583	1,00000	45
	60'	50'	40'	30'	20'	10'	0'	
	Tangens							

D. Bogenlängen, Bogenhöhen, Tangenten- und Sehnenlängen für den Halbmesser 1.

α in Grad	Tang. AB $\tan \frac{\alpha}{2}$	halbe Sehne AF $\sin \frac{\alpha}{2}$	Pfeil DF $1 - \cos \frac{\alpha}{2}$	Bogen ADC $\pi \alpha : 180$	α in Grad	Tang. AB $\tan \frac{\alpha}{2}$	halbe Sehne AF $\sin \frac{\alpha}{2}$	Pfeil DF $1 - \cos \frac{\alpha}{2}$	Bogen ADC $\pi \alpha : 180$
0,5	0,00436	0,00436	0,00001	0,00873	22,0	0,19438	0,19081	0,01837	0,38397
1,0	0,00873	0,00873	0,00004	0,01745	22,5	0,19891	0,19509	0,01921	0,39270
1,5	0,01309	0,01309	0,00009	0,02618	23,0	0,20345	0,19937	0,02008	0,40143
2,0	0,01746	0,01745	0,00015	0,03491	23,5	0,20800	0,20364	0,02095	0,41015
2,5	0,02182	0,02181	0,00024	0,04363	24,0	0,21256	0,20791	0,02185	0,41888
3,0	0,02619	0,02618	0,00034	0,05236	24,5	0,21712	0,21218	0,02277	0,42761
3,5	0,03055	0,03054	0,00047	0,06109	25,0	0,22169	0,21644	0,02370	0,43633
4,0	0,03492	0,03490	0,00061	0,06981	25,5	0,22628	0,22070	0,02466	0,44506
4,5	0,03929	0,03926	0,00077	0,07854	26,0	0,23087	0,22495	0,02563	0,45379
5,0	0,04366	0,04362	0,00095	0,08727	26,5	0,23547	0,22920	0,02662	0,46251
5,5	0,04803	0,04798	0,00115	0,09599	27,0	0,24008	0,23344	0,02763	0,47124
6,0	0,05241	0,05234	0,00137	0,10472	27,5	0,24470	0,23769	0,02866	0,47997
6,5	0,05678	0,05669	0,00161	0,11345	28,0	0,24933	0,24192	0,02970	0,48869
7,0	0,06116	0,06105	0,00187	0,12217	28,5	0,25397	0,24615	0,03077	0,49742
7,5	0,06554	0,06540	0,00214	0,13090	29,0	0,25862	0,25038	0,03185	0,50615
8,0	0,06993	0,06976	0,00244	0,13963	29,5	0,26328	0,25460	0,03295	0,51487
8,5	0,07431	0,07411	0,00275	0,14835	30,0	0,26795	0,25882	0,03407	0,52360
9,0	0,07870	0,07846	0,00308	0,15708	30,5	0,27263	0,26303	0,03521	0,53233
9,5	0,08309	0,08281	0,00343	0,16581	31,0	0,27732	0,26724	0,03637	0,54105
10,0	0,08749	0,08716	0,00381	0,17453	31,5	0,28203	0,27144	0,03754	0,54978
10,5	0,09189	0,09150	0,00419	0,18326	32,0	0,28675	0,27564	0,03874	0,55851
11,0	0,09629	0,09585	0,00460	0,19199	32,5	0,29147	0,27983	0,03995	0,56723
11,5	0,10069	0,10019	0,00503	0,20071	33,0	0,29621	0,28402	0,04118	0,57596
12,0	0,10510	0,10453	0,00548	0,20944	33,5	0,30097	0,28820	0,04243	0,58469
12,5	0,10952	0,10887	0,00594	0,21817	34,0	0,30573	0,29237	0,04370	0,59341
13,0	0,11394	0,11320	0,00643	0,22689	34,5	0,31051	0,29654	0,04498	0,60214
13,5	0,11836	0,11754	0,00693	0,23562	35,0	0,31530	0,30071	0,04628	0,61087
14,0	0,12278	0,12187	0,00745	0,24435	35,5	0,32010	0,30486	0,04760	0,61959
14,5	0,12722	0,12620	0,00800	0,25307	36,0	0,32492	0,30902	0,04894	0,62832
15,0	0,13165	0,13053	0,00855	0,26180	36,5	0,32975	0,31316	0,05030	0,63705
15,5	0,13609	0,13485	0,00913	0,27053	37,0	0,33460	0,31730	0,05168	0,64577
16,0	0,14054	0,13917	0,00973	0,27925	37,5	0,33945	0,32144	0,05307	0,65450
16,5	0,14499	0,14349	0,01035	0,28798	38,0	0,34433	0,32557	0,05448	0,66323
17,0	0,14945	0,14781	0,01098	0,29671	38,5	0,34922	0,32969	0,05591	0,67195
17,5	0,15391	0,15212	0,01164	0,30543	39,0	0,35412	0,33381	0,05736	0,68068
18,0	0,15838	0,15643	0,01231	0,31416	39,5	0,35904	0,33792	0,05882	0,68941
18,5	0,16286	0,16074	0,01300	0,32289	40,0	0,36397	0,34202	0,06031	0,69813
19,0	0,16734	0,16505	0,01371	0,33161	40,5	0,36892	0,34612	0,06181	0,70686
19,5	0,17183	0,16935	0,01444	0,34034	41,0	0,37388	0,35021	0,06333	0,71558
20,0	0,17633	0,17365	0,01519	0,34907	41,5	0,37887	0,35429	0,06486	0,72431
20,5	0,18083	0,17794	0,01596	0,35779	42,0	0,38386	0,35837	0,06642	0,73304
21,0	0,18534	0,18224	0,01675	0,36652	42,5	0,38888	0,36244	0,06799	0,74176
21,5	0,18986	0,18652	0,01755	0,37525	43,0	0,39391	0,36650	0,06958	0,75049

α in Grad	Tang. AB $\tan \frac{\alpha}{2}$	halbe Sehne AF $\sin \frac{\alpha}{2}$	Pfeil DF $1 - \cos \frac{\alpha}{2}$	Bogen ADC $\pi \alpha : 180$	α in Grad	Tang. AB $\tan \frac{\alpha}{2}$	halbe Sehne AF $\sin \frac{\alpha}{2}$	Pfeil DF $1 - \cos \frac{\alpha}{2}$	Bogen ADC $\pi \alpha : 180$
43,5	0,39896	0,37056	0,07119	0,75922	66,5	0,65563	0,54829	0,16371	1,16064
44,0	0,40403	0,37461	0,07282	0,76794	67,0	0,66189	0,55194	0,16611	1,16937
44,5	0,40911	0,37865	0,07446	0,77667	67,5	0,66818	0,55557	0,16853	1,17810
45,0	0,41421	0,38268	0,07612	0,78540	68,0	0,67451	0,55919	0,17096	1,18682
45,5	0,41933	0,38671	0,07780	0,79413	68,5	0,68088	0,56281	0,17341	1,19555
46,0	0,42447	0,39073	0,07950	0,80285	69,0	0,68728	0,56641	0,17587	1,20428
46,5	0,42963	0,39474	0,08121	0,81158	69,5	0,69372	0,57000	0,17835	1,21300
47,0	0,43481	0,39875	0,08294	0,82030	70,0	0,70021	0,57358	0,18085	1,22173
47,5	0,44001	0,40275	0,08469	0,82903	70,5	0,70673	0,57715	0,18336	1,23046
48,0	0,44523	0,40674	0,08645	0,83776	71,0	0,71329	0,58070	0,18588	1,23918
48,5	0,45047	0,41072	0,08824	0,84648	71,5	0,71990	0,58425	0,18843	1,24791
49,0	0,45573	0,41469	0,09004	0,85521	72,0	0,72654	0,58779	0,19098	1,25664
49,5	0,46101	0,41866	0,09186	0,86394	72,5	0,73323	0,59131	0,19356	1,26536
50,0	0,46631	0,42262	0,09369	0,87266	73,0	0,73996	0,59482	0,19614	1,27409
50,5	0,47163	0,42657	0,09554	0,88139	73,5	0,74674	0,59832	0,19875	1,28282
51,0	0,47698	0,43051	0,09741	0,89012	74,0	0,75355	0,60182	0,20136	1,29154
51,5	0,48234	0,43445	0,09930	0,89884	74,5	0,76042	0,60529	0,20400	1,30027
52,0	0,48773	0,43837	0,10121	0,90757	75,0	0,76733	0,60876	0,20665	1,30900
52,5	0,49315	0,44229	0,10313	0,91630	75,5	0,77428	0,61222	0,20931	1,31772
53,0	0,49858	0,44620	0,10507	0,92502	76,0	0,78129	0,61566	0,21199	1,32645
53,5	0,50404	0,45010	0,10702	0,93375	76,5	0,78834	0,61909	0,21468	1,33518
54,0	0,50953	0,45399	0,10899	0,94248	77,0	0,79544	0,62251	0,21739	1,34390
54,5	0,51503	0,45787	0,11098	0,95120	77,5	0,80258	0,62592	0,22012	1,35263
55,0	0,52057	0,46175	0,11299	0,95993	78,0	0,80978	0,62932	0,22285	1,36136
55,5	0,52613	0,46561	0,11501	0,96866	78,5	0,81703	0,63271	0,22561	1,37008
56,0	0,53171	0,46947	0,11705	0,97738	79,0	0,82434	0,63608	0,22838	1,37881
56,5	0,53732	0,47332	0,11911	0,98611	79,5	0,83169	0,63944	0,23116	1,38754
57,0	0,54296	0,47716	0,12118	0,99484	80,0	0,83910	0,64279	0,23396	1,39626
57,5	0,54862	0,48099	0,12327	1,00356	80,5	0,84656	0,64612	0,23677	1,40499
58,0	0,55431	0,48481	0,12538	1,01229	81,0	0,85408	0,64945	0,23959	1,41372
58,5	0,56003	0,48862	0,12750	1,02102	81,5	0,86166	0,65276	0,24243	1,42244
59,0	0,56577	0,49242	0,12964	1,02974	82,0	0,86929	0,65606	0,24529	1,43117
59,5	0,57155	0,49622	0,13180	1,03847	82,5	0,87698	0,65935	0,24816	1,43990
60,0	0,57735	0,50000	0,13397	1,04720	83,0	0,88473	0,66262	0,25104	1,44862
60,5	0,58318	0,50377	0,13616	1,05592	83,5	0,89253	0,66588	0,25394	1,45735
61,0	0,58905	0,50754	0,13837	1,06465	84,0	0,90040	0,66913	0,25685	1,46608
61,5	0,59494	0,51129	0,14059	1,07338	84,5	0,90834	0,67237	0,25978	1,47480
62,0	0,60086	0,51504	0,14283	1,08210	85,0	0,91633	0,67559	0,26272	1,48353
62,5	0,60681	0,51877	0,14509	1,09083	85,5	0,92439	0,67880	0,26568	1,49226
63,0	0,61280	0,52250	0,14736	1,09956	86,0	0,93252	0,68200	0,26865	1,50098
63,5	0,61882	0,52621	0,14965	1,10828	86,5	0,94071	0,68518	0,27163	1,50971
64,0	0,62487	0,52992	0,15195	1,11701	87,0	0,94896	0,68835	0,27463	1,51844
64,5	0,63095	0,53361	0,15427	1,12574	87,5	0,95729	0,69151	0,27764	1,52716
65,0	0,63707	0,53730	0,15661	1,13446	88,0	0,96569	0,69466	0,28066	1,53589
65,5	0,64322	0,54097	0,15896	1,14319	88,5	0,97416	0,69779	0,28370	1,54462
66,0	0,64941	0,54464	0,16133	1,15192	89,0	0,98270	0,70091	0,28675	1,55334

α in Grad	Tang. AB $\tan \frac{\alpha}{2}$	halbe Sehne AF $\sin \frac{\alpha}{2}$	Pfeil DF $1 - \cos \frac{\alpha}{2}$	Bogen ADC $\pi \alpha : 180$	α in Grad	Tang. AB $\tan \frac{\alpha}{2}$	halbe Sehne AF $\sin \frac{\alpha}{2}$	Pfeil DF $1 - \cos \frac{\alpha}{2}$	Bogen ADC $\pi \alpha : 180$
89,5	0,99131	0,70401	0,28981	1,56207	105,0	1,30323	0,79335	0,39124	1,83260
90,0	1,00000	0,70711	0,29289	1,57080	105,5	1,31507	0,79600	0,39471	1,84132
90,5	1,00876	0,71019	0,29598	1,57952	106,0	1,32704	0,79864	0,39818	1,85005
91,0	1,01761	0,71325	0,29909	1,58825	106,5	1,33916	0,80125	0,40168	1,85878
91,5	1,02653	0,71630	0,30221	1,59698	107,0	1,35142	0,80386	0,40518	1,86750
92,0	1,03553	0,71934	0,30534	1,60570	107,5	1,36383	0,80644	0,40869	1,87623
92,5	1,04461	0,72236	0,30849	1,61443	108,0	1,37638	0,80902	0,41221	1,88496
93,0	1,05378	0,72537	0,31165	1,62316	108,5	1,38909	0,81157	0,41575	1,89368
93,5	1,06303	0,72837	0,31482	1,63188	109,0	1,40195	0,81412	0,41930	1,90241
94,0	1,07237	0,73135	0,31800	1,64061	109,5	1,41497	0,81664	0,42285	1,91114
94,5	1,08179	0,73432	0,32120	1,64934	110,0	1,42815	0,81915	0,42642	1,91986
95,0	1,09131	0,73728	0,32441	1,65806	110,5	1,44149	0,82165	0,43000	1,92859
95,5	1,10091	0,74022	0,32763	1,66679	111,0	1,45501	0,82413	0,43359	1,93732
96,0	1,11061	0,74315	0,33087	1,67552	111,5	1,46870	0,82659	0,43720	1,94604
96,5	1,12041	0,74606	0,33412	1,68424	112,0	1,48256	0,82904	0,44081	1,95477
97,0	1,13029	0,74896	0,33738	1,69297	112,5	1,49661	0,83147	0,44443	1,96350
97,5	1,14028	0,75184	0,34065	1,70170	113,0	1,51084	0,83389	0,44806	1,97222
98,0	1,15037	0,75471	0,34394	1,71042	113,5	1,52525	0,83629	0,45171	1,98095
98,5	1,16056	0,75757	0,34724	1,71915	114,0	1,53987	0,83867	0,45536	1,98968
99,0	1,17085	0,76041	0,35055	1,72788	114,5	1,55467	0,84104	0,45903	1,99840
99,5	1,18125	0,76323	0,35388	1,73660	115,0	1,56969	0,84339	0,46270	2,00713
100,0	1,19175	0,76604	0,35721	1,74533	115,5	1,58490	0,84573	0,46639	2,01586
100,5	1,20237	0,76884	0,36056	1,75406	116,0	1,60033	0,84805	0,47008	2,02458
101,0	1,21310	0,77162	0,36392	1,76278	116,5	1,61598	0,85035	0,47379	2,03331
101,5	1,22394	0,77439	0,36729	1,77151	117,0	1,63185	0,85264	0,47750	2,04204
102,0	1,23490	0,77715	0,37068	1,78024	117,5	1,64795	0,85491	0,48123	2,05076
102,5	1,24597	0,77988	0,37408	1,78896	118,0	1,66428	0,85717	0,48496	2,05949
103,0	1,25717	0,78261	0,37749	1,79769	118,5	1,68085	0,85941	0,48871	2,06822
103,5	1,26849	0,78532	0,38091	1,80642	119,0	1,69766	0,86163	0,49246	2,07694
104,0	1,27994	0,78801	0,38434	1,81514	119,5	1,71473	0,86384	0,49623	2,08567
104,5	1,29152	0,79069	0,38778	1,82387	120,0	1,73205	0,86603	0,50000	2,09440

Formeln für die Tangenten- und Sehnenlänge, die Bogenhöhe und -länge.



Fig. 1.

Ist r der Kreishalbmesser, α° der Zentriwinkel in Grad und α der Zentriwinkel in Bogenmaß, so beträgt (Fig. 1):

1. die Tangentenlänge AB :

$$f = r \cdot \tan \frac{\alpha}{2}$$

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{2. die halbe Sehnenlänge } AF \\
 \text{die Abszisse } AE \text{ der Bogenmitte}
 \end{array} \right\} \frac{s}{2} = r \cdot \sin \frac{\alpha}{2} = \sqrt{h(2r-h)}$$

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{3. die Bogenhöhe } DF, \\
 \text{die Ordinate } ED \text{ der} \\
 \text{Bogenmitte}
 \end{array} \right\} \begin{aligned}
 h &= r \left(1 - \cos \frac{\alpha}{2} \right) = r - \sqrt{r^2 - \frac{s^2}{4}} \\
 &= \frac{s}{2} \cdot \tan \frac{\alpha}{4} = 2r \sin^2 \frac{\alpha}{4}
 \end{aligned} \quad r = \frac{s^2 + 4h^2}{8h}$$

4. die Bogenlänge ADC : $l = r\alpha = \pi r \frac{\alpha^0}{180} = 0,0174533 \cdot r \cdot \alpha^0$
 $= \text{angenähert } \sqrt{s^2 + \frac{16}{3} h^2}$.

5. der Inhalt des Kreisabschnittes $ADCF A$:

$$\frac{r^2}{2} \left(\frac{\pi \alpha^0}{180} - \sin \alpha \right)$$

6. der Inhalt des Kreisabschnittes $ADCM A$:

$$\frac{\alpha^0}{360} \pi r^2 = 0,00872665 \cdot \alpha^0 \cdot r^2 = \frac{\alpha r^2}{2}$$

Zahlen zur Umwandlung von Bogenmaß in Gradmaß und umgekehrt.

*Verwandlung
von Gradmaß
in Bogenmaß
und umgekehrt*

$\text{arc } 1^0 = 0,0174532925$

$\log \text{arc } 1^0 = 0,2418774 - 2$

$\text{arc } 1' = 0,0002908882$

$\log \text{arc } 1' = 0,4637261 - 4$

$\text{arc } 1'' = 0,0000048481$

$\log \text{arc } 1'' = 0,6855749 - 6$

arc α	α		
	°	'	''
1,0	57	17	44,806
0,9	51	33	58,33
0,8	45	50	11,84
0,7	40	6	25,36
0,6	34	22	38,88
0,5	28	38	52,40
0,4	22	55	5,92
0,3	17	11	19,44
0,2	11	27	32,96
0,1	5	43	46,48
0,09	5	9	23,83
0,08	4	35	1,18
0,07	4	0	38,54
0,06	3	26	15,89
0,05	2	51	53,24
0,04	2	17	30,59
0,03	1	43	7,94
0,02	1	8	45,30
0,01	0	34	22,65
0,009	0	30	56,38
0,008	0	27	30,12
0,007	0	24	3,85
0,006	0	20	37,59

arc α	α		
	°	'	''
0,005	0	17	11,32
0,004	0	13	45,06
0,003	0	10	18,79
0,002	0	6	52,53
0,001	0	3	26,26
0,0009	0	3	5,64
0,0008	0	2	45,01
0,0007	0	2	24,39
0,0006	0	2	3,76
0,0005	0	1	43,13
0,0004	0	1	22,51
0,0003	0	1	1,88
0,0002	0	0	41,25
0,0001	0	0	20,63
0,00009	0	0	18,56
0,00008	0	0	16,50
0,00007	0	0	14,44
0,00006	0	0	12,38
0,00005	0	0	10,31
0,00004	0	0	8,251
0,00003	0	0	6,188
0,00002	0	0	4,135
0,00001	0	0	2,063

Zin φ für $\varphi = 0$ bis 5,99.

φ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	D
0,0	0,0000	0100	0200	0300	0400	0500	0600	0701	0801	0901	101
0,1	0,1002	1102	1203	1304	1405	1506	1607	1708	1810	1911	102
0,2	0,2013	2115	2218	2320	2423	2526	2629	2733	2837	2941	104
0,3	0,3045	3150	3255	3360	3466	3572	3678	3785	3892	4000	108
0,4	0,4108	4216	4325	4434	4543	4653	4764	4875	4986	5098	113
0,5	0,5211	5324	5438	5552	5666	5782	5897	6014	6131	6248	119
0,6	0,6367	6485	6605	6725	6846	6967	7090	7213	7336	7461	125
0,7	0,7586	7712	7838	7966	8094	8223	8353	8484	8615	8748	133
0,8	0,8881	9015	9150	9286	9423	9561	9700	9840	9981	*0122	143
0,9	1,0265	0409	0554	0700	0847	0995	1144	1294	1446	1598	154
1,0	1,1752	1907	2063	2220	2379	2539	2700	2862	3025	3190	166
1,1	1,3356	3524	3693	3863	4035	4208	4382	4558	4735	4914	181
1,2	1,5095	5276	5460	5645	5831	6019	6209	6400	6593	6788	196
1,3	1,6984	7182	7381	7583	7786	7991	8198	8406	8617	*8829	214
1,4	1,9043	9259	9477	9697	9919	0143	*0369	*0597	*0827	1059	234
1,5	2,1293	1529	1768	2008	2251	2496	2743	2993	3245	3499	257
1,6	2,3756	4015	4276	4540	4806	5075	5346	5620	5896	6175	281
1,7	2,6456	6740	7027	7317	7609	*7904	8202	8503	8806	9112	310
1,8	2,9422	9734	*0049	*0367	*0689	1013	*1340	*1671	*2005	*2341	341
1,9	3,2682	3025	3372	3722	4075	4432	4792	5156	5523	5894	375
2,0	3,6269	6647	7028	7414	7803	8196	8593	8993	9398	9806	413
2,1	4,0219	0635	1056	1480	1909	2342	2779	3221	3666	4117	451
2,2	4,4571	5030	5494	5962	6434	6912	7394	7880	8372	8868	502
2,3	4,9370	9876	*0387	*0903	*1425	*1951	*2483	*3020	*3562	*4109	553
2,4	5,4662	5221	5785	6354	6929	7510	8097	8689	9288	9892	610
2,5	6,0502	1118	1741	2369	3004	3645	4293	4946	5607	6274	673
2,6	6,6947	7628	8315	9009	9709	*0417	*1132	*1854	*2583	*3319	744
2,7	7,4063	4814	5572	6338	7112	7894	8683	9480	*0285	*1098	821
2,8	8,1919	2749	3586	4432	5287	6150	7021	7902	8791	9689	907
2,9	9,0596	1512	2437	3371	4315	5268	6231	7203	8185	9177	1002
3,0	10,0179	1191	2212	3245	4287	5340	6403	7477	8562	9658	1107
3,1	11,0765	1882	3011	4151	5303	6466	7641	8827	*0026	*1236	1223
3,2	12,2459	3694	4941	6201	7473	8758	*0056	*1367	*2691	*4028	1351
3,3	13,5379	6743	8121	9513	*0919	*2338	*3772	*5221	*6684	*8161	1493
3,4	14,965	15,116	15,268	15,422	15,577	15,734	15,893	16,053	16,214	16,378	165
3,5	16,543	16,709	16,877	17,047	17,219	17,392	17,567	17,744	17,923	18,103	182
3,6	18,285	18,470	18,655	18,843	19,033	19,224	19,418	19,613	19,811	20,010	201
3,7	20,211	20,415	20,620	20,828	21,037	21,249	21,463	21,679	21,897	22,117	222
3,8	22,339	22,564	22,791	23,020	23,252	23,486	23,722	23,961	24,202	24,445	246
3,9	24,691	24,939	25,190	25,444	25,700	25,958	26,219	26,483	26,749	27,018	272
4,0	27,290	27,564	27,842	28,122	28,404	28,690	28,979	29,270	29,564	29,862	300
4,1	30,162	30,465	30,772	31,081	31,393	31,709	32,028	32,350	32,675	33,004	332
4,2	33,336	33,671	34,009	34,351	34,697	35,046	35,398	35,754	36,113	36,476	367
4,3	36,843	37,214	37,588	37,966	38,347	38,733	39,122	39,515	39,913	40,314	405
4,4	40,719	41,129	41,542	41,960	42,382	42,808	43,238	43,673	44,112	44,555	448
4,5	45,003	45,455	45,912	46,374	46,840	47,311	47,787	48,267	48,752	49,242	495
4,6	49,737	50,237	50,742	51,252	51,767	52,288	52,813	53,344	53,880	54,422	547
4,7	54,969	55,522	56,080	56,643	57,213	57,788	58,369	58,955	59,548	60,147	604
4,8	60,751	61,362	61,979	62,601	63,231	63,866	64,508	65,157	65,812	66,473	668
4,9	67,141	67,816	68,498	69,186	69,882	70,584	71,293	72,010	72,734	73,465	738
5,0	74,203	74,949	75,702	76,463	77,232	78,008	78,792	79,584	80,384	81,192	816
5,1	82,008	82,832	83,665	84,506	85,355	86,213	87,079	87,955	88,839	89,732	902
5,2	90,633	91,544	92,464	93,394	94,332	95,281	96,238	97,205	98,182	99,169	997
5,3	100,166	101,173	102,190	103,217	104,254	105,302	106,360	107,429	108,509	109,599	1102
5,4	110,701	111,814	112,938	114,072	115,219	116,377	117,547	118,728	119,921	121,127	1217
5,5	122,344	123,574	124,816	126,070	127,337	128,617	129,910	131,215	132,534	133,866	1346
5,6	135,211	136,570	137,943	139,329	140,730	142,144	143,573	145,016	146,473	147,945	1487
5,7	149,432	150,934	152,451	153,983	155,531	157,094	158,673	160,267	161,878	163,505	1643
5,8	165,148	166,808	168,485	170,178	171,888	173,614	175,361	177,123	178,903	180,701	1816
5,9	182,517	184,352	186,205	188,076	189,966	191,875	193,804	195,752	197,719	199,706	12007

$\text{Co}j\varphi$ für $\varphi = 0$ bis 5,99.

φ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	D
0,0	1,0000	0001	0002	0005	0008	0013	0018	0025	0032	0041	9
0,1	1,0050	0061	0072	0085	0098	0113	0128	0145	0162	0181	20
0,2	1,0201	0221	0243	0266	0289	0314	0340	0367	0395	0423	30
0,3	1,0453	0484	0516	0549	0584	0619	0655	0692	0731	0770	41
0,4	1,0811	0852	0895	0939	0984	1030	1077	1125	1174	1225	51
0,5	1,1276	1329	1383	1438	1494	1551	1609	1669	1730	1792	63
0,6	1,1855	1919	1984	2051	2119	2188	2258	2330	2402	2476	76
0,7	1,2552	2628	2706	2785	2865	2947	3030	3114	3199	3286	88
0,8	1,3374	3463	3555	3647	3740	3835	3932	4029	4128	4229	102
0,9	1,4331	4434	4539	4645	4753	4862	4973	5085	5199	5314	117
1,0	1,5431	5549	5669	5790	5913	6038	6164	6292	6421	6552	133
1,1	1,6685	6820	6956	7093	7233	7374	7517	7662	7808	7957	151
1,2	1,8107	8258	8412	8568	8725	8884	9045	9208	9373	9540	169
1,3	1,9709	9880	*0053	*0228	*0404	*0583	*0764	*0947	*1132	*1320	189
1,4	2,1509	1700	1894	2090	2288	2488	2691	2896	3103	3312	212
1,5	2,3524	3738	3955	4174	4395	4619	4845	5073	5305	5538	237
1,6	2,5775	6013	6255	6499	6746	6995	7247	7502	7760	8020	263
1,7	2,8283	8549	8818	9090	9364	9642	9922	*0206	*0492	*0782	293
1,8	3,1075	1371	1669	1972	2277	2585	2897	3212	3530	3852	325
1,9	3,4177	4506	4838	5173	5512	5855	6201	6551	6904	7261	361
2,0	3,7622	7987	8355	8727	9103	9483	9867	*0255	*0647	*1043	400
2,1	4,1443	1847	2256	2669	3086	3507	3932	4362	4797	5236	443
2,2	4,5679	6127	6580	7037	7499	7966	8437	8914	9395	9881	491
2,3	5,0372	0868	1370	1876	2388	2905	3427	3954	4487	5026	543
2,4	5,5570	6119	6674	7235	7801	8373	8951	9535	*0125	*0721	602
2,5	6,1223	1931	2545	3166	3793	4426	5066	5712	6365	7024	666
2,6	6,7690	8363	9043	9729	*0423	*1123	*1831	*2546	*3268	*3998	737
2,7	7,4733	5749	6231	6990	7758	8533	9316	0106	*0905	*1712	815
2,8	8,2527	3351	4182	5022	5871	6728	7594	8469	9352	*0244	902
2,9	9,1146	2056	2976	3905	4844	5792	6749	7716	8693	9680	998
3,0	10,0678	1683	2701	3728	4765	5814	6872	7942	9022	*0113	1102
3,1	11,1215	2328	3453	4589	5736	6895	8065	9247	*0442	*1648	1218
3,2	12,2867	4097	5340	6596	7864	9146	*0440	*1747	*3067	*4401	1347
3,3	13,5748	7108	8483	9871	*1273	*2689	*4120	*5565	*7024	*8498	1489
3,4	14,999	15,149	15,301	15,455	15,610	15,766	15,924	16,084	16,245	16,408	165
3,5	16,573	16,739	16,907	17,077	17,248	17,421	17,596	17,772	17,951	18,131	182
3,6	18,313	18,497	18,682	18,870	19,059	19,250	19,444	19,639	19,836	20,035	201
3,7	20,236	20,439	20,644	20,852	21,061	21,272	21,486	21,702	21,919	22,140	222
3,8	22,362	22,586	22,813	23,042	23,273	23,507	23,743	23,982	24,222	24,466	245
3,9	24,711	24,960	25,210	25,463	25,719	25,977	26,238	26,502	26,768	27,037	271
4,0	27,308	27,583	27,860	28,139	28,422	28,707	28,996	29,287	29,581	29,878	300
4,1	30,178	30,482	30,788	31,097	31,409	31,725	32,044	32,365	32,691	33,019	332
4,2	33,351	33,686	34,024	34,366	34,711	35,060	35,412	35,768	36,127	36,490	367
4,3	36,857	37,227	37,601	37,979	38,360	38,746	39,135	39,528	39,925	40,326	406
4,4	40,732	41,141	41,554	41,972	42,393	42,819	43,250	43,684	44,123	44,566	448
4,5	45,014	45,466	45,923	46,385	46,851	47,321	47,797	48,277	48,762	49,252	495
4,6	49,747	50,247	50,752	51,262	51,777	52,297	52,823	53,354	53,890	54,431	547
4,7	54,978	55,531	56,089	56,652	57,221	57,796	58,377	58,964	59,556	60,155	604
4,8	60,579	61,370	61,987	62,609	63,239	63,874	64,516	65,164	65,819	66,481	668
4,9	67,149	67,823	68,505	69,193	69,889	70,591	71,300	72,017	72,741	73,472	738
5,0	74,210	74,956	75,709	76,470	77,238	78,014	78,798	79,590	80,390	81,198	816
5,1	82,014	82,838	83,671	84,512	85,361	86,219	87,085	87,960	88,844	89,737	902
5,2	90,639	91,550	92,470	93,399	94,338	95,286	96,243	97,211	98,188	99,174	997
5,3	100,171	101,178	102,194	103,221	104,259	105,307	106,365	107,434	108,513	109,604	1102
5,4	110,706	111,818	112,942	114,077	115,223	116,381	117,551	118,732	119,925	121,131	1217
5,5	122,348	123,578	124,820	126,074	127,341	128,621	129,913	131,219	132,538	133,870	1345
5,6	135,215	136,574	137,947	139,333	140,733	142,148	143,576	145,019	146,476	147,949	1487
5,7	149,435	150,937	152,454	153,986	155,534	157,097	158,676	160,270	161,881	163,508	1643
5,8	165,151	166,811	168,488	170,181	171,891	173,619	175,364	177,126	178,906	180,704	1816
5,9	182,520	184,354	186,207	188,079	189,969	191,878	193,806	195,754	197,721	199,709	2007

Briggsche Logarithmen von $\sin \varphi$ für $\varphi = 0$ bis $5,99$; um 10 vergrößert.

φ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	D
0,0	— ∞	8,0000	3011	4772	6022	6992	7784	8455	9036	9548	459
0,1	9,0007	0423	0802	1152	1476	1777	2060	2325	2576	2814	225
0,2	9,3039	3254	3459	3656	3844	4025	4199	4366	4528	4685	151
0,3	9,4836	4983	5125	5264	5398	5529	5656	5781	5902	6020	116
0,4	9,6136	6249	6359	6468	6574	6678	6780	6880	6978	7074	95
0,5	9,7169	7263	7354	7444	7533	7620	7707	7791	7875	7958	81
0,6	9,8039	8119	8199	8277	8354	8431	8506	8581	8655	8728	72
0,7	9,8800	8872	8942	9012	9082	9150	9219	9286	9353	9419	66
0,8	9,9485	9350	9614	9678	9724	9805	9868	9920	9992	*0053	61
0,9	10,0114	0174	0234	0294	0353	0412	0470	0529	0586	0644	57
1,0	10,0701	0758	0815	0871	0927	0983	1038	1093	1148	1203	54
1,1	10,1257	1311	1365	1419	1472	1525	1578	1631	1684	1736	52
1,2	10,1788	1840	1892	1944	1995	2046	2098	2149	2199	2250	50
1,3	10,2300	2351	2401	2451	2501	2551	2600	2650	2699	2748	42
1,4	10,2797	2846	2895	2944	2993	3041	3090	3138	3186	3234	48
1,5	10,3282	3330	3378	3426	3474	3521	3569	3616	3663	3711	47
1,6	10,3758	3805	3852	3899	3946	3992	4039	4086	4132	4179	46
1,7	10,4225	4272	4318	4364	4411	4457	4503	4549	4595	4641	46
1,8	10,4687	4733	4778	4824	4870	4915	4961	5007	5052	5098	45
1,9	10,5143	5188	5234	5279	5324	5370	5415	5460	5505	5550	45
2,0	10,5595	5640	5685	5730	5775	5820	5865	5910	5955	6000	45
2,1	10,6044	6089	6134	6178	6223	6268	6312	6357	6401	6446	45
2,2	10,6491	6535	6580	6624	6668	6713	6757	6802	6846	6890	45
2,3	10,6935	6979	7023	7067	7112	7156	7200	7244	7289	7333	44
2,4	10,7377	7421	7465	7509	7553	7597	7642	7686	7730	7774	44
2,5	10,7818	7862	7906	7950	7994	8038	8082	8126	8169	8213	44
2,6	10,8257	8301	8345	8389	8433	8477	8521	8564	8608	8652	44
2,7	10,8696	8740	8784	8827	8871	8915	8959	9003	9046	9090	44
2,8	10,9134	9178	9221	9265	9309	9353	9396	9440	9484	9527	44
2,9	10,9571	9615	9658	9702	9746	9789	9833	9877	9920	9964	44
3,0	11,0008	0051	0095	0139	0182	0226	0270	0313	0357	0400	44
3,1	11,0444	0488	0531	0575	0618	0662	0706	0749	0793	0836	44
3,2	11,0880	0923	0967	1011	1054	1098	1141	1185	1228	1272	44
3,3	11,1316	1359	1403	1446	1490	1533	1577	1620	1664	1707	44
3,4	11,1751	1794	1838	1881	1925	1968	2012	2056	2099	2143	43
3,5	11,2186	2230	2273	2317	2360	2404	2447	2491	2534	2578	43
3,6	11,2621	2665	2708	2752	2795	2839	2882	2925	2969	3012	44
3,7	11,3056	3099	3143	3186	3230	3273	3317	3360	3404	3447	44
3,8	11,3491	3534	3578	3621	3665	3708	3752	3795	3838	3882	43
3,9	11,3925	3969	4012	4056	4099	4143	4186	4230	4273	4317	43
4,0	11,4360	4403	4447	4490	4534	4577	4621	4664	4708	4751	44
4,1	11,4795	4838	4881	4925	4968	5012	5055	5099	5142	5186	43
4,2	11,5229	5273	5316	5359	5403	5446	5490	5533	5577	5620	44
4,3	11,5664	5707	5750	5794	5837	5881	5924	5968	6011	6055	43
4,4	11,6098	6141	6185	6228	6272	6315	6359	6402	6446	6489	43
4,5	11,6532	6576	6619	6663	6706	6750	6793	6836	6880	6923	44
4,6	11,6967	7010	7054	7097	7141	7184	7227	7271	7314	7358	43
4,7	11,7401	7445	7488	7531	7575	7618	7662	7705	7749	7792	44
4,8	11,7836	7879	7922	7966	8009	8053	8096	8140	8183	8226	44
4,9	11,8270	8313	8357	8400	8444	8487	8530	8574	8617	8661	43
5,0	11,8704	8748	8791	8835	8878	8921	8965	9008	9052	9095	43
5,1	11,9139	9182	9225	9269	9312	9356	9399	9443	9486	9529	43
5,2	11,9573	9616	9660	9703	9747	9790	9833	9877	9920	9964	43
5,3	12,0007	0051	0094	0137	0181	0224	0268	0311	0355	0398	43
5,4	12,0442	0485	0528	0572	0615	0659	0702	0746	0789	0832	43
5,5	12,0876	0919	0963	1006	1050	1093	1136	1180	1223	1267	43
5,6	12,1310	1354	1397	1440	1484	1527	1571	1614	1658	1701	43
5,7	12,1744	1788	1831	1875	1918	1962	2005	2048	2092	2135	43
5,8	12,2179	2222	2266	2309	2352	2396	2439	2483	2526	2570	43
5,9	12,2613	2656	2700	2743	2787	2830	2874	2917	2960	3004	43

Briggs'sche Logarithmen von $\coth \varphi$ für $\varphi = 0$ bis 5,99.

φ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	D
0,0	0,0000	0000	0001	0002	0004	0005	0008	0011	0014	0018	4
0,1	0,0022	0026	0031	0037	0042	0049	0055	0063	0070	0078	8
0,2	0,0086	0095	0104	0114	0124	0134	0145	0156	0168	0180	13
0,3	0,0193	0205	0219	0232	0246	0261	0276	0291	0306	0322	17
0,4	0,0339	0355	0372	0390	0407	0426	0444	0463	0482	0502	20
0,5	0,0522	0542	0563	0583	0605	0626	0648	0670	0693	0716	23
0,6	0,0739	0762	0786	0810	0835	0859	0884	0910	0935	0961	26
0,7	0,0987	1013	1040	1067	1094	1122	1149	1177	1206	1234	29
0,8	0,1236	1292	1321	1350	1380	1410	1440	1470	1501	1532	31
0,9	0,1563	1594	1625	1657	1689	1721	1753	1786	1818	1851	33
1,0	0,1884	1917	1950	1984	2018	2052	2086	2120	2154	2189	34
1,1	0,2223	2258	2293	2328	2364	2399	2435	2470	2506	2542	36
1,2	0,2578	2615	2651	2688	2724	2761	2798	2835	2872	2909	38
1,3	0,2947	2984	3022	3059	3097	3135	3173	3211	3250	3288	38
1,4	0,3326	3365	3403	3442	3481	3520	3559	3598	3637	3676	39
1,5	0,3715	3755	3794	3833	3873	3913	3952	3992	4032	4072	40
1,6	0,4112	4152	4192	4232	4273	4313	4353	4394	4434	4475	40
1,7	0,4515	4556	4597	4637	4678	4719	4760	4801	4842	4883	41
1,8	0,4924	4965	5006	5048	5089	5130	5172	5213	5254	5296	41
1,9	0,5337	5379	5421	5462	5504	5546	5587	5629	5671	5713	41
2,0	0,5754	5796	5838	5880	5922	5964	6006	6048	6090	6132	43
2,1	0,6175	6217	6259	6301	6343	6386	6428	6470	6512	6555	42
2,2	0,6597	6640	6682	6724	6767	6809	6852	6894	6937	6979	43
2,3	0,7022	7064	7107	7150	7192	7235	7278	7320	7363	7406	42
2,4	0,7448	7491	7534	7577	7619	7662	7705	7748	7791	7833	43
2,5	0,7876	7919	7962	8005	8048	8091	8134	8176	8219	8262	43
2,6	0,8305	8348	8391	8434	8477	8520	8563	8606	8649	8692	43
2,7	0,8735	8778	8821	8864	8907	8951	8994	9037	9080	9123	43
2,8	0,9166	9209	9252	9295	9338	9382	9425	9468	9511	9554	43
2,9	0,9597	9641	9684	9727	9770	9813	9856	9900	9943	9986	43
3,0	1,0029	0073	0116	0159	0202	0245	0289	0332	0375	0418	44
3,1	1,0462	0505	0548	0591	0635	0678	0721	0764	0808	0851	43
3,2	1,0984	0938	0981	1024	1068	1111	1154	1197	1241	1284	43
3,3	1,1327	1371	1414	1457	1501	1544	1587	1631	1674	1717	44
3,4	1,1761	1804	1847	1891	1934	1977	2021	2064	2107	2151	43
3,5	1,2194	2237	2281	2324	2367	2411	2454	2497	2541	2584	44
3,6	1,2628	2671	2714	2758	2801	2844	2888	2931	2975	3018	43
3,7	1,3061	3105	3148	3191	3235	3278	3322	3365	3408	3452	43
3,8	1,3495	3538	3582	3625	3669	3712	3755	3799	3842	3886	43
3,9	1,3929	3972	4016	4059	4103	4146	4189	4233	4276	4320	43
4,0	1,4363	4406	4450	4493	4537	4580	4623	4667	4710	4754	43
4,1	1,4797	4840	4884	4927	4971	5014	5057	5101	5144	5188	43
4,2	1,5231	5274	5318	5361	5405	5448	5492	5535	5578	5622	43
4,3	1,5665	5709	5752	5795	5839	5882	5926	5969	6012	6056	43
4,4	1,6099	6143	6186	6230	6273	6316	6360	6403	6447	6490	43
4,5	1,6533	6577	6620	6664	6707	6751	6794	6837	6881	6924	44
4,6	1,6968	7011	7055	7098	7141	7185	7228	7272	7315	7358	44
4,7	1,7402	7445	7489	7532	7576	7619	7662	7706	7749	7793	43
4,8	1,7836	7880	7923	7966	8010	8053	8097	8140	8184	8227	43
4,9	1,8270	8314	8357	8401	8444	8487	8531	8574	8618	8661	44
5,0	1,8705	8748	8791	8835	8878	8922	8965	9009	9052	9095	43
5,1	1,9139	9182	9226	9269	9313	9356	9399	9443	9486	9530	43
5,2	1,9573	9617	9660	9703	9747	9790	9834	9877	9921	9964	43
5,3	2,0007	0051	0094	0138	0181	0225	0268	0311	0355	0398	43
5,4	2,0442	0485	0529	0572	0615	0659	0702	0746	0789	0833	43
5,5	2,0876	0919	0963	1006	1050	1093	1137	1180	1223	1267	43
5,6	2,1310	1354	1397	1441	1484	1527	1571	1614	1658	1701	43
5,7	2,1745	1788	1831	1875	1918	1962	2005	2049	2092	2135	43
5,8	2,2179	2222	2266	2309	2353	2396	2439	2483	2526	2570	43
5,9	2,2613	2657	2700	2743	2787	2830	2874	2917	2961	3004	43

Tang φ für $\varphi = 0$ bis 2,89.

φ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	D
0,0	0,0000	0100	0200	0300	0400	0500	0599	0699	0798	0898	99
0,1	0,0997	1096	1194	1293	1391	1489	1587	1684	1781	1878	96
0,2	0,1974	2070	2165	2260	2355	2449	2543	2636	2739	2821	92
0,3	0,2913	3004	3095	3185	3275	3364	3452	3540	3627	3714	86
0,4	0,3800	3885	3969	4053	4137	4119	4301	4382	4462	4542	79
0,5	0,4621	4700	4777	4854	4930	5005	5080	5154	5227	5299	71
0,6	0,5370	5441	5511	5581	5649	5717	5784	5850	5915	5980	64
0,7	0,6044	6107	6169	6231	6291	6352	6411	6469	6527	6584	56
0,8	0,6640	6696	6751	6805	6858	6911	6963	7014	7064	7114	49
0,9	0,7163	7211	7259	7306	7352	7398	7443	7487	7531	7574	42
1,0	0,7616	7658	7699	7739	7779	7818	7857	7895	7932	7969	36
1,1	0,8005	8041	8076	8110	8144	8178	8210	8243	8275	8306	31
1,2	0,8337	8367	8397	8426	8455	8483	8511	8538	8565	8591	26
1,3	0,8617	8643	8668	8693	8717	8741	8764	8787	8810	8831	22
1,4	0,8854	8875	8896	8917	8937	8957	8977	8996	9015	9033	19
1,5	0,9052	9069	9087	9104	9121	9138	9154	9170	9186	9202	15
1,6	0,9217	9232	9246	9261	9275	9289	9302	9316	9329	9342	12
1,7	0,9354	9367	9379	9391	9402	9414	9425	9436	9447	9458	10
1,8	0,9468	9478	9488	9498	9508	9518	9527	9536	9545	9554	8
1,9	0,9562	9571	9579	9587	9595	9603	9611	9619	9626	9633	7
2,0	0,9640	9647	9654	9661	9668	9674	9680	9687	9693	9699	6
2,1	0,9705	9710	9716	9722	9727	9732	9738	9743	9748	9753	5
2,2	0,9757	9762	9767	9771	9776	9780	9785	9789	9793	9797	4
2,3	0,9801	9805	9809	9812	9816	9820	9823	9827	9830	9834	3
2,4	0,9837	9840	9843	9846	9849	9852	9855	9858	9861	9864	2
2,5	0,9866	9869	9871	9874	9876	9879	9881	9884	9886	9888	2
2,6	0,9890	9892	9895	9897	9899	9901	9903	9905	9906	9908	2
2,7	0,9910	9912	9914	9915	9917	9919	9920	9922	9923	9925	1
2,8	0,9926	9928	9929	9931	9932	9933	9935	9936	9937	9938	2

Briggssche Logarithmen von Tang φ für $\varphi = 0$ bis 2,89; um 10 vergrößert.

φ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	D
0,0	— ∞	8,0000	3010	4770	6018	6986	7776	8444	9022	9531	455
0,1	8,9986	*0397	*0771	*1115	*1433	*1729	*2004	*2263	*2506	*2736	217
0,2	9,2953	3159	3355	3542	3720	3890	4053	4210	4360	4505	139
0,3	9,4644	4778	4907	5031	5152	5268	5381	5490	5596	5698	99
0,4	9,5797	5894	5987	6078	6166	6252	6336	6417	6496	6573	75
0,5	9,6648	6721	6792	6861	6928	6994	7058	7121	7182	7242	58
0,6	9,7300	7357	7413	7467	7520	7572	7622	7671	7720	7767	46
0,7	9,7813	7858	7902	7945	7988	8029	8069	8109	8147	8185	37
0,8	9,8222	8258	8294	8328	8362	8395	8428	8460	8491	8521	30
0,9	9,8551	8580	8609	8637	8664	8691	8717	8743	8768	8793	24
1,0	9,8817	8841	8864	8887	8909	8931	8952	8973	8994	9014	20
1,1	9,9034	9053	9072	9090	9108	9126	9144	9161	9177	9194	16
1,2	9,9210	9226	9241	9256	9271	9285	9300	9314	9327	9341	13
1,3	9,9354	9367	9379	9391	9404	9415	9427	9438	9450	9460	11
1,4	9,9471	9482	9492	9502	9512	9522	9531	9540	9550	9558	9
1,5	9,9567	9576	9584	9592	9601	9608	9616	9624	9631	9639	7
1,6	9,9646	9653	9660	9666	9673	9680	9686	9692	9698	9704	6
1,7	9,9710	9716	9721	9727	9732	9738	9743	9748	9753	9758	5
1,8	9,9763	9767	9772	9776	9781	9785	9790	9794	9798	9802	4
1,9	9,9806	9810	9813	9817	9821	9824	9828	9831	9834	9838	3
2,0	9,9841	9844	9847	9850	9853	9856	9859	9862	9864	9867	3
2,1	9,9870	9872	9875	9877	9880	9882	9884	9887	9889	9891	2
2,2	9,9893	9895	9898	9900	9902	9904	9905	9907	9909	9911	2
2,3	9,9913	9914	9916	9918	9919	9921	9923	9924	9926	9927	2
2,4	9,9929	9930	9931	9933	9934	9935	9937	9938	9939	9940	1
2,5	9,9941	9943	9944	9945	9946	9947	9948	9949	9950	9951	1
2,6	9,9952	9953	9954	9955	9956	9957	9958	9958	9959	9960	1
2,7	9,9961	9962	9962	9963	9964	9965	9965	9966	9967	9967	1
2,8	9,9968	9969	9969	9970	9970	9971	9972	9972	9973	9973	1

F. Einige Zahlenwerte.

Zahl	Wert π	log π	Zahl	Wert π	log π
π	3,141593	0,49715	$\sqrt{2g}$	4,429447	0,64635
π^2	9,869604	0,99430	1	0,225763	0,35365 — 1
$\sqrt{\pi}$	1,772454	0,24857	$\sqrt{2g}$		
g	9,81	0,99167	π	1,003033	0,00132
\sqrt{g}	3,132092	0,49583	\sqrt{g}		
1 : 2 g	0,050968	0,70830 — 2	e	2,718282	0,43429

G. Bemerkungen zu den Tafeln A—E.

Allgemeines: In den vorstehenden Tafeln dürfen Zwischenwerte mit hinreichender Genauigkeit geradlinig eingeschaltet werden; d. h. es darf angenommen werden, daß sämtliche Funktionen von π in den Tafeln A—E sich zwischen je zwei Tafelwerten linear mit π verändern, so daß für dieses Intervall Proportionalität besteht zwischen der Veränderlichkeit der Zahl π und der Zu- oder Abnahme ihrer Funktion (log π , sin π , π^2 usw.)

Beispiele: 1. $76,04^2 = ?$, Tafel A, S. 17:

$$76,0^2 = 5776,00; 76,1^2 = 5791,21. \text{ Differenz } 15,21.$$

76,04 liegt zwischen 76,00 und 76,10; die Differenz der Quadrate dieser beiden Werte ist also mit 0,4 zu multiplizieren und zu 76,0² zu addieren: $15,21 \cdot 0,4 = 6,084$,

$$76,04^2 = 5776,00 + 6,084 = 5782,084.$$

Genauer Wert: **5782,0816**. Fehler: $\infty \frac{1}{2409000}$.

2. $233,33^3 = ?$. Tafel A, S. 23: Hier empfiehlt es sich, folgendermaßen zu rechnen

$$233,33^3 = (2 \cdot 116,665)^3 = 8 \cdot 116,665^3,$$

$$116,6^3 = 1585242,296, 116,7^3 = 1589324,463, \text{ Unterschied: } 4082,167.$$

$$116,665^3 = 1585242,296 + 4082,17 \cdot 0,65 = 1585242,296 + 2653,411 = 1587895,707$$

$$233,33^3 = 12703165,656.$$

Genauer Wert: **12703159,267**, Fehler: $\infty \frac{1}{1988000}$.

In gleicher Weise geschieht die Interpolation bei allen anderen Funktionen von π .

Zur Erhöhung der Genauigkeit ist es u. U. ratsam, mit $\frac{\pi}{2}$ oder 2π zu rechnen und daraus den Wert für π abzuleiten (s. Beispiel 2); dies gilt natürlich nicht für die Kreis- und Hyperbelfunktionen.

Zur Tafel A: Ermittlung des genauen Wertes von Quadraten vier- und mehrstelliger Zahlen nach der Formel:

$$(a + b)^2 = a^2 + 2ab + b^2 = a^2 + 2b \left(a + \frac{b}{2} \right).$$

Beispiel:

$$7986^2 = 7980^2 + 2 \cdot 6 \cdot (7983) = 63680400 + 95796 = 63776196.$$

Bei der Berechnung der Quadrat- und Kubikwurzeln lassen sich die Formeln 7 und 8 S. 44 und 45 vorteilhaft verwenden.

Zur Tafel B: S. a. die Formeln über Logarithmen S. 45 ff.

1. Beispiel: $\ln 66377 = ?$.

$$\ln 66377 = \ln(663,77 \cdot 100) = \ln 663,77 + \ln 100 = 6,4980 + 4,6052 = 11,1032.$$

2. Beispiel: $\ln 0,003745 = ?$. $0,003745 = 374,5 \cdot 10^{-5}$

$$\ln 0,003745 = 5,9256 - 11,5129 = -5,5873.$$

Zur Tafel D: Die Zahlenwerte mit 5 Dezimalen für Winkelintervalle von 2' findet man in den Kurventabellen von Sarrazin und Oberbeck. Berlin, Julius Springer.

Bei Winkeln unter 10° (15°) kann man, ohne einen größeren Fehler als rund $\frac{1}{4}\%$ (1%) zu begehen, die Bogenhöhe DF auch für die Entfernung BD des Tangentenschnittpunktes B von der Bogenmitte D setzen. Weitere Bemerkungen siehe S. 36/37.

Zur Tafel E: Die letzte Spalte gibt unter D die Differenz zwischen den Tafelwerten, und zwar gilt: das am Ende einer Zeile stehende D für den Übergang von dieser Zeile zur

nächsten; z. B. ist in der Tafel auf Seite 38 die Zahl 413 Differenz zwischen $\text{Sin } 2,09 = 3,9806$ und $\text{Sin } 2,10 = 4,0219$. Durch diese Anordnung ist D für den Anfang und das Ende jeder Zeile gegeben; die Differenzen der Zwischenwerte können danach leicht zwischengeschaltet werden. Für Werte $\alpha > 5,99$ gilt innerhalb der Genauigkeit der Tafeln:

$$\text{Sin } \alpha = \text{Cos } \alpha = \frac{1}{2} e^{\alpha}.$$

Ganz allgemein ist:

$$e^{\alpha} = \text{Cos } \alpha + \text{Sin } \alpha, \quad e^{-\alpha} = \text{Cos } \alpha - \text{Sin } \alpha.$$

Weitere Erläuterungen über Hyperbelfunktionen siehe Seite 58.

II. Arithmetik.

A. Potenzen, Wurzeln, Logarithmen.

Potenzen.

1. $(+x)^n = +x^n$. 2. $(-x)^n = +x^n$, je nachdem n eine gerade oder ungerade Zahl ist.
3. $x^a \cdot x^b = x^{a+b}$. 4. $x^a : x^b = x^{a-b}$. 5. $(x^a)^b = x^{a \cdot b} = (x^b)^a$.
6. $x^a \cdot y^a = (x \cdot y)^a$. 7. $x^a : y^a = (x : y)^a$. 8. $1 : x^m = x^{-m} = \left(\frac{1}{x}\right)^m$.
9. $x^0 = 1$. $1^{\pm m} = 1$. $0^m = 0$. 0^0 unbestimmt, s. S. 72.
10. $(a + b)^2 = a^2 + 2ab + b^2$. $(a + b)(a - b) = a^2 - b^2$.
11. $(a + b)^3 = a^3 + 3a^2b + 3ab^2 + b^3$.
12. $(a + b)^4 = a^4 + 4a^3b + 6a^2b^2 + 4ab^3 + b^4$.
13. $(a + b)^5 = a^5 + 5a^4b + 10a^3b^2 + 10a^2b^3 + 5ab^4 + b^5$.

Wenn $x < 1$, so gilt:

$$14. (1 + x)^n = 1 + \binom{n}{1}x + \binom{n}{2}x^2 + \binom{n}{3}x^3 + \binom{n}{4}x^4 + \binom{n}{5}x^5 + \dots$$

worin

$$\binom{n}{p} = \frac{n(n-1)(n-2)\dots(n-p+1)}{1 \cdot 2 \cdot 3 \dots p} = \frac{n(n-1)(n-2)\dots(n-p+1)}{p!}$$

$$15. \frac{1}{1+x} = (1+x)^{-1} = 1 - x + x^2 - x^3 + x^4 - x^5 + \dots$$

$$16. \sqrt{1+x} = (1+x)^{\frac{1}{2}} = 1 + \frac{1}{2}x - \frac{1}{2 \cdot 4}x^2 + \frac{1 \cdot 3}{2 \cdot 4 \cdot 6}x^3 - \frac{1 \cdot 3 \cdot 5}{2 \cdot 4 \cdot 6 \cdot 8}x^4 + \dots$$

$$17. \frac{1}{\sqrt{1+x}} = (1+x)^{-\frac{1}{2}} = 1 + \frac{1}{2}x + \frac{1 \cdot 3}{2 \cdot 4}x^2 + \frac{1 \cdot 3 \cdot 5}{2 \cdot 4 \cdot 6}x^3 + \frac{1 \cdot 3 \cdot 5 \cdot 7}{2 \cdot 4 \cdot 6 \cdot 8}x^4 + \dots$$

Wurzeln.

$$1. \sqrt[m]{x} = x^{\frac{1}{m}}. \quad 2. \sqrt[m]{x \cdot y} = \sqrt[m]{x} \cdot \sqrt[m]{y}. \quad 3. \sqrt[m]{x : y} = \sqrt[m]{x} : \sqrt[m]{y}.$$

$$4. \sqrt[a]{x^b} = x^{\frac{b}{a}} = (\sqrt[a]{x})^b. \quad 5. \sqrt[a]{\sqrt[b]{x}} = \sqrt[a \cdot b]{x} = x^{\frac{1}{a \cdot b}} = \sqrt[a]{\sqrt[b]{x}}.$$

6. Die Wurzel aus einer negativen Zahl gibt einen reellen Wert nur, wenn der Wurzelexponent eine ungerade Zahl ist.

7. Wenn $\sqrt{a^2 + b} = a + x$, so ist $x = \frac{b}{2a + x}$, und für kleine Werte von

$$x \text{ angenähert: } x = \frac{b}{2a}; \quad a \text{ aus der Tafel A. S. 2-27.}$$

8. Wenn $\sqrt[n]{a^3 + b} = a + x$, so ist $x = \frac{b}{3a^2 + 3ax + x^2}$, und für kleine Werte von x angenähert: $x = \frac{b}{3a^2}$; a aus der Tafel A S. 2–27.

Beispiel einer Quadrat- und einer Kubikwurzel:

$\begin{array}{r} \sqrt{217,3421} = 14,7425 \\ 14^2 = 196 \\ \hline 21\ 34 \\ 2 \cdot 14 \cdot 7 + 7^2 = 20\ 09 \\ \hline 1\ 25\ 21 \\ 2 \cdot 147 \cdot 4 + 4^2 = 1\ 1776 \\ \hline 74\ 500 \\ 2 \cdot 1474 \cdot 2 + 2^2 = 58964 \\ \hline 1553600 \\ 2 \cdot 14742 \cdot 5 + 5^2 = 1474225 \\ \hline 79375 \\ \text{Rest } 0,00079 \end{array}$	$\begin{array}{r} \sqrt[3]{217,3421} = 6,0124 \\ 6^3 = 216 \\ \hline 3 \cdot 6^2 \cdot 0 = 1\ 3 \\ \hline 3 \cdot 6 \cdot 0^2 = 1\ 34 \\ \hline 0^3 = 1\ 342 \\ \hline 3 \cdot 60^2 \cdot 1 = 1\ 0800 \\ \hline 3 \cdot 60 \cdot 1^2 = 2\ 6210 \\ \hline 1^3 = 260300 \end{array}$
--	--

Imaginäre Größen.

9. $i = \sqrt{-1}$. $i^2 = -1$, $i^3 = -i = -\sqrt{-1}$. $i^4 = +1$. $\frac{1}{i} = -i$.
10. Wenn $a + bi = c + di$, so muß sein: $a = c$, $b = d$.
11. $(a + bi) \pm (c + di) = (a \pm c) + (b \pm d)i$; ähnlich bei Multiplikation und Division. Bei letzterer wird die Gleichung benutzt:
- $$(a + bi)(a - bi) = a^2 + b^2.$$
12. Normalform einer komplexen Zahl:

$$a \pm bi = r \{ \cos(\varphi + 2n\pi) + i \sin(\varphi + 2n\pi) \}, \quad \varphi \text{ Amplitude.}$$

$$\text{Modulus } r = +\sqrt{a^2 + b^2}, \quad \cos \varphi = \frac{a}{r}, \quad \sin \varphi = \frac{b}{r}, \quad \tan \varphi = \frac{b}{a}.$$

n ist eine ganze Zahl.

Man erhält das Produkt (den Quotienten) zweier komplexer Zahlen als eine komplexe Zahl, deren Modulus das Produkt (der Quotient) der beiden Moduln, deren Amplitude die Summe (Differenz) der beiden Amplituden ist.

Beispiel:

$$\begin{aligned} \text{oder } \{ r(\cos \varphi \pm i \sin \varphi) \}^m &= r^m \{ \cos(m \cdot \varphi) \pm i \sin(m \cdot \varphi) \} \\ \sqrt[m]{r(\cos \varphi \pm i \sin \varphi)} &= \sqrt[m]{r} \left\{ \cos \frac{n \cdot 360 + \varphi}{m} \pm i \sin \frac{n \cdot 360 + \varphi}{m} \right\}. \end{aligned}$$

Für n sind der Reihe nach zu setzen: 0, 1, 2, 3, . . . (m-1); für $n = m$ erscheint derselbe Wert der Amplitude, wie für $n = 0$.

Logarithmen.

Logarithmen für die Basis 10 heißen Briggs'sche Log. (Briggs, Professor zu Oxford, 1620); man schreibt $\log b$.

Logarithmen für die Basis $e = 2,718281828459 \dots = \lim_{n \rightarrow \infty} \left(1 + \frac{1}{n} \right)^n$ heißen natürliche Log. (Lord Napier, 1614); man schreibt $\ln b$. — Allgemein hat man: Der Logarithmus c der Zahl b ist diejenige Größe, mit der die Basis a des Log.-Systems potenziert werden muß, um b zu ergeben:

$$\log b = c \quad \text{oder} \quad a^c = b.$$

Zur Umrechnung aus einem System in das andere dienen die Formeln:

$$\log x = \log e \cdot \ln x = 0,434294482 \cdot \ln x,$$

$$\ln x = \ln 10 \cdot \log x = 2,3025850930 \cdot \log x.$$

Allgemein gilt:

$$\log(a \cdot b) = \log a + \log b, \quad \log(a : c) = \log a - \log c,$$

$$\log a^n = n \cdot \log a, \quad \log \sqrt[m]{b} = \frac{1}{m} \log b.$$

Die positiven oder negativen ganzen Einheiten eines Logarithmus nennt man seine Kennziffer, den echten Dezimalbruch seine Mantisse.

$$\log 10^{\pm n} = \pm n, \quad \log(b \cdot 10^n) = n + \log b, \quad \log(a : 10^n) = -n + \log a;$$

$$\ln e^{\pm n} = \pm n, \quad \ln(b \cdot 10^n) = n \cdot \ln 10 + \ln b, \quad \ln(a : 10^n) = -n \cdot \ln 10 + \ln a.$$

B. Determinanten.

Die wagrechten Reihen einer Determinante heißen Zeilen, die senkrechten Kolumnen.

Man berechnet die Determinanten durch Zerlegung in die zu einer Zeile oder einer Kolumne gehörenden Unterdeterminanten:

$$\begin{aligned} & \begin{vmatrix} a_1 & b_1 \\ a_2 & b_2 \end{vmatrix} = a_1 b_2 - a_2 b_1, \\ & \begin{vmatrix} a_1 & b_1 & c_1 \\ a_2 & b_2 & c_2 \\ a_3 & b_3 & c_3 \end{vmatrix} = a_1 \begin{vmatrix} b_2 & c_2 \\ b_3 & c_3 \end{vmatrix} - a_2 \begin{vmatrix} b_1 & c_1 \\ b_3 & c_3 \end{vmatrix} + a_3 \begin{vmatrix} b_1 & c_1 \\ b_2 & c_2 \end{vmatrix} \\ & \quad = c_3 \begin{vmatrix} a_1 & b_1 \\ a_2 & b_2 \end{vmatrix} - b_3 \begin{vmatrix} a_1 & c_1 \\ a_2 & c_2 \end{vmatrix} + a_3 \begin{vmatrix} b_1 & c_1 \\ b_2 & c_2 \end{vmatrix}, \\ & \begin{vmatrix} a_1 & b_1 & c_1 & d_1 \\ a_2 & b_2 & c_2 & d_2 \\ a_3 & b_3 & c_3 & d_3 \\ a_4 & b_4 & c_4 & d_4 \end{vmatrix} = a_1 \begin{vmatrix} b_2 & c_2 & d_2 \\ b_3 & c_3 & d_3 \\ b_4 & c_4 & d_4 \end{vmatrix} - a_2 \begin{vmatrix} b_1 & c_1 & d_1 \\ b_3 & c_3 & d_3 \\ b_4 & c_4 & d_4 \end{vmatrix} + a_3 \begin{vmatrix} b_1 & c_1 & d_1 \\ b_2 & c_2 & d_2 \\ b_4 & c_4 & d_4 \end{vmatrix} - a_4 \begin{vmatrix} b_1 & c_1 & d_1 \\ b_2 & c_2 & d_2 \\ b_3 & c_3 & d_3 \end{vmatrix}. \end{aligned}$$

Man erhält die Unterdeterminante z. B. zu a_3 , indem man die a_3 enthaltende Zeile und Kolumne, hier die zweite Zeile und die erste Kolumne, streicht und das Stehenbleibende zur Unterdeterminante vereinigt. Deren Vorzeichen ist positiv oder negativ, je nachdem man vom ersten Element der Determinante (hier a_1) bis zu a_3 eine ungerade oder eine gerade Zahl von Elementen hat. (Hier 2, also negatives Vorzeichen.)

C. Reihen.

Einige Reihen s. a. S. 44, Nr. 14—17.

Arithmetische Reihe erster Ordnung.

$$y_1 = a, \quad y_2 = a + d, \quad y_3 = a + 2d, \quad \dots, \quad y_n = z.$$

Das n te Glied: $z = a + (n - 1)d$. Die Summe der n ersten Glieder:

$$s = \sum_{\alpha=1}^n y_\alpha = \frac{a + z}{2} \cdot n = \frac{(2a + (n - 1)d) \cdot n}{2}.$$

Anwendung:

$$\sum_{x=1}^{x=n} x = \frac{n^2}{2} + \frac{n}{2} = \frac{n(n+1)}{2}.$$

Reihen höherer Ordnung.

$$\sum_{x=1}^{x=n} x^2 = \frac{n^3}{3} + \frac{n^2}{2} + \frac{n}{6}, \quad \sum_{x=1}^{x=n} x^3 = \frac{n^4}{4} + \frac{n^3}{2} + \frac{n^2}{4}.$$

Geometrische Reihe.

$$a, aq, aq^2, aq^3, \dots, aq^{n-1}.$$

Das n te Glied ist: $z = aq^{n-1}$. Die Summe der n ersten Glieder:

$$s = \frac{qz - a}{q - 1} = \frac{a(q^n - 1)}{q - 1}.$$

Mit $\pm q < 1$ und $n = \infty$ wird: $s = \frac{a}{1 - q}$.

Besondere Reihen¹⁾.

1. $a^x = 1 + \frac{x \ln a}{1} + \frac{(x \ln a)^2}{2!} + \frac{(x \ln a)^3}{3!} + \dots$
 2. $e^x = 1 + \frac{x}{1!} + \frac{x^2}{2!} + \frac{x^3}{3!} + \dots$, s. a. 14 und 15.
 3. $e = 1 + \frac{1}{1} + \frac{1}{2!} + \frac{1}{3!} + \dots = \lim_{n=\infty} \left(1 + \frac{1}{n}\right)^n$; s. S. 45, unten.
 4. $\ln(1+x) = x - \frac{x^2}{2} + \frac{x^3}{3} - \frac{x^4}{4} + \dots$, $-1 < x < +1$.
 5. $\ln \frac{1+x}{1-x} = 2\left(x + \frac{x^3}{3} + \frac{x^5}{5} + \dots\right)$, $-1 < x < +1$.
 6. $\ln \frac{x+1}{x-1} = 2\left(x^{-1} + \frac{x^{-3}}{3} + \frac{x^{-5}}{5} + \dots\right)$, $+1 < x$ oder $x < -1$.
 7. $\ln x = 2\left\{\frac{x-1}{x+1} + \frac{1}{3}\left(\frac{x-1}{x+1}\right)^3 + \frac{1}{5}\left(\frac{x-1}{x+1}\right)^5 + \frac{1}{7}\dots\right\}$, $0 < x < +\infty$
 8. $\ln(a+x) = \ln a + 2\left\{\frac{x}{2a+x} + \frac{1}{3}\left(\frac{x}{2a+x}\right)^3 + \frac{1}{5}\left(\frac{x}{2a+x}\right)^5 + \dots\right\}$
 9. $\sin x = \frac{x}{1!} - \frac{x^3}{3!} + \frac{x^5}{5!} - \frac{x^7}{7!} + \frac{x^9}{9!} - \dots$, $-\infty < x < +\infty$.
 10. $\cos x = 1 - \frac{x^2}{2!} + \frac{x^4}{4!} - \frac{x^6}{6!} + \frac{x^8}{8!} - \dots$, $-\infty < x < +\infty$.
 11. $\tan x = x + \frac{x^3}{3} + \frac{2x^5}{3 \cdot 5} + \frac{17x^7}{3^2 \cdot 5 \cdot 7} + \frac{62x^9}{3^2 \cdot 5 \cdot 7 \cdot 9} + \dots$, $-\frac{\pi}{2} < x < +\frac{\pi}{2}$.
 12. $\arcsin x = x + \frac{1 \cdot x^3}{2 \cdot 3} + \frac{1 \cdot 3 \cdot x^5}{2 \cdot 4 \cdot 5} + \frac{1 \cdot 3 \cdot 5 \cdot x^7}{2 \cdot 4 \cdot 6 \cdot 7} + \dots$, $-1 < x < +1$.
 13. $\arctan x = x - \frac{x^3}{3} + \frac{x^5}{5} - \frac{x^7}{7} + \dots$, $-1 < x < +1$.
- Hieraus $\frac{\pi}{4} = \arcsin 1 = 1 - \frac{1}{3} + \frac{1}{5} - \frac{1}{7} + \frac{1}{9} - \dots$
14. $\operatorname{Ei} x = x + \frac{x^3}{3!} + \frac{x^5}{5!} + \frac{x^7}{7!} + \dots = -\operatorname{Ei}(-x)$
 15. $\operatorname{Co} x = 1 + \frac{x^2}{2!} + \frac{x^4}{4!} + \frac{x^6}{6!} + \dots = \operatorname{Co}(-x)$

¹⁾ Über $p! = 1 \cdot 2 \cdot 3 \cdot \dots \cdot p$ vgl. Nr. 14, S. 44.

D. Zinseszins- und Rentenrechnung.

1. Ein Kapital S erreicht in n Jahren durch Zinseszinsen zu p % den Endwert

$$S_n = S \cdot q^n,$$

wenn die Zinsen alljährlich zum Kapital geschlagen werden; jährlicher Diskontfaktor: $q = 1 + \frac{p}{100}$.

2. Ein Kapital S erreicht in n Jahren durch Zinseszinsen zu p % den Endwert

$$S_n = S \cdot q^{2n},$$

wenn die Zinsen halbjährlich zum Kapital geschlagen werden; halbjährlicher Diskontfaktor: $q = 1 + \frac{p}{200}$.

3. Ein Kapital S erreicht in n Jahren durch Zinseszinsen zu p % den Endwert $S_n = S \cdot e^{\frac{p \cdot n}{100}}$, wenn die Zinsen in jedem Augenblick zum Kapital geschlagen gedacht werden. *e* s. S. 45, unten.

Für jährliche Zinseszinsen gilt:

4. Wenn am Ende eines jeden Jahres eine Zahlung r geleistet wird, so ist die Summe am Ende des n ten Jahres: $S_n = \frac{r(q^n - 1)}{q - 1}$.

5. Wenn am Anfange jedes Jahres die Zahlung r geleistet wird, so ist die Summe am Ende des n ten Jahres:

$$S_n = \frac{r q \cdot (q^n - 1)}{q - 1}.$$

6. Amortisation, Tilgung. Eine Schuld S , die an und für sich mit p % zu verzinsen ist, soll in n Jahren getilgt werden; die jährliche Abzahlung beträgt dann p_1 % ($p_1 > p$); es gilt:

$$S \cdot q^n = \left(S \cdot \frac{p_1}{100} \right) \cdot \frac{q^n - 1}{q - 1}.$$

Zu gegebenem p und n läßt sich hieraus p_1 finden.

7. Abschreibung, Erneuerung. Wenn ein Wert S (Maschine, Bauwerk) in n Jahren erlischt oder aufgebraucht ist, so daß er dann erneuert werden muß, so sind dafür alljährlich abzuschreiben bzw. zurückzulegen:

$$r = S \cdot \frac{q - 1}{q^n - 1} \quad \text{oder } \alpha \% \text{ von } S: \quad \alpha = 100 \cdot \frac{r}{S} = 100 \cdot \frac{q - 1}{q^n - 1}.$$

Durch q und n ist α bestimmt.

8. Ein Kapital S erreicht in n Jahren den Wert S_n , wenn am Ende jedes Jahres die Summe r zugefügt oder abgezogen wird:

$$S_n = S \cdot q^n + \frac{r(q^n - 1)}{q - 1}.$$

9. Die Gleichheit dieses Wertes S_n mit einem anderen Kapitale K tritt ein nach n Jahren:

$$n = \frac{\log \{ K(q - 1) + r \} - \log \{ S(q - 1) + r \}}{\log q}.$$

10. Wenn von einem Kapitale S am Ende jedes Jahres der Wert r ($r > \frac{S \cdot p}{100}$) weggenommen wird, so ist das Kapital nach n Jahren aufgezehrt:

$$n = \frac{\log r - \log \{r - S(q - 1)\}}{\log q}$$

11. Eine Rente r , die n Jahre lang am Ende jedes Jahres zu zahlen ist wird abgelöst mit einem Kapital S :

$$S = r \cdot \frac{q^n - 1}{q^n(q - 1)}$$

12. Eine ewige Rente r wird abgelöst mit dem Kapital $S = \frac{r}{q - 1}$.

13. Sind einzelne Summen zu zahlen:

$$S_1 \text{ nach } n_1, \quad S_2 \text{ nach } n_2, \dots, S_m \text{ nach } n_m$$

Jahren, so kann die ganze Summe bei Berechnung einfacher Zinsen gezahlt werden zum mittleren Zahlungstermin

$$\text{nach } n = \frac{S_1 \cdot n_1 + S_2 \cdot n_2 + \dots + S_m \cdot n_m}{S_1 + S_2 + \dots + S_m} \text{ Jahren.}$$

E. Gleichungen.

1. Gleichungen ersten Grades.

Mit einer Unbekannten:

$$x + b = a \text{ gibt } x = a - b, \quad b x = a \text{ gibt } x = \frac{a}{b}$$

$$x^n = a \quad ,, \quad x = \sqrt[n]{a}, \quad \sqrt[n]{x} = b \quad ,, \quad x = b^n$$

Mit zwei Unbekannten:

$$\left. \begin{array}{l} a_1 x + b_1 y + c_1 = 0 \\ a_2 x + b_2 y + c_2 = 0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} x = \frac{b_1 c_2 - c_1 b_2}{a_1 b_2 - a_2 b_1} = \frac{b_1 c_1}{b_2 c_2} : \frac{a_1 b_1}{a_2 b_2} \\ y = \frac{c_1 a_2 - a_1 c_2}{a_1 b_2 - a_2 b_1} = \frac{c_1 a_1}{c_2 a_2} : \frac{a_1 b_1}{a_2 b_2} \end{array}$$

In der Zählerdeterminante von $x(y)$ stehen die Koeffizienten derjenigen Glieder, die $x(y)$ nicht enthalten, in der Nennerdeterminante die Koeffizienten der Glieder mit Unbekannten (zyklische Folge beachten!).

Mit drei Unbekannten:

Zwei homogene Gleichungen:

$$\left. \begin{array}{l} a_1 x + b_1 y + c_1 z = 0 \\ a_2 x + b_2 y + c_2 z = 0 \end{array} \right\} x : y : z = \frac{b_1 c_1}{b_2 c_2} : \frac{c_1 a_1}{c_2 a_2} : \frac{a_1 b_1}{a_2 b_2} = \\ = (b_1 c_2 - c_1 b_2) : (c_1 a_2 - a_1 c_2) : (a_1 b_2 - b_1 a_2)$$

Sollen drei homogene Gleichungen gleichzeitig bestehen, so muß sein:

$$\frac{a_1 b_1 c_1}{a_2 b_2 c_2} = 0$$

Drei Gleichungen:

$$a_1 x + b_1 y + c_1 z + d_1 = 0,$$

$$a_2 x + b_2 y + c_2 z + d_2 = 0,$$

$$a_3 x + b_3 y + c_3 z + d_3 = 0.$$

Bilde die Nennerdeterminante aus den Koeffizienten der Glieder mit Unbekannten in der Reihenfolge, wie sie in der Gleichung stehen:

$$\begin{vmatrix} a_1 & b_1 & c_1 \\ a_2 & b_2 & c_2 \\ a_3 & b_3 & c_3 \end{vmatrix} = D,$$

dann ist:

$$x = \frac{\begin{vmatrix} d_1 & b_1 & c_1 \\ d_2 & b_2 & c_2 \\ d_3 & b_3 & c_3 \end{vmatrix}}{D}, \quad y = \frac{\begin{vmatrix} a_1 & d_1 & c_1 \\ a_2 & d_2 & c_2 \\ a_3 & d_3 & c_3 \end{vmatrix}}{D}, \quad z = \frac{\begin{vmatrix} a_1 & b_1 & d_1 \\ a_2 & b_2 & d_2 \\ a_3 & b_3 & d_3 \end{vmatrix}}{D}$$

Bildungsgesetz der Zählerdeterminanten: Ersetze in der Nennerdeterminante die a , die b oder die c durch d , je nachdem es sich um die Berechnung der Zählerdeterminante für x , für y oder für z handelt. Diese Regel gilt ganz allgemein. Berechnung der Determinanten s. S. 46.

Mit n Unbekannten:

Entweder die vorstehende Auflösung mittels Determinanten, oder Ausscheidung der Unbekannten der Reihe nach.

Beispiel: Fünf Gleichungen mit fünf Unbekannten. Zur Ausscheidung von v multipliziert man z. B. die Gl. (1) der Reihe nach mit $-2, -3, -7, +1$, und addiert sie entsprechend zu den Gleichungen 2, 3, 4, 5, wodurch die Gleichungen 1'—1' entstehen.

1.	$v + 2w - x - y + z - 1 = 0$	-2	-3	-7	$+1$	
2.	$2v - w - x + 3y + 4z - 7 = 0$	1				Ausscheidung von v .
3.	$3v + w + 2x + y - 3z - 10 = 0$		1			
4.	$7v + 6w - 5x - y + 7z - 9 = 0$			1		
5.	$-v - w + x - 2y - 5z + 9 = 0$				1	
1'.	$-5w + x + 5y + 2z - 5 = 0$	-5	-2			
2'.	$-5w + 5x + 4y - 6z - 7 = 0$	1				
3'.	$-8w + 2x + 6y + 0 - 2 = 0$		1			
4'.	$w + 0 - 3y - 4z + 8 = 0$					
1''.	$+20w - 21y - 16z + 18 = 0$	1				Ausscheidung von w .
2''.	$+2w - 4y - 4z + 8 = 0$	-10	1			
3''.	$w - 3y - 4z + 8 = 0$		-2			
1'''.	$+19y + 24z - 62 = 0$	1				Ausscheidung von z .
2'''.	$+2y + 4z - 8 = 0$	-6				
1''''.	$7y - 14 = 0$,			$y = 2$,		
2''''.	$4 + 4z - 8 = 0$,			$z = 1$,		
3''''.	$w - 6 - 4 + 8 = 0$,			$w = 2$,		
1'.	$-10 + 1 + 10 + 2 - 5 = 0$,			$x = 3$,		
1.	$v + 4 - 3 - 2 + 1 - 1 = 0$,			$v = 1$,		

Für die Auflösung eines Systems linearer Gleichungen kann man auch das folgende zeichnerische Verfahren verwenden¹⁾: Für jede der n Gleichungen trägt man auf einer von n Parallelen von einem beliebigen Nullpunkte aus die Koeffizienten der Unbekannten als Strecken in einem Maßstabe auf, der für jede Parallele beliebig sein kann. In Fig. 2 ist dies für das vorstehend gelöste Gleichungssystem geschehen. Die Gerade 1—1 entspricht der Gl. (1), 2—2 der Gl. (2) usw. Will man nun aus 1 und 2 z. B. v ausscheiden, so verbindet man die beiden Null- und die beiden v -Punkte auf 1 und auf 2 durch Geraden und zieht durch deren Schnittpunkt eine neue Parallele 1'—1', die nun die Koeffizienten derjenigen Gl. (1') darstellt, die durch Ausscheidung von v aus 1 und 2 entsteht; auf dieser fallen der Null- und der v -Punkt zusammen; die Strecken für die anderen Koeffizienten werden durch entsprechende Verbindungsgeraden ausgeschnitten. Auf diese Weise

¹⁾ Mehmkke. Math. Sammlg. d. Moskauer Math. Gesellsch. 1892. Bd. 16, S. 342; auch Biermann, Math. Näherungsmethoden, 1905, S. 74.

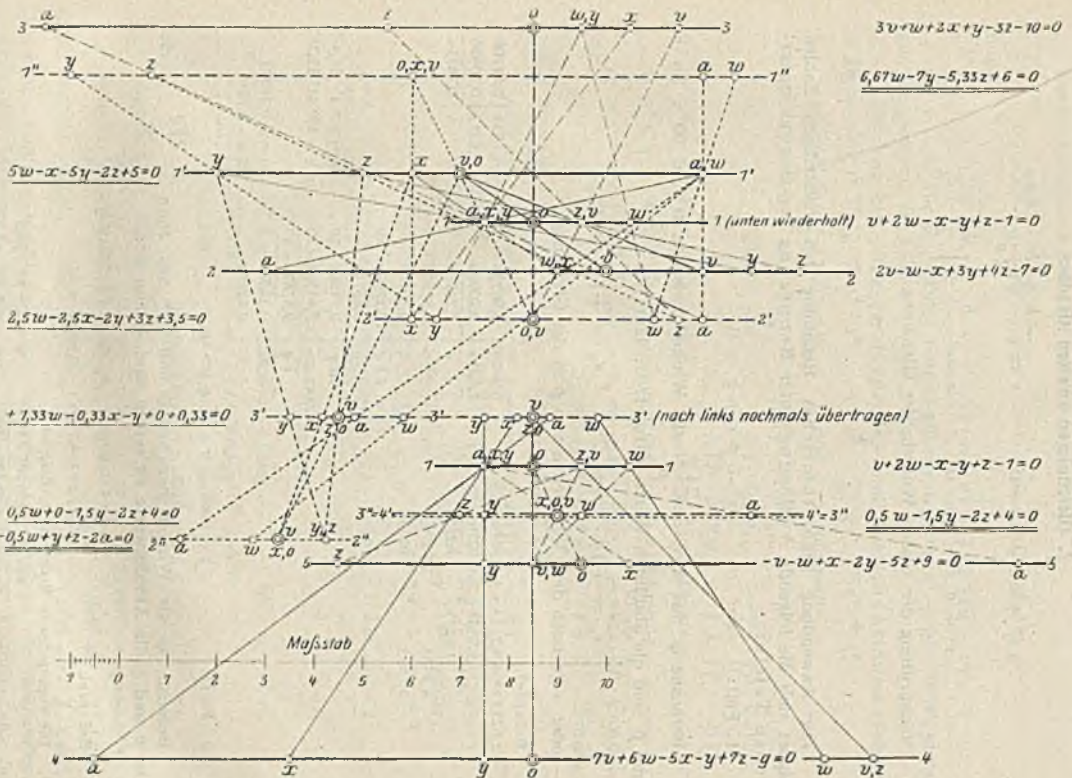


Fig. 2.

verringert man, genau wie bei der rechnerischen Lösung, nach und nach die Zahl der Unbekannten und der Gleichungen, bis man schließlich auf eine Gleichung mit einer Unbekannten kommt. Am besten verwendet man Millimeterpapier.

Zur Verbesserung der so gefundenen Werte kann man ein Näherungsverfahren anwenden; vgl. L. Seidel, Abhandl. math.-phys. Klasse kgl. bayr. Akad. d. Wiss. 1874, Bd. 11; Abt. III, S. 81.

2. Gleichungen zweiten Grades.

$$ax^2 + bx + c = 0, \quad x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a},$$

$$x^2 + b_1x + c_1 = 0, \quad x = -\frac{b_1}{2} \pm \sqrt{\frac{b_1^2}{4} - c_1}$$

Nachprüfung der beiden Wurzeln der Gleichung:

$$x_1 + x_2 = -\frac{b}{a} = -b_1, \quad x_1 \cdot x_2 = \frac{c}{a} = c_1.$$

Zur Anwendung logarithmischer Rechnung bei vielstelligen Zahlen eignet sich die folgende Auflösung unter Benutzung der trigonometrischen Tafeln:

1. Fall: $x^2 + px + q = 0.$

Berechne φ aus $\sin \varphi = \frac{2\sqrt{q}}{p}$ als Winkel zwischen 0 und 90°; für q und p sind die absoluten Werte einzusetzen; dann ist:

$$x_1 = \mp \sqrt{q} \cdot \tan \varphi/2, \quad x_2 = \mp \sqrt{q} : \tan \varphi/2.$$

— oder + je nach dem Vorzeichen von p in der Gleichung.

Beispiel:

$$1,6213 x^2 + 4,7534 x + 0,92763 = 0,$$

$$x^2 + \frac{4,7534}{1,6213} x + \frac{0,92763}{1,6213} = 0.$$

$$p = \frac{4,7534}{1,6213}, \quad q = \frac{0,92763}{1,6213}$$

0,92763	0,96738 - 1	4,7534	0,67700
1,6213	0,20986	1,6213	0,20986
$\frac{q}{p}$	1,75752 - 2	$\frac{p}{q}$	0,46714
$\frac{q}{2}$	0,87876 - 1		
$2\sqrt{q}$	10,17979 - 10		
$\frac{p}{2}$	0,46714		
$\sin \varphi$	9,71265 - 10	$\varphi = 31^\circ 3' 51,4''$	
$\tan \varphi/2$	9,44394 - 10	$\varphi/2 = 15^\circ 31' 55,7''$	
\sqrt{q}	9,87876 - 10		
x_1	0,32270 - 1	$x_1 = -0,21023$	
x_2	0,43482	$x_2 = -2,7216$	

2. Fall: $x^2 \pm px - q = 0.$

Berechne φ als Winkel zwischen 0 und 90° aus $\tan \varphi = \frac{2\sqrt{q}}{p}$, worin für p und q die Absolutwerte zu setzen sind. Dann ist:

$$x_1 = \pm \sqrt{q} \cdot \tan \varphi/2, \quad x_2 = \pm \sqrt{q} : \tan \varphi/2.$$

Beispiel:

$$1,6213 x^2 - 4,7534 x - 0,92763 = 0.$$

Die vorangehende Rechnung s. Beispiel 1.

$\tan \varphi$	9,71265 - 10	$\varphi = 27^\circ 17' 36,5''$
$\tan \varphi/2$	9,38523 - 10	$\varphi/2 = 13^\circ 38' 48,3''$
\sqrt{q}	9,87876 - 10	
x_1	0,26399 - 1	$x_1 = -0,18365$
x_2	0,49353	$x_2 = +3,11550$

3. Gleichungen dritten Grades.

In die allgemeine Form der Gleichung $x^3 + ax^2 + bx + c = 0$ setze man $x = y - a/3$; es entsteht eine neue Gleichung von der Form:

$$y^3 + (3p) \cdot y + (2q) = 0.$$

Dann ist nach der Cardan'schen Formel:

$$u = \sqrt[3]{-q + \sqrt{q^2 + p^3}}, \quad v = \sqrt[3]{-q - \sqrt{q^2 + p^3}}$$

und:

$$y_1 = u + v, \quad y_2 = -\frac{1}{2}(u + v) \pm \frac{1}{2}i\sqrt{3}(u - v).$$

+ für y_2 , - für y_3 . Diese Formel gilt nicht, wenn $q^2 + p^3 < 0$ ist, dann gilt nachstehend B, 3.

Auflösung mit Hilfe der Hyperbel- und Kreisfunktionen (Tabelle S. 38 bis 42):

A. $y^3 + (3p)y \pm (2q) = 0$, p und q Absolutwerte.

Mit Hilfe von φ aus $\sin \varphi = q : p\sqrt{p}$ wird:

$$y_1 = \mp 2\sqrt[3]{p} \sin \varphi/3, \quad y_2 = \pm \sqrt[3]{p} \cdot \sin \varphi/3 + i\sqrt[3]{3} \cdot \sqrt[3]{p} \cdot \cos \varphi/3, \\ y_3 = \pm \sqrt[3]{p} \cdot \sin \varphi/3 - i\sqrt[3]{3} \cdot \sqrt[3]{p} \cdot \cos \varphi/3.$$

B. $y^3 - (3p) \cdot y + (2q) = 0$, p und q Absolutwerte.

1. $p^3 < q^2$. Mit Hilfe von φ aus $\cos \varphi = q : p\sqrt{p}$ wird:

$$y_1 = \mp 2\sqrt[3]{p} \cdot \cos \varphi/3, \quad y_2 = \pm \sqrt[3]{p} \cdot \cos \varphi/3 + i\sqrt[3]{3} \cdot \sqrt[3]{p} \cdot \sin \varphi/3, \\ y_3 = \pm \sqrt[3]{p} \cdot \cos \varphi/3 - i\sqrt[3]{3} \cdot \sqrt[3]{p} \cdot \sin \varphi/3.$$

2. $p^3 = q^2$. $y_1 = \mp 2\sqrt[3]{p}$, $y_2 = y_3 = \pm \sqrt[3]{p}$.

3. $p^3 > q^2$. Mit Hilfe von φ aus $\cos \varphi = q : p\sqrt{p}$ wird:

$$y_1 = +2\sqrt[3]{p} \cdot \cos \varphi/3, \quad y_2 = +\sqrt[3]{p} \cdot \cos \varphi/3 + \sqrt[3]{3} \cdot \sqrt[3]{p} \cdot \sin \varphi/3, \\ y_3 = +\sqrt[3]{p} \cdot \cos \varphi/3 - \sqrt[3]{3} \cdot \sqrt[3]{p} \cdot \sin \varphi/3.$$

Beispiel:

$$x^3 + 6x^2 + 9x - 2 = 0.$$

$x = y - 2$ zur Umformung eingesetzt, gibt: $y^3 - 3y - 4 = 0$, $p = -1$, $q = -2$.
Cardan'sche Formel:

$$u = \sqrt[3]{2 + \sqrt{4 - 1}} = \sqrt[3]{3,7321} = 1,55115,$$

$$v = \sqrt[3]{2 - \sqrt{4 - 1}} = \sqrt[3]{0,2679} = 0,64465.$$

$$y_1 = 2,1958, \quad y_2 = -\frac{1}{2} \cdot 2,1958 + \frac{1}{2}i\sqrt{3} \cdot 0,90650.$$

$$x_1 = 0,1958. \quad = -1,0979 + 0,45325 \cdot i \cdot \sqrt{3},$$

$$y_3 = -1,0979 - 0,45325 \cdot i \cdot \sqrt{3}.$$

Trigonometrisch: Fall B, 1, da $p^3 = 1^3 = 1 < q^2 = 4$.

$$\cos \varphi = \frac{2}{1\sqrt{1}} = 2, \text{ Tafel E. S. 39. } \varphi = 1,31694, \quad y_1 = 2,1958, \quad x_1 = 0,1958.$$

$$\varphi/3 = 0,43898, \quad \cos \varphi/3 = 1,0979, \quad \sin \varphi/3 = 0,4532. \quad y_2 = -1,0979 + i \cdot \sqrt{3} \cdot 0,4532,$$

$$y_3 = -1,0979 - i \cdot \sqrt{3} \cdot 0,4532.$$

Die Auflösung mit Hilfe der Hyperbelfunktionen ist im allgemeinen wesentlich bequemer, als die nach der Cardan'schen Formel, ganz besonders bei vielstelligen Zahlen und logarithmischer Rechnung.

Ausführlichere Tafeln der Hyperbelfunktionen s. u. a. Ligowski, Tafeln der Hyp. Funkt. usw. Berlin, Ernst & Sohn.

4. Zeichnerische Auflösung von Gleichungen und Näherungsverfahren.

a) Zeichnerisches Verfahren. Ist die Gleichung $f(x) = 0$ zu lösen, so setze man $y = f(x)$ und zeichne die dieser Gleichung entsprechende Kurve, z. B. indem man zu verschiedenen Werten von x die y berechnet, wobei man außerdem die höhere Analysis zu Hilfe nehmen kann. Die Abszissen der

1. **Regula falsi**: Es seien zwei genäherte Werte x_1 und x_2 der Gleichung $y = f(x)$ bekannt; dann folgt als genauerer Wurzelwert:

$$x = x_1 + \frac{(x_2 - x_1) f(x_1)}{f(x_1) - f(x_2)}$$

Diesen Wert nimmt man mit x_1 oder mit x_2 zusammen wiederum zur Berechnung eines genaueren x ; statt x_1 oder x_2 kann man auch einen Wert x_3 nehmen, der, nach x zu urteilen, der genauen Wurzel noch näher liegt als x_1 oder x_2 (s. Beispiel, 2. Annahme!). Das Verfahren wird bis zur gewünschten Genauigkeit fortgesetzt. Es ist zweckmäßig, bei Anwendung der Regula falsi x_1 und x_2 so zu wählen, daß $f(x_1)$ und $f(x_2)$ verschiedene Vorzeichen haben. Beispiel s. unter 2.

Geometrische Deutung der Regula falsi: Den zuerst angenommenen Wurzelwerten 1 und 2 entsprechen auf der Kurve die Punkte A'_1 und A'_2 ; deren Verbindungsgerade gibt den Punkt $x = 1,33$. Diesem benachbart werden dann die weiteren Punkte A''_1 und A''_2 angenommen, entsprechend den Abszissen 1,3 und 1,6; ihre Verbindungsgerade gibt den Punkt 1,444 usw.

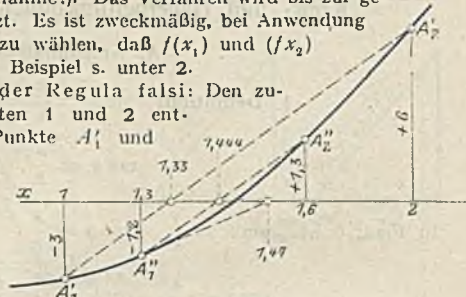


Fig. 4.

2. **Newtonsche Näherungsmethode**. Ist x_1 ein angenäherter Wurzelwert, so ergibt sich ein genauerer Wert aus:

$$x_2 = x_1 - \frac{f(x_1)}{f'(x_1)}$$

worin $f'(x)$ die erste Ableitung der Funktion ist. x_1 muß hier mit größerer Genauigkeit bestimmt sein als bei der Regula falsi. Mit x_2 (oder einem benachbarten Werte, s. Beispiel!) wird das Verfahren wiederholt usw.

Geometrische Deutung des Newtonschen Verfahrens (s. Fig. 4): Statt der Sehne zwischen zwei Punkten nach der Regula falsi wird hier die Tangente in einem Punkte (A''_1) benutzt und ihr Schnittpunkt $x = 1,47$ mit der x -Achse bestimmt.

Beispiel: $y = f(x) = x^3 + 2x - 6 = 0$.

Regula falsi:

Erste Annahme: $x_1 = 1 \quad y_1 = -3$
 $x_2 = 2 \quad y_2 = +6$

1. Annäherung: $x = 1 + \frac{1 \cdot (-3)}{-3 - 6} = 1,3333$

Zweite Annahme: $x_1 = 1,3 \quad y_1 = -1,203$
 $x_2 = 1,6 \quad y_2 = +1,296$

2. Annäherung: $x = 1,3 + \frac{0,3 \cdot (-1,203)}{-1,203 + 1,296} = 1,444$

Dritte Annahme: $x_1 = 1,45 \quad y_1 = -0,0514$
 $x_2 = 1,47 \quad y_2 = +0,1165$

3. Annäherung: $x = 1,45 + \frac{0,02 \cdot (-0,0514)}{-0,0514 - 0,1165} = 1,45612$

Vierte Annahme: $x_1 = 1,4561$
 $x_2 = 1,4562$ usw.

Newton:

$f'(x) = 3x^2 + 2$

$x_1 = 1,3 \quad f(x_1) = -1,203$
 $f'(x_1) = +7,07$

$x_2 = 1,3 - \frac{-1,203}{7,07} = 1,47$

$x_3 = 1,46 \quad f(x_2) = 0,0321$
 $f'(x_2) = +8,3948$

$x_4 = 1,46 - \frac{0,0321}{8,3948} = 1,45618$

$x_5 = 1,45618 \quad f(x_3) = 0,00013$
 $f'(x_3) = 8,3614$

$x_6 = 1,45618 - \frac{0,00013}{8,3614} = 1,45616445$

$x_7 = 1,45616445$ usw.

Am schnellsten kommt man zum Ziele, wenn man gleichzeitig nach beiden Methoden rechnet und jedesmal das arithmetische Mittel aus den beiden Ergebnissen zum Ausgangspunkt der neuen Rechnung nimmt. Dieses Verfahren sichert gleichzeitig gegen ein Versagen einer oder beider Annäherungsverfahren.

III. Trigonometrie.

Kreis- und Hyperbelfunktionen. Ebene Dreiecke.

A. Kreisfunktionen.

1. Definition: $\sin \alpha = \frac{a}{c} = \frac{1}{\operatorname{cosec} \alpha}$, $\cos \alpha = \frac{b}{c} = \frac{1}{\operatorname{sec} \alpha}$

$$\tan \alpha = \frac{a}{b}, \quad \cot \alpha = \frac{b}{a}.$$

In Figur 6 ist: $\sin \alpha = \frac{y}{r}$, $\tan \alpha = \frac{y}{x}$.

$$\cos \alpha = \frac{x}{r}, \quad \cot \alpha = \frac{x}{y}$$

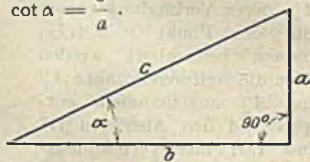


Fig. 5.

2. Vorzeichen und Grenzwerte; besondere Werte.

Grad	0	90	180	270	360	30	45	60				
Quadrant		I	II	III	IV							
sin	0	+	+1	+	0	-	-1	-	0	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}\sqrt{2}$	$\frac{1}{2}\sqrt{3}$
cos	+1	+	0	-	-1	-	0	+	+1	$\frac{1}{2}\sqrt{3}$	$\frac{1}{2}\sqrt{2}$	$\frac{1}{2}$
tan	0	+	$+\infty$	-	0	+	$\pm\infty$	-	0	$\frac{1}{3}\sqrt{3}$	1	$\sqrt{3}$
cot	$+\infty$	+	0	-	$+\infty$	+	0	-	$+\infty$	$\sqrt{3}$	1	$\frac{1}{3}\sqrt{3}$

3. Beziehungen zwischen Komplement- und Supplementwinkeln.

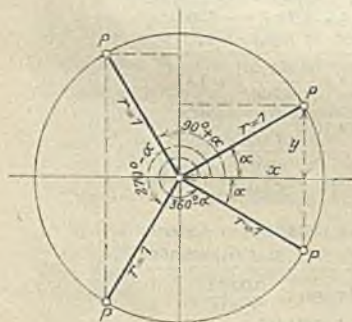


Fig. 6.

$q =$	$90 \pm \alpha$	$180 \pm \alpha$	$270 \pm \alpha$	$(n \cdot 360 \pm \alpha)$ oder $\pm \alpha$
$\sin q$	$\cos \alpha$	$\mp \sin \alpha$	$-\cos \alpha$	$\pm \sin \alpha$
$\cos q$	$\mp \sin \alpha$	$-\cos \alpha$	$\pm \sin \alpha$	$\mp \cos \alpha$
$\tan q$	$\mp \cot \alpha$	$\pm \tan \alpha$	$\mp \cot \alpha$	$\pm \tan \alpha$
$\cot q$	$\pm \tan \alpha$	$\mp \cot \alpha$	$\pm \tan \alpha$	$\mp \cot \alpha$

4. Zusammenhang der Funktionen eines Winkels:

$$\sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha = 1, \quad \tan \alpha \cdot \cot \alpha = 1.$$

$$\sin \alpha = \sqrt{1 - \cos^2 \alpha} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{1 + \tan^2 \alpha}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{1 + \cot^2 \alpha}}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \tan^2 \alpha}}$$

$$= \frac{\cot \alpha}{\sqrt{1 + \cot^2 \alpha}}$$

$$\tan \alpha = \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} = \frac{1}{\cot \alpha}$$

$$= \frac{1}{\cot \alpha}$$

$$\cot \alpha = \frac{1}{\tan \alpha} = \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} = \frac{1}{\tan \alpha}$$

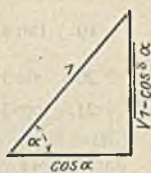
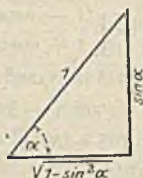


Fig. 7.

5. Beziehungen zwischen den Funktionen zweier Winkel.

- a) 1. $\sin(\alpha + \beta) = \sin \alpha \cos \beta + \cos \alpha \sin \beta,$
 2. $\cos(\alpha + \beta) = \cos \alpha \cos \beta - \sin \alpha \sin \beta,$
 3. $\tan(\alpha + \beta) = (\tan \alpha + \tan \beta) : (1 + \tan \alpha \cdot \tan \beta),$
 4. $\cot(\alpha + \beta) = (\cot \alpha \cdot \cot \beta + 1) : (\cot \beta + \cot \alpha).$

b) 5. $\sin \alpha + \sin \beta = 2 \sin \frac{\alpha + \beta}{2} \cdot \cos \frac{\alpha - \beta}{2}$

6. $\sin \alpha - \sin \beta = 2 \cos \frac{\alpha + \beta}{2} \cdot \sin \frac{\alpha - \beta}{2}$

7. $\cos \alpha + \cos \beta = 2 \cos \frac{\alpha + \beta}{2} \cdot \cos \frac{\alpha - \beta}{2}$

8. $\cos \alpha - \cos \beta = -2 \sin \frac{\alpha + \beta}{2} \cdot \sin \frac{\alpha - \beta}{2}$

9. $\tan \alpha + \tan \beta = \sin(\alpha + \beta) : (\cos \alpha \cdot \cos \beta),$

10. $\cot \alpha + \cot \beta = \sin(\alpha + \beta) : (\sin \alpha \cdot \sin \beta).$

c) 11. $\sin(\alpha + \beta) \cdot \sin(\alpha - \beta) = \sin^2 \alpha - \sin^2 \beta = \cos^2 \beta - \cos^2 \alpha,$

12. $\cos(\alpha + \beta) \cdot \cos(\alpha - \beta) = \cos^2 \alpha - \sin^2 \beta = \cos^2 \beta - \sin^2 \alpha,$

d) 13. $\sin 2\alpha = 2 \sin \alpha \cdot \cos \alpha = \frac{2}{\cot \alpha + \tan \alpha},$

14. $\cos 2\alpha = \cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha = 1 - 2 \sin^2 \alpha = 2 \cos^2 \alpha - 1,$

15. $\tan 2\alpha = \frac{2 \tan \alpha}{1 - \tan^2 \alpha} = \frac{2}{\cot \alpha - \tan \alpha},$

16. $\cot 2\alpha = \frac{\cot^2 \alpha - 1}{2 \cot \alpha} = \frac{\cot \alpha - \tan \alpha}{2},$

e) 17. $\sin \alpha/2 = \sqrt{\frac{1 - \cos \alpha}{2}} = 1/2 \sqrt{1 + \sin \alpha} - 1/2 \sqrt{1 - \sin \alpha}.$

$$18. \quad \cos \alpha_{/2} = \sqrt{\frac{1 + \cos \alpha}{2}} = \sqrt[1/2]{1 + \sin \alpha} + \sqrt[1/2]{1 - \sin \alpha}.$$

$$19. \quad \tan \alpha_{/2} = \sqrt{\frac{1 - \cos \alpha}{1 + \cos \alpha}} = \frac{\sin \alpha}{1 + \cos \alpha} = \frac{1 - \cos \alpha}{\sin \alpha} = \operatorname{cosec} \alpha - \cot \alpha.$$

$$20. \quad \sin 3\alpha = 3 \sin \alpha \cos^2 \alpha - \sin^3 \alpha.$$

$$21. \quad \cos 3\alpha = \cos^3 \alpha - 3 \sin^2 \alpha \cos \alpha.$$

$$f) \quad 22. \quad \sin(45 + \alpha) = \cos(45 + \alpha).$$

$$23. \quad \tan(45 + \alpha) = (1 + \tan \alpha) : (1 - \tan \alpha) = \cot(45 - \alpha).$$

$$24. \quad \left. \begin{array}{l} \tan(45 - \alpha_{/2}) \\ \cot(45 + \alpha_{/2}) \end{array} \right\} = \frac{\cos \alpha}{1 + \sin \alpha} = \frac{1 - \sin \alpha}{\cos \alpha} = \sec \alpha - \tan \alpha.$$

$$25. \quad \left. \begin{array}{l} \cot(45 - \alpha_{/2}) \\ \tan(45 + \alpha_{/2}) \end{array} \right\} = \frac{\cos \alpha}{1 - \sin \alpha} = \frac{1 + \sin \alpha}{\cos \alpha} = \sec \alpha + \tan \alpha.$$

6. Zusammenhang zwischen den Funktionen von drei Winkeln α, β, γ , deren Summe 180° beträgt.

$$1. \quad \sin \alpha + \sin \beta + \sin \gamma = 4 \cdot \cos \alpha_{/2} \cdot \cos \beta_{/2} \cdot \cos \gamma_{/2}.$$

$$2. \quad \sin \alpha + \sin \beta - \sin \gamma = 4 \cdot \sin \alpha_{/2} \cdot \sin \beta_{/2} \cdot \cos \gamma_{/2}.$$

$$3. \quad \sin 2\alpha + \sin 2\beta + \sin 2\gamma = 4 \sin \alpha \cdot \sin \beta \cdot \sin \gamma.$$

$$4. \quad \sin 2\alpha + \sin 2\beta - \sin 2\gamma = 4 \cos \alpha \cdot \cos \beta \cdot \sin \gamma.$$

$$5. \quad \sin^2 \alpha + \sin^2 \beta + \sin^2 \gamma = 2 \cos \alpha \cdot \cos \beta \cdot \cos \gamma + 2.$$

$$6. \quad \sin^2 \alpha + \sin^2 \beta - \sin^2 \gamma = 2 \sin \alpha \cdot \sin \beta \cdot \cos \gamma.$$

$$7. \quad \tan \alpha + \tan \beta + \tan \gamma = \tan \alpha \cdot \tan \beta \cdot \tan \gamma.$$

$$8. \quad \cot \alpha_{/2} + \cot \beta_{/2} + \cot \gamma_{/2} = \cot \alpha_{/2} \cdot \cot \beta_{/2} \cdot \cot \gamma_{/2}.$$

7. Reihenentwicklung s. S. 47, Nr. 9—13.

8. Um Beziehungen zwischen den Arcus der verschiedenen Funktionen zu erhalten, benutze man die Formeln unter 4. und 5. und beachte, daß arc sin n den Winkel in Bogenmaß darstellt, dessen sin gleich n ist. daß also z. B. der cos dieses selben Bogens gleich $\sqrt{1 - n^2}$ und somit arc sin $n = \text{arc cos} \sqrt{1 - n^2}$ ist.

B. Hyperbelfunktionen.

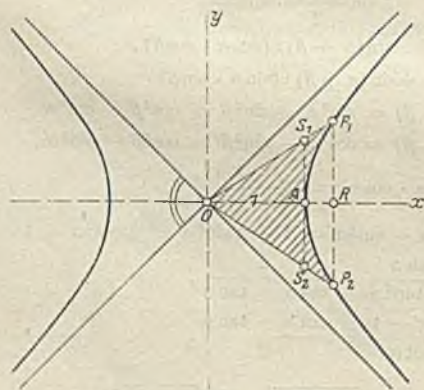


Fig. 5.

Vgl. Fig. 6 und die Definitionen der Kreisfunktionen. Bei diesen wird der Punkt P , dessen Koordinaten die Kreisfunktionen des Winkels α darstellen, auf einem Kreise vom Halbmesser 1 durch den Radiusvektor bestimmt, der gegen die x -Achse unter dem Winkel α geneigt ist. Bei den Hyperbelfunktionen tritt an Stelle des Kreises die gleichseitige Hyperbel, an Stelle des Winkels α die Fläche

$$OP_1AP_2O = \varphi,$$

die von den beiden Fahrstrahlen OP_1 und OP_2 und dem Kurvenstück P_2AP_1 begrenzt wird.

Die reelle Halbachse OA ist gleich 1. Die Strecken RP_1 , OR und AS_1 werden als Funktionen der Hyperbelfläche φ dargestellt und folgendermaßen bezeichnet:

$$RP_1 = RP_2 = y = \text{Sin } \varphi, \quad OR = x = \text{Cos } \varphi, \\ AS_1 = AS_2 = \frac{1 \cdot y}{x} = \text{Tan } \varphi = \frac{1}{\text{Cot } \varphi} = \frac{\text{Sin } \varphi}{\text{Cos } \varphi}.$$

Aus der Gleichung der obigen gleichseitigen Hyperbel, $x^2 - y^2 = a^2 = 1$, folgt zunächst: $\text{Cos}^2 \varphi - \text{Sin}^2 \varphi = 1$. Da die Fläche φ der Hyperbel (s. d.) sich im vorliegenden Falle zu $\varphi = \ln(x + y) = \ln(\text{Cos } \varphi + \text{Sin } \varphi)$ berechnet, so wird weiter: $x + y = \text{Cos } \varphi + \text{Sin } \varphi = e^\varphi$ und entsprechend: $-\varphi = \ln(x - y) = \ln(\text{Cos } \varphi - \text{Sin } \varphi)$ oder $e^{-\varphi} = \text{Cos } \varphi - \text{Sin } \varphi$. Hieraus folgt:

$$\text{Sin } \varphi = \frac{e^\varphi - e^{-\varphi}}{2}; \quad \text{Cos } \varphi = \frac{e^\varphi + e^{-\varphi}}{2}; \quad \text{Tan } \varphi = \frac{e^\varphi - e^{-\varphi}}{e^\varphi + e^{-\varphi}}.$$

Für reelle Werte von φ kann $\text{Sin } \varphi$ jeden positiven und negativen reellen Zahlenwert, $\text{Cos } \varphi$ jeden positiven reellen Zahlenwert > 1 annehmen; $\text{Tan } \varphi$ bewegt sich innerhalb der Grenzen -1 und $+1$, $\text{Cot } \varphi$ außerhalb dieser Grenzen bis $+\infty$. — Die Periode der Hyperbelfunktionen ist imaginär: für Sin und Cos gleich $2\pi i$, für Tan und Cot gleich πi . Tafeln der Hyperbelfunktionen s. S. 38—42.

$$\text{Sin}(-\varphi) = -\text{Sin } \varphi; \quad \text{Cos}(-\varphi) = +\text{Cos } \varphi; \quad \text{Tan}(-\varphi) = -\text{Tan } \varphi.$$

Wenn $\text{Sin } x = y$, so ist:

$$\text{Cos } x = \sqrt{1 + y^2}, \quad e^x = \sqrt{1 + y^2} + y, \quad x = \ln(\sqrt{1 + y^2} + y) = \text{Ar } \text{Sin } y.$$

Wenn $\text{Cos } x = y$, so ist:

$$\text{Sin } x = \sqrt{y^2 - 1}, \quad e^x = y + \sqrt{y^2 - 1}, \quad x = \ln(y + \sqrt{y^2 - 1}) = \text{Ar } \text{Cos } y.$$

Wenn $\text{Sin } x + \text{Cos } x = y$, so ist:

$$e^x = y, \quad x = \ln y, \quad \text{Sin } x = \frac{y^2 - 1}{2y}, \quad \text{Cos } x = \frac{y^2 + 1}{2y}, \quad \text{Tan } \frac{x}{2} = \frac{y - 1}{y + 1}.$$

Wenn $\text{Tan } x = y$, so ist:

$$e^{2x} = \frac{1 + y}{1 - y}, \quad x = \text{Ar } \text{Tan } y = \frac{1}{2} \ln \frac{1 + y}{1 - y}.$$

Ar entspricht dem arc der Kreisfunktionen; z. B. ist $\text{Ar } \text{Sin } y = \text{Ar } \text{Sin } 2$ diejenige Hyperbelfläche OP_1AP_2O , deren $\text{Sin} = y = 2$, d. h. für welche die Begrenzungslinie $RP_1 = RP_2 = y = 2$ ist. ($\text{Ar} \equiv \text{area} = \text{Fläche}$.)

Um Beziehungen zwischen den Kreis- und Hyperbelfunktionen herzuleiten, beachte man die folgenden, aus den Reihen 2, 9, 10 auf S. 47 gewonnenen Gleichungen:

$$e^{xi} = \cos x + i \sin x, \quad e^{-xi} = \cos x - i \sin x,$$

woraus folgt:

$$\cos x = \frac{e^{xi} + e^{-xi}}{2}, \quad \sin x = \frac{e^{xi} - e^{-xi}}{2i};$$

z. B. ergibt sich:

$$\cos x = \text{Cos } i x, \quad \sin x = -i \text{Sin } i x, \quad \tan x = -i \text{Tan } i x, \quad \cot x = i \text{Cot } i x; \\ \cos i x = \text{Cos } x, \quad \sin i x = i \text{Sin } x, \quad \tan i x = i \text{Tan } x, \quad \cot i x = -i \text{Cot } x.$$

Mit Hilfe dieser vorstehenden Gleichungen kann man für die Hyperbelfunktionen dieselben oder ähnliche Beziehungen ableiten, wie sie für die Kreisfunktionen gelten und zum Teil auf S. 57 unter Nr. 5 angegeben sind;

man braucht dort nur α durch ix , β durch iy zu ersetzen und die vorstehend angeführten Gleichungen zu beachten¹⁾.

C. Dreiecksberechnung.

a) Ebene Dreiecke. Zur Berechnung der rechtwinkligen (und der gleichschenkligen) Dreiecke genügen die Definitionsgleichungen der Kreisfunktionen und der Pythagoreische Lehrsatz.

Zur Berechnung schiefwinkliger Dreiecke hat man noch folgende Formeln:

1. Sinussatz: $a : b : c = \sin \alpha : \sin \beta : \sin \gamma$.

2. Höhenformeln:

$$h_b = c \sin \alpha = a \sin \gamma,$$

$$h_a = c \sin \beta = b \sin \gamma,$$

$$h_c = b \sin \alpha = a \sin \beta.$$

3. Projektionssatz:

$$a = b \cos \gamma + c \cos \beta,$$

$$b = c \cos \alpha + a \cos \gamma,$$

$$c = b \cos \alpha + a \cos \beta.$$

4. Tangentensatz: $(a + b) : (a - b) = \tan \frac{\alpha + \beta}{2} : \tan \frac{\alpha - \beta}{2}$.

5. Mollweidesche Gleichungen:

$$(b + c) \sin \frac{\alpha}{2} = a \cos \frac{\beta - \gamma}{2}, \quad (b - c) \cos \frac{\alpha}{2} = a \sin \frac{\beta - \gamma}{2}.$$

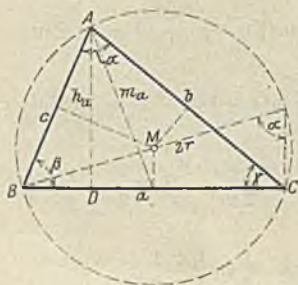


Fig. 9.

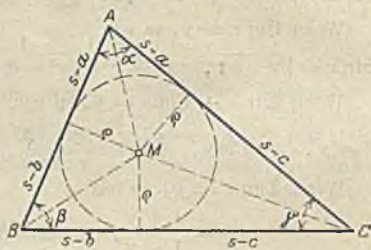


Fig. 10.

6. Cosinus-Satz:

$$a^2 = b^2 + c^2 - 2bc \cdot \cos \alpha$$

(Pythagoreischer Lehrsatz f. d. schiefwinklige Dreieck)

oder in der Form:

$$a^2 = (b + c)^2 - 4bc \cos^2 \frac{\alpha}{2} = (b - c)^2 + 4bc \sin^2 \frac{\alpha}{2}.$$

7. Setzt man $2s = a + b + c$, so wird:

$$\sin \frac{\alpha}{2} = \sqrt{\frac{(s-b)(s-c)}{b \cdot c}}, \quad \cos \frac{\alpha}{2} = \sqrt{\frac{s(s-a)}{b \cdot c}},$$

$$\tan \frac{\alpha}{2} = \sqrt{\frac{(s-b)(s-c)}{s(s-a)}}; \quad \sin \alpha = \frac{2}{bc} \sqrt{s(s-a)(s-b)(s-c)}.$$

¹⁾ Eine Sammlung von Formeln usw. siehe Ligowski, Tafeln der Hyperbelfunktionen usw., Berlin, W. Ernst & Sohn, und Ligowski, Taschenb. d. Math., ebenda.

8. In- und Umkreis; Dreiecksinhalt:

$$1. \quad \rho = \sqrt{\frac{(s-a)(s-b)(s-c)}{s}} = (s-a) \tan \alpha/2 \\ = (s-b) \tan \beta/2 = (s-c) \tan \gamma/2.$$

$$2. \quad 2r = \frac{a}{\sin \alpha} = \frac{b}{\sin \beta} = \frac{c}{\sin \gamma} \quad 3. \quad \rho = 4r \sin \alpha/2 \cdot \sin \beta/2 \cdot \sin \gamma/2, \\ s = 4r \cdot \cos \alpha/2 \cdot \cos \beta/2 \cdot \cos \gamma/2.$$

$$4. \quad 2J = ab \cdot \sin \gamma = bc \cdot \sin \alpha = ca \cdot \sin \beta = \frac{a^2 \sin \beta \sin \gamma}{\sin \alpha}.$$

$$J = 2r^2 \sin \alpha \cdot \sin \beta \cdot \sin \gamma = \frac{a \cdot b \cdot c}{4r} = \rho \cdot s$$

$$= \rho^2 \cot \alpha/2 \cdot \cot \beta/2 \cdot \cot \gamma/2 = \sqrt{s(s-a)(s-b)(s-c)}.$$

9. Winkelhalbierende, Mittellinie.

$$\text{Winkelhalbierende aus } C \text{ nach } c = \frac{2ab \sin(s-c)}{a+b} = \frac{ab \{(a+b)^2 - c^2\}}{a+b}$$

$$\text{Mittellinie aus } C \text{ nach } c = \frac{1}{2} \sqrt{2(a^2 + b^2) - c^2}.$$

10. Sind Δa , Δb , Δc , $\Delta \alpha$, $\Delta \beta$ und $\Delta \gamma$ einander entsprechende kleine Änderungen der Seiten und Winkel, und bezeichnen h_a , h_b , h_c die Höhen auf die Seiten a , b , c , so gilt:

$$\Delta a = \Delta b \cdot \cos \gamma + \Delta c \cdot \cos \beta + h_a \cdot \Delta \alpha \cdot \sin 1'';$$

für Δb und Δc desgl. durch zyklische Vertauschung; ferner ist

$$\Delta \alpha + \Delta \beta + \Delta \gamma = 0.$$

Berechnungen:

1. Gegeben: a , β , γ : Eine Seite und die anliegenden Winkel.

$$b = \frac{a \cdot \sin \beta}{\sin \alpha}, \quad c = \frac{a \sin \gamma}{\sin \alpha}, \quad \alpha = 180^\circ - \beta - \gamma.$$

2. Gegeben: b , c , α : Zwei Seiten und der eingeschlossene Winkel.

Entweder β und γ aus:

$$\frac{\beta + \gamma}{2} = 90 - \alpha/2 \quad \text{und} \quad \tan \frac{\beta - \gamma}{2} = \frac{b - c}{b + c} \cdot \cot \alpha/2.$$

oder aus: $\tan \beta = \frac{b \sin \alpha}{c - b \cos \alpha};$

damit: $a = \frac{b \sin \alpha}{\sin \beta} = \frac{c - b \cos \alpha}{\cos \beta} = \frac{(b + c) \sin \alpha/2}{\cos 1/2 (\beta - \gamma)},$

oder a nach dem Cosinussatze, oder aus:

$$a = (b - c) : \cos \varphi, \quad \text{wenn} \quad \tan \varphi = \frac{2 \sin \alpha/2 \sqrt{bc}}{b - c}.$$

3. Gegeben: a , b , β : Zwei Seiten und der Gegenwinkel einer Seite.

1. $b > a$: Eine Lösung:

$$\sin \alpha = \frac{a \sin \beta}{b}, \quad c = \frac{b \sin \gamma}{\sin \beta} = \frac{a \sin \gamma}{\sin \alpha}.$$

$$\alpha < 90^\circ, \quad \gamma = 180^\circ - \alpha - \beta.$$

2. $b < a$: zwei Lösungen.

Aus $\sin \alpha = \frac{a \sin \beta}{b}$ ergeben sich für α zwei brauchbare Werte, von denen der eine $< 90^\circ$, der andere $> 90^\circ$ ist. Sonst wie vorstehend.

Keine Lösung, wenn $a \cdot \sin \beta > b$.

4. Gegeben a, b, c : Drei Seiten.

Entweder nach dem Cosinussatze oder aus:

$$\cos \alpha/2 = \sqrt{\frac{s(s-a)}{bc}}, \quad \sin \alpha/2 = \sqrt{\frac{(s-b)(s-c)}{bc}}, \quad \tan \alpha/2 = \frac{q}{s-a}$$

(über q und s vgl. vorstehend 7. und 8.).

IV. Planimetrie und Stereometrie.

A. Umfänge und Flächeninhalte ebener Figuren.

1. Dreieck (s. a. Fig. 9 und 10).

Seiten a, b, c ; Winkel α, β, γ ; Höhen h_a, h_b, h_c ; Mittellinien m_a, m_b, m_c ; $2s = a + b + c$; $2\delta = m_a + m_b + m_c$.

$$F = \frac{1}{2} \cdot a \cdot h_a = \frac{1}{2} a b \cdot \sin \gamma = \frac{a^2 \sin \beta \cdot \sin \gamma}{2 \sin \alpha}$$

$$= 2r^2 \sin \alpha \sin \beta \sin \gamma = \frac{a b c}{4r}$$

$$= q^2 \cot \alpha/2 \cdot \cot \beta/2 \cdot \cot \gamma/2$$

$$= \sqrt{s(s-a)(s-b)(s-c)}$$

$$= \frac{1}{3} \sqrt{\delta(\delta - m_a)(\delta - m_b)(\delta - m_c)} = q \cdot s$$

S. auch S. 85.

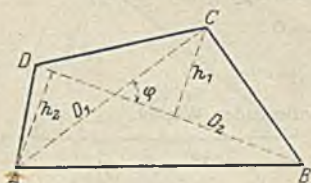


Fig. 11.

2. Viereck. Diagonalen D_1 und D_2 , Höhen auf D_2 : h_1 und h_2 ; Winkel zwischen den Diagonalen φ .

$$F = \frac{1}{2} \cdot D_2 \cdot (h_1 + h_2) = \frac{1}{2} D_1 \cdot D_2 \cdot \sin \varphi.$$

2a. Trapez¹⁾. a, b parallele Seiten, h Höhe, m Parallele

zu a und b in halber Höhe $= \frac{a+b}{2}$

$$F = \frac{1}{2} h \cdot (a+b) = m \cdot h$$

2b. Parallelogramm, Rechteck. a Grundlinie, h Höhe

$$F = a \cdot h$$

$$F = \frac{1}{2} D_1 D_2 \sin \varphi$$

3. Vieleck. Zerlegung in Dreiecke oder Berechnung aus den Koordinaten $x_1, y_1, x_2, y_2, \dots$ der Eckpunkte:

$$F = \frac{1}{2} \{ (x_2 y_1 - x_1 y_2) + (x_3 y_2 - x_2 y_3) + (x_4 y_3 - x_3 y_4) + \dots \\ + (x_n y_{n-1} - x_{n-1} y_n) + (x_1 y_n - x_n y_1) \}.$$

3a. Regelmäßiges Vieleck (n -Eck). Seitenlänge a , Umkreis r Inskreis q , halber Zentriwinkel φ , Umfang U , Fläche F .

¹⁾ Weiteres über Trapezprofile vgl. Kap.: Wasserbau.

Der Winkel des Vielecks ist $180^\circ - 2\varphi$.

$$\varphi = \frac{180^\circ}{n}, \quad a = 2 \sqrt{r^2 - \rho^2} = 2r \sin \varphi = 2\rho \tan \varphi;$$

$$U = n \cdot a = 2nr \sin \varphi = 2n\rho \tan \varphi;$$

$$F = \frac{1}{2} n a^2 \cot \varphi = \frac{1}{2} n r^2 \sin 2\varphi = n \rho^2 \tan \varphi.$$

4. Kreis. Halbmesser r , Durchmesser d . Umfang U .

$$U = 2r\pi = \pi d$$

$$F = r^2 \pi = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} U d = 0.78539816 d^2$$

Tafel für U und F s. Seite 2—21.

4a. Kreisring. R äußerer, r innerer Halbmesser, D äußerer, d innerer Durchmesser, ρ mittlerer Halbmesser, δ Ringbreite.

$$F = \pi(R^2 - r^2) = \frac{1}{4} \pi(D^2 - d^2) = 2\pi \cdot \rho \cdot \delta.$$

F als Differenz der beiden Kreisflächen aus den Tafeln auf Seite 2—21.

4b. Kreisabschnitt F_1 und Kreisausschnitt F_2 . Zentriwinkel: φ^0 in Gradmaß, φ in Bogenmaß. Fig. 12:

$$F_1 = \frac{1}{2} r^2 \left(\frac{\varphi^0 \cdot \pi}{180} - \sin \varphi \right) = \frac{r(l-s) + s \cdot h}{2}$$

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot l \cdot r = \frac{\varphi^0 \pi \cdot r^2}{360} = 0.00873 \cdot r^2 \cdot \varphi^0 = \frac{1}{2} \varphi r^2.$$

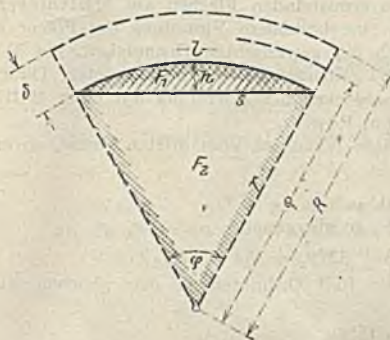


Fig. 12.

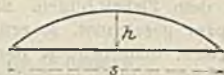


Fig. 13.

4c. Kreisringstück:

$$F = \frac{\varphi^0 \pi}{360} (R^2 - r^2) \\ = \frac{\varphi^0 \pi}{180} \cdot \rho \delta = \varphi \cdot \rho \cdot \delta.$$

5. Parabel, Ellipse (Figur 13). (Weitere Kurven s. S. 94 ff.)

Parabel: $F = \frac{2}{3} \cdot s \cdot h, \quad U \approx s \left(1 + \frac{8}{3} \left(\frac{h}{s} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{h}{s} \right)^4 \right).$

wenn $\frac{h}{s}$ klein ist. Gilt auch für einen beliebigen flachen Bogen.

Ellipse: $F = a \cdot b \cdot \pi$; U s. folgende Tabelle.

$b : a$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
$U : a$	4,0640	4,2020	4,3860	4,6026	4,8442	5,1054	5,3824	5,6723	5,9732

6. Beliebige Fläche. Ist die Fläche auf mehreren Seiten durch krumme Linien begrenzt, so teile man sie durch eine gerade Linie in zwei Teile und berechne deren jeden in der folgenden Weise (Fig. 14). Man teilt die Fläche in eine gerade Anzahl gleichbreiter Streifen senkrecht zur Achse AC ; die Breite jedes Streifens sei b , die Höhen seiner Begrenzungsgeraden y_0, y_1

usw., seine Mittenhöhen η_1, η_2, \dots . Dann ist angenähert der Inhalt des gezeichneten Flächenteils:

1. $F = b \left(\frac{1}{2} y_0 + y_1 + y_2 + \dots + y_{2n-2} + y_{2n-1} + \frac{1}{2} y_{2n} \right)$,
2. $F = b \sum \eta$,
3. $F = \frac{1}{3} b (y_0 + 4y_1 + 2y_2 + 4y_3 + \dots + 2y_{2n-2} + 4y_{2n-1} + y_{2n})$,
4. $F = \frac{1}{8} b (y_0 + 3y_1 + 3y_2 + 2y_3 + 3y_4 + 3y_5 + 2y_6 + \dots + 2y_{n-3} + 3y_{n-2} + 3y_{n-1} + y_n)$.

Die vorstehenden vier Formeln sind nach ihrer Genauigkeit geordnet. Formel 4 ist am genauesten; bei ihrer Anwendung muß die Anzahl der Flächenstreifen durch 3 teilbar sein. Formel 3 und 4 heißen die Simpsonschen Regeln.

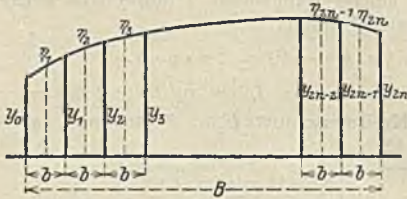


Fig. 14.

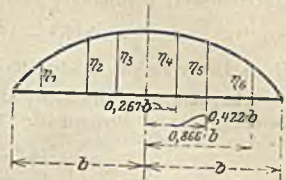


Fig. 15.

Die Summen in den Formeln 1 bis 4 lassen sich in einfachster Weise mit dem Zirkel bilden. Sind die zu ermittelnden Flächen auf Millimeterpapier gezeichnet, so erübrigt sich eine besondere Einteilung der Fläche in Streifen; man benutzt dann, je nach der gewünschten Genauigkeit, die Teilung des Papiers in Zentimeter, halbe Zentimeter oder gar Millimeter. Diesen Vorteil erreicht man auch durch Überdecken der Zeichnung mit einer Millimeterteilung auf durchsichtigem Papier.

Ist die Begrenzungskurve der Fläche höchstens vom dritten Grade, so ergibt sich der Inhalt genau zu:

$$5. \quad F = \frac{1}{6} \cdot B \cdot (y_0 + 4 \cdot y_n + y_{2n}).$$

ist die Kurve höchstens vom 5. Grade, so gilt nach:

$$6. \quad F = \frac{2}{45} b \{ 7(y_0 + y_4) + 32(y_1 + y_3) + 12y_2 \},$$

wenn $b = \frac{1}{5} B$ ist und y_0 bis y_4 die fünf Ordinaten in den gleichen Abständen b bezeichnen.

Regel von Tschibyscheff (Fig. 15):

$$7. \quad F = \frac{1}{3} \cdot b (\eta_1 + \eta_2 + \eta_3 + \eta_4 + \eta_5 + \eta_6).$$

Beispiel für die Anwendung und die Genauigkeit der vorstehenden Formeln.

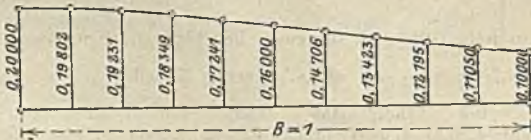


Fig. 14a.

Die in Fig. 14a dargestellte Fläche soll quadriert werden. Während in der Praxis die Ordinaten meist einer Zeichnung entnommen werden müssen, sind sie hier zur Nachprüfung der Genauigkeit gerechnet (die Gleichung der Begrenzungskurve lautet: $y = \frac{1}{5 + 5x^2}$).

Die Strecke $B = 1$ wurde in 10 Teile geteilt, so daß $b = 0,1$; die Ordinaten sind in Fig. 14 a eingetragen und in der folgenden Tabelle zusammengestellt. Die Anwendung der Formeln 1 bis 3 und 5 ist ohne weiteres klar; Formel 4 konnte, da die Zahl der Teile durch 3 teilbar sein muß, nur im Intervall $x = 0$ bis $x = 0,9$ benutzt werden; zur Auswertung der Fläche im Intervall $x = 0,9$ bis $x = 1,0$ diente dann nochmals die Formel 5. Der genaue Wert der Fläche ist durch Integration (S. 79) bestimmt.

		Ermittlung der Fläche in Fig. 14 a und zwar nach				
x	$f(x)$	Formel 1	Formel 2	Formel 3	Formel 4	Formel 5
0,0	0,20000	0,10000		1 0,20000	1 0,20000	$F = \frac{1}{6} \cdot 1,0 \cdot (0,20 + 4 \cdot 0,16 + 0,10) = 0,15667$
0,1	0,19802	0,19802	0,19950	4 0,79208	3 0,59406	
0,2	0,19231	0,19231	0,19560	2 0,38462	3 0,57693	
0,3	0,18349	0,18349	0,18824	4 0,73396	2 0,36698	
0,4	0,17241	0,17241	0,17817	2 0,34482	3 0,51723	
0,5	0,16000	0,16000	0,16632	4 0,64000	3 0,48000	
0,6	0,14706	0,14706	0,15355	2 0,29412	2 0,29412	
0,7	0,13423	0,13423	0,14060	4 0,53692	3 0,40269	
0,8	0,12195	0,12195	0,12800	2 0,24390	3 0,36585	
0,9	0,11050	0,11050	0,11611	4 0,44200	1 0,11050	
1,0	0,10000	0,05000	0,10512	1 0,10000	1 0,10000	$\left. \begin{array}{l} 1 \ 0,11050 \\ 4 \ 0,42048 \\ 1 \ 0,10000 \end{array} \right\}$
Σ		1,56997	1,57121	4,71442	3,90836	0,63098
F		$\frac{1}{10} \cdot 1,56997$	$\frac{1}{10} \cdot 1,57121$	$\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{10} \cdot 4,71442$	$\frac{1}{10} \left(\frac{3}{8} \cdot 3,90836 + \frac{1}{6} \cdot 0,63098 \right)$	
$=$		0,156997	0,157121	0,157088	0,1570798	

Genauer Wert 0,15707963...

B. Oberflächen und Rauminhalte von Körpern.

V Rauminhalt, M Mantelfläche, O Oberfläche.

1. Prisma. Grundfläche G , Höhe h .

$$V = G \cdot h, \text{ s. auch 1d.}$$

1a. Würfel. Kante a . $V = a^3$; $O = 6a^2$; Diag. $d = a\sqrt{3}$.

1b. Rechtwinkliges Parallelepiped: Kanten a, b, c ; $V = a \cdot b \cdot c$;

$$\text{Diagonale } d = \sqrt{a^2 + b^2 + c^2}; \quad O = 2(ab + bc + ca).$$

1c. Schief abgeschnittenes 3seitiges Prisma: Die 3 parallelen Kanten a, b, c ; Normalschnitt N ; $V = \frac{1}{3}(a + b + c) \cdot N$; s. auch 1d.

1d. Schief abgeschnittenes beliebiges Prisma: Verbindungslinie der Schwerpunkte der beiden Grundflächen l , Normalschnitt N ; $V = N \cdot l$.

2. Zylinder. Grundfläche G , Höhe h .

$$V = G \cdot h; \quad \text{Mantelfläche} = \text{Umfang des Normalschnitts} \times \text{Mantellinienlänge.}$$

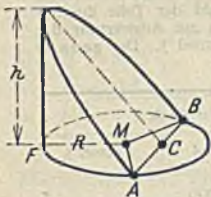
2a. Gerader Kreiszyylinder. Halbmesser der Grundfläche R , Höhe h .

$$V = R^2 \cdot \pi \cdot h, \quad M = 2R\pi \cdot h, \quad O = 2R\pi(R + h).$$

2b. Gerader Kreiszyylinder, schief abgeschnitten. Größte und kleinste Mantellinie a und b .

$$V = R^2 \pi \cdot \frac{a + b}{2}, \quad M = R\pi(a + b).$$

2 c. Zylinderhuf. (Fig. 16.)



$$MA = MB = R$$

Fig. 16.

$$FC = a, \quad AC = BC = b,$$

$$\angle FMB = \varphi \text{ in Bogenmaß.}$$

$$V = \frac{h}{3a} \{b(3R^2 - b^2) + 3R^2(a - R)\varphi\},$$

$$M = \frac{2hR}{a} \{(a - R)\varphi + b\}.$$

Wenn C mit M zusammenfällt ($FC = AC = BC = a = b = R$):

$$V = \frac{2}{3} R^2 \cdot h, \quad M = 2R \cdot h.$$

2d. Hohlzylinder. R äußerer, r innerer, ϱ mittlerer Halbmesser; Wandstärke $\delta = R - r$, Höhe h .

$$V = \pi \cdot h(R^2 - r^2) = \pi \cdot h \cdot s(2R - s) = \pi \cdot h \cdot s(2r + s) = 2\pi \cdot \varrho \cdot h \cdot s.$$

3. Pyramide, Kegel. Grundfläche G , Höhe h . $V = \frac{1}{3} G \cdot h$.

3a. Abgestumpfte Pyramide: Grundflächen G und g , Höhe h ,

$$V = \frac{1}{3} h(G + g + \sqrt{G \cdot g}).$$

3b. Kreiskegel: Halbmesser der Grundfläche R , Höhe h .

$$V = \frac{1}{3} \pi R^2 \cdot h.$$

Mantel des geraden Kreiskegels:

$$M = \pi R \sqrt{R^2 + h^2} = \pi R \cdot s \quad (s \text{ Mantellinie}).$$

3c. Abgestumpfter Kreiskegel: r Halbmesser der oberen, R der unteren Grundfläche, h Höhe.

$$S = R + r, \quad D = R - r, \quad s = \sqrt{h^2 + D^2},$$

$$V = \frac{1}{3} \pi h(R^2 + Rr + r^2) = \frac{1}{6} h(\pi \cdot R^2 + \pi \cdot S^2 + \pi \cdot r^2) = \frac{h}{4} \left(\pi S^2 + \frac{\pi D^2}{3} \right).$$

πR^2 , πr^2 , πS^2 und πD^2 aus den Tabellen S. 2 bis 21!

Mantel des geraden abgestumpften Kreiskegels: $M = S \cdot \pi \cdot s$.

4. Prismoide. (Körper, deren beliebige Grundflächen in parallelen Ebenen liegen, deren Seitenflächen also Dreiecke, Trapeze, Parallelogramme und windschiefe Flächen sind.) (Fig. 17.)

Der Inhalt eines Prismoids wird nach der Simpsonschen Regel berechnet (s. a. S. 64, Nr. 5).

$$V = \frac{1}{6} \cdot h(G + 4F_m + g),$$

G und g Grundflächen, F_m Querschnitt in halber Höhe.

4a. Obelisk mit rechteckigen Grundflächen, abgestumpfter Keil. (Fig. 18.)

$$V = \frac{h}{6} \{(2a + a_1)b + (2a_1 + a)b_1\}$$

$$= \frac{h}{6} \{ab + (a + a_1)b + b_1 + a_1b_1\}.$$

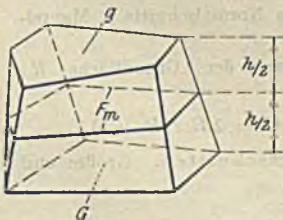


Fig. 17.

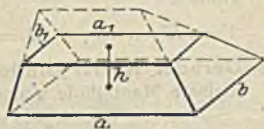


Fig. 18.

4 b. Obelisk mit Trapezgrundflächen, wie unter 4 a, wenn a und a_1 die Mittelparallelen, b und b_1 die Höhen der Trapeze bezeichnen.

4 c. Keil, Dach. (Fig. 19.)

$$V = \frac{h \cdot b}{6} (2a + a_1), \text{ s. auch 1 c.}$$

Die Formel gilt auch für einen Keil mit trapezförmiger Grundfläche, wenn unter a die Mittelparallele, unter b die Höhe des Trapezes verstanden wird.

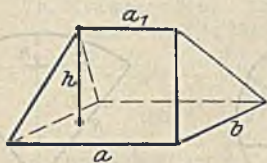


Fig. 19.

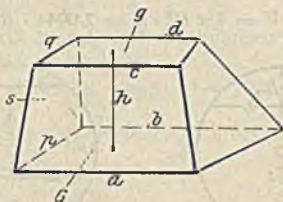


Fig. 20.

4 d. Prismoid mit einer windschiefen Fläche. (Fig. 20.) Die Grundflächen G und g seien Trapeze und stehen auf einer Seitenfläche s senkrecht. $G, g \perp s$; parallele Seiten der Grundflächen:

a, b, c, d ; p, q ; $a, b, c, d \perp p, q$.

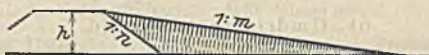
$$V = \frac{h}{12} \{ (a+b)p + (a+b+c+d)(p+q) + (c+d)q \}.$$

Ist $a = c$ und $b = d$, so wird: $V = \frac{1}{4} h(a+b)(p+q)$.

4 e. Rampe. (Fig. 21.) Nach 4 b zu berechnen.

$$V = \frac{1}{4} h^2 \left\{ 3a + 2nh \frac{m-n}{m} \right\} (m-n).$$

Bei Anlehnung der Rampe an eine lotrechte Mauer ($n = 0$):



$$V = \frac{1}{4} h^2 (3a + 2hn) m.$$

5. Kugel. Halbmesser R .

$$V = \frac{1}{4} R^3 \pi = \frac{1}{4} OR$$

$$= 4,18879 \cdot R^3,$$

$$O = 4R^2 \pi = \frac{3V}{R},$$

$$R = 0,620351 \cdot \sqrt[3]{V}.$$

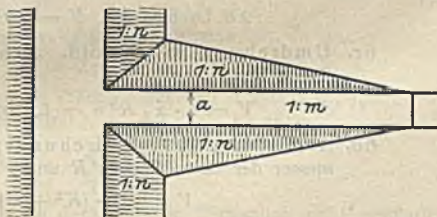


Fig. 21.

5 a. Kugelabschnitt, Kalotte. (Fig. 22.) Kugelhalbmesser R , Höhe des Abschnittes h , Halbmesser seiner Grundfläche $a = \sqrt{h(2r-h)}$.

$$V = h^2 \pi \left(R - \frac{h}{3} \right) = \frac{1}{6} \cdot \pi h (3a^2 + h^2),$$

$$\text{Kappe: } M = 2r\pi h = \pi(a^2 + h^2).$$

- 5b. Kugelzone, Kugelschicht. (Fig. 23.) Halbmesser der Grundkreise a und b .

$$V = \frac{\pi \cdot h}{6} (3a^2 + 3b^2 + h^2), \quad M = 2R\pi \cdot h,$$

$$R^2 = a^2 + \left(\frac{a^2 - b^2 - h^2}{2h} \right)^2, \quad a > b.$$

Ist $a = R$, so gilt: $V = h \cdot \pi \left(R^2 - \frac{h^2}{3} \right)$.

- 5c. Kugelausschnitt. (Fig. 24.)

$$V = \frac{2}{3} \pi R^2 \cdot h = 2,0944 \cdot R^2 \cdot h, \quad O = \pi R(2h + a).$$



Fig. 22.

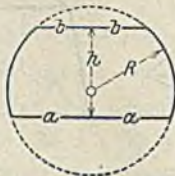


Fig. 23.



Fig. 24.

- 5d. Kegelkeil, Kugelzweieck. φ der Winkel zwischen den beiden größten Kreisen.

$$V = 0,0116355 \cdot \varphi^\circ \cdot R^3, \quad M = 0,034907 \cdot \varphi^\circ \cdot R^2.$$

- 5e. Kugeldreieck. ε° sphärischer Exzeß.

$$M = \frac{\varepsilon^\circ}{180^\circ} \cdot \pi R^2.$$

6. Körper mit elliptischen und parabolischen Querschnitten.

- 6a. Ellipsoid. Halbachsen a, b, c .

$$V = \frac{4}{3} \pi a \cdot b \cdot c.$$

- 6b. Umdrehungsellipsoid.

$$2a \text{ Drehachse: } V = \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot a \cdot b^2,$$

$$2b \text{ Drehachse: } V = \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot a^2 \cdot b.$$

- 6c. Umdrehungsparaboloid. Höhe h , Halbmesser der Grundfläche R .

$$V = \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot R^2 h = 1,570796 R^2 \cdot h.$$

- 6d. Abgestumpftes Umdrehungsparaboloid. Höhe h , Halbmesser der Grundflächen R und r .

$$V = \frac{1}{3} \pi \cdot (R^2 + r^2) \cdot h.$$



Fig. 25.

- 6e. Kübel, Bottich. (Fig. 25.) Endflächen Ellipsen mit den Halbachsen a, b und a_1, b_1 . Höhe h .

$$V = \frac{\pi h}{6} \{ (2a + a_1)b + (2a_1 + a)b_1 \}$$

- 6f. Faß. Beide Bodenhalbmesser r , Mitten-, Spundhalbmesser R , Länge (Höhe) h .

Bei Annahme parabolischer Dauben ist genau:

$$V = 0,837758 \cdot h(2R^2 + Rr + 0,75r^2);$$

bei Annahme kreisförmiger Dauben ist angenähert:

$$V = 1,0471976 \cdot h(2R^2 + r^2).$$

7. Gewölbe.

7a. Kappengewölbe. Spannweite (Lichtweite) $2s$, Halbmesser der inneren Leibung r , Stärke δ , Stich f , Länge des Gewölbes l .

$$V = \frac{\varphi^\circ \pi}{180} \left(r + \frac{\delta}{2} \right) \delta \cdot l, \quad \text{wenn } \sin \varphi/3 = \frac{s}{r};$$

oder angenähert: $V = 2\delta l \cdot \sqrt{s^2 + \frac{1}{3}f^2}$.

7b. Kreuzgewölbe. Grundriß $2S \cdot 2s$. Bezeichnungen wie in 7a, mit $2S$ statt l , für die Kappe über $2s$;

$2S$, R , A , F , $2s$, ψ für die Kappe über $2S$.

$$V = \frac{\varphi^\circ \cdot \pi}{180} \left(r + \frac{\delta}{2} \right) \delta \cdot S + \frac{\psi^\circ \cdot \pi}{180} \left(R + \frac{A}{2} \right) A \cdot s,$$

wenn $\sin \varphi/2 = \frac{s}{r}$, $\sin \frac{\psi}{2} = \frac{S}{R}$,

oder angenähert: $V = \delta \cdot S \sqrt{s^2 + \frac{1}{3}f^2} + A \cdot s \cdot \sqrt{S^2 + \frac{1}{3}F^2}$.

Vgl. auch die Formeln S. 37.

8. Umdrehungsflächen und -körper. Sätze von Guldin.

8a. Die Oberfläche M einer Umdrehungsfläche ist gleich dem Produkte aus der Länge l der erzeugenden Linie und dem Wege ihres Schwerpunktes.

Hat dieser von der Drehachse den Abstand r , so ist:

$$M = 2\pi r \cdot l.$$

Besteht die erzeugende Linie l aus den n Teilen l_1, l_2, \dots mit den Schwerpunktsabständen r_1, r_2, \dots , so gilt:

$$M = 2\pi \sum_1^n (r l).$$

Die erzeugende Linie darf die Drehachse nicht schneiden.

8b. Der Inhalt V eines Umdrehungskörpers ist gleich dem Produkte aus dem Flächeninhalte f der erzeugenden Fläche und dem Wege ihres Schwerpunktes.

Hat dieser von der Drehachse den Abstand r , so ist:

$$V = 2\pi r \cdot f.$$

Besteht die erzeugende Fläche f aus den n Teilen f_1, f_2, \dots mit den Schwerpunktsabständen r_1, r_2, \dots , so gilt:

$$V = 2\pi \sum_1^n (f \cdot r).$$

Die erzeugende Fläche darf von der Drehachse nicht geschnitten werden.

8c. Ist $y = f(x)$ die Gleichung der erzeugenden (Meridian-) Kurve in bezug auf die Drehachse, so gilt allgemein:

$$M = 2\pi \int_{x_1}^{x_2} y \, ds \quad \text{und} \quad V = 2\pi \int_{x_1}^{x_2} y^2 \, dx.$$

8d. Für eine teilweise Umdrehung ist zu beachten, daß Oberfläche und Rauminhalt den Drehwinkeln proportional sind.

8e. Die vorstehenden Regeln und Rechnungen sind sinngemäß auch anwendbar, wenn der Schwerpunkt keinen Kreis, sondern eine beliebige Kurve beschreibt, solange nur die Ebene der Erzeugenden zur Bewegungsrichtung immer senkrecht bleibt.

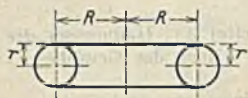


Fig. 26.

8f. Zylindrischer Ring. (Fig. 26.)

$$V = 2\pi^2 R r^2 = 19,739 \cdot R r^2,$$

$$O = 4\pi^2 R r = 39,478 \cdot R r.$$

V. Differential- und Integralrechnung.

A. Differentialquotienten.

Verbindet man in Fig. 27 die zwei Punkte A_1 und A_2 der Kurve $y = f(x)$ geradlinig, so ist der Neigungswinkel dieser Sehne gegen die x -Achse bestimmt durch:

$$\tan \alpha = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} = \frac{\Delta y}{\Delta x} \quad (\text{Differenzen-Quotient}).$$

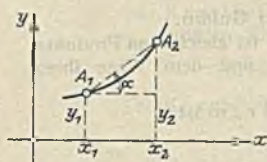


Fig. 27.

Für $\Delta x = 0$ wird die Sehne $A_1 A_2$ zur Tangente; der Ausdruck $\frac{\Delta y}{\Delta x}$ erreicht seinen Grenzwert: $\frac{dy}{dx}$ und heißt dann Differentialquotient. Man nennt die Funktion $z = \frac{dy}{dx} = \frac{d}{dx}(f(x)) = f'(x)$ auch die erste Abgeleitete der Funktion $y = f(x)$, $z = \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{d}{dx}(f'(x))$ die

zweite Abgeleitete usw. dy und dx heißen die Differentiale; ganz allgemein gilt: $dy = f'(x) \cdot dx$.

Funktion y .	Differential-quotient $\left. \frac{dy}{dx} \right\}$	Funktion y .	Differential-quotient $\left. \frac{dy}{dx} \right\}$
1. $a + x$	1	2. ax	a
3. $Au + B \cdot v$	$A \frac{du}{dx} + B \frac{dv}{dx}$	4. $u \cdot v$	$v \frac{du}{dx} + u \frac{dv}{dx}$
5. $u \cdot v \cdot w \dots$	$u \cdot v \cdot w \dots \left(\frac{u'}{u} + \frac{v'}{v} + \frac{w'}{w} + \dots \right)$	7. $f(u), u = \varphi(x)$	$\frac{df(u)}{du} \cdot \frac{du}{dx}$
6. $\frac{u}{v}$	$\frac{v \cdot u' - u \cdot v'}{v^2}$	9. $x = f_z(t)$ $y = f_v(t)$	$\frac{dy}{dt} : \frac{dx}{dt}$
8. $y = f(z)$ $z = \varphi(u)$ $u = \varphi(x)$	$\frac{dy}{dz} \cdot \frac{dz}{du} \cdot \frac{du}{dx}$		
10. $x = \varphi(y)$ Inverse Funktion.	$\frac{dy}{dx} = 1 : \frac{dx}{dy}, \quad \frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{d^2 x}{dy^2} : \left(\frac{dx}{dy} \right)^3$		

11. $z = f(x, y)$. Es bezeichnet δz die Änderung von z , wenn nur x oder nur y sich ändert. dz ist die Änderung von z , wenn x und y sich gleichzeitig ändern. Partielle Ableitung nach x (y wird als konstant betrachtet): $\frac{\delta z}{\delta x} = f'_x(x, y)$; desgleichen nach y : $\frac{\delta z}{\delta y} = f'_y(x, y)$;

totales Differential $dz = f'_x \cdot dx + f'_y \cdot dy$.

12. $u = f(x, y, z)$
 $x = f_1(t)$, $y = f_2(t)$
 $z = f_3(t)$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{du}{dt} = \frac{\delta f}{\delta x} \cdot \frac{\delta x}{\delta t} + \frac{\delta f}{\delta y} \cdot \frac{\delta y}{\delta t} + \frac{\delta f}{\delta z} \cdot \frac{\delta z}{\delta t} \end{array} \right.$$

13. $f(x, y) = 0$; $df(x, y) = 0 = f'_x \cdot dx + f'_y \cdot dy$; $\frac{dy}{dx} = -f'_x : f'_y$.

14. x^m	$m \cdot x^{m-1}$	15. $\sqrt{x} = x^{\frac{1}{2}}$	$\frac{1}{2\sqrt{x}} = \frac{1}{2} \cdot x^{-\frac{1}{2}}$
16. e^x	e^x	17. $a^{m \cdot x}$	$a^{m \cdot x} \cdot m \cdot \ln a$
18. $\ln x$	$\frac{1}{x}$	19. $\log x$	$\frac{1}{\ln a} \cdot \frac{1}{x} = \frac{1}{x} \log^a e$
20. $\sin x$	$\cos x$	21. $\cos x$	$-\sin x$
22. $\frac{1}{\sin x}$	$-\frac{\cos x}{\sin^2 x}$	23. $\frac{1}{\cos x}$	$\frac{\sin x}{\cos^2 x}$
24. $\tan x = \frac{1}{\cot x}$	$\frac{1}{\cos^2 x} = 1 + \tan^2 x$	25. $\cot x = \frac{1}{\tan x}$	$-\frac{1}{\sin^2 x}$
26. $\arcsin x$	$\frac{1}{\sqrt{1-x^2}}$	27. $\arccos x$	$-\frac{1}{\sqrt{1-x^2}}$
28. $\arcsin(1-x)$	$-\frac{1}{\sqrt{2x-x^2}}$	29. $\arccos(1-x)$	$\frac{1}{\sqrt{2x-x^2}}$
30. $\arctan x$	$\frac{1}{1+x^2}$	31. $\text{arc cot } x$	$-\frac{1}{1+x^2}$
32. $\text{arc sec } x$	$\frac{1}{x\sqrt{x^2-1}}$	33. $\text{arc cosec } x$	$-\frac{1}{x\sqrt{x^2-1}}$

Beispiele zur Differentiation:

1. $y = e^{a+bx^2}$.

Nach 7 setze $a + bx^2 = u$, dann ist: $\frac{dy}{dx} = \frac{dy}{du} \cdot \frac{du}{dx} = e^u \cdot 2bx = e^{a+bx^2} \cdot 2bx$.

2. $y = \arcsin(a + bx^2) = \arcsin u$. $\frac{dy}{dx} = \frac{1}{\sqrt{1-u^2}} \cdot \frac{du}{dx} = \frac{1}{\sqrt{1-(a+bx^2)^2}} \cdot 2bx$.

3. $y = \frac{x^2-1}{x^2+1}$. $\frac{dy}{dx} = \frac{(x^2+1) \cdot 2x - (x^2-1) \cdot 2x}{(x^2+1)^2} = \frac{4x}{(x^2+1)^2}$.

4. $y = \ln \tan x$. $\frac{dy}{dx} = \frac{1}{\tan x} \cdot \frac{1}{\cos^2 x} = \frac{2}{\sin 2x}$. 5. $y = (\ln x)^n$. $\frac{dy}{dx} = \frac{n(\ln x)^{n-1}}{x}$.

B. Reihenentwicklung.

1. Reihe von Taylor:

$$f(x+h) = f(x) + \frac{h}{1!} \cdot f'(x) + \frac{h^2}{2!} \cdot f''(x) + \frac{h^3}{3!} \cdot f'''(x) + \dots$$

$$+ \frac{h^n}{n!} \cdot f^{(n)}(x) + R_{n+1}.$$

$f'(x)$, $f''(x)$, ..., $f^{(n)}(x)$ bedeuten die erste, zweite, ..., n -te Ableitung von $f(x)$ nach x , von denen keine zwischen x und $x + h$ verschwinden darf; x muß von x bis $x + h$ endlich und stetig sein. Das Restglied ist gleich:

$$R_{n+1} = \frac{h^{n+1}}{(n+1)!} \cdot f^{(n+1)}(x + \mu \cdot h)$$

oder:

$$R_{n+1} = \frac{(1 - \mu)^n \cdot h^{n+1}}{n!} \cdot f^{(n+1)}(x + \mu h).$$

μ ein positiver echter Bruch.

Diese selbe Entwicklung gilt auch, wenn für x der Wert a , für h der Wert $x - a$, für $x + h$ also x eingesetzt wird: Berechnung von $f(x)$ aus $f(a)$.

2. Reihe von Mac Laurin:

$$f(x) = f(0) + \frac{x}{1!} f'(0) + \frac{x^2}{2!} f''(0) + \frac{x^3}{3!} f'''(0) + \dots \\ + \frac{x^n}{n!} \cdot f^{(n)}(0) + R_{n+1},$$

$f(0)$, $f'(0)$ usw. bedeutet, daß in die Funktion und ihre Ableitungen für x der Wert 0 eingesetzt wird; $f(x)$, $f'(x)$ usw. müssen zwischen 0 und x stetig und endlich sein. Das Restglied erhält man aus den Formeln für R_{n+1} unter 1), wenn man darin für h den Wert x und für x den Wert 0 einsetzt.

Mit Hilfe der Reihenentwicklung nach Mac Laurin läßt sich eine beliebige Funktion von x ausdrücken durch Potenzen von x , s. S. 78.

Entwickelte Reihen s. S. 47.

Beispiel:

$$e^x = e^0 + x \cdot e^0 + \frac{x^2}{2!} \cdot e^0 + \frac{x^3}{3!} \cdot e^0 + \dots + \frac{x^n}{n!} + \frac{x^{n+1}}{(n+1)!} \cdot e^{t x} = 1 + x + \frac{x^2}{2!} + \frac{x^3}{3!} + \dots$$

C. Ermittlung unbestimmter Ausdrücke.

1. Wenn der Quotient $\frac{f(x)}{\varphi(x)}$ für $x = a$ den Wert $\frac{0}{0}$ oder $\frac{\infty}{\infty}$ annimmt,

so erhält man den wirklichen Wert von $\frac{f(a)}{\varphi(a)}$ zu $\frac{f'(a)}{\varphi'(a)}$.

Sind auch $f'(a)$ und $\varphi'(a)$ beide wieder gleichzeitig $= 0$ oder $= \infty$, so setze man dafür den Quotienten der zweiten Ableitungen, usw.

2. Gibt das Produkt $f(a) \cdot \varphi(a)$ den Wert $0 \cdot \infty$, so läßt es sich nach 1. berechnen, wenn man setzt:

$$f(x) \cdot \varphi(x) = f(x) : \frac{1}{\varphi(x)}.$$

3. Für $(f(x))^{\varphi(x)}$ setze man $e^{\varphi(x) \cdot \ln f(x)}$ und untersuche dessen Exponenten, wenn $(f(a))^{\varphi(a)}$ Ausdrücke von der Form 0^0 , ∞^0 , 1^∞ ergibt.

4. Den Ausdruck $f(x) - \varphi(x)$ suche man, wenn er für $x = a$ den Wert $\infty - \infty$ ergibt, in ein Produkt zu verwandeln, dessen einzelne Glieder man dann nach 1—3 untersucht; z. B.:

$$f(x) - \varphi(x) = \left(\frac{1}{\varphi(x)} - \frac{1}{f(x)} \right) : \frac{1}{f(x)} \cdot \frac{1}{\varphi(x)}.$$

5. Unter Umständen kann folgendes Verfahren zum Ziele führen: Man setze, wenn ein Ausdruck für $x = a$ unbestimmt wird, zunächst $x = a + h$ ein und suche den Ausdruck zu vereinfachen; dann kann sich für $h = 0$ der wahre Wert ergeben.

Beispiel zu 1: Man bestimme $\frac{ax^2 - 2acx + ac^2}{bx^2 - 2bcx + bc^2}$ für $x = c$. Die Einsetzung von c liefert $\frac{0}{0}$. Die erste Ableitung gibt $\frac{2ax - 2ac}{2bx - 2bc}$, und mit $x = c$ wieder $\frac{0}{0}$. Erst die zweite Ableitung gibt $\frac{2a}{2b}$, d. h. den wirklichen Wert $\frac{a}{b}$.

D. Größt- und Kleinstwerte von Funktionen.

1. Funktionen mit einer Veränderlichen.

Die Funktion $y = f(x)$ hat für $x = a$ einen Größt- oder Kleinstwert, wenn:

$$f'(a) = 0 \text{ und je nachdem } f''(a) \leq 0 \text{ ist.}$$

Werden die $(n - 1)$ ersten Ableitungen sämtlich gleich Null, während die n -te Ableitung ≥ 0 ist, so liegt ein Größt- oder Kleinstwert vor, wenn n eine gerade Zahl ist. Ist n aber ungerade, so ist $f(a)$ weder ein Größt- noch ein Kleinstwert.

Verfahren: Man bildet zu $y = f(x)$ die erste Ableitung, setzt diese gleich Null und bestimmt $x = a$. Dieser Wert wird in die zweite Ableitung eingesetzt; aus ihrem Vorzeichen entscheidet man, ob Größt- oder Kleinstwert vorliegt. Dieser selbst ergibt sich zu $y_a = f(a)$.

2. Funktionen mit 2 unabhängigen Veränderlichen.

Der Ausdruck $f(x, y)$ ergibt für $x = x_1$ und $y = y_1$ einen Größt- oder Kleinstwert, wenn durch Einsetzen von x_1 und y_1

$$1. \frac{\delta f}{\delta x} = 0, \quad \frac{\delta f}{\delta y} = 0 \text{ und } 2. \left(\frac{\delta^2 f}{\delta x \cdot \delta y} \right)^2 - \frac{\delta^2 f}{\delta x^2} \cdot \frac{\delta^2 f}{\delta y^2} < 0.$$

Größt- oder Kleinstwert, je nachdem $\frac{\delta^2 f}{\delta x^2}$ und $\frac{\delta^2 f}{\delta y^2}$ beide gleichzeitig kleiner oder größer als Null sind. Verfahren sinngemäß wie unter 1.

3. Relative Größt- und Kleinstwerte.

Die Größt- oder Kleinstwerte der Funktion $z = f(x, y)$ für den Fall, daß zwischen x und y noch die Beziehung $\varphi(x, y) = 0$ bestehen soll, findet man aus den Bedingungsgleichungen:

$$\frac{\delta n}{\delta x} = 0 \text{ und } \frac{\delta n}{\delta y} = 0, \text{ worin } n = f(x, y) + \lambda \varphi(x, y)$$

zu setzen ist.

1. Beispiel: Aus einem Stamm mit kreisförmigem Querschnitt (Halbmesser r) soll ein Balken rechteckigen Querschnitts mit möglichst großem Widerstandsmoment geschnitten werden. (Fig. 28.)

$$\text{Seiten } x \text{ und } y; \quad x^2 + y^2 = (2r)^2 = 4r^2; \quad y^2 = 4r^2 - x^2.$$

Nach der Festigkeitslehre ist das Widerstandsmoment eines Rechtecks $W = \frac{1}{8} x y^2 = \frac{1}{8} x (4r^2 - x^2)$; also muß nach 1 sein:

$$\frac{dW}{dx} = \frac{4r^2}{6} - \frac{3}{6} x^2 = 0; \quad x = r \sqrt{\frac{4}{3}}$$

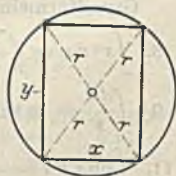


Fig. 28.

$\frac{d^2 W}{dx^2} = 0 - \frac{3}{6} \cdot 2x$ gibt mit $x = r \sqrt{\frac{4}{3}}$ einen negativen Wert, also wird W für $x = r \sqrt{\frac{4}{3}}$ ein Größt- wert. Den Kleinstwert erhält man nur, wenn man y als Veränderliche einführt. — Lösung auch nach 3 möglich; aber umständlicher.

2. Beispiel: Ein Kanal von trapezförmigem Querschnitt F und der Sohlbreite a soll einen möglichst kleinen benetzten Umfang U haben. Wie sind h und α zu wählen? (Fig. 29.)

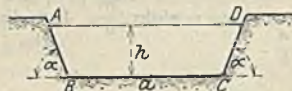


Fig. 29.

$$F = \frac{1}{2} (a + a + 2h \cot \alpha) \cdot h = ah + h^2 \cot \alpha,$$

$$U = a + 2 \cdot \frac{h}{\sin \alpha} = \frac{F}{h} - h \cot \alpha + \frac{2h}{\sin \alpha}.$$

Soll U ein Minimum werden, so muß nach 2. sein:

$$\frac{dU}{dh} = 0 \quad \text{und} \quad \frac{dU}{d\alpha} = 0.$$

$$\frac{dU}{d\alpha} = \frac{h}{\sin^2 \alpha} - \frac{2h \cos \alpha}{\sin^2 \alpha} = 0, \quad h = 0 \quad \text{oder} \quad \cos \alpha = \frac{1}{2}, \quad \alpha = 60^\circ;$$

$$\frac{dU}{dh} = -\frac{F}{h^2} - \cot \alpha + \frac{2}{\sin \alpha} = 0, \quad \frac{F}{h^2} = \frac{4}{\sqrt{3}} - \frac{1}{\sqrt{3}} = \sqrt{3}, \quad h = \sqrt{\frac{F}{\sqrt{3}}}.$$

Weiteres Beispiel: Technische Mechanik, Ermittlung der Hauptträgheitsachsen eines Querschnitts.

E. Integralformeln.

Definition: $\varphi(x)$ heißt das Integral von $f(x)$, wenn $\frac{d\varphi(x)}{dx} = f(x)$ ist;

$$\int f(x) dx = \varphi(x) + C.$$

Die Integrations-Konstante C ist in den folgenden Formeln für unbestimmte Integrale weggelassen.

Allgemeine Formeln:

Ist $\int f(x) dx = \varphi(x)$, so gilt 1—3:

$$1. \int f(x+b) dx = \varphi(x+b); \quad 2. \int f(ax) dx = \frac{1}{a} \cdot \varphi(ax);$$

$$3. \int f(ax+b) dx = \frac{1}{a} \cdot \varphi(ax+b) \quad (\text{Beispiele s. 15—18}).$$

Ist $f(x) = \varphi'(x)$ d. h. $= \frac{d\varphi(x)}{dx}$, so gilt 4:

$$4. \int \frac{f(x)}{\varphi(x)} dx = \int \frac{\varphi'(x)}{\varphi(x)} dx = \ln \varphi(x) \quad (\text{Beispiele s. 9 und 53}).$$

$$5. \int a \cdot f(x) dx = a \int f(x) dx \quad (\text{Vorsetzen einer Konstante});$$

$$6. \int (\varphi(x) + \psi(x)) dx = \int \varphi(x) dx + \int \psi(x) dx \quad (\text{Integration einer Summe});$$

$$7. \int u \cdot \frac{dv}{dx} \cdot dx = u \cdot v - \int v \cdot \frac{du}{dx} \cdot dx \quad (\text{Teilweise Integration}).$$

Grundformeln (entsprechen den Formeln S. 70 und 71):

$$8. \int x^n dx = \frac{x^{n+1}}{n+1}, \quad n \leq -1. \quad \text{Beispiel: } \int (a+bx)^3 dx = \frac{(a+bx)^4}{6 \cdot b} \quad (1; 2; 8).$$

$$9. \int \frac{dx}{x} = \ln x; \quad \text{nach 4.} \quad 10. \int a^x dx = \frac{a^x}{\ln a}; \quad \int e^x dx = e^x.$$

$$11. \int \sin x dx = -\cos x; \quad \int \cos x dx = \sin x. \quad 12. \int \frac{dx}{\sin^2 x} = -\cot x;$$

$$\int \frac{dx}{\cos^2 x} = \tan x. \quad 13. \int \frac{\sin x dx}{\cos^2 x} = \frac{1}{\cos x}; \quad \int \frac{\cos x dx}{\sin^2 x} = -\frac{1}{\sin x}.$$

$$14. \int \frac{dx}{\sqrt{1-x^2}} = \begin{cases} \arcsin x \text{ oder} \\ -\arccos x; \end{cases} \quad \int \frac{dx}{1+x^2} = \begin{cases} \arctan x \text{ oder} \\ -\operatorname{arccot} x, \end{cases}$$

Rationale Funktionen:

15—18: Beispiele für Anwendung der Grundformeln:

15. $\int \frac{dx}{a+bx} = \frac{1}{b} \ln(a+bx) \left\{ \begin{array}{l} \text{nach 3} \\ \text{und 9;} \end{array} \right.$ 16. $\int \frac{dx}{(a+bx)^2} = -\frac{1}{b} \cdot \frac{1}{a+bx} \left\{ \begin{array}{l} \text{nach 3} \\ \text{und 8;} \end{array} \right.$
17. $\int \frac{dx}{a+bx^2} = \frac{1}{\sqrt{ab}} \cdot \arctan \left(x \sqrt{\frac{b}{a}} \right)$ nach 2 und 14:
18. $\int \frac{dx}{x^2+2px+q} = \int \frac{dx}{(x+p)^2+(q-p^2)} = \frac{1}{\sqrt{q-p^2}} \arctan \frac{x+p}{\sqrt{q-p^2}}$, wenn $q > p^2$.
19. $\int \frac{dx}{1-x^2} = \frac{1}{2} \ln \frac{1+x}{1-x}$ oder $= \operatorname{Ar} \operatorname{Tan} x$, wenn $x < 1$ } Hyp.-Funkt.
s. S. 58.
20. $\int \frac{dx}{x^2-1} = \frac{1}{2} \ln \frac{x-1}{x+1}$ oder $= -\operatorname{Ar} \operatorname{Cot} x$, wenn $x > 1$ }
21. $\int \frac{dx}{a-bx^2} = \frac{1}{2\sqrt{ab}} \ln \frac{\sqrt{ab}-bx}{\sqrt{ab}+bx} = \frac{1}{\sqrt{ab}} \operatorname{Ar} \operatorname{Tan} \left(x \sqrt{\frac{b}{a}} \right) \left\{ \begin{array}{l} \text{nach 2} \\ \text{und 19;} \end{array} \right.$
22. $\int \frac{dx}{x^2+2px+q} = \frac{1}{2\sqrt{p^2-q}} \ln \frac{x+p-\sqrt{p^2-q}}{x+p+\sqrt{p^2-q}}$, wenn $p^2 > q$,
} nach 1 und 20.
23. $\int \frac{(x+b)dx}{x^2+2px+q} = \frac{1}{2} \ln(x^2+2px+q) + (b-p) \int \frac{dx}{x^2+2px+q}$, nach 4;
gilt auch für $b=0$ und für $b=p$.

Beispiel: $\int \frac{3x+4}{x^2+4x+8} dx = 3 \int \frac{x+\frac{4}{3}}{x^2+4x+8} dx = \frac{3}{2} \ln(x^2+4x+8) - 3 \cdot \frac{2}{3} \int \frac{dx}{x^2+4x+8}$
 $= \frac{3}{2} \ln(x^2+4x+8) - \arctan \frac{x+2}{2}$, nach 23 und 18.

24. $\int \frac{f(x)dx}{x^2+2px+q}$; ist $f(x)$ eine algebraische Funktion höheren Grades, so dividiere man mit dem Nenner in $f(x)$ und integriere die entstehende Summe.

Beispiel: $\int \frac{2x^2-7x+8}{x^2-6x+7} dx = \int (2x+5) dx + \int \frac{10x-27}{x^2-6x+7} dx$.

25. $\int \frac{f(x)dx}{\varphi(x)}$. Ist der Quotient eine echt gebrochene, rationale Funktion, so zerlegt man ihn in eine Summe von Teilbrüchen.

Irrationale Funktionen:

26. $\int \sqrt{a+bx} dx = \int (a+bx)^{\frac{1}{2}} dx = \frac{2}{3b} (a+bx)^{\frac{3}{2}}$, nach 3 und 8;
27. $\int \frac{dx}{\sqrt{a+bx}} = (a+bx)^{-\frac{1}{2}} dx = \frac{2}{b} (a+bx)^{\frac{1}{2}}$, nach 3 und 8;
28. $\int x\sqrt{a+bx} \cdot dx = \frac{2}{5b^2} (bx-\frac{2}{5}a)(\sqrt{a+bx})^3 \left\{ \begin{array}{l} \text{durch die Substitution} \\ y = a+bx; \end{array} \right.$
29. $\int \frac{xdx}{\sqrt{a+bx}} = \frac{2}{3b^2} (bx-2a)\sqrt{a+bx}$, desgl.;
30. $\int x^n \sqrt{a+bx} dx$ und $\int \frac{x^n dx}{\sqrt{a+bx}}$ desgl.;
31. $\int \frac{dx}{\alpha+\beta x \sqrt{a+bx}}$ } zu lösen durch die Substitution
 $y = \sqrt{a+bx}$ nach 17 oder 21;

32. $\int \frac{dx}{\sqrt{a-bx^2}} = \frac{1}{\sqrt{b}} \arcsin \left(\sqrt{\frac{b}{a}} \cdot x \right)$, nach 2 und 14;
33. $\int \frac{dx}{\sqrt{q+2px-x^2}} = \arcsin \frac{x+p}{\sqrt{q+p^2}}$ nach 3 und 14;
34. $\int \frac{x dx}{\sqrt{q+2px-x^2}} = -\sqrt{q+2px-x^2} + p \arcsin \frac{x-p}{\sqrt{p^2+q}}$;
35. $\int \frac{x^2 dx}{\sqrt{a^2-x^2}} = \frac{a^2}{2} \cdot \arcsin \frac{x}{a} - \frac{x}{2} \sqrt{a^2-x^2}$ } nach 7,
36. $\int \sqrt{a^2-x^2} dx = \frac{x}{2} \sqrt{a^2-x^2} + \frac{a^2}{2} \cdot \arcsin \frac{x}{a}$ } (Rekursionsformel)
37. $\int x \sqrt{a^2-x^2} dx = -\frac{1}{3} (a^2-x^2)^{\frac{3}{2}} = -\frac{1}{3} (\sqrt{a^2-x^2})^3$ } durch die
38. $\int x^2 \sqrt{a^2-x^2} dx = \frac{x}{4} \left(x^2 - \frac{a^2}{2} \right) \sqrt{a^2-x^2} + \frac{a^4}{16} \arcsin \frac{2x^2-a^2}{a^2}$ } Subst. $x^2 = y$;
39. $\int \frac{dx}{\sqrt{q+2px+x^2}} = \ln(p+x+\sqrt{q+2px+x^2})$, gilt auch für $p=0$;
40. $\int \frac{x dx}{\sqrt{x^2+a^2}} = \sqrt{x^2+a^2}$, durch die Substitution $y = x^2$;
41. $\int \frac{x dx}{\sqrt{q+2px+x^2}} = \sqrt{q+2px+x^2} - p \cdot \ln(p+x+\sqrt{q+2px+x^2})$;
42. $\int \frac{x^2 dx}{\sqrt{x^2+a^2}} = \frac{x}{2} \sqrt{x^2+a^2} + \frac{a^2}{2} \ln(x+\sqrt{x^2+a^2})$;
43. $\int \sqrt{x^2+a^2} dx = \frac{x}{2} \sqrt{x^2+a^2} + \frac{a^2}{2} \ln(x+\sqrt{x^2+a^2})$,

durch die Substitution $y = x + \sqrt{x^2+a^2}$;

44. $\int x \sqrt{x^2+a^2} dx = \frac{1}{3} (x^2+a^2)^{\frac{3}{2}}$, durch die Substitution $y = x^2$;
45. $\int x^2 \sqrt{x^2+a^2} dx = \frac{1}{4} \left(x^2 + \frac{a^2}{2} \right) \cdot x \sqrt{x^2+a^2} - \frac{a^4}{16} \ln \left[\left(x^2 + \frac{a^2}{2} \right) + x \sqrt{x^2+a^2} \right]$; desgl.:

$$46. \int \frac{(\alpha + \beta x) dx}{\sqrt{(a+2bx+cx^2)^3}} = \frac{(a\beta - b\alpha) + (b\beta - c\alpha)x}{(b^2 - a^2c) \sqrt{a+2bx+cx^2}}$$

Exponential- und logarithmische Funktionen:

47. $\int x e^x dx = (x-1)e^x$; $\int x^m \cdot e^x dx = x^m \cdot e^x - m \int e^x x^{m-1} dx$;
48. $\int \frac{e^x}{x} dx = \int \left(\frac{1}{x} + 1 + \frac{x}{1 \cdot 2} + \frac{x^2}{1 \cdot 2 \cdot 3} + \dots \right) dx = \ln x + x + \frac{x^2}{4} + \frac{x^3}{18} + \dots$

Exponentialfunktionen mit der Basis a werden in solche mit der Basis e umgewandelt, indem man $a = e^m$ setzt; $m = \ln a$; vgl. auch 10.

49. $\int \ln x \, dx = x(\ln x - 1)$; $\int (\ln x)^n \, dx = x(\ln x)^n - n \int (\ln x)^{n-1} \, dx$;
 50. $\int x^n \ln x \, dx = \frac{x^{n+1}}{n+1} \left(\ln x - \frac{1}{n+1} \right)$;
 51. $\int x^{-n} \ln x \, dx = \frac{x^{-(n-1)}}{-(n-1)} \left(\ln x - \frac{1}{-(n-1)} \right)$;
- } durch teilweise
Integration.

Trigonometrische Funktionen.

52. $\int \sin mx \, dx = -\frac{1}{m} \cdot \cos mx$; $\int \cos(x+b) \, dx = \sin(x+b)$;
 53. $\int \tan x \, dx = \int \frac{\sin x}{\cos x} \, dx = -\ln |\cos x|$, nach 4; $\int \cot x \, dx = \ln |\sin x|$;
 54. $\int \frac{dx}{\sin x \cos x} = \int \left(\frac{1}{\cos^2 x} + \frac{\sin x}{\cos x} \right) dx = \ln |\tan x|$, nach 4;
 55. $\int \frac{dx}{\sin x} = \ln |\tan x/2|$; $\int \frac{dx}{\cos x} = \ln \left| \tan \left(\frac{x}{2} + \frac{\pi}{4} \right) \right|$, nach 54;
 56. $\int \sin x \cos x \, dx = \frac{1}{2} \int \sin 2x \cdot d(2x) = -\frac{1}{4} \cos 2x$;
 57. $\int \frac{dx}{1 + \cos x} = \tan x/2$; $\int \frac{dx}{1 - \cos x} = -\cot x/2$, nach 12;
 58. $\int \sin^2 x \, dx = \int \sin x \, d(-\cos x) = \frac{1}{2}(-\sin x \cos x + x)$;
 $\int \cos^2 x \, dx = \int \cos x \, d(\sin x) = \sin x \cos x + \int \sin^2 x \, dx = \frac{1}{2}(\sin x \cos x + x)$;
 59. $\int \sin^n x \, dx = -\frac{1}{n} \cos x \cdot \sin^{n-1} x + \frac{n-1}{n} \int \sin^{n-2} x \, dx$;
 60. $\int \cos^n x \, dx = \frac{1}{n} \sin x \cdot \cos^{n-1} x + \frac{n-1}{n} \int \cos^{n-2} x \, dx$;
 61. $\int \tan^n x \, dx = \int \frac{y^n}{1+y^2} dy$, $y = \tan x$,
 $\int \cot^n x \, dx = -\int \frac{y^n}{1+y^2} dy$, $y = \cot x$,
 } n eine ganze,
positive Zahl.
 62. $\int \frac{dx}{\sin^p x} = \frac{\cos x}{(p-1) \sin^{p-1} x} + \frac{p-2}{p-1} \int \frac{dx}{\sin^{p-2} x}$;
 63. $\int \frac{dx}{\cos^p x} = \frac{\sin x}{(p-1) \cos^{p-1} x} + \frac{p-2}{p-1} \int \frac{dx}{\cos^{p-2} x}$.

Integrale eines Produktes oder Quotienten von Potenzen der \sin und \cos zu lösen durch teilweise Integration (nach 7) oder durch die Substitutionen $y = \sin x$ und $y = \cos x$.

64. $\int \frac{dx}{a + \cos x} = \frac{2}{\sqrt{a^2 - 1}} \arctan \left(\sqrt{\frac{a-1}{a+1}} \tan \frac{x}{2} \right)$, wenn $a^2 > 1$,
 $= \frac{2}{\sqrt{1-a^2}} \operatorname{Arctan} \left(\sqrt{\frac{1-a}{1+a}} \tan \frac{x}{2} \right)$, wenn $a^2 < 1$;

$$65. \int \frac{dx}{a + \sin x} = \frac{2}{\sqrt{a^2 - 1}} \arctan \left(\sqrt{\frac{a+1}{a-1}} \tan \left(45 + \frac{x}{2} \right) \right), \text{ wenn } a^2 > 1$$

$$= \frac{-2}{\sqrt{1 - a^2}} \operatorname{Ar} \operatorname{Cot} \left(\sqrt{\frac{1+a}{1-a}} \tan \left(45 + \frac{x}{2} \right) \right), \text{ wenn } a^2 < 1;$$

$$66. \int \arcsin x \, dx = x \arcsin x + \sqrt{1 - x^2}, \quad \text{nach 7;}$$

$$67. \int \arccos x \, dx = x \arccos x - \sqrt{1 - x^2}, \quad \text{nach 7;}$$

$$68. \int \arctan x \, dx = x \arctan x - \frac{1}{2} \ln(1 + x^2), \quad \text{nach 7;}$$

$$69. \int \operatorname{arccot} x \, dx = x \operatorname{arccot} x + \frac{1}{2} \ln(1 + x^2), \quad \text{nach 7;}$$

$$70. \int x^m \sin x \, dx = -x^m \cos x + m \int x^{m-1} \cdot \cos x \, dx, \quad \text{nach 7;}$$

$$71. \int x^m \cos x \, dx = x^m \sin x - m \int x^{m-1} \sin x \, dx, \quad \text{nach 7.}$$

Integration einer Funktion durch Reihenentwicklung.

Wenn sich die zu integrierende Funktion in eine konvergente Reihe entwickeln läßt, und wenn das Integrationsintervall (die Grenzen des Integrals) innerhalb des Konvergenzbereiches dieser Reihe liegt, so kann man das Integral der Funktion ermitteln, indem man jedes Glied der Reihe integriert; man erhält dann wieder eine konvergente (Integral-) Reihe.

Über Entwicklung in Reihen siehe S. 71 und S. 47.

Beispiel:

$$\frac{1}{1+x} = 1 - x + x^2 - x^3 + \dots, \quad \int_0^x \frac{dx}{1+x} = x - \frac{x^2}{2} + \frac{x^3}{3} - \frac{x^4}{4} + \dots \quad (= \ln(1+x)).$$

Konvergenzbezirk -1 bis $+1$.

$$\frac{1}{1+x^2} = 1 - x^2 + x^4 - x^6 + \dots, \quad \int_0^x \frac{dx}{1+x^2} = x - \frac{x^3}{3} + \frac{x^5}{5} - \frac{x^7}{7} + \dots \quad (= \arctan x).$$

Konvergenzbezirk -1 bis $+1$.

Bestimmte Integrale.

$\int_a^b f(x) \, dx$ wird ausgewertet, indem man in den für das unbestimmte Integral $\int f(x) \, dx$ gefundenen Ausdruck $\varphi(x)$ erst $x = b$ und dann $x = a$ einsetzt und die Differenz dieser beiden Werte bildet:

$$\int f(x) \, dx = \varphi(x), \quad \int_a^b f(x) \, dx = \varphi(b) - \varphi(a). \quad \int_a^b = -\int_b^a, \quad \int_a^b = \int_a^c + \int_c^b.$$

Einige Sonderfälle:

$$72. \int_0^{\infty} \frac{dx}{a + b x^2} = \frac{1}{\sqrt{ab}} (\arctan \infty - \arctan 0) = \frac{1}{\sqrt{ab}} \cdot \frac{\pi}{2}; \text{ nach 17, S. 75.}$$

$$73. \int_0^1 \frac{dx}{a + b x^2} = \frac{1}{\sqrt{ab}} (\arctan 1 - \arctan 0) = \frac{1}{\sqrt{ab}} \cdot \frac{\pi}{4}, \text{ für } u = \sqrt{\frac{a}{b}}.$$

$$74. \int_0^n \frac{dx}{\sqrt{a-bx^2}} = \frac{1}{\sqrt{b}} (\arcsin 1 - \arcsin 0) = \frac{1}{\sqrt{b}} \cdot \frac{\pi}{2}; \text{ für } n = \sqrt{\frac{a}{b}}.$$

$$75. \int_0^{\infty} e^{-x} dx = [-e^{-x}]_0^{\infty} = -\left(\frac{1}{e^{\infty}} - \frac{1}{e^0}\right) = +1; \int_0^{\infty} e^{-x^2} dx = \frac{1}{2}\sqrt{\pi}.$$

Ermittlung eines angenäherten Wertes für ein Integral.

Für viele praktische Aufgaben genügt es, den Wert des bestimmten Integrals $\int_a^b f(x) dx$ angenähert zu ermitteln. Dies kann zeichnerisch oder rechnerisch geschehen. Man zeichnet die Kurve $y = f(x)$ und ermittelt als Wert des gesuchten Integrals $\int_a^b f(x) dx$ den Inhalt der Fläche zwischen der Kurve $y = f(x)$ und der x -Achse in den Grenzen $x = a$ bis $x = b$. Diese Fläche kann man nach den Verfahren Seite 64 oder mit dem Planimeter auswerten. Im ersteren Falle ist es ratsam, die Ordinaten zur Auftragung der Kurve $y = f(x)$ gleich an den Teilungspunkten der Strecke $b-a$ zu berechnen, so daß man sich meist ein Aufzeichnen der Kurve überhaupt ersparen kann.

Beispiel:

Das vorstehend unter 73 angegebene bestimmte Integral soll durch Annäherung berechnet werden. Sein genauer Wert beträgt für $a = 5$ und $b = 5$:

$$\int_0^1 \frac{dx}{5+5x^2} = \frac{1}{\sqrt{25}} \cdot \frac{\pi}{4} = \frac{\pi}{20} = 0,15707963 \dots$$

Man teile das Intervall von 0 bis 1 etwa in zehn Teile und berechne je an den einzelnen Teilpunkten die Werte der Funktion $\frac{1}{5+5x^2}$; diese sind in der Tabelle auf Seite 65 zusammengestellt. Dort findet man auch die Auswertung der Fläche unter Anwendung verschiedener Näherungsformeln.

Zahlenbeispiel für eine praktische Anwendung der Integralrechnung.

Für den eisernen Mast in Fig. 30 ist die Verbiegung durch eine Kraft $P = 2300 \text{ kg}$ an seinem oberen Ende zu berechnen. Die Festigkeitslehre liefert die Formel:

$$\delta = \frac{1}{P} \int_0^h \frac{M_x^2 dx}{E J_x} = \frac{P}{E} \int_0^h \frac{x^2 dx}{J_x},$$

worin bedeutet:

δ die Verbiegung des oberen Mastendes, wenn der Mast unten fest eingespannt ist;

M_x das Biegemoment } in der Entfernung x vom
 J_x das Trägheitsmoment } Mastquerschnitts } oberen Ende;
 E die Elastizitätszahl des Mastbaustoffes.

Um integrieren zu können, muß man J_x als Funktion von x ausdrücken. Aus Fig. 30 geht hervor, daß die Eckwinkel des Mastes auf je die halbe Länge durchgehen und mit x nur ihre Entfernung voneinander ändern; die Festigkeitslehre zeigt, daß J_x in solchem Falle in der Form:

$$J_x = a + 2bx + cx^2$$

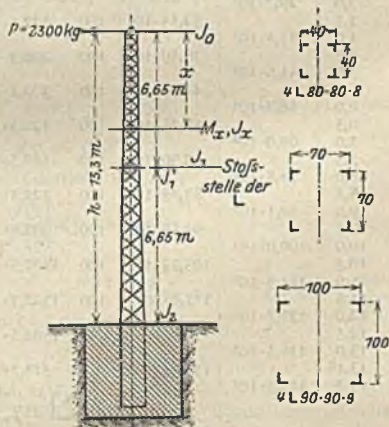


Fig. 30.

mit x zusammenhängt; die Beiwerte a , b und c berechnen sich aus den Grenzwerten in Fig. 30; man erhält

$$\begin{aligned} J_x &= 15708 + 39,3 \cdot x + 0,025 \cdot x^2 \\ &= a_1 + 2b_1 \cdot x + c_1 \cdot x^2; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} J_x &= 19454 + 48,93 \cdot x + 0,0316 x^2 \\ &= a_2 + 2b_2 \cdot x + c_2 \cdot x^2. \end{aligned}$$

Da J_x sich nicht stetig ändert, so muß man das Integral in 2 Teilen ermitteln, Grenzen einerseits $x = 0$ und $x = 6,65$ m andererseits $x = 6,65$ m und $x = 13,3$ m.

Allgemein ist zunächst nach 23 und 24, Seite 75:

$$\begin{aligned} \int \frac{x^2 dx}{c x^2 + 2b x + a} &= \frac{1}{c} \int \left(1 - \frac{\frac{2b}{c} \cdot x + \frac{a}{c}}{x^2 + \frac{2b}{c} x + \frac{a}{c}} \right) dx = \frac{1}{c} \int dx - \frac{2b}{c^2} \int \frac{x + \frac{a}{2b}}{x^2 + \frac{2b}{c} x + \frac{a}{c}} dx \\ &= \frac{1}{c} [x] - \frac{2b}{c^2} \left[\frac{1}{2} \ln \left(x^2 + \frac{2b}{c} x + \frac{a}{c} \right) + \frac{\frac{a}{2b} - \frac{b}{c}}{\sqrt{\frac{a}{c} - \left(\frac{b}{c}\right)^2}} \cdot \arctan \frac{x + \frac{b}{c}}{\sqrt{\frac{a}{c} - \left(\frac{b}{c}\right)^2}} \right] \\ &= \left[\frac{x}{c} \right] - \frac{b}{c^2} \left[\ln \left(x^2 + \frac{2b}{c} x + \frac{a}{c} \right) \right] - \frac{a - 2b^2/c}{c \sqrt{a/c - b^2}} \left[\arctan \frac{b + cx}{\sqrt{a/c - b^2}} \right]. \end{aligned}$$

Dieser Ausdruck ist nun mit den Beiwerten a_1 , b_1 , c_1 in den Grenzen 0 bis 665 cm, und mit den Beiwerten a_2 , b_2 , c_2 in den Grenzen 665 bis 1330 cm auszuwerten; s. rechts.

Angenäherte Auswertung des Integrals: $\int \frac{x^2 dx}{J_x} \approx \int \frac{x^2 dx}{c x^2 + 2b x + a}$

x m	J_x cm ⁴	Mittl. J_x cm ⁴	Δx cm	$x^2 \cdot \Delta x$ cm ³	$\frac{x^2 \cdot \Delta x}{J_x}$ cm ⁻¹	Multi- pli- kator	Produkte nach der Simpson- Regel	cm ⁻¹
0	15,7 · 10 ³							
0,5		17,8 · 10 ³	100	2,5 · 10 ³	14,1	1	14,1	} 23938,5 : 3 = 7979,5
1,0	19,9 · 10 ³					4	404,8	
1,5		22,25 · 10 ³	100	22,5 · 10 ³	101,2	2	460,4	
2,0	24,6 · 10 ³					4	1505,6	
2,5		27,15 · 10 ³	100	62,5 · 10 ³	230,2	2	1051,8	
3,0	29,7 · 10 ³					4	2692,0	
3,5		32,55 · 10 ³	100	122,5 · 10 ³	673,0	2	1441,2	
4,0	35,4 · 10 ³					4	3045,2	
4,5		38,50 · 10 ³	100	202,5 · 10 ³	860,5	2	1721,0	
5,0	41,6 · 10 ³					4	3818,4	
5,5		44,95 · 10 ³	100	302,5 · 10 ³	954,6	2	2085,0	
6,0	48,3 · 10 ³					4	4498,0	
6,5		58,75 · 10 ³	100	422,5 · 10 ³	1201,0	1	1201,0	
7,0	69,0 · 10 ³							
7,5		73,90 · 10 ³	100	562,5 · 10 ³	374,7			
8,0	78,8 · 10 ³							
8,5		83,95 · 10 ³	100	722,5 · 10 ³				
9,0	89,1 · 10 ³							
9,5		94,55 · 10 ³	100	902,5 · 10 ³				
10,0	100,0 · 10 ³							
10,5		105,75 · 10 ³	100	1102,5 · 10 ³				
11,0	111,5 · 10 ³							
11,5		117,6 · 10 ³	100	1322,5 · 10 ³				
12,0	123,7 · 10 ³							
12,5		130,1 · 10 ³	100	1562,5 · 10 ³				
13,0	136,5 · 10 ³							
13,15		138,45 · 10 ³	30	518,7 · 10 ³				
13,3	140,3 · 10 ³							
$\sum \left(\frac{x^2 \cdot \Delta x}{J_x} \right) = 8960,5 \text{ cm}^{-1}$								805,5
$\sum \left(\frac{x^2 \cdot \Delta x}{J_x} \right) = 8960,5 \text{ cm}^{-1}$								189,5

Auswertung nach der Simpson-Regel: **8976,4**

Man erhält die Zahlenwerte, mit Rechenschleber gerechnet:

$$a_1 \cdot c_1 = 15708 \cdot 0,025 = 392,7; \quad b_1^2 = 19,65^2 = 386,13; \quad \sqrt{a_1 c_1 - b_1^2} = \sqrt{6,6} = 2,57;$$

$$a_2 \cdot c_2 = 19454 \cdot 0,0316 = 614,3; \quad b_2^2 = 24,47^2 = 598,8; \quad \sqrt{a_2 c_2 - b_2^2} = \sqrt{15,5} = 3,94;$$

$$\frac{b_1}{c_1^2} = \frac{19,65}{0,025^2} = 31440; \quad \frac{2 b_1^2}{c_1} = 30888; \quad \frac{b_2}{c_2^2} = \frac{24,47}{0,0316^2} = 24510; \quad \frac{2 b_2^2}{c_2} = 37900.$$

Somit wird:

$$\int_0^{665} \frac{x^2 dx}{c x^2 + 2 b x + a} + \int_{665}^{1330} \frac{x^2 dx}{c x^2 + 2 b x + a} =$$

$$= \frac{665 - 0}{0,025} - 31440 (\ln 52,9 - \ln 15,7) - \frac{15708 - 30888}{2,57 \cdot 0,025} \left(\arctan \frac{19,65 + 16,63}{2,57} - \arctan \frac{19,65}{2,57} \right)$$

$$+ \frac{1330 - 665}{0,0316} - 24510 \ln \frac{140,3}{65,9} - \frac{19454 - 37900}{3,94 \cdot 0,0316} \left(\arctan \frac{24,47 + 42,02}{3,94} - \arctan \frac{24,47 + 21,01}{3,94} \right)$$

$$= 26600 - 31440 \cdot 1,2145 + \frac{15180}{2,57 \cdot 0,025} \cdot 0,05924 \quad \left. \vphantom{\frac{15180}{2,57 \cdot 0,025}} \right\} = 47700 - 56704 + 18031 = 9027 \text{ cm}^{-1}.$$

$$+ 21100 - 24510 \cdot 0,7556 + \frac{18446}{3,94 \cdot 0,0316} \cdot 0,02723 \quad \left. \vphantom{\frac{18446}{3,94 \cdot 0,0316}} \right\} \quad \delta = \frac{2300}{2450000} \cdot 9027 = 9,65 \text{ cm}.$$

Nebenstehend ist das Integral noch rechnerisch angenähert ermittelt worden. Für verschiedene Werte von x sind die J_x berechnet, die Ausdrücke $\frac{x^2 \cdot \Delta x}{J_x}$ gebildet und schließlich addiert. Siehe die Tabelle auf Seite 80. Der angenäherte Wert stimmt mit dem genau hinreichend überein. (Unterschied nur 0,63%.)

F. Differentialgleichungen.

Differentialgleichung ist eine Gleichung zwischen x und y , in der außer diesen beiden Veränderlichen auch noch Differentialquotienten von y nach x vorkommen. Die Ordnung der Differentialgleichung wird nach der Ordnung des höchsten in ihr vorkommenden Differentialquotienten bezeichnet. Eine Differentialgleichung heißt linear, wenn jedes Glied nur eine Unbekannte (y oder einen Differentialquotienten) und diese nur in erster Potenz enthält.

a) Differentialgleichungen erster Ordnung.

1. Normalform $M \cdot dx + N \cdot dy = 0$; M und N Funktionen von x und von y .

$$\text{Lösung: } \int M \cdot dx + \int N \cdot dy = \text{const.}$$

$$\text{Beispiel: } a x^2(1+y) + \frac{dy}{dx} = 0. \quad a x^2 \cdot dx + \frac{1}{1+y} dy = 0, \quad \frac{a x^3}{3} + \ln(1+y) = \text{const.}$$

$$2. f(x) \cdot F(y) dx + \varphi(x) \cdot \eta(y) \cdot dy = 0.$$

Lösung durch Trennung der Veränderlichen:

$$\int \frac{f(x)}{\varphi(x)} dx + \int \frac{\eta(y)}{F(y)} dy = \text{const.}$$

$$\text{Beispiel: } (a+x)(b+y) + (a-x)(b-y) \frac{dy}{dx} = 0, \quad \int \frac{a+x}{a-x} dx + \int \frac{b-y}{b+y} dy = \text{const.}$$

3. Homogene Differentialgleichungen:

$$\frac{dy}{dx} = F\left(\frac{y}{x}\right).$$

In der Normalform müssen M und N homogene Funktionen gleicher Dimension in x und y sein.

Lösung durch die Substitution $y = tx$, $dy = x dt + t dx$.

Beispiel: $x + y \frac{dy}{dx} = 2y$. Lösung: Setze $y = x \cdot t$ und $dy = x dt + t dx$ ein, so wird:

$$x + x t \cdot \left(x \frac{dt}{dx} + t \right) = 2x t, \quad x \frac{dt}{dx} = \frac{2t-1}{t} - t, \quad \frac{dx}{x} = \frac{-dt \cdot t}{t^2 + 1 - 2t}$$

$$\ln x = - \int \frac{t dt}{(t-1)^2} + c = - \frac{1}{2} \ln(t-1)^2 - \int \frac{dt}{(t-1)^2} + c = - \ln(t-1) + \frac{1}{t-1} + c,$$

$$\ln(x \cdot (t-1)) = \frac{1}{t-1} + c, \quad \ln(y-x) = \frac{x}{y-x} + c, \quad y-x = e^{\frac{x}{y-x} + c}.$$

3a. Differentialgleichungen von der Form:

$$(a_1 x + b_1 y + c_1) dx + (a_2 x + b_2 y + c_2) dy = 0$$

führt man auf Fall 3 zurück, indem man $x = v + m$, $y = w + n$ setzt und m , n so wählt, daß eine homogene Differentialgleichung entsteht.

Beispiel: $(3y - 7x + 7) dx + (7y - 3x + 3) dy = 0$.

Lösung: Setze $x = v + m$, $y = w + n$, $dx = dv$, $dy = dw$;

$$(3w + 3n - 7v - 7m + 7) dv + (7w + 7n - 3v - 3m + 3) dw = 0,$$

bestimme nun m und n so, daß

$$3n - 7m + 7 = 0 \quad \text{und} \quad 7n - 3m + 3 = 0,$$

d. h.: $m = 1$, $n = 0$ wird.

Man hat nun zu lösen:

$$(3w - 7v) dv + (7w - 3v) dw = 0.$$

4. Lineare Differentialgleichungen allgemeiner und besonderer Art.

Die allgemeine Form lautet: $\frac{dy}{dx} + My = N$, worin M und N be-

liebige Funktionen nur von x sind. Zur Abkürzung setze man $\int M dx = J$, dann ist die Lösung der allgemeinen Gleichung:

$$y = e^{-J} \left(\int N \cdot e^J dx + C \right). \quad C \text{ Integrationskonstante.}$$

Sonderfälle als Beispiele:

$$4a. \frac{dy}{dx} - ay = 0, \quad M = \text{const} = a, \quad N = 0.$$

$$\text{Lösung nach 4: } J = \int M dx = - \int a dx = -ax, \quad y = e^{ax}(0+c) = c \cdot e^{ax}.$$

$$4b. \frac{dy}{dx} - 2axy - bx^2 = 0, \quad M = -2ax, \quad N = +bx^2;$$

$$J = \int M dx = -2a \int x dx = -ax^2; \quad y = e^{ax^2} \left(\int bx^2 \cdot e^{-ax^2} dx + c \right)$$

$$y = e^{ax^2} \left(-\frac{b}{2a} \left(x^2 + \frac{1}{a} \right) e^{-ax^2} + c \right) = -\frac{b}{2a} \left(x^2 + \frac{1}{a} \right) + c \cdot e^{ax^2}.$$

b) Differentialgleichungen zweiter Ordnung.

5. $\frac{d^2 y}{dx^2} = \varphi(x)$. Lösung durch mehrfache Integration.

Beispiel: $\frac{d^2 y}{dx^2} = ax + \frac{b}{x} + c$,

$$\frac{dy}{dx} = \frac{ax^2}{2} + b \ln x + cx + c_1, \quad y = \frac{ax^3}{6} + bx(\ln x - 1) + \frac{cx^2}{2} + c_1 x + c_2.$$

6. $\frac{d^2 y}{dx^2} = \psi(y)$.

Man erweitere links und rechts mit $2 \cdot \frac{dy}{dx} dx = 2 dy$, dann stellt die linke Seite der Gleichung $2 \cdot \frac{dy}{dx} \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} dx = 2 \psi(y) dy$ das Differential von $\left(\frac{dy}{dx} \right)^2$ dar; die Integration ergibt: $\left(\frac{dy}{dx} \right)^2 = 2 \int \psi(y) dy + c_1$.

Man erhält die folgende Differentialgleichung erster Ordnung:

$$\frac{dy}{dx} = \sqrt{2 \int \psi(y) dy + c_1} \quad \text{und daraus:} \quad x = \int \frac{dy}{\sqrt{2 \int \psi(y) dy + c_1}} + c_2.$$

Beispiel: $\frac{d^2 y}{dx^2} = a y, \quad \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 = 2 a \int y dy + c_1 = a y^2 + c_1,$

$$\frac{dy}{dx} = \sqrt{a y^2 + c_1}, \quad \frac{dy}{\sqrt{a y^2 + c_1}} = dx, \quad x = \frac{1}{\sqrt{a}} \ln \left(y + \sqrt{y^2 + \frac{c_1}{a}} \right) + c_2.$$

7. Differentialgleichungen, bei denen $\frac{d^2 y}{dx^2}$ mit y implizit verbunden, oder als Funktion von $\frac{dy}{dx}$ oder von $\frac{dy}{dx}$ und x gegeben ist, sucht man mit Hilfe der Substitution $\frac{dy}{dx} = z, \quad \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{dz}{dx}$ zu vereinfachen und zu lösen.

Beispiel: $\frac{d^2 y}{dx^2} - 4 \frac{dy}{dx} = e^x.$ Setze: $\frac{dy}{dx} = z, \quad \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{dz}{dx},$ so wird: $\frac{dz}{dx} - 4z = e^x.$

Diese lineare Differentialgleichung ist nach 4 zu lösen:

$$z = -\frac{1}{4} e^x + c_1 \cdot e^{4x} = \frac{dy}{dx}, \quad y = -\frac{1}{4} e^x + \frac{1}{2} c_1 \cdot e^{4x} + c_2.$$

8. Ist $\frac{d^2 y}{dx^2}$ als Funktion von $\frac{dy}{dx}$ und y gegeben, so versuche man die Lösung mit Hilfe der Substitution $\frac{dy}{dx} = z, \quad \frac{d^2 y}{dx^2} = z \frac{dz}{dy}.$

c) Näherungsverfahren für die Auflösung von Differentialgleichungen erster Ordnung.

Gegeben sei die Differentialgleichung $F\left(\frac{dy}{dx}, x, y\right) = 0;$ ferner sei be-

kannt, daß die zu ihr gehörige Integralkurve durch den Punkt $A_0 = x_0, y_0$ geht. Dann läßt sich diese Integralkurve von A_0 aus durch Annäherung punktweise bestimmen. Man hat hierzu folgende Betrachtung an Hand der Fig. 31 und 32 anzustellen: Um die Ordinate y_1 des Nachbarpunktes A_1 von A_0 zu berechnen, schreibt man ange-

$$y_1 = y_0 + dx \cdot \left(\frac{dy}{dx}\right).$$

$\left(\frac{dy}{dx}\right)$ ergibt sich aus der Differentialgleichung zunächst annähernd, wenn darin x_0 und y_0 eingesetzt wird; man findet nun das zu $x_1 = x_0 + dx$



Fig. 31.

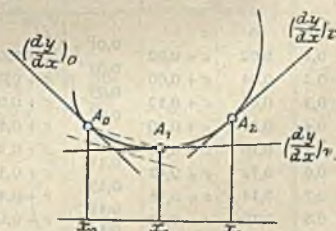


Fig. 32.

gehörige y_1 und kann dann für dieses den Wert des Differentialquotienten in A_1 berechnen. Bildet man aus diesem und dem für A_0 den Mittelwert, so liefert dieser ein verbessertes y_1 usf.; die geometrische Bedeutung der Verwendung des arithmetischen Mittels geht aus Fig. 32 ohne weiteres hervor.

Für Differentialgleichungen von der Form $f\left(\frac{dy}{dx}, x\right)$ wird dieses Verfahren besonders ganz einfach und genau.

Im folgenden sind zwei Beispiele durchgerechnet, die einfache Zahlenrechnung ergeben und sich auch leicht integrieren lassen, um eine Nachprüfung der erzielten Genauigkeit zu ermöglichen.

1. Beispiel: $\frac{dy}{dx} = 2 \cdot x$; für $x = 0$ sei $y = c$.

Für die Auswertung ist gewählt $dx = \frac{1}{10}$; dann gilt $dy = 0,2x$. Alles Weitere ergibt die beistehende Tabelle 1.

Die Integralkurve ist: $y = c + x^2$; die mit Hilfe des arithmetischen Mittels gewonnenen Werte stimmen schon mit den genauen überein.

2. Beispiel:

$$x \cdot dy - y dx - \sqrt{x^2 + y^2} dx = 0,$$

oder:

$$dy = \left(\frac{y}{x} + \sqrt{1 + \left(\frac{y}{x}\right)^2} \right) dx;$$

für $x = c = 1$ sei $y = 0$.

Wiederum wird für die Auswertung $dx = 0,1$ gewählt; der Fortgang der Annäherung dürfte aus der beistehenden Tabelle klar ersichtlich sein.

Die Gleichung der Integralkurve lautet:

$$x^2 = c^2 + 2cy$$

und mit $c = 1$:

$$y = \frac{x^2 - 1}{2}.$$

Dies hieraus berechneten Werte der y sind in der Tabelle 2 zum Vergleich beigefügt.

Tabelle 1.

$x =$	dy	1. Wert von y	Mittel dy	Verbessertes y
0	0	c	0,01	c
0,1	0,02	$c + 0,02$	0,03	$c + 0,01$
0,2	0,04	$c + 0,06$	0,05	$c + 0,04$
0,3	0,06	$c + 0,12$	0,07	$c + 0,09$
0,4	0,08	$c + 0,20$	0,09	$c + 0,16$
0,5	0,10	$c + 0,30$	0,11	$c + 0,25$
0,6	0,12	$c + 0,42$	0,13	$c + 0,36$
0,7	0,14	$c + 0,56$	0,15	$c + 0,49$
0,8	0,16	$c + 0,72$	0,17	$c + 0,64$
0,9	0,18	$c + 0,90$	0,19	$c + 0,81$
1,0	0,20	$c + 1,10$		$c + 1,00$

Tabelle 2.

x	$y_0 + dy = y_1$	1. Wert von $dy = dy_0$	Mittel aus dy_0 und dy_1	1. Verbesserung von y	2. Wert von dy	Mittel der dy	2. Verbesserung von y	Genauere Werte
1,0	0,00	$(1,0) dx = 0,100$	0,105	0	$(1,0) dx = 0,100$	0,105	0	0
1,1	$0 + 0,100 = 0,10$	$(0,091 + \sqrt{1,0083}) dx = 0,1095$	0,115	0,105	$(0,095 + \sqrt{1,0099}) dx = 0,110$	0,1150	0,105	0,105
1,2	$0,1 + 0,11 = 0,21$	$(0,175 + \sqrt{1,0306}) dx = 0,1190$	0,124	0,220	$(0,184 + \sqrt{1,0339}) dx = 0,1200$	0,1250	0,220	0,220
1,3	$0,21 + 0,12 = 0,33$	$(0,254 + \sqrt{1,0645}) dx = 0,1287$	0,1335	0,344	$(0,264 + \sqrt{1,0697}) dx = 0,1298$	0,1350	0,345	0,345
1,4	$0,33 + 0,13 = 0,46$	$(0,329 + \sqrt{1,1082}) dx = 0,1382$	0,1425	0,478	$(0,342 + \sqrt{1,117}) dx = 0,1400$	0,1449	0,480	0,480
1,5	$0,46 + 0,14 = 0,60$	$(0,400 + \sqrt{1,1600}) dx = 0,1473$	0,1522	0,621	$(0,414 + \sqrt{1,1714}) dx = 0,1497$	0,1546	0,6249	0,625
1,6	$0,60 + 0,15 = 0,75$	$(0,468 + \sqrt{1,219}) dx = 0,1572$	0,1622	0,773	$(0,484 + \sqrt{1,234}) dx = 0,1595$	0,1643	0,7795	0,780
1,7	$0,75 + 0,16 = 0,91$	$(0,530 + \sqrt{1,281}) dx = 0,1662$	0,1710	0,935	$(0,550 + \sqrt{1,3025}) dx = 0,1691$	0,1740	0,9438	0,945
1,8	$0,91 + 0,17 = 1,08$	$(0,593 + \sqrt{1,3516}) dx = 0,1758$	0,1804	1,06	$(0,615 + \sqrt{1,378}) dx = 0,1789$	0,1838	1,1078	1,120
1,9	$1,08 + 0,18 = 1,26$	$(0,655 + \sqrt{1,429}) dx = 0,1850$	0,1897	1,286	$(0,678 + \sqrt{1,4597}) dx = 0,1887$	0,1935	1,3016	1,305
2,0	$1,26 + 0,19 = 1,43$	$(0,714 + \sqrt{1,51}) dx = 0,1944$	0,1990	1,476	$(0,739 + \sqrt{1,546}) dx = 0,1983$	0,2031	1,4951	1,500
2,1	$1,43 + 0,20 = 1,63$			1,675	usw.		1,6986	1,705

VI. Analytische Geometrie. Ebene.

Soweit nichts anderes bemerkt, gelten die Formeln für rechtwinklige Parallelkoordinaten.

A. Der Punkt.

Bestimmung der Lage eines Punktes P in bezug auf ein ebenes Koordinatensystem durch seine Koordinaten: Bei Parallelkoordinaten durch 2 Strecken x und y , Abszisse und Ordinate, bei Polarkoordinaten durch eine Strecke r (Radiusvektor) und einen Winkel α (Anomalie)¹⁾, Fig. 33. Diese Größen werden in der analytischen Geometrie durch Zahlen ausgedrückt, sämtliche geometrische Beziehungen also durch algebraische Gleichungen zwischen diesen Zahlen.

1. Entfernung s zweier Punkte A_1 und A_2 .

$$A_1: x_1, y_1; \quad A_2: x_2, y_2;$$

$$s = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2}.$$

2. Neigung der Verbindungslinie $A_1 A_2$ gegen die x -Achse:

$$\tan \varphi = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}, \quad \cos \varphi = \frac{x_2 - x_1}{s}, \quad \sin \varphi = \frac{y_2 - y_1}{s}.$$

3. Teilung einer Strecke $A_1 A_2$ im Verhältnis $m : n = \lambda : 1$. Koordinaten x, y des Teilungspunktes A , wenn $A_1 A : A A_2 = m : n = \lambda : 1$:

$$x = \frac{x_1 + \lambda x_2}{1 + \lambda}, \quad y = \frac{y_1 + \lambda y_2}{1 + \lambda};$$

Ist λ negativ, so liegt der Teilungspunkt A außerhalb der Strecke $A_1 A_2$; $\lambda = 1$: Mittelpunkt von $A_1 A_2$.

4. Harmonische Teilung: Doppelverhältnis

$$\frac{A_1 P}{P A_2} : \frac{A_1 Q}{Q A_2} = -1. \quad \text{Fig. 34. Parallele}$$

Strecken m und n , n oder vollständiges Viereck.

5. Flächeninhalt F des Dreiecks $O A_1 A_2$, Fig. 35.

$$2F = x_1 y_2 - x_2 y_1 = \begin{vmatrix} x_1 & y_1 \\ x_2 & y_2 \end{vmatrix}.$$

6. Flächeninhalt F des Dreiecks $A_1 A_2 A_3$, Fig. 36.

$$2F = x_1 y_2 - x_2 y_1 + x_2 y_3 - x_3 y_2 + x_3 y_1 - x_1 y_3.$$

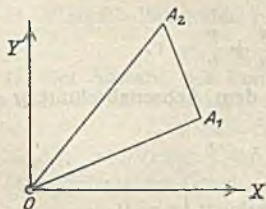


Fig. 35.

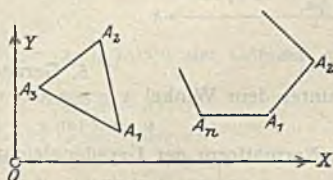


Fig. 36.

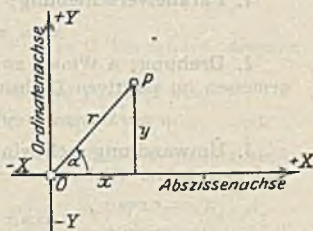


Fig. 33.

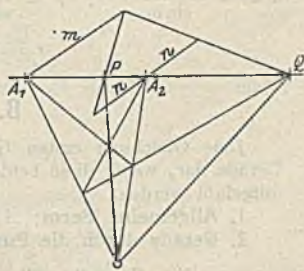


Fig. 34.

¹⁾ Positiver Drehsinn: Von der positiven x -Achse zur positiven y -Achse.

7. Flächeninhalt F des n -Ecks $A_1 A_2 \dots A_n$, Fig. 36.

$$2F = y_1(x_n - x_2) + y_2(x_1 - x_3) + y_3(x_2 - x_4) + \dots + y_n(x_{n-1} - x_1).$$

(Ordinate jedes Eckpunktes \times Differenz der Nachbarabszissen.)

Veränderung des Koordinatensystems; Umwandlung der Koordinaten.

Koordinaten des Punktes P in bezug auf das alte System: x, y , in bezug auf das neue System: x', y' .

1. Parallelverschiebung; a, b Koordinaten des neuen Anfangspunktes:

$$x = a + x', \quad y = b + y'.$$

2. Drehung; α Winkel zwischen der alten und der neuen positiven x -Achse, gemessen im positiven Drehsinne.

$$x = x' \cos \alpha - y' \sin \alpha, \quad y = x' \sin \alpha + y' \cos \alpha.$$

3. Umwandlung rechtwinkliger Parallelkoordinaten in Polarkoordinaten und umgekehrt. (Polarachse = x -Achse.) Vgl. B., 18, S. 87.

$$x = r \cos \alpha, \quad \cos \alpha = \frac{x}{r}, \quad \sin \alpha = \frac{y}{r}, \quad r = \sqrt{x^2 + y^2}.$$

$$y = r \sin \alpha,$$

4. Umwandlung schiefwinkliger Parallelkoordinaten in Polarkoordinaten und umgekehrt. (Polarachse = x -Achse; Winkel des Parallelkoordinatensystems ω):

$$x = \frac{r \sin(\omega - \alpha)}{\sin \omega}, \quad y = \frac{r \sin \alpha}{\sin \omega}, \quad \cos \alpha = \frac{x + y \cos \omega}{r}, \quad \sin \alpha = \frac{y \sin \omega}{r},$$

$$r = \sqrt{x^2 + y^2 + 2xy \cos \omega}.$$

B. Die gerade Linie.

Jede Gleichung ersten Grades zwischen zwei Veränderlichen stellt eine Gerade dar, wenn diese beiden Veränderlichen als Koordinaten eines Punktes aufgefaßt werden.

1. Allgemeine Form: $Ax + By + C = 0$; abgekürzt $G = 0$.

2. Gerade durch die Punkte x_1, y_1 und x_2, y_2 :

$$\frac{y - y_1}{x - x_1} = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} = \mu = \tan \alpha \left\{ \begin{array}{l} \alpha \text{ Neigungswinkel gegen} \\ \text{die positive } x\text{-Achse.} \end{array} \right.$$

3. Gerade durch den Punkt x_1, y_1 unter dem Winkel α gegen die x -Achse:

$$\frac{y - y_1}{x - x_1} = \mu = \tan \alpha.$$

4. Gerade mit den Achsenabschnitten $x = a$ und $y = b$:

$$\frac{x}{a} + \frac{y}{b} = 1.$$

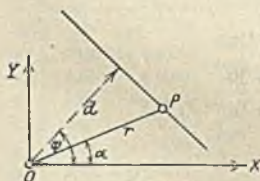


Fig. 37.

5. Gerade mit dem Achsenabschnitt $y = b$ und unter dem Winkel α gegen die x -Achse:

$$y = x \tan \alpha + b = \mu x + b.$$

6. Normalform der Geradengleichung:

$$x \cos \varphi + y \sin \varphi - d = 0; \text{ abgekürzt } g = 0.$$

(d Länge des Lotes vom Koordinatenanfang auf die Gerade, φ Neigung dieses Lotes gegen die x -Achse, s. a. Fig. 37.)

7. Es gelten folgende Beziehungen:

$$\tan \alpha = \mu = -\frac{A}{B} = -\frac{b}{a} = -\cot \varphi, \quad a = -\frac{C}{A} = -\frac{b}{\mu}, \quad b = -\frac{C}{B},$$

$$\cos \varphi = \frac{A}{\pm \sqrt{A^2 + B^2}}, \quad \sin \varphi = \frac{B}{\pm \sqrt{A^2 + B^2}}, \quad d = -\frac{C}{\pm \sqrt{A^2 + B^2}}.$$

Der Quadratwurzel ist das entgegengesetzte Vorzeichen von C zu geben.

8. Sonderfälle: $x = a$ Gerade parallel zur y -Achse,
 $y = b$ „ „ „ „ x -Achse;
 $y = \mu x$ Gerade durch O .

9. Die beiden Gleichungen: $G = 0$ und $n \cdot G = 0$ bezeichnen dieselbe Gerade.

10. Parallele Geraden. $G_1 = 0$ und $G_2 = 0$ sind parallel, wenn

$$A_1 : B_1 = A_2 : B_2, \quad \text{oder} \quad \mu_1 = \mu_2 \quad \text{oder} \quad \alpha_1 = 180 + \alpha_2 \quad \text{ist.}$$

11. Senkrechte Geraden. $G_1 = 0$ und $G_2 = 0$ stehen aufeinander senkrecht, wenn

$$\mu_1 \cdot \mu_2 = -1 \quad \text{oder} \quad A_1 A_2 + B_1 B_2 = 0 \quad \text{oder} \quad A_1 : B_1 = -B_2 : A_2$$

ist. Eine Gerade soll durch den Punkt $x_0 y_0$ gehen und senkrecht auf der Geraden $y = \mu x + b$ stehen; ihre Gleichung lautet:

$$y - y_0 = -\frac{1}{\mu}(x - x_0).$$

12. Winkel zwischen zwei Geraden.

$$\tan(\alpha_2 - \alpha_1) = \frac{\mu_2 - \mu_1}{1 + \mu_1 \mu_2}.$$

13. Gleichung der Geraden, die mit $y = \mu x + b$ den Winkel φ bildet und durch den Punkt $x_1 y_1$ geht:

$$y - y_1 = \frac{\mu + \tan \varphi}{1 - \mu \tan \varphi} \cdot (x - x_1).$$

14. Schnittpunkt der beiden Geraden $G_1 = 0$ und $G_2 = 0$.

$$x = \frac{B_1 C_2 - B_2 C_1}{A_1 B_2 - A_2 B_1}, \quad y = \frac{C_1 A_2 - C_2 A_1}{A_1 B_2 - A_2 B_1}.$$

15. Eine Gerade $G_3 = 0$ geht durch den Schnittpunkt von $G_1 = 0$ und $G_2 = 0$, wenn ihre Gleichung sich aus derjenigen des Strahlenbüschels ($G_1 G_2$)

$$G_1 + \lambda G_2 = 0$$

durch entsprechende Wahl von λ ableiten läßt, oder wenn

$$\lambda_1 G_1 + \lambda_2 G_2 + \lambda_3 G_3 = 0 \quad \text{oder wenn} \quad \begin{vmatrix} A_1 B_1 C_1 \\ A_2 B_2 C_2 \\ A_3 B_3 C_3 \end{vmatrix} = 0.$$

16. Winkelhalbierenden zu $g_1 = 0$ und $g_2 = 0$ (Normalform!):

$$g_1 + g_2 = 0.$$

17. Der Abstand des Punktes $P_0 = (x_0 y_0)$ von der Geraden $x \cos \alpha + y \sin \alpha - d = 0$ beträgt:

$$n = \pm(x_0 \cos \alpha + y_0 \sin \alpha - d);$$

—, wenn P_0 und O auf derselben Seite der Geraden liegen.

18. Gleichung der Geraden in Polarkoordinaten. Fig. 37.

$$x \cos \varphi + y \sin \varphi - d = 0; \quad x = r \cos \alpha, \quad y = r \sin \alpha; \\ r \cos(\varphi - \alpha) = d.$$

C. Der Kreis.

1. Mittelpunktsgleichung: $x^2 + y^2 = r^2$. (Fig. 38. M und O fallen zusammen.)

2. Allgemeine Gleichung: $(x - a)^2 + (y - b)^2 = r^2$.

3. Scheitelgleichung: $x^2 + y^2 - 2rx = 0$.

4. Polargleichung: (OM Polarachse, $OM = c$, ρ Radiusvektor).

$$\rho^2 - 2\rho c \cos \alpha + c^2 = r^2.$$

5. Tangente im Punkte $x_1 y_1$ hat die Gleichung:

$$\text{zu 1: } x x_1 + y y_1 = r^2,$$

$$\text{zu 2: } (x - a)(x_1 - a) + (y - b)(y_1 - b) = r^2.$$

6. Die Polare zum Punkte $x_0 y_0$ verbindet die Berührungspunkte der von $x_0 y_0$ aus an den Kreis gezogenen beiden Tangenten; ihre

Gleichung lautet zu 1: $x x_0 + y y_0 = r^2$.

Umfang und Flächeninhalt des ganzen Kreises und seiner Teile s. S. 2—21, S. 34 ff., S. 63.

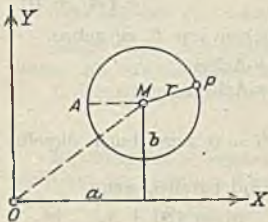


Fig. 38.

D. Die Parabel.

1. Scheitelgleichung: $y^2 = 2px$. ($2p$ Parameter, p Halbparameter.) O Scheitel, F Brennpunkt, LL Leitlinie. (Fig. 39.) $LO = OF = \frac{1}{2}p$, Ordinate FF' im Brennpunkte $= p$.

2. Eine Parallele zur x -Achse heißt Durchmesser; $P\xi$ halbiert alle Sehnen, die der Tangente in P parallel sind.

Die Gleichung der Parabel, bezogen auf den Durchmesser in $P(x, y)$ als ξ -Achse und die Tangente in P als η -Achse, lautet:

$$\eta^2 = 2q\xi,$$

worin

$$q = 2(x + p/2) = \frac{p}{\sin^2 w} = 2r \quad \text{und} \quad \tan w = \frac{p}{y}.$$

3. Polargleichung. (F Pol, FOL Polarachse)

$$r = \frac{p}{1 + \cos \alpha}.$$

4. Gleichung der Tangente in $P_0 = (x_0 y_0)$

entsprechend 1: $y y_0 = p(x + x_0)$,

in $P_0 = (\xi_0 \eta_0)$

entsprechend 2: $\eta \cdot \eta_0 = q(\xi + \xi_0)$,

Abschnitt der Tangente in P auf der x -Achse $OT = -x$, d. h.: $OT = OP$, auf der y -Achse $OB = \frac{1}{2}y$: Konstruktion der Tangente in P ; ferner ist $BT = BP_0$, s. a. 9, f. Die Tangente halbiert den Winkel zwischen Durchmesser und Brennstrahl: $\angle DPB = \angle BPF = w$; die Gerade FBD steht auf der Tangente senkrecht (Konstruktion der Parabel). $TD = TF = PD = PF = r$: Jeder Punkt der Parabel hat gleichen Abstand vom Brennpunkt und von der Leitlinie. (Konstruktion der Parabel.) Die Tangenten in den Endpunkten einer Sehne schneiden sich in einem Punkte desjenigen Durchmessers, der die Sehne halbiert. In Fig. 39 ist G Schnittpunkt der beiden Tangenten in A und P , GK Durchmesser, $AK = KP$, $GJ = JK$. AP ist Polare zu $G = (x_0 y_0)$; ihre Gleichung lautet: $y_0 y = p(x + x_0)$.

5. Gleichung der Normalen in $P_0 = (x_0 y_0)$:

$$y - y_0 = -\frac{y_0}{p}(x - x_0);$$

Subnormale $P'N = p$; $FN = r$.

6. Krümmungshalbmesser:

$$\varrho = \sqrt{\frac{(p + 2x)^3}{p}} = 2r \sqrt{\frac{2r}{p}} = \frac{p}{\sin^3 w}.$$

Konstruktion im Punkte A nach einem der beiden in Fig. 39 gestrichelt eingezeichneten Verfahren, z. B.: Normale AC schneidet x -Achse in C , dort $CE \perp CA$ bis zum Schnittpunkt mit AF ; $EM \perp FE$: M Krümmungsmittelpunkt.

Im Scheitel ist $\varrho = p$.

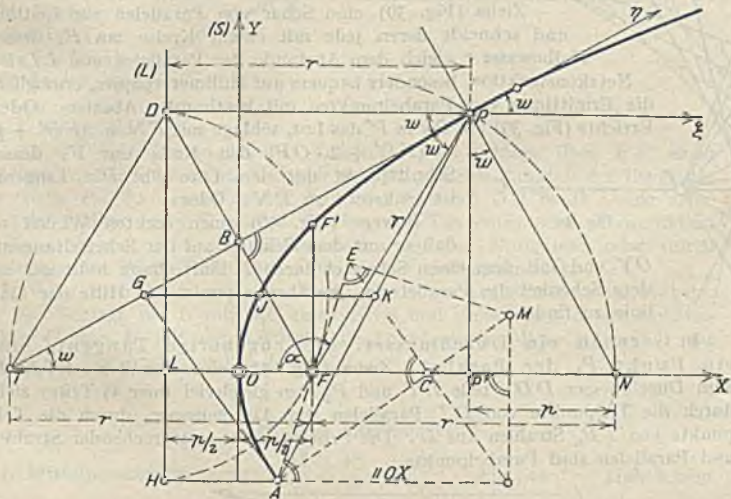


Fig. 39.

7. Evolute der Parabel ist die semikubische oder Neilsche Parabel:

$$y^2 = \frac{8}{27p}(x - p)^3 \quad \text{s. S. 96.}$$

8. Fläche des Segmentes $OPP' = \frac{2}{3}xy$, ein beliebiges Segment:
Grundlinie \times Höhe.

$$\text{Bogenlänge: } OP = \frac{p}{2} \{ab + \ln(a + b)\},$$

worin

$$a = \sqrt{2x:p} \quad \text{und} \quad b = \sqrt{1 + (2x:p)}.$$

Wenn y groß ist im Verhältnis zu x (flacher Bogen), so gilt angenähert:

$$OP = y \left\{ 1 + \frac{2}{3} \left(\frac{x}{y} \right)^2 - \frac{2}{5} \left(\frac{x}{y} \right)^4 \right\}.$$

9. Konstruktionen der Parabel. Am einfachsten und raschesten kommt man oft zum Ziele, wenn man die Parabel mit Hilfe der Quadratzahlen

oder Quadratwurzeln und unter Benutzung des Rechenschiebers aufträgt. Soll die Parabel durch einen gegebenen Punkt gehen, so hat man dessen Koordinaten in die Parabelgleichung einzusetzen und daraus zunächst den Parameter zu bestimmen.

Zeichnerische Verfahren.

a) Gegeben Brennpunkt F und Leitlinie LL bzw. Scheitel O . Verbinde (Fig. 39) F mit dem beliebigen Punkte D der Leitlinie, errichte im Mittelpunkte B von FD das Lot und schneide dieses mit dem Durchmesser durch D . Der Schnittpunkt P ist ein Parabelpunkt; BP ist Tangente in P . Der Scheitel ist der Mittelpunkt von FL .

Oder:

Ziehe (Fig. 39) eine Schar von Parallelen zur Leitlinie und schneide deren jede mit einem Kreise um F , dessen Halbmesser r gleich dem Abstände der Parallelen von LL ist; Netzkonstruktion, besonders bequem auf Millimeterpapier, ermöglicht die Ermittlung von Parabelpunkten mit bestimmter Abszisse. Oder: Errichte (Fig. 39) auf Ox in P' das Lot, schlage mit $FN = (FP' + p) = (FP' + 2 \cdot OF)$ den Kreis um F ; dessen Schnittpunkt mit dem Lote gibt P . Tangente ist senkrecht zu PN . Oder:

Bewege (Fig. 40) einen rechten Winkel so, daß er mit dem Scheitel auf der Scheiteltangente OY und mit dem einen Schenkel durch F läuft; dann hüllt der andere Schenkel die Parabel ein. Berührungspunkt mit Hilfe der Leitlinie zu finden.

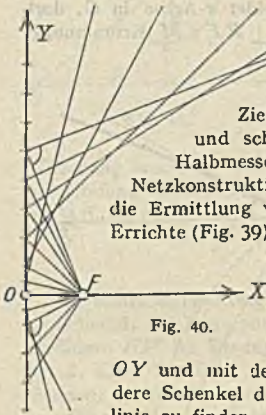


Fig. 40.

b) Gegeben ein Durchmesser, die zugehörige Tangente und ein Punkt P_0 der Parabel. Ziehe (Fig. 41) eine Parallele durch P_0 zum Durchmesser DD ; teile DT und P_0T in gleichviel (hier 4) Teile; ziehe durch die Teilpunkte von DT Parallelen zum Durchmesser, durch die Teilpunkte von TP_0 Strahlen aus D . Die Schnittpunkte entsprechender Strahlen und Parallelen sind Parabelpunkte.

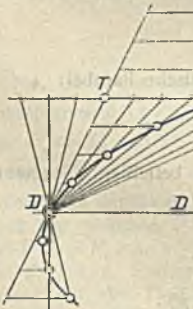


Fig. 41.

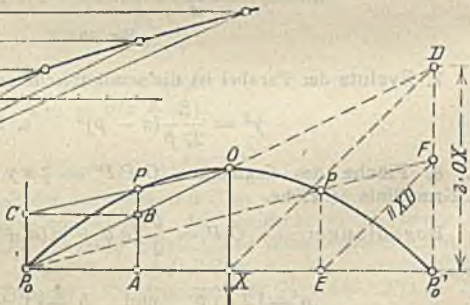


Fig. 42.

c) Gegeben die x -Achse, der Scheitel O und ein Punkt P_0 der Parabel (Fig. 42). Schneide die Senkrechte im beliebigen Punkte A mit OP_0 und ziehe $BC \parallel P_0X$; der Schnittpunkt P von AB mit CO ist ein Parabelpunkt. Oder:

Mache $P'_0D = 2OX'$, ziehe durch den beliebigen Punkt E Parallele zu XD bis zu P'_0D , schneide P_0F mit der Senkrechten in E ; P ist Parabelpunkt. Oder nach b) Fig. 41; oder nach d) unter Beachtung des Satzes, daß (in Fig. 39) $OT = OP'$ ist.

d) Gegeben 2 Tangenten T_1 und T_2 der Parabel und ihre Berührungspunkte P_1 und P_2 . Teile P_1S und P_2S in gleichviel Teile und verbinde entsprechende Teilpunkte gemäß Fig. 43; die Verbindungsgeraden hüllen die Parabel ein. Ist M der Mittelpunkt von P_1P_2 , so ist SM die Richtung der x -Achse, also auch des Durchmessers in P_1 und P_2 .

e) Gegeben zwei symmetrisch gelegene Punkte P_0 und P'_0 und ein Punkt P_1 . Konstruktion der Parabel nach dem unter 3. an zweiter Stelle gegebenen Verfahren.

f) Die Tangente im Punkte P der Parabel zu zeichnen. Mache (in

Fig. 39) $OT = OP'$, so ist OP Tangente; oder schlage über FP einen Halbkreis; dessen Schnittpunkt mit der y -Achse gibt den Punkt B der Tangente; oder ziehe $PD \parallel x$ -Achse bis zur Leitlinie, halbier DF in B , oder ziehe $DT \parallel PF$, dann sind B und T Punkte der Tangente; oder Konstruktion der Tangente mit Hilfe der Subnormalen und der Normalen; oder durch Halbierung des Winkels zwischen Durchmesser und Brennstrahl.

g) Vom Punkte G aus die Tangenten an die Parabel zu ziehen. Fig. 39. Schlage um G mit GF einen Kreis und ziehe durch dessen Schnittpunkte D und H mit der Leitlinie die Durchmesser; diese geben auf der Parabel die Berührungspunkte P und A .

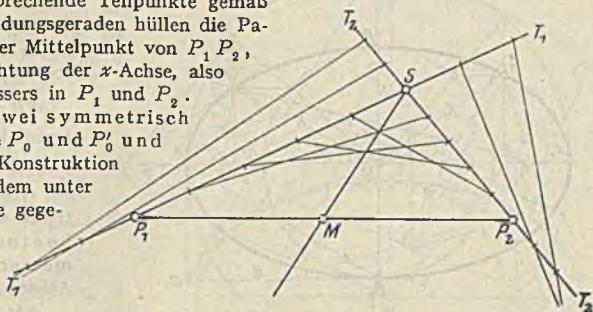


Fig. 43.

E. Die Ellipse.

1. Mittelpunktsgleichung: $\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1$. Fig. 44. Halbachsen

$MA = a$ und $MB = b$; Brennweite $MF = c = \sqrt{a^2 - b^2}$. Ordinate im Brennpunkte: Halbparameter $p = \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - c^2} = \frac{b^2}{a} = a(1 - \varepsilon^2)$. Das Verhältnis $\frac{c}{a} = \varepsilon$ heißt numerische Exzentrizität.

2. Polargleichung.

Bezogen auf den Mittelpunkt M : $R^2 = \frac{b^2}{1 - \varepsilon^2 \cos^2 \mu}$, bezogen auf den Brennpunkt F (Fig. 44): $r = \frac{p}{1 + \varepsilon \cos \alpha}$.

Die Summe der Brennstrahlen (Verbindung von P mit den Brennpunkten) ist konstant:

$$r + r_1 = 2a \text{ (Fadenkonstruktion).}$$

3. Gleichung in Parameterdarstellung (Fig. 44):

$$\text{Punkt: } P: \quad x = a \cos \varphi, \quad y = b \sin \varphi,$$

Affinität zwischen dem ein- und umgeschriebenen Kreise und der Ellipse. (Konstruktion, vgl. 8, S. 92.)

4. Konjugierte Durchmesser der Ellipse sind solche, die einem Paar rechtwinkliger Kreisdurchmesser affin sind (s. 3), MP und MP_1 in Fig. 44. Der eine halbiert die zum anderen parallelen Sehnen; die Tangenten in

seinen Endpunkten sind dem anderen Durchmesser parallel. Sind μ und μ_1 die Winkel der beiden konjugierten Durchmesser gegen die positive x -Achse, so gilt:

$$\tan \mu \cdot \tan \mu_1 = -\frac{b^2}{a^2},$$

ferner ist:

$$R^2 + R_1^2 = a^2 + b^2.$$

Gleichung der Ellipse in bezug auf zwei konjugierte Durchmesser als schiefwinklige Achsen ξ und η :

$$\frac{\xi^2}{R^2} + \frac{\eta^2}{R_1^2} = 1.$$

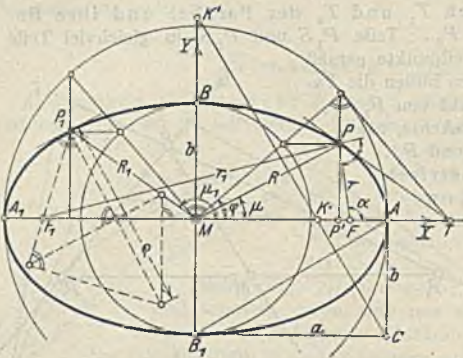


Fig. 44.

5. Gleichung der Tangente im Punkte $P_0 = (x_0 y_0)$:

$$\frac{x x_0}{a^2} + \frac{y y_0}{b^2} = 1.$$

Die Ellipsentangente im Punkte P_0 hat auf der x -Achse denselben Abschnitt MT wie die Tangente in dem P_0 entsprechenden Kreispunkte; Konstruktion der Tangente. Vgl. Abb. 44, Pkt. P . — S. ferner unter 4. — Die Tangente halbiert den Winkel zwischen den beiden Brennstrahlen. — Die Tangenten in den Endpunkten einer Sehne schneiden sich auf einem Punkte desjenigen Durchmessers, der zur Richtung der Sehne konjugiert ist.

Die Sehne ist die Polare des Tangentenschnittpunktes; hat dieser die Koordinaten $x_1 y_1$, so lautet die Gleichung der Polaren:

$$\frac{x x_1}{a^2} + \frac{y y_1}{b^2} = 1.$$

6. Krümmungshalbmesser. Siehe die beiden Konstruktionen für den Punkt P_1 in Fig. 44 (gestrichelt) und Erläuterung unter D, 6; S. 89:

Im Scheitel A ist $\rho = p = \frac{b^2}{a}$; in B : $\rho' = \frac{a^2}{b}$. Konstruktion der beiden Krümmungsmittelpunkte K und K' für die Scheitel A und B in Fig. 44: Lot aus C auf AB_1 ; Schnittpunkte mit x - und y -Achse.

7. Fläche $MBPP'$: $\frac{1}{2} x \cdot y + \frac{1}{2} a \cdot b \cdot \arcsin \frac{x}{a}$; ganze Ellipse $\pi a b$. Umfang s. S. 63.

8. Konstruktionen der Ellipse.

a) Aus den beiden Halbachsen a und b . Fig. 45. Ermittle F und F_1 aus der Bedingung $MF = c = \sqrt{a^2 - b^2}$ und zeichne P aus der Bedingung in 2:

$$r + r_1 = 2a;$$

oder nach 3:

Schlage um M Kreise mit den Halbmessern b , a , $a + b$ und ziehe durch die Schnittpunkte C und D des beliebigen Halbmessers ME Paral-

len zur x - und y -Achse; deren Schnittpunkt ist ein Ellipsenpunkt P ; seine Normale ist EP ; oder:

Bewege einen rechten Winkel so, daß er mit dem einen Schenkel durch den Brennpunkt F_1 , mit dem Scheitel S auf einem Kreise über der großen Hauptachse A_1A läuft, dann hüllt der andere Schenkel die Ellipse ein; den Berührungspunkt P_1 findet man, indem man durch F eine Parallele zu MS zieht oder K mit F verbindet.

Oder:

Bewege die Strecke $a + b$ mit ihren Endpunkten auf den beiden Hauptachsen, dann beschreibt der Teilungspunkt die Ellipse.

b) Aus zwei konjugierten Durchmessern A und B . Ziehe (Fig. 46) im Endpunkte P des einen Durchmessers A die Ellipsentangente PT parallel zum Durchmesser B und mache die Normale PC gleich B ; das Mittellot auf MC schneidet in der Tangente den Punkt Q aus. Ein Kreis um Q mit dem Halbmesser $QM = QC$ bestimmt die beiden Schnittpunkte S_x und S_y der Tangente mit den Hauptachsen x und y .

Ein Kreis über MS_x schneidet auf der Ordinate durch P den Punkt D aus; MD gibt die Länge der großen Halbachse a . Die kleine Halbachse b findet man zu ME aus einem Kreis über MS_y oder nach 3 und 8 a, 2.

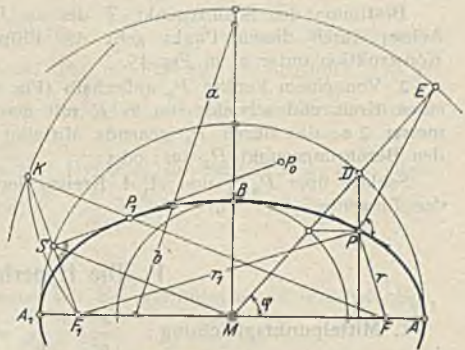


Fig. 45.

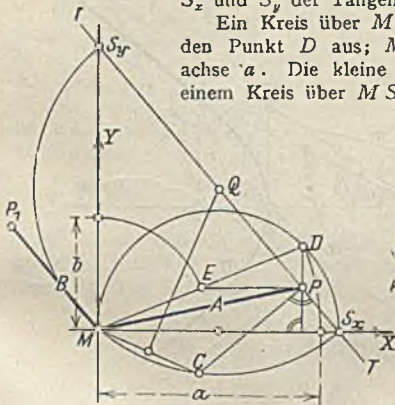


Fig. 46.

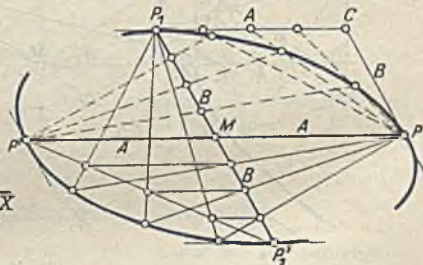


Fig. 47.

Oder:

Ziehe (Fig. 47) in den Endpunkten P und P_1 der beiden Durchmesser die Ellipsentangenten parallel und gleich B und A , teile P_1C und P_1M in gleichviel Teile und ziehe durch die Teilungspunkte Strahlen aus P und P' gemäß den gestrichelten Linien in Fig. 47; die Schnittpunkte entsprechender Strahlen sind Ellipsenpunkte.

Oder:

Teile MP_1' und $P'P_1'$ in entsprechende Teile durch Parallelen zu $P'P$ und ziehe durch die Teilpunkte Strahlen aus P und P_1 gemäß den aus-

gezogenen Linien in Fig. 47. Die Schnittpunkte entsprechender Strahlen sind Ellipsenpunkte.

c) Konstruktion der Tangente.

1. In einem Punkte P der Ellipse (Fig. 44): Halbiere den Winkel der beiden Brennstrahlen, oder:

Bestimme den Schnittpunkt T des zu P affinen Kreispunktes mit der Achse; durch diesen Punkt geht die Ellipsentangente; oder benutze die Konstruktion unter a) in Fig. 45.

2. Von einem Punkte P_0 außerhalb (Fig. 45). Schlage um P_0 mit P_0F_1 einen Kreis und schneide ihn in K mit dem Kreise um F mit dem Halbmesser $2a$; das durch P_0 gehende Mittellot über F_1K schneidet auf KF den Berührungspunkt P_1 aus; oder:

Schlage über P_0F_1 und A_1A Kreise; deren Schnittpunkt S ist ein Punkt der Tangente.

F. Die Hyperbel.

1. Mittelpunktsleichung: $\frac{x^2}{a^2} - \frac{y^2}{b^2} = 1$. Halbachsen (Fig. 48)

$MA = a$, $AB = b$; Brennweite $MF = c = \sqrt{a^2 + b^2}$; Ordinate im

Brennpunkte: Halbparameter $p = \frac{b^2}{a} = a(\varepsilon^2 - 1)$; $\varepsilon = \frac{c}{a}$: numerische Exzentrizität.

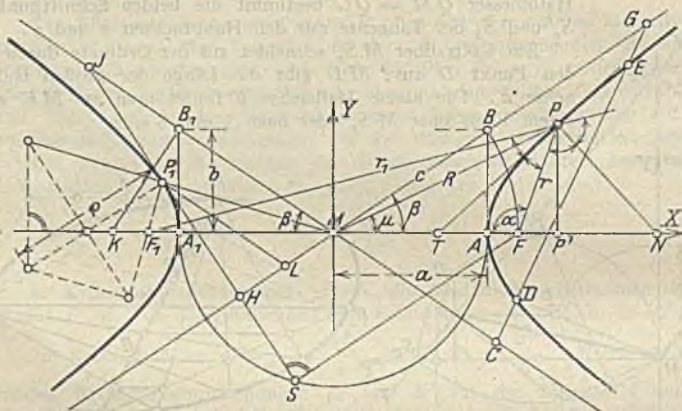


Fig. 48.

2. Polargleichung.

Bezogen auf den Mittelpunkt M : $R^2 = \frac{b^2}{\varepsilon^2 \cos^2 \mu - 1}$, bezogen auf den Brennpunkt F : $r = \frac{p}{1 + \varepsilon \cos \alpha}$.

Die Differenz der Brennstrahlen ist konstant:

$$r_1 - r = 2a \text{ (Konstruktion).}$$

3. Für die konjugierten Durchmesser, die Tangente, die Polare und den Krümmungshalbmesser gelten sinngemäß die Erläuterungen zur Ellipse

unter E, 4, 5, 6; jedoch gibt es keine zur Hyperbel affinen Kreise. Die entsprechenden Gleichungen lauten:

$$\tan \mu \cdot \tan \mu_1 = \frac{b^2}{a^2} \quad R^2 - R_1^2 = a^2 - b^2; \quad \frac{\xi^2}{R^2} - \frac{\eta^2}{R_1^2} = 1:$$

Tangente: $\frac{x x_0}{a^2} - \frac{y y_0}{b^2} = 1$; Polare: $\frac{x x_1}{a^2} - \frac{y y_1}{b^2} = 1$; Krümmungshalbmesser: Konstruktion für Punkt P_1 , s. Fig. 48, im Scheitel: $\rho = p = \frac{b^2}{a}$; das Lot im Punkte B_1 der Asymptote schneidet auf der x -Achse den Krümmungsmittelpunkt K aus.

4. Die Asymptoten berühren die Hyperbel im Unendlichen; ihre Gleichungen lauten: $\frac{x}{a} + \frac{y}{b} = 0$ und $\frac{x}{a} - \frac{y}{b} = 0$. Ihre Neigung ist bestimmt durch $\tan \beta = \frac{b}{a}$.

Gleichung der Hyperbel in bezug auf die Asymptoten als schiefwinklige Achsen:

$$x' \cdot y' = \frac{1}{4} c^2.$$

(Konstruktionen der Hyperbel: Aus $y' = \frac{c^2}{4x'}$ durch Ausrechnung, oder, wenn ein Punkt der Hyperbel gefunden ist, durch Halbierung der Abszisse und Verdoppelung der Ordinate, und umgekehrt.)

Die Abschnitte einer Sehne zwischen Hyperbel und Asymptote sind einander gleich; $CD = EG$. (Konstruktion, wenn ein Punkt gegeben ist.)

Das zwischen den Asymptoten liegende Stück einer Tangente wird in Berührungspunkte halbiert; $JP_1 = HP_1$. Konstruktion der Tangente in P_1 : Ziehe durch P_1 Parallelen zu den Asymptoten und verdopple deren Abschnitte auf diesen: $MH = 2 \cdot ML$.

Der Inhalt des Dreiecks zwischen einer Tangente und den Asymptoten ist konstant. $\triangle JMH = a \cdot b$. (Konstruktion der Hyperbel durch Umhüllung.)

5. Fläche AP_1P' = $\frac{1}{2} x \cdot y - \frac{1}{2} a b \ln \left(\frac{x}{a} + \frac{y}{b} \right)$, s. a. S. 59.

6. Konstruktionen der Hyperbel und ihrer Tangenten, siehe vorstehend unter 2, 3 und 4; weitere Konstruktionen sinngemäß wie unter E, 8 angegeben; siehe endlich auch H, 3.

G. Die allgemeine Gleichung der Kegelschnitte.

Die allgemeine Gleichung zweiten Grades laute in bezug auf rechtwinklige Koordinaten:

$$f(x, y) = a_{11} x^2 + 2 a_{12} x y + a_{22} y^2 + 2 a_{13} x + 2 a_{23} y + a_{33} = 0.$$

Es sei $a_{11} + a_{22} \geq 0$ und

$$D = \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} = a_{13} \cdot D_{13} + a_{23} \cdot D_{23} + a_{33} \cdot D_{33},$$

$$D_{13} = \begin{vmatrix} a_{21} & a_{22} \\ a_{31} & a_{32} \end{vmatrix}, \quad D_{23} = - \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{31} & a_{32} \end{vmatrix}, \quad D_{33} = \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{vmatrix}.$$

worin $a_{12} = a_{21}$ usw.

Ist $D \geq 0$, so stellt obige Gleichung einen Kegelschnitt dar, und zwar
 für $D_{33} < 0$ eine Hyperbel,
 $D_{33} = 0$ eine Parabel,
 $D_{33} > 0$ eine reelle oder imaginäre Ellipse.

1. $D_{33} \approx 0$. Der Mittelpunkt M des Kegelschnitts hat die Koordinaten $x_0 = \frac{D_{13}}{D_{33}}$, $y_0 = \frac{D_{23}}{D_{33}}$.

Verschiebt man das Koordinatensystem nach M , so lautet die Gleichung des Kegelschnittes:

$$a_{11} x'^2 + 2 a_{12} x' y' + a_{22} y'^2 + \frac{D}{D_{33}} = 0.$$

Setzt man $R = +\sqrt{(a_{11} - a_{22})^2 + 4 a_{12}^2}$, so bildet die Achse $2a$ des Kegelschnittes mit der x -Achse den Winkel φ :

$$\sin 2\varphi = -\frac{2 a_{12}}{R}, \quad \cos 2\varphi = -\frac{a_{11} - a_{22}}{R}.$$

Die Länge der Halbachsen folgt aus:

$$a^2 = -\frac{2D}{D_{33}(a_{11} + a_{22} - R)}, \quad b^2 = -\frac{2D}{D_{33}(a_{11} + a_{22} + R)}.$$

2. $D_{33} = 0$. In der Gleichung $f(x, y) = 0$ mache man noch a_{12} positiv, indem man nötigenfalls $-y$ für y einführt. Setzt man

$$k = \frac{a_{13}\sqrt{a_{11} + a_{23}}\sqrt{a_{22}}}{a_{11} + a_{22}},$$

dann ist

die Gleichung der Achse: $L(x, y) \equiv \sqrt{a_{11}} \cdot x + \sqrt{a_{22}} \cdot y + k = 0$,

„ „ der Scheiteltangente: $f(x, y) - L^2(x, y) = 0$,

der Parameter: $p = \sqrt{-D} : \sqrt{(a_{11} + a_{22})^3}$.

H. Parabeln höherer Ordnung.

Für die Parabeln anderer als zweiter Ordnung seien nur einige Konstruktionsverfahren angegeben.

1. Die kubische Parabel (Fig. 49). Gl.: $y^3 = a \cdot x$. Teile OA und AP in gleiche Teile, trage die Teilstrecken von AP von A aus als Sehnen in den Kreis über AP ein, lote die Sehnenendpunkte auf AP und ziehe Strahlen aus O ; diese schneiden auf den entsprechenden Parallelen zur x -Achse durch die OA -Teilpunkte Kurvenpunkte aus.

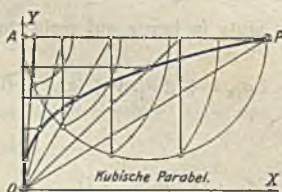


Fig. 49.

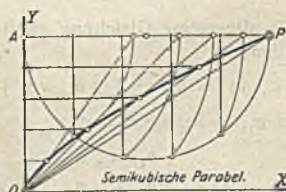


Fig. 50.

2. Die semikubische Parabel (Fig. 50). Gl.: $y^3 = a \cdot x^2$. Vgl. 1. Er-richte in den Teilpunkten von AP Lote bis zum Kreise über AP und trage die Sehnenlängen von A aus auf AP ab; dann wie vorstehend.

3. Allgemeines Verfahren zur Aufzeichnung von Parabeln höherer Ordnung. Für die Aufzeichnung aller Kurven $x = \alpha y^n$ (n reell), also auch für die Hyperbel, gilt das folgende Verfahren: Sind in Fig. 51 die Kurvenpunkte P_1 und P_2 gegeben, so ziehe man die beliebigen Geraden OA und OB und durch P_1 und P_2 die Parallelen zur x - und zur y -Achse. In den so entstehenden Trapezen (schraffiert) ziehe man die Diagonalen und stelle nun parallel zu diesen in jedem der beiden Winkel AOX und BOY eine Zickzacklinie gemäß Fig. 51 her; die so entstehenden Teilungspunkte geben Abszisse und Ordinate weiterer Kurvenpunkte. Siehe auch Abschnitt L.

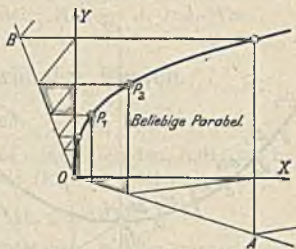


Fig. 51.

J. Die Kettenlinie.

1. Allgemeine Gleichung: $y = \frac{a}{2} \left(e^{\frac{x}{a}} + e^{-\frac{x}{a}} \right) = a \operatorname{Cof} \frac{x}{a}$; die Ordinate ist das arithmetische Mittel aus den Ordinaten der beiden Exponentiallinien (logarithmischen Kurven) $y = a \cdot e^{\frac{x}{a}}$ und $y = a e^{-\frac{x}{a}}$ (siehe Abschnitt L). Die Kettenlinie ist zur y -Achse symmetrisch; ihr Scheitel (tiefster Punkt) hat die Ordinate a (Fig. 52).

Die Gleichung läßt sich auch schreiben:

$$\sqrt{y^2 - a^2} = \frac{a}{2} \left(e^{\frac{x}{a}} - e^{-\frac{x}{a}} \right) = a \operatorname{Sin} \frac{x}{a}.$$

2. Gleichung der Tangente im Punkte $P_0 = (x_0, y_0)$:

$$\frac{y - y_0}{x - x_0} = \tan \alpha = \frac{dy}{dx} = \frac{\sqrt{y_0^2 - a^2}}{a} = \frac{1}{2} \left(e^{\frac{x_0}{a}} - e^{-\frac{x_0}{a}} \right) = \operatorname{Sin} \frac{x_0}{a}.$$

Konstruktion: Schlage über $P_0 P'$ einen Kreis, trage von P' aus a als Sehne $P'T$ ein; $P_0 T$ ist Tangente (T ist ein Punkt der Evolvente).

3. Krümmungshalbmesser: $\rho = \frac{y^2}{a}$.

$$4. \text{ Fläche } OAPP' = F = \frac{1}{2} a^2 \left(e^{\frac{x}{a}} - e^{-\frac{x}{a}} \right) = a^2 \operatorname{Sin} \frac{x}{a} = a \sqrt{y^2 - a^2} \\ = 2 \cdot \Delta PPT = a \cdot L;$$

$$\text{Bogenlänge: } AP = L = \frac{a}{2} \left(e^{\frac{x}{a}} - e^{-\frac{x}{a}} \right) = a \operatorname{Sin} \frac{x}{a} \\ = \sqrt{y^2 - a^2} = PT = AB.$$

5. Parameterdarstellung: Führt man den Neigungswinkel α der Tangente gegen die x -Achse als Parameter ein, so hat man die vorstehenden Gleichungen in folgender Form:

$$x = a \operatorname{Ar} \operatorname{Sin}(\tan \alpha), \quad y = \frac{a}{\cos \alpha}, \quad \rho = \frac{a}{\cos^2 \alpha} = \frac{y}{\cos \alpha}, \\ \tan \alpha = \operatorname{Sin} \frac{x}{a}, \quad F = a^2 \tan \alpha, \quad L = a \tan \alpha.$$

Ferner ist noch:

$$AP'' = y' = y - a = \frac{a}{\cos \alpha} - a = a \tan \alpha \cdot \tan \alpha/2 = L \cdot \tan \alpha/2.$$

6. Konstruktion der Kettenlinie: a) Wenn der Parameter a bekannt ist: Auftragen mit Hilfe der Tafeln der Hyperbelfunktionen, Seite 38, oder nach dem folgenden rein zeichnerischen Verfahren (Fig. 52): Wähle auf der x -Achse die beliebigen Teilpunkte a, b, c, \dots ; die Strecken Aa, Ab, Ac, \dots sind dann die Ordinaten, die Strecken Oa, ab, bc, \dots die im Bogen gemessenen Entfernungen der Kurvenpunkte A, a, b, c, \dots . Für die flachen Teile der Kettenlinien ist dieses Verfahren sehr gut brauchbar; für die steileren Teile (etwa oberhalb von e) wird es etwas ungenau. Die Tangenten in den Punkten A, a, b, c, \dots stehen senkrecht zu den Strahlen AO, Aa, Ab, Ac, \dots ; die Strecken $AO, AR_1, AR_2, AR_3, \dots$, geben die Größe der Krümmungshalbmesse

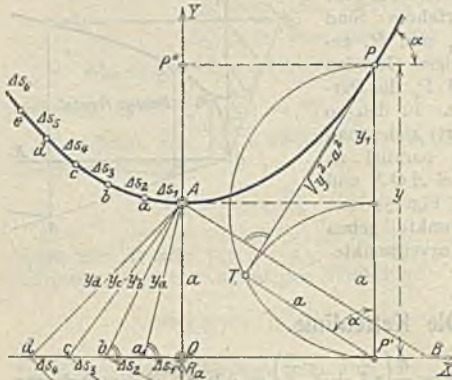


Fig. 52.

der Krümmungshalbmesse in den Punkten A, a, b, c, \dots . b) Wenn der Parameter a nicht bekannt ist: Ist die Länge $2l$ einer Kettenlinie und die Entfernung $2f$ zweier symmetrischer Punkte gegeben, so hat man

$L = a \tan \alpha, \quad x = l = a \operatorname{Ar} \operatorname{Sin}(\tan \alpha),$
und mit der Bezeichnung $\tan \alpha = \operatorname{Sin} \nu$

$$\frac{L}{l} = \frac{\operatorname{Sin} \nu}{\nu}.$$

Durch Probieren findet man aus der Tafel auf Seite 38 oder Seite 40 den entsprechenden Wert ν und daraus $\tan \alpha$ und α . Dann ist:

$$a = \frac{L}{\tan \alpha} = \frac{L}{\operatorname{Sin} \nu} = \frac{l}{\nu}, \quad y = \frac{L}{\sin \alpha}, \quad y' = L \cdot \tan \alpha / 2.$$

Ist die Entfernung $2l$ der symmetrisch gelegenen Punkte und der Durchgang f gegeben, so hat man:

$$x = l = a \operatorname{Ar} \operatorname{Sin}(\tan \alpha) = a \cdot \nu, \quad \frac{f}{l} = \frac{\operatorname{Cos} \nu - 1}{\nu};$$

$$f = y' = \frac{a}{\cos \alpha} - a = a(\sqrt{1 + \tan^2 \alpha} - 1) = a(\sqrt{1 + \operatorname{Sin}^2 \nu} - 1) \\ = a(\operatorname{Cos} \nu - 1).$$

ν ist in gleicher Weise, wie oben, aus der Tafel auf Seite 39 zu bestimmen; dann ist:

$$a = \frac{l}{\nu}, \quad L = l \cdot \frac{\operatorname{Sin} \nu}{\nu}.$$

Wenn die Tafeln (S. 38) der hyperbolischen Funktionen bei zu kleinem ν nicht mehr zu gebrauchen sind, dann kann man stets statt der Kettenlinie den Kreis oder die Parabel annehmen und die Annäherungsformeln Seite 37 und Seite 89 anwenden, letztere ausreichend genau mit nur zwei Summanden.

Es sei noch darauf hingewiesen, daß sich die Kettenlinie, gleich wie die Parabel, auch als Seileck aufzeichnen läßt. Siehe hierüber Abschnitt Mechanik, S. 131. Über die Kettenbrückenlinie siehe Handb. d. Ing.-Wiss.

K. Einige andere, technisch wichtige Kurven.

1. Zyklische Kurven.

a) **Gemeine Zyклоide:** Wenn ein Kreis auf einer Geraden rollt, so beschreibt ein Punkt P des Umfanges die Zyклоide (Fig. 53). Gleichung:

$$x = r(\alpha - \sin \alpha), \quad y = r(1 - \cos \alpha).$$

b) **Verlängerte und verkürzte Zyклоide** entstehen, wenn der erzeugende Punkt P vom Mittelpunkte des rollenden Kreises den Abstand $a \approx r$ hat. Gleichung:

$$x = r\alpha - a \sin \alpha, \quad y = r - a \cos \alpha.$$

c) **Epi- und Hypozyклоide:** Wenn ein Kreis, außen oder innen, auf einem festen Kreise rollt, so beschreibt ein Punkt P seines Umfanges die Epi- oder Hypozyклоide.

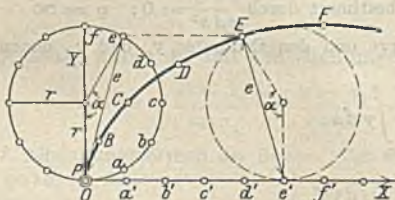


Fig. 53.

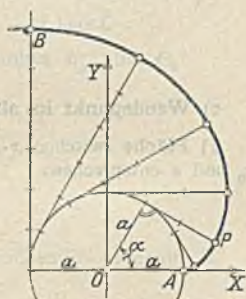


Fig. 54.

d) **Verlängerte und verkürzte Epi- und Hypozyклоide**, wenn der erzeugende Punkt P vom Mittelpunkte des rollenden Kreises den Abstand $a \approx r$ hat.

e) **Kreisevolvente:** Der Endpunkt P eines sich von einem Kreise abwickelnden, gespannten Fadens beschreibt eine Kreisevolvente. (Fig. 54.) Gleichung:

$$x = a(\cos \alpha + \alpha \sin \alpha), \quad y = a(\sin \alpha - \alpha \cos \alpha).$$

2. Spiralen.

a) **Archimedische Spirale:** $r = a \cdot \alpha$.

b) **Hyperbolische Spirale:** $r \cdot \alpha = a$.

c) **Logarithmische Spirale:** $r = a e^{m\alpha}$.

3. Lemniskate.

$$(x^2 + y^2)^2 = a^2(x^2 - y^2),$$

$$r = a \sqrt{\cos 2\alpha}.$$

Das Produkt der Abstände des Punktes P von den beiden festen Punkten F_1 und F_2 ist stets gleich $\frac{1}{2} a^2$. (Fig. 55.)

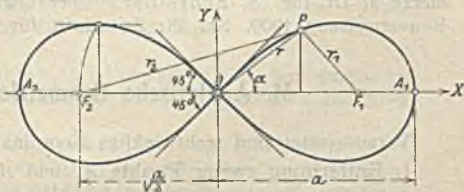


Fig. 55.

L. Die Untersuchung und Auftragung von Kurven.

Gleichung: $y = f(x)$ oder $F(x, y) = 0$, oder in Parameterdarstellung: $x = \varphi(t)$, $y = \psi(t)$. Zur Untersuchung einer gegebenen Funktion und zur Darstellung der entsprechenden Kurve entscheidet man über die Symmetrie der Kurve, bestimmt ihre Schnittpunkte mit den Achsen ($y = 0$ und $x = 0$) und etwaige Größt- und Kleinstwerte (S. 73).

a) Gleichung der Tangente im Punkte (x_0, y_0) :

$$(y - y_0) = \left(\frac{dy}{dx}\right)_0 (x - x_0) \quad \text{oder:} \quad -\left(\frac{\partial F}{\partial x}\right)_0 (x - x_0) = \left(\frac{\partial F}{\partial y}\right)_0 (y - y_0).$$

b) Krümmungshalbmesser im Punkte (x_0, y_0) :

$$\rho = \frac{\left\{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right\}^{\frac{3}{2}}}{d^2 x^2}, \quad \text{worin } x_0 \text{ und } y_0 \text{ einzusetzen sind.}$$

c) Wendepunkt im allgemeinen bestimmt durch $\frac{d^2 y}{dx^2} = 0$; $\rho = \infty$.

d) Fläche zwischen x -Achse, Kurve und den Ordinaten y_0 und y , denen x_0 und x entsprechen:

$$F = \int_{x_0}^x y dx.$$

e) Bogenlänge: $s = \int_{x_0}^x \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx.$

Daß man beim Auftragen und Untersuchen von Kurven mit Vorteil Millimeterpapier verwendet, ist schon mehrfach hervorgehoben worden. Für viele Fälle empfiehlt sich die Benutzung logarithmisch geteilter Papiere, d. h. solcher, die nach Art der Millimeterpapiere in einer oder in beiden Richtungen mit logarithmischer Teilung bedruckt sind. Sie bieten den großen Vorteil, daß sich auf ihnen zwei Arten von Kurven, die technisch viel gebraucht werden, als gerade Linien darstellen. Es sind dies: auf Logarithmenpapier mit einer logarithmischen Teilung alle Kurven von der Form $y = a \cdot e^{kx}$ oder $ky = \ln \frac{x}{a}$, je nach der Benutzung des Papiers, und auf Logarithmenpapier mit logarithmischer Teilung in beiden Richtungen alle Kurven von der Form $y = a \cdot x^k$, also alle einfachen und höheren Parabeln und die Hyperbel. Näheres und Beispiele hierzu s. Dr.-Ing. A. Schreiber, Über Logarithmenpapiere. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1909, Nr. 88; Zeitschrift für Vermessungswesen 1910, Nr. 4.

M. Analytische Geometrie des Raumes.

Vorausgesetzt sind rechtwinklige Koordinaten.

1. Entfernung zweier Punkte A_1 und A_2 :

$$s = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2 + (z_2 - z_1)^2}$$

2. Richtungswinkel α , β , γ der Verbindungslinie der beiden Punkte A_1 und A_2 (Neigung gegen die positiven Richtungen der x -, y - und z -Achse)

$$\cos \alpha = \frac{x_2 - x_1}{s}, \quad \cos \beta = \frac{y_2 - y_1}{s}, \quad \cos \gamma = \frac{z_2 - z_1}{s}.$$

3. Der Winkel θ zwischen den beiden Richtungen $R_1 = (\alpha_1 \beta_1 \gamma_1)$ und $R_2 = (\alpha_2 \beta_2 \gamma_2)$:

$$\cos \theta = \cos \alpha_1 \cos \alpha_2 + \cos \beta_1 \cos \beta_2 + \cos \gamma_1 \cos \gamma_2.$$

4. Stellungswinkel C der Ebene, die durch zwei Gerade mit den Richtungen R_1 und R_2 bestimmt ist. = Richtungswinkel ihrer Normalen gegen die x -Achse:

$$\sin \theta \cos C = \begin{vmatrix} \cos \alpha_1 & \cos \beta_1 \\ \cos \alpha_2 & \cos \beta_2 \end{vmatrix}, \quad \text{desgl. für } A \text{ und } B.$$

5. Kürzester Abstand der beiden Geraden durch $P_1 = (x_1 y_1 z_1)$ mit den Richtungen R_1 und durch $P_2 = (x_2 y_2 z_2)$ mit den Richtungen R_2 :

$$a = (x_2 - x_1) \cos A + (y_2 - y_1) \cos B + (z_2 - z_1) \cos C.$$

6. Gleichungen der Geraden durch die beiden Punkte P_1 und P_2 :

$$\frac{x - x_1}{x_2 - x_1} = \frac{y - y_1}{y_2 - y_1} = \frac{z - z_1}{z_2 - z_1}.$$

7. Desgl. durch P_1 mit den Richtungen R_1 :

$$\frac{x - x_1}{\cos \alpha_1} = \frac{y - y_1}{\cos \beta_1} = \frac{z - z_1}{\cos \gamma_1}.$$

8. Gleichungsformen der Ebene. Vgl. die Erläuterungen im Abschnitt B, die gerade Linie.

$$A x + B y + C z + D = 0, \quad \text{abgekürzt: } E = 0; \quad \frac{x}{a} + \frac{y}{b} + \frac{z}{c} = 1;$$

$$x \cos \alpha + y \cos \beta + z \cos \gamma - d = 0.$$

VII. Darstellende Geometrie.

Perspektive.

Zweck: Darstellung eines Körpers, so wie ihn ein Beschauer mit einem Auge sieht.

Verfahren: Körper im Grundriß $1', 2', 3', 4', 5'$, im Aufriß in Grundfläche und in oberer Fläche $1''$ bis $5''$ dargestellt. Wähle Bildebene \perp Grundrißebene, z. B. so wie in Abb. 56 parallel Kante 1—2 des Körpers. Auge in O ; Grundriß O' , Aufriß O'' . Ziehe von O aus nach allen Ecken des Körpers Sehstrahlen; deren Durchstoßpunkte mit der Bildebene geben in dieser das perspektivische Bild des Körpers (Zentralprojektion). — Aufriß O'' des Auges O heißt Augenspunkt; er liegt in Bildebene. Wagerechte durch O'' heißt Horizont; sie ist der Schnitt einer wagerechten Ebene durchs Auge mit der Bildebene.

Sätze (vgl. Abb. 56 und 57):

1. Alle zur Bildebene parallelen, horizontalen Geraden erscheinen im perspektivischen Bilde parallel zum Horizont. Kanten 1—2 und 3—4 unten und oben.

2. Alle Lotrechten erscheinen als Senkrechte zum Horizont.

3. Alle zur Bildebene parallelen Figuren ergeben im perspektivischen Bilde ähnliche Figuren; alle in der Bildebene liegenden Figuren erscheinen im perspektivischen Bilde in wirklicher Größe.

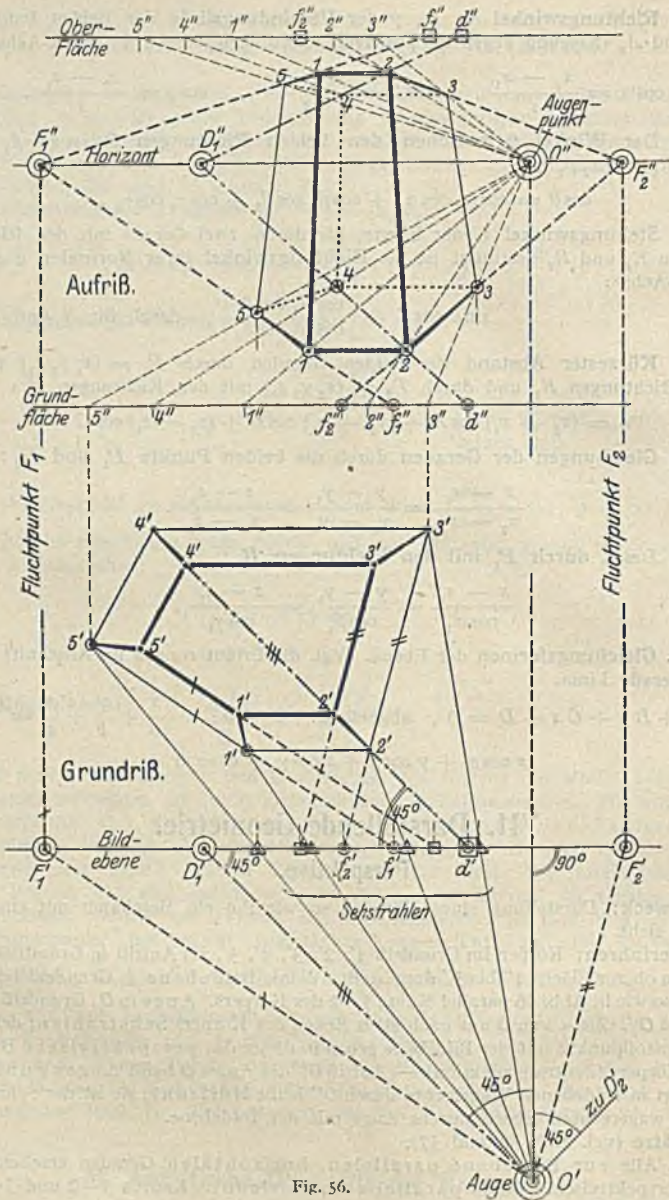


Fig. 56.

4. Alle zur Bildebene senkrechten Geraden gehen im perspektivischen Bilde durch den Augenkpunkt O'' . Z. B. $5''5''$ (Grundriß), Bild $5''5$ geht durch O'' ; desgleichen für 4, 3 usw. in Abb. 56 durchgeführt.

Parallele durch O zu allen diesen zur Bildebene senkrechten Geraden er-

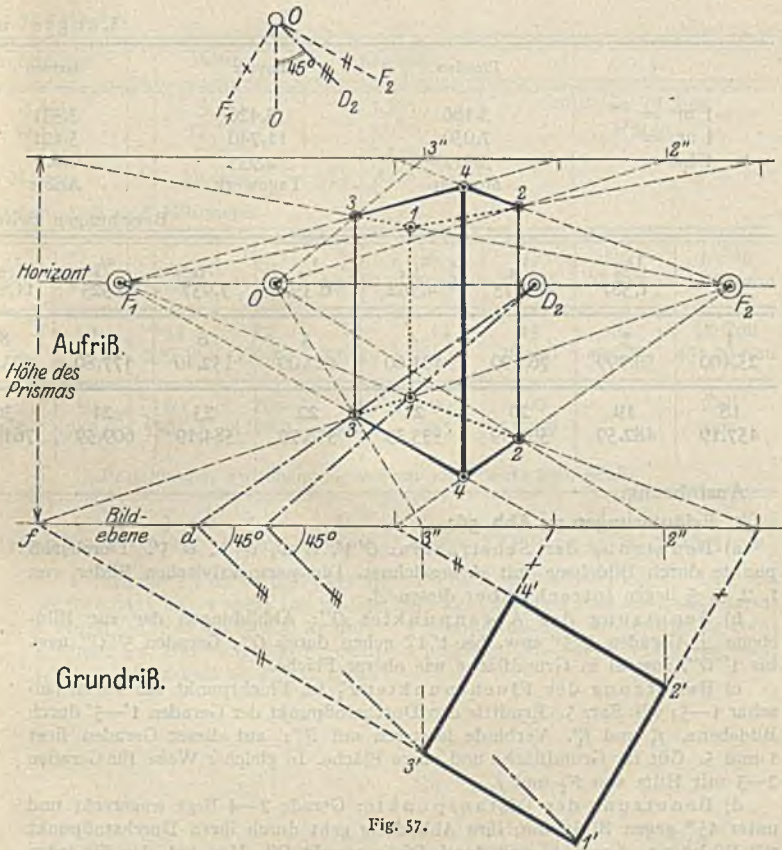


Fig. 57.

gibt O'' ; dieses ist die Abbildung des unendlich fernen Punktes sämtlicher Senkrechten zur Bildebene.

5. Eine horizontale Schar von parallelen Geraden ergibt im perspektivischen Bilde eine Schar von Geraden, die sich in einem Punkte, dem Fluchpunkte, schneiden. Z. B. Geraden 2—3 oben und unten, Fluchpunkt F_2'' ; desgleichen F_1'' für Geraden 1—5 oben und unten.

Fluchpunkt ist die perspektivische Abbildung des unendlich fernen Punktes der Parallelschar.

Den Fluchpunkt findet man, indem man durch O die Parallele zu der abzubildenden Parallelschar zieht, als deren Durchstoßpunkt auf dem Horizont $O'F_1'' \parallel 1'-5'$; $O'F_2'' \parallel 2'-3'$.

6. Die Fluchpunkte der beiden horizontalen Parallelscharen, die unter 45° gegen die Bildebene geneigt sind, heißen Distanzpunkte. Punkt D_1'' für Geraden $2'-4'$; der andere, D_2'' , ist nicht gezeichnet, im Grundriß aber angedeutet.

Ermittlung der Distanzpunkte: Ziehe durch O' die 45° -Linie. Oder trage von O'' aus auf dem Horizonte nach links und rechts die Entfernung (Distanz) des Auges von der Bildebene auf; $O''D_1'' = O''D_2''$.

7. Augenpunkt und Distanzpunkte sind zwei besondere Arten von Fluchpunkten, im übrigen aber wie diese zu benutzen.

Längen- und Flächenmaße.

	Preußen	Bayern	Sachsen	Württemberg	Baden	England	
1 m =	3,186	3,426	3,531	3,491	3,333	3,281	Fuß zu 12 Zoll
1 ar =	7,050	11,740	5,421	12,184	11,111	3,954	□ Ruten
1 ha =	3,917 Morgen	2,935 Tagewerk	1,807 Acker	3,173 Morgen	2,778 Morgen	2,471 Acre	

Beziehungen zwischen englischem Zoll und Millimeter.

	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{3}{16}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{5}{16}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{7}{16}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{9}{16}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{11}{16}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{15}{16}$	1 Zoll
	1,587	3,175	4,762	6,350	7,937	9,525	11,111	12,700	14,287	15,875	17,462	19,050	20,637	22,225	23,812	25,400 mm
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17 Zoll
25,400	50,799	76,199	101,60	127,00	152,40	177,80	203,2	228,60	254,00	279,39	304,79	330,19	355,59	380,99	406,39	431,79 mm
18	19	20	21	22	23	24	30	40	50	60	70	80	90	100	—	Zoll
457,19	482,59	507,99	533,39	558,79	584,19	609,59	761,9	1016,0	1270,0	1524,0	1778,0	2032,0	2285,9	2539,9		mm

Beziehungen zwischen englischem und deutschem Maß.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	Fuß
30479	0,60959	0,91438	1,21928	1,52397	1,82877	2,13356	2,43836	2,74315	m

1 Yard = 3 Fuß = 0,914383 m; 1 Pfund = 0,453593 kg; 1 long ton = 1016,0475 kg; 1 short ton = 907,1853 kg; 1 Pfund/Fuß = 1,4882 kg/m; 1 Pfund Qu.-Fuß = 4,8826 kg/qm; 1 Pfund/Kub.-Fuß = 16,0196 kg/cbm; 1 Pfund/Qu.-Zoll = 0,0703 kg/qcm; 1 long ton/Qu.-Zoll = 157,49 kg/qcm; 1 long ton/Qu.-Fuß = 10,937 t/qm.

Ausführung.

1. Erläuterungen zu Abb. 56:

a) Benutzung der Sehstrahlen: $O'1', O'2', O'3', O'5'$. Durchstoßpunkte durch Bildebene mit Δ bezeichnet. Die perspektivischen Bilder von 1, 2, 3, 5 liegen lotrecht über diesen Δ .

b) Benutzung des Augenpunktes O'' : Abbildungen der zur Bildebene \perp Geraden $5'5''$ usw. bis $1'1''$ gehen durch O'' ; Geraden $5''O''$ usw. bis $1''O''$, sowohl in Grundfläche wie oberer Fläche.

c) Benutzung der Fluchtpunkte: F_1 ist Fluchtpunkt für Parallelschar 1—5; vgl. Satz 5. Ermittle den Durchstoßpunkt der Geraden $1'—5'$ durch Bildebene, f_1' und f_1'' . Verbinde letzteren mit F_1'' ; auf dieser Geraden liegt 1 und 5. Gilt für Grundfläche und obere Fläche. In gleicher Weise für Geraden 2—3 mit Hilfe von F_2 und f_2 .

d) Benutzung der Distanzpunkte: Gerade 2—4 liegt wagerecht und unter 45° gegen Bildebene; ihre Abbildung geht durch ihren Durchstoßpunkt mit Bildebene, d' und d'' und durch Distanzpunkt D_1' . Man hat also für jeden Punkt in Abb. 56 dreifache Konstruktion.

2. Erläuterungen zu Abb. 57:

a) Wenn Auge O ungünstig liegt, also Benutzung der Sehstrahlen unbequem wird, so kann man nach Vorstehendem auch ohne diese konstruieren: Benutzung des Augenpunktes und der Flucht- und Distanzpunkte, je nachdem, was am günstigsten liegt.

b) In Abb. 57 steht der Körper vor der Bildebene, das Auge O ist hinter ihr liegend zu denken. (Als O_0 um Horizont nach oben umgelegt!) Das perspektivische Bild ist aber der Einfachheit halber nicht von O , sondern von vorn aus gesehen dargestellt (Spiegelbild des Bildes aus O).

c) Sonst Konstruktion wie oben beschrieben: z. B. für Punkt 3: Lotrechte zur Bildebene $3'3''$; ihr Bild geht durch $3''$ und Augenpunkt O . — Flucht 1—3, Durchstoßpunkt f in Bildebene; Bild durch f und durch Fluchtpunkt F_3 . — Flucht 3—4 desgleichen durch F_1 . — 45° -Linie durch 3 gibt Durchstoßpunkt d ; Bild geht durch d und D_2 . — Man kann also auch hier jeden Punkt mehrfach ermitteln.

d) Es sei noch darauf hingewiesen, daß die Geraden $O_0 1'$ bis $O_0 4'$ durch die Bildpunkte 1 bis 4 der Grundfläche gehen; für die obere (Deck-) Fläche des Prismas gilt die entsprechende Beziehung, wenn man das Auge um den Horizont nach unten umlegt und den Grundriß der Deckfläche oberhalb des Aufrisses zeichnet.

Mechanik.

Bearbeitet von

Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler,
Ord. Professor a. d. Bergakademie in Freiberg i. S.

I. Statik.

Man unterscheidet an einem Körper äußere und innere Kräfte; äußere: Belastung, Stützkräfte; innere: Spannkkräfte, Festigkeits- und Kohäsionskräfte, meist jedoch als Spannungen benutzt.

Eine Kraft ist bestimmt durch ihre Größe und die Lage ihrer Wirkungslinie und durch ihren Wirkungssinn (ihre Richtung, ihr Vorzeichen) auf dieser. In der Wirkungslinie kann man den Angriffspunkt der Kraft verschieben. Liegen die Wirkungslinien der Kräfte in einer Ebene, so nennt man diese die Kraftebene, und das System der Kräfte eben. Zwei Kräfte sind im Gleichgewicht, wenn sie dieselbe Wirkungslinie haben und gleich groß, aber entgegengesetzt gerichtet sind.

Die Mittelkraft (Resultierende) mehrerer Kräfte ist diesen gleichwertig, übt dieselbe Wirkung aus wie diese. Man kann die Gesamtwirkung der sämtlichen Kräfte durch die ihrer Mittelkraft voll ersetzen. Zwei Kräftegruppen sind gleichwertig, wenn sie zwei gleiche, auf derselben Wirkungslinie liegende Mittelkräfte ergeben; sie sind im Gleichgewicht, wenn ihre beiden Mittelkräfte im Gleichgewicht sind.

Maßeinheit der Kraft im technischen Maßsystem: t, kg oder g; im absoluten Maßsystem: 1 dyn = 1 gmsec⁻². 1 kg ist das Gewicht (die Größe der Erdanziehungskraft) von 1 l destilliertem Wasser von 4° C in Paris.

Die an einem Körper wirkenden Kräfte sind im Gleichgewicht, wenn sie keine Bewegung des Körpers erzeugen oder seine vorhandene Bewegung nicht ändern, d. h. wenn sie keine Wirkung ausüben oder bei einer beliebig gerichteten, gedachten Bewegung des Körpers keine Arbeit leisten.

Wenn z. B. ein Fachwerkträger belastet wird, so biegt er sich so weit durch, d. h. bewegt er sich so lange, bis die infolge der Durchbiegung (Formänderung) entstehenden und mit ihr wachsenden inneren Kräfte den Lasten das Gleichgewicht zu halten vermögen.

A. Zusammensetzung und Zerlegung der Kräfte; Gleichgewicht der Kräfte.

1. Kräfte in einem Punkte.

a) In der Ebene: Mittelkraft R zweier Kräfte P_1 und P_2 wird zeichnerisch als Diagonale des Kräfteparallelogrammes (Fig. 1) gefunden; rechnerisch:

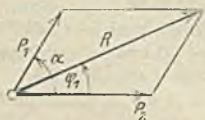


Fig. 1.

$$R = \sqrt{P_1^2 + P_2^2 + 2 P_1 P_2 \cos \alpha};$$

$$\tan \varphi_1 = \frac{P_1 \cdot \sin \alpha}{P_2 + P_1 \cdot \cos \alpha}.$$

P_1 und P_2 heißen Seitenkräfte (Komponenten) von R . Stehen P_1 und P_2 aufeinander senkrecht, so ist

$$R = \sqrt{P_1^2 + P_2^2}; \quad \tan \varphi_1 = \frac{P_1}{P_2}.$$

Kräfte in einer Geraden werden algebraisch addiert unter Beachtung ihres Vorzeichens. Zerlegung von R in Seitenkräfte nach den Richtungen von P_1 und P_2 am besten zeichnerisch gemäß vorstehendem oder nach den Formeln:

$$P_1 = R \cdot \frac{\sin \varphi_1}{\sin \alpha}, \quad P_2 = R \cdot \frac{\sin(\alpha - \varphi_1)}{\sin \alpha}.$$

$$\text{Bei } \alpha = 90^\circ: P_1 = R \sin \varphi_1, \quad P_2 = R \cos \varphi_1.$$

Mittelkraft R mehrerer Kräfte $P_1, P_2 \dots P_n$. Zerlege jede Kraft in Seitenkräfte nach den Richtungen der Achsen eines beliebigen rechtwinkligen Koordinatensystems (Fig. 2): $X = P \cdot \cos \alpha$, $Y = P \cdot \sin \alpha$; dann ist:

$$X_r = \Sigma X, \quad Y_r = \Sigma Y, \quad R = \sqrt{X_r^2 + Y_r^2},$$

$$\cos \alpha_r = \frac{X_r}{R}, \quad \sin \alpha_r = \frac{Y_r}{R}$$

Gleichgewicht besteht, wenn $R = 0$, d. h.

$X_r = 0$, $Y_r = 0$. In einem Punkte angreifende Kräfte einer Ebene sind im Gleichgewicht, wenn die Summe ihrer Projektionen in zwei beliebigen Richtungen Null ergibt.

Zeichnerisch wird die Mittelkraft aus einem Kräfteck gefunden. Das ist ein Linienzug, in dem

alle Kräfte der gegebenen Kräftegruppe durch Strecken in gleichem Maßstabe in beliebiger Reihenfolge aufgetragen sind. Die Pfeile, die den Richtungssinn (das Vorzeichen) der Kräfte angeben, müssen durch das ganze Kräfteck in gleichem Sinne weiterlaufen; vgl. Fig. 3; die Kräfte 2, 4, 6, 1, 7, 5, 3. Es wäre falsch, die Kraft 4 z. B. links von 2 anzusetzen.

Die Größe der Mittelkraft ist gleich der Strecke vom Anfangspunkte der ersten bis zum Endpunkte der letzten Kraft; in Fig. 3 Mittelkraft R gleich Strecke op . Die Richtung der Mittelkraft ist dem Sinne des Kräftezuges entgegengesetzt.

Wenn eine Kräftegruppe im Gleichgewichte sein soll, so müssen ihre sämtlichen Kräfte ein geschlossenes Kräfteck bilden, in dem alle Pfeile in gleichem Sinne unlaufen. Es sind in Fig. 3 im Gleichgewicht die Kräfte 2, 4, 6, 1, 7, 5, 3 und die Kraft R mit entgegengesetztem Sinne.

b) **Im Raume:** Zusammensetzung und Zerlegung nach den Formeln:

$$X_r = \Sigma X, \quad Y_r = \Sigma Y, \quad Z_r = \Sigma Z;$$

$$R = \sqrt{X_r^2 + Y_r^2 + Z_r^2}; \quad \cos \alpha_r = \frac{X_r}{R}, \quad \cos \beta_r = \frac{Y_r}{R}, \quad \cos \gamma_r = \frac{Z_r}{R}$$

Gleichgewicht, wenn X_r, Y_r und $Z_r = 0$. Zeichnerisch mittels des Kräftecks, das dann windschief und in seinen Projektionen darzustellen ist.

Eine Kraft R in der Ebene läßt sich nur in 2, eine Kraft im Raume nur in 3 sich mit R in einem Punkte schneidende Seitenkräfte zerlegen. 3 Kräfte

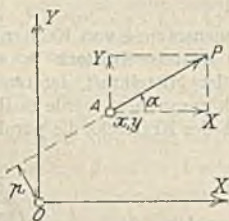


Fig. 2.



Fig. 3.

in der Ebene können nur im Gleichgewicht sein, wenn sie sich in einem Punkte schneiden.

2. Kräfte mit verschiedenen Angriffspunkten.

a) In der Ebene: Rechnerisch Zerlegung der P in Seitenkräfte parallel den Koordinatenachsen wie vorstehend gemäß Fig. 2; Koordinaten der Angriffspunkte x, y . Mittelkraft R nach Größe und Richtung aus:

$$X_r = \Sigma X, \quad Y_r = \Sigma Y, \quad R = \sqrt{X_r^2 + Y_r^2}, \quad \cos \alpha_r = \frac{X_r}{R}, \quad \sin \alpha_r = \frac{Y_r}{R};$$

die Lage von R bestimmt sich aus Momentengleichung in Bezug auf O :

$$M_r = \Sigma M = \Sigma(P \cdot p) = \Sigma(X \cdot y - Y \cdot x) = R \cdot r = X_r \cdot y_r - Y_r \cdot x_r;$$

p, r Abstände der Kräfte P, R von O . Statt dessen können die Koordinaten der Angriffspunkte der P und R benutzt werden. Da R auf seiner Wirkungslinie verschoben werden darf, so kann man nicht x_r und y_r berechnen, sondern nur eins von beiden nach beliebiger Annahme des anderen (Gleichung der Wirkungslinie). Gleichgewicht, wenn $X_r = 0, Y_r = 0, M_r = 0$.

Beliebige Kräfte in der Ebene sind im Gleichgewicht, wenn die Summe ihrer Projektionen in zwei beliebigen Richtungen und ihr Moment in bezug auf einen beliebigen Punkt der Ebene gleich Null ist; oder auch, wenn ihr Moment in bezug auf drei beliebige Punkte der Ebene gleich Null ist. Benutzung dieser letzteren Form der Gleichgewichtsbedingung siehe unten: Momentenverfahren von Ritter.

Zeichnerische Zusammensetzung von Kräften in der Ebene (ohne gemeinschaftlichen Angriffspunkt) mittels Kräfteck (s. ob.) und Seileck. Ersteres gibt Größe und Richtung der Mittelkraft, letzteres ihre Lage. Trage (Fig. 4) die Kräfte 1—4 im Kräfteck zusammen, wähle in ihm den Pol O beliebig, ziehe zu den Polstrahlen $BCDEA$ des Kräftecks die parallelen Seileckseiten $BCDEA$,

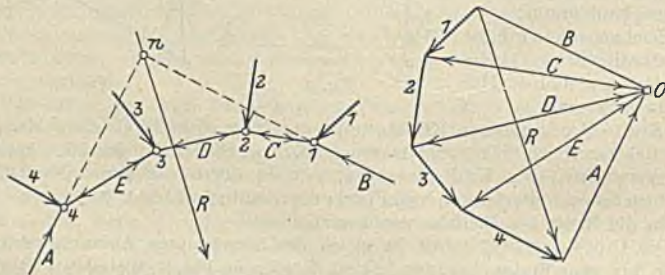


Fig. 4.

dabei von B oder von A ausgehend. Sie schneiden die Wirkungslinien der Kräfte 1, 2, 3, 4. Der Schnittpunkt n der ersten und letzten Seileckseite (A und B) gibt einen Punkt der Wirkungslinie der Mittelkraft R , deren Richtung und Größe durch Kräfteck gegeben. Es sind im Gleichgewicht, da sie je ein geschlossenes Kräfteck bilden und im Seileck sich je in einem Punkte schneiden: B und A mit R ; B und C mit 1; C und D mit 2; D und E mit 3; E und A mit 4. Somit auch 1 bis 4 mit B und A ; deshalb ist R die Mittelkraft der Kräfte 1 bis 4. Der Seilzug im Seileck muß dieselbe Reihenfolge von einer Kraft zur anderen einhalten, wie die Kräfte im Kräfteck folgen.

Das Seileck kann man als eine bewegliche Stabverbindung ansehen aus den Stäben B, C, D, E, A , die in den Knotenpunkten 1 bis 4 gelenkig verbunden sind. Die Stäbe erfahren gemäß Fig. 4 Druck, bei umgekehrtem Sinn der Lasten Zug. Weiteres über Seilecke vgl. S. 131 Abschn. Seilecke, Seillinien.

Eine Kräftegruppe in der Ebene ist im Gleichgewicht, wenn

1. ihre Kräfte sich zu einem geschlossenen Kräfteck zusammensetzen lassen, in dem der Richtungspfeil aller Kräfte in gleichem Sinne umläuft,
2. sich zu einem beliebigen Pole O des Kräftecks ein geschlossenes Seileck zwischen den Wirkungslinien der Kräfte zeichnen läßt. Vgl. Fig. 6. Kräfte $A P_1 P_2 B$ im Gleichgewicht; geschlossenes Kräfteck. — Seileck $s 1 2 3 s$ ebenfalls geschlossen.

Schließt sich das Kräfteck, d. h. $R = 0$, aber nicht das Seileck, so ist die Kräftegruppe ein Kräftepaar. Weiteres s. S. 110 und Fig. 10.

Parallele Kräfte: Rechnerisch $R = \Sigma P$; $R \cdot r = \Sigma(P \cdot \rho)$. Die Mittelkraft zweier paralleler, gleich gerichteter Kräfte liegt zwischen diesen, die von ungleich gerichteten Kräften außerhalb beider Wirkungslinien auf der Seite der größeren Kraft. Im allgemeinen ist das rechnerische Verfahren für parallele Kräfte das einfachere; zeichnerisch mittels Kraft- und Seileck. Desgleichen die Zerlegung.

Zerlegung von Kräften sinngemäß nach vorstehendem rechnerisch oder zeichnerisch.

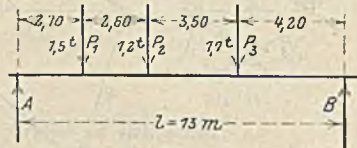


Fig. 5.

Beispiel: Ermittlung der Stützendrücke A und B eines Balkens auf zwei Stützen (Fig. 5) unter Lasten P_1 , P_2 und P_3 . Zunächst denkt man sich die Mittelkraft R der Lasten berechnet und zerlegt diese dann wieder in die beiden Seitenkräfte auf den Wirkungslinien von A und B . Ermittlung von R : $R = \Sigma P = 1,5 + 1,2 + 1,7 = 4,4$ t; als Momentenpunkt wählt man am günstigsten einen Punkt auf A oder B , weil dann das Moment der einen Stützkraft gleich Null wird und diese also aus der Gleichung entfällt. In bezug auf einen Punkt auf B ist:

$$R \cdot r = \Sigma(P \cdot \rho), \quad 4,4 \cdot r = 1,5 \cdot 10,3 + 1,2 \cdot 7,7 + 1,7 \cdot 4,2 = 31,83 \text{ mt}; \quad r = \frac{31,83}{4,4} = 7,24 \text{ m.}$$

Zerlegung von R in A und B : $-A - B + R = -A - B + \Sigma P = 0$; oder: $A + B = R = \Sigma P$. Momentengleichung wieder in bezug auf einen Punkt auf B : $A \cdot l - R \cdot r = A \cdot l - \Sigma(P \cdot \rho) = 0$; $A = \frac{1}{l} \Sigma(P \cdot \rho) = \frac{31,83 \text{ mt}}{13,0} = 2,45$ t; $B = \Sigma P - A = 4,4 - 2,45 = 1,95$ t. Wie man sieht, kann die Zwischenrechnung für R und r ganz entfallen.

Zeichnerisch gemäß Fig. 6. Ziehe zu den Kräften P_1 und P_2 das Seileck 1, 2, 3. Dessen erste und letzte Seileckseite ergeben R ; sie sind als Kräfte mit R im Gleichgewicht. Will man P_1 und P_2 , d. h. also R nach den Stützkräften A und B zerlegen,

so bringt man deren Wirkungslinien mit 1 und 3 zum Schnitt und zieht durch diese beiden Schnittpunkte die Schlußlinie s des Seilecks. Es bilden dann ein geschlossenes Seileck die Seileckseiten $s 1 2 3 s$;

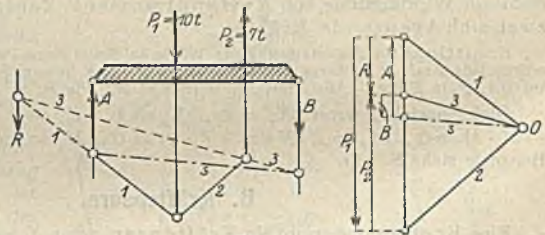


Fig. 6.

gruppe $P_1 P_2 B A$ ist somit im Gleichgewicht; das zugehörige geschlossene Kräfteck ergibt sich, wenn man im Kräfteck durch O die Schlußlinie s zieht; diese bestimmt die Größe der Stützkräfte A und B so, daß das Kräfteck R, B, A bzw. P_1, P_2, B, A sich schließt.

Dasselbe gilt, wenn Lasten außerhalb der Wirkungslinien der Stützkräfte A und B angreifen (überkragende Enden eines Trägers); in jedem Falle sind die Wirkungslinien der Stützkräfte A und B mit der ersten und letzten Seileckseite zum Schnitt zu bringen und durch diese beiden Schnittpunkte die Schlußlinie zu ziehen.

Eine Kraft in der Ebene läßt sich nach drei Richtungen zerlegen, wenn sich von den vier Kraftlinien nicht mehr als zwei in einem Punkt

schneiden. Verfahren hierzu zeichnerisch nach Culmann oder rechnerisch nach dem Momentenverfahren von Ritter.

Culmannsches Viereck (Fig. 7). Man denke sich R nach P_1, P_2, P_3 zerlegt. Dann müssen einerseits die Mittelkraft Z aus R und P_3 , die durch a geht, und andererseits die Mittelkraft Z' aus P_1 und P_2 , die durch b geht, im Gleichgewicht sein. Wirkungslinie von Z also ab . Somit Zerlegung von R nach P_3 und Z , und des letzteren nach P_2 und P_1 . Da R die Mittelkraft von P_1, P_2 und P_3 , so geht im Kräfteck der Pfeil von R entgegen denen von P_1 bis P_3 .

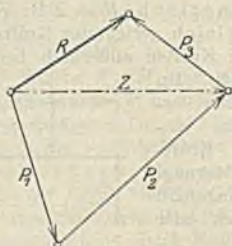
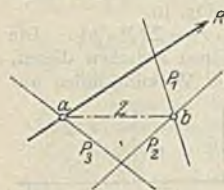


Fig. 7.

Gleicher Sinn aller 4 Kräfte bei Gleichgewicht.

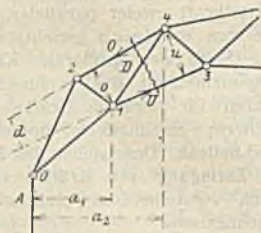


Fig. 8.

Momentenverfahren von Ritter: Aufstellung der Gleichgewichtsbedingungen für die Ebene als 3 Momentengleichungen für 3 beliebige Punkte; vgl. S. 108, 2 a.

Beispiel: Die Stabkräfte O, U, D des Trägers in Fig. 8 müssen mit der Stützkraft A im Gleichgewicht sein; um sie zu bestimmen, zerlegt man A nach vorstehendem in die drei Richtungen von O, U und D . Die Momentenpunkte wählt man so, daß in jeder Gleichung nur eine der Unbekannten vorkommt; z. B. lautet in bezug auf Punkt I die Gleichung der Momente:

$$A \cdot a_1 - O \cdot o = 0, \quad O = A \cdot \frac{a_1}{o}; \quad \text{Punkt } J: \quad A \cdot a_2 - U \cdot u = 0, \quad U = A \cdot \frac{a_2}{u}.$$

Zur Berechnung von D nach vorstehendem müßte man den Schnittpunkt d von O und U als Momentenpunkt benutzen; wenn dieser ungünstig liegt, so stellt man zweckmäßig die Gleichung etwa für Punkt 3 auf und benutzt das schon berechnete O .

b) Im Raume: Ein System räumlicher Kräfte läßt sich ersetzen: entweder durch eine Kraft R und ein Moment M (Kräftepaar) in einer Ebene senkrecht zur Wirkungslinie von R : Hauptmoment, Zentralachse; oder durch zwei sich kreuzende Kräfte.

Ermittlung für den letzteren Fall: Wähle im Raum einen Punkt A und eine Ebene E ; zerlege jede Kraft P in ihrem Durchstoßpunkte D mit E in zwei Seitenkräfte, von denen P_a auf DA , P_e in E liegt. Alle Kräfte P_a werden zu R_a , alle P_e zu R_e zusammengesetzt.

Gleichgewicht, wenn $X_r = 0, Y_r = 0, Z_r = 0$ und $M_x = \sum(Z \cdot y - Y \cdot z) = 0, M_y = \sum(X \cdot z - Z \cdot x) = 0, M_z = \sum(Y \cdot x - X \cdot y) = 0$. Beispiele siehe S. 130.

B. Kräftepaare.

Eine Kräftegruppe ergibt ein Kräftepaar, wenn X_r und Y_r (sowie Z_r für den Raum) gleich Null, M_r aber von Null verschieden ist. $M_r = P \cdot a =$ Moment des Kräftepaares in Fig. 9.



Fig. 9.

Zeichnerische Bedingung für das Vorhandensein eines Kräftepaares: Eine Kräftegruppe ergibt ein geschlossenes Kräfteck, aber zwischen den Kräfteckrichtungen läßt sich kein geschlossenes Seileck zeichnen. Vgl. Fig. 10. Seilstrahlen A und B laufen einander parallel, schneiden sich also nur im ∞ . Das Kräftepaar ist also einer unendlich fernen, unendlich kleinen Kraft ($R = 0$) gleichwertig.

Maßeinheit des Kräftepaares mit, mkg oder cmkg. Zwei Kräftepaare sind gleichwertig, wenn ihre Momente gleich und gleichgerichtet sind (gleichen Drehsinn

haben). Darstellung eines Kräftepaars durch eine Strecke senkrecht zu seiner Ebene, nach derjenigen Seite hin aufgetragen, von der aus gesehen das Kräftepaar im positiven (Uhrzeiger-) Sinne dreht. — Zusammensetzung und Zerlegung der Kräftepaare mit Hilfe dieser Strecken, die wie Kräfte zu behandeln sind; jedoch darf eine solche Strecke nicht nur in ihrer Richtung, sondern auch parallel zu sich selbst verschoben werden. (Verlegung des Kräftepaars in seiner Ebene und parallel dazu.)

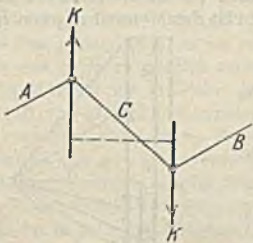


Fig. 10.

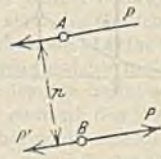
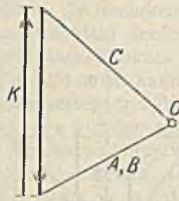


Fig. 11.

Verschiebung einer Kraft parallel zu sich selbst:

Will man (Fig. 11) die Kraft P (durch A) in die parallele Lage P' (durch B) verschieben, so muß man das Kräftepaar $K = -P \cdot p$ in der Ebene PP' hinzufügen, um das Gleichgewicht zu erhalten. Umgekehrt kann man eine Kraft P' (durch B) und ein beliebiges Kräftepaar K in derselben Ebene zu einer einzigen parallelen Kraft P (durch A) zusammensetzen, indem man K als $P \cdot p$ ($P = P'$) darstellt. Abstand A von B gleich p . (Satz von Poincot.)

C. Momente der Kräfte.

Moment (auch statisches oder Drehmoment) einer Kraft P in bezug auf einen Punkt O oder eine Achse ist das Produkt aus der Kraft und ihrem kürzesten Abstände von O bzw. der Achse; $M = P \cdot p$ (Fig. 2). — Positiv im Uhrzeigersinne. — Maßeinheit (technisch) mt, mkg oder cmkg.

Das Moment einer Kräftegruppe in bezug auf einen Punkt O ist gleich der Summe der Momente der einzelnen Kräfte und somit gleich dem Moment der Mittelkraft der Kräftegruppe in bezug auf O (Fig. 2).

$$\begin{aligned}
 M_r &= R \cdot r = \Sigma(P \cdot p) \\
 &= \Sigma(X \cdot y - Y \cdot x) \\
 &= \Sigma(P \cdot y \cdot \cos \alpha) - \Sigma(P \cdot x \sin \alpha).
 \end{aligned}$$

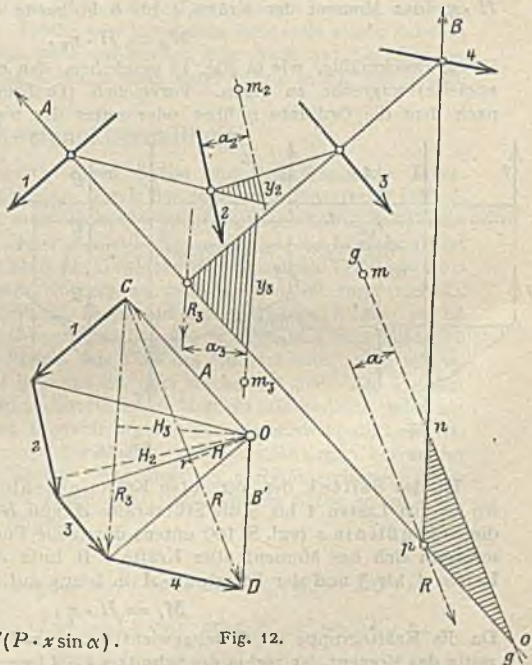


Fig. 12.

Zeichnerisches Verfahren zur Ermittlung des Momentes, z. B. der Kraft P_2 , in bezug auf den Punkt m_2 in Fig. 12. Ziehe durch m_2 eine Parallele

zu P_2 ; diese Parallele schneidet zwischen den beiden Seileckseiten, die sich auf P_2 schneiden, und mit denen P_2 im Kräfteck im Gleichgewicht ist, eine Strecke y_2 ab; diese, mit der Polweite H_2 des Kräftecks multipliziert, gibt das Moment M_2 von P_2 in bezug auf m_2 . Beweis: $P_2 \cdot a_2 = H_2 \cdot y_2$ aus Ähnlichkeit der Dreiecke. H_2 ist im Kräftemaßstab, y_2 im Längenmaßstab zu messen, genau so wie P_2 und a_2 . Vorstehendes gilt selbstverständlich auch für die Mittelkraft aus mehreren Kräften, z. B. für $R_3 = P_1 \uparrow P_2 \uparrow P_3$; es ist das Moment M_3 von R_3

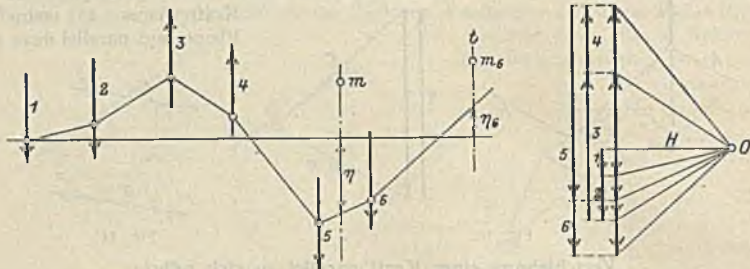


Fig. 13.

in bezug auf m_3 gleich $M_3 = R_3 \cdot a_3 = H_3 \cdot y_3$; desgleichen das Moment von R in bezug auf m gleich $H \cdot \eta_n$.

Für parallele Kräfte besondere Vereinfachung, indem die Polweite H für alle Kräfte gilt und die Strecken y alle lotrecht zu messen sind; in Fig. 13 z. B. ist das Moment der Kräfte 1 bis 5 in bezug auf m gleich $H \cdot \eta$, das Moment der Kräfte 1 bis 6 in bezug auf m_6 gleich

$$M_6 = H \cdot \eta_6.$$

Es ist zweckmäßig, wie in Fig. 13 geschehen, den ersten Polstrahl (die 1. Seileckseite) wagrecht zu legen. Vorzeichen (Drehsinn) des Drehmomentes, je nach dem die Ordinate η über oder unter der wagrechten Seileckseite liegt.

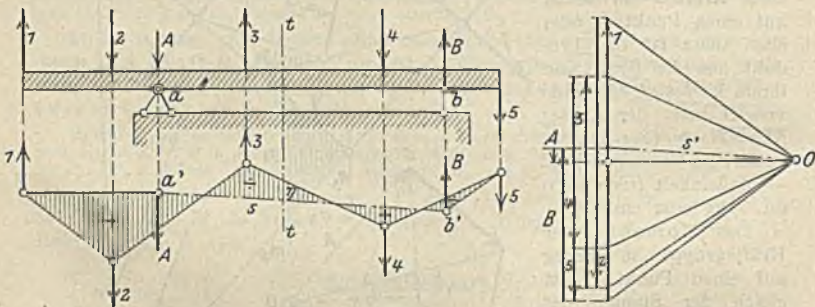


Fig. 14.

Ist das Seileck der lotrechten Kräfte geschlossen, wie z. B. in Fig. 14, wo zu den Lasten 1 bis 5 die Stützkkräfte A und B ermittelt sind, indem man die Schlußlinie s (vgl. S. 109 unten) durch die Punkte a' und b' gezogen hat, so ergibt sich das Moment aller Kräfte z. B. links des Schnittes $t-t$, also der Lasten 1 bis 3 und der Stützkraft A in bezug auf diesen Schnitt $t-t$ zu

$$M_t = H \cdot \eta.$$

Da die Kräftegruppe im Gleichgewicht ist, so stellt M_t natürlich auch gleichzeitig das Moment der rechts des Schnittes $t-t$ liegenden Kräfte 4, 5 und B dar. M_t heißt in diesem Falle das Biegemoment des Trägers ab im Schnitt $t-t$. Weiteres siehe Baustatik, I, A.

D. Statische Momente von Körpern, Flächen und Linien.

Das statische Moment eines Massenkörpers (d. h. seines im Schwerpunkt S [s. u.] angreifenden Gesamtgewichts G_r) in bezug auf eine Ebene $||$ zur Wirkungslinie der Schwerkkräfte ist gleich der Summe aus den statischen Momenten der einzelnen Teilgewichte G , d. h.: $G_r \cdot x_0 = \sum G \cdot x$. Hierin bezeichnen x_0 und x die Abstände der Schwerkkräfte G_r und G von der Ebene; die Summe \sum ist über den ganzen Körper zu erstrecken. Je nachdem man dabei die einzelnen Teile des Körpers endlich oder unendlich klein annimmt, erhält man das statische Moment als endliche oder als Integralsumme. Ist der Körper homogen (überall von gleichem spezifischen Gewichte), so kann man statt der Gewichte der einzelnen Teile deren Rauminhalte setzen und das so erhaltene statische Moment des geometrischen Körpers mit dem spezifischen Gewichte multiplizieren, um das statische Moment des Massenkörpers zu finden. In bezug auf eine Ebene durch den Schwerpunkt (s. u.) hat das statische Moment den Wert Null. Ist es in bezug auf eine Ebene E gleich S , so hat es in bezug auf eine zu E parallele, von ihr um e entfernte Ebene den Wert $S \pm e \cdot G_r$, worin G_r das Gewicht des Körpers. Die vorstehenden Sätze gelten sinngemäß auch für Flächen und Linien. Maßeinheit des statischen Moments eines geometrischen Körpers cm^4 , einer geometrischen Fläche cm^3 , einer geometrischen Linie cm^2 . Benutzung der statischen Momente bei der Schwerpunktsermittlung (E.) und in der Festigkeitslehre (Schubspannung usw.), sowie in Abschnitt VI, Mech. flüss. Körper, S. 151.

Meist werden nur die statischen Momente der geometrischen Körper (Flächen und Linien) benutzt. Die Richtung der Schwerkkräfte spielt dann überhaupt keine Rolle mehr (vgl. auch Abschn. E, 1. Satz). Das statische Moment ist dann gleich dem Inhalt des Körpers (Fläche usw.) mal dem Abstände seines Schwerpunktes. Das statische Moment wird auf Ebenen oder auch auf Geraden bezogen. Zeichnerische Ermittlung s. vorstehend, unter C und in Fig. 44, S. 128.

E. Schwerpunktsermittlung.

Eine Gruppe paralleler Kräfte, deren Größe und Angriffspunkte unveränderlich sind, hat einen Mittelpunkt, durch den immer die Mittelkraft (Resultierende) der Kräfte geht, wie man auch die Richtung der Kräfte annehmen mag. Für Schwerkkräfte heißt dieser Punkt Schwerpunkt; die Mittelkraft ist das Gesamtgewicht, die Kräfte sind die Gewichte der einzelnen Teile des Körpers. Um den Schwerpunkt eines Körpers zu finden, ermittelt man nach D. das statische Moment seiner Teile in bezug auf eine beliebige Ebene; es ist gleich dem Produkte aus dem Gesamtgewichte des Körpers und dem Abstände seines Schwerpunktes von jener Ebene. Als Teile des Körpers wählt man solche, deren Schwerpunktlage schon bekannt ist, oder solche mit unendlich kleinem Inhalte. Je nachdem erhält man das statische Moment als endliche oder als Integralsumme. Bei homogenen Körpern braucht für die Schwerpunktsermittlung das spezifische Gewicht nicht berücksichtigt zu werden; man betrachtet dann nur den geometrischen Körper. Hat dieser eine Symmetrieebene oder -achse, so liegt sein Schwerpunkt in ihr. Die vorstehenden Sätze gelten sinngemäß auch für Flächen und Linien.

Allgemein gilt:

$$\text{für Massenkörper: } x_0 \cdot \int dG = \int x \cdot dG \text{ oder } x_0 \cdot G_r = \sum G \cdot x,$$

$$\text{für geometrische Körper: } x_0 \cdot \int dV = \int x \cdot dV \text{ oder } x_0 \cdot V_r = \sum V \cdot x,$$

$$\text{für Flächen: } x_0 \cdot \int dF = \int x \cdot dF \text{ oder } x_0 \cdot F_r = \sum F \cdot x.$$

Beispiele für die Ermittlung der Schwerpunkte siehe im folgenden.

Schwerpunkte homogener Linien.

1. Gerade Linie. S liegt in der Mitte der Strecke.

2. Dreiecksumfang (Fig. 15). S liegt im Mittelpunkt des dem Dreiecke ABC eingeschriebenen Kreises; A, B, C sind die Mitten der Seiten a, b, c . Zur Berechnung des Abstandes x_a von der Seite a ermittelt man das statische Moment in bezug auf die Seite a :

$$(a + b + c) \cdot x_a = b \cdot \frac{1}{2} h_a + c \cdot \frac{1}{2} h_a + a \cdot 0, \quad \text{daraus} \quad x_a = \frac{1}{2} \cdot h_a \frac{b + c}{a + b + c}.$$

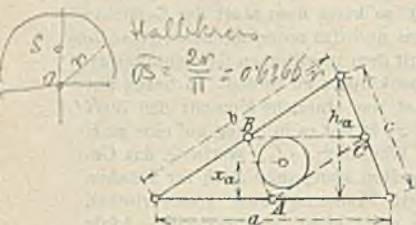


Fig. 15.

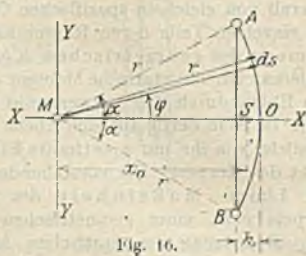


Fig. 16.

3. Umfang des Parallelogramms. S im Schnittpunkt der Diagonalen.

4. Kreisbogen AOB (Fig. 16). Symmetrieachse ist die Winkelhalbierende; auf ihr liegt S in der Entfernung $MS = x_0$ vom Mittelpunkt M . In bezug auf eine Parallele zu AB durch M gilt:

$$x_0 \cdot (r \cdot 2\alpha) = \int_{-\alpha}^{+\alpha} (r \cos \varphi) ds = \int_{-\alpha}^{+\alpha} (r \cos \varphi) r d\varphi = r^2 \int_{-\alpha}^{+\alpha} \cos \varphi \cdot d\varphi = r^2 \cdot \left[\sin \varphi \right]_{-\alpha}^{+\alpha} = 2r^2 \cdot \sin \alpha.$$

$$x_0 = r \cdot \frac{\sin \alpha}{\alpha} = r \cdot \frac{s}{b}. \quad s = \text{Sehne } AB, \quad b = \text{Bogen } AB.$$

Benutzung der Tabellen S. 34, z. B.: $\alpha = 30^\circ$; $x_0 = r \cdot \frac{0,50000}{0,52360} = 0,9549 r$;
 $\alpha = 45^\circ$; $x_0 = 0,9003 r$; $\alpha = 90^\circ$; $x_0 = 0,6366 r$.

Für flache Bögen ist angenähert $OS = \frac{1}{3} h$.

Schwerpunkte homogener Flächen.

5. Dreieck. S liegt im Schnittpunkt der Mittellinien, in $\frac{1}{3}$ der Höhen; seine Koordinaten sind das arithmetische Mittel aus denen der Eckpunkte.

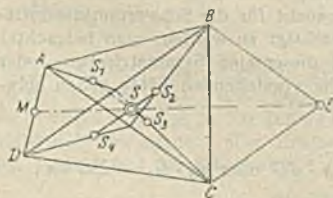


Fig. 17.

6. Vierecke. Beliebige Viereck (Fig. 17): Zerlegung durch Diagonalen in je zwei Dreiecke, Ermittlung der Teilschwerpunkte S_1, S_3 und S_2, S_4 ; deren Verbindungslinien geben den Schwerpunkt S . Da $S_1 S_3 \parallel AC$ und $S_2 S_4 \parallel BD$, so genügt auch die Ermittlung von S_1 und S_2 . S liegt auf der Verbindung der Mitte M von AD mit E ; $BE \parallel AC$, $CE \parallel DB$. Parallelogramme: S ist nach vorstehendem der Schnittpunkt der Diagonalen.

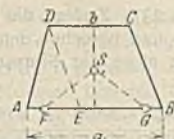
Trapez: Zerlegung in Dreiecke und Konstruktion nach Fig. 17 oder nach Fig. 18 oder nach Fig. 19. Nachprüfung: S liegt auf der Mittellinie.

$$x_a = \frac{h}{3} \cdot \frac{a + 2b}{a + b},$$

$$x_b = \frac{h}{3} \cdot \frac{b + 2a}{b + a}.$$

Ist in Fig. 18 $AD \perp AB$, so ist die Entfernung des Schwerpunkts von AD :

$$x = \frac{1}{3} \cdot \frac{a^2 + ab + b^2}{a + b}.$$



$DE \parallel CB,$
 $AF = BG = \frac{1}{3} AE = \frac{1}{3}(a-b),$
 $FS \parallel AC, GS \parallel BD.$

Fig. 18.

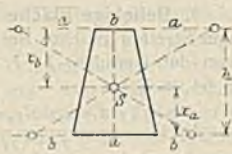


Fig. 19.

Weitere Konstruktionen siehe u. a. Keck, Mechanik I.

7. Kreisteile. Kreisabschnitt. Fläche MAOBM, Fig. 16.

Denke die Fläche in schmale Dreiecke zerlegt mit der Grundlinie ds , der Höhe r ; deren sämtliche Teilschwerpunkte liegen in $\frac{1}{3}$ der Höhe von ds aus, also auf einem Kreise um M mit $\frac{2}{3}r$ Halbmesser.

Der Schwerpunkt dieser Kreislinie, also auch der Schwerpunkt der Kreisabschnittsfläche, hat nach 4 von M den Abstand:

$$x_0 = \frac{2}{3} r \cdot \frac{\sin \alpha}{\alpha} = \frac{2}{3} r \cdot \frac{s}{b}.$$

Benutzung der Tabellen S. 34; s. a. vorstehend unter 4.

Kreisabschnitt, Fläche OABO, Fig. 16.

Man betrachtet den Kreisabschnitt und das Dreieck AMB als Teilflächen, letzteres negativ. Abstand MS :

$$x_0 = \frac{2}{3} r \cdot \frac{\sin^3 \alpha}{\alpha - \sin \alpha \cos \alpha}.$$

Kreisringstück (Fig. 20):
 Differenz zweier Kreisabschnitte:

$$MS = x_0 = \frac{2}{3} \frac{R^3 - r^3}{R^2 - r^2} \cdot \frac{\sin \alpha}{\alpha}.$$



Fig. 20.

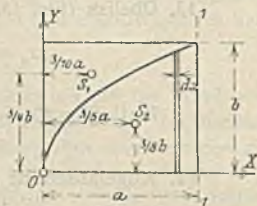


Fig. 21.

8. Parabel, Ellipse (Fig. 21 und 22).

Ableitung der Abszisse und Ordinate von S_2 in Fig. 21: Zerlege die Fläche der Parabel $y^2 = 2px$ in Streifen dF von der Breite dx und der Höhe y und bilde die Summe der statischen Momente in bezug auf die y -Achse:

$$x_0 \cdot F = \int_0^a x \cdot dF = \int_0^a x \cdot (y \cdot dx) = \int_0^a 2px \cdot x \cdot dx = 2p \int_0^a x^2 dx = 2p \cdot \frac{1}{3} x^3 \Big|_0^a = \frac{2}{3} p a^3 = \frac{2}{3} a^2 \cdot b;$$

$$y_0 \cdot F = \int_0^a \frac{y}{2} dF = \frac{1}{2} \int_0^a y^2 dx = \frac{1}{2} \int_0^a 2px dx = \frac{p \cdot a^2}{2} = \frac{b^2 \cdot a}{4};$$

$$F = \frac{2}{3} a \cdot b, \text{ nach Seite 63! } x_0 = \frac{2}{3} a; y_0 = \frac{3}{8} b.$$

Den Schwerpunkt eines Ellipsenabschnittes findet man als Schwerpunkt desjenigen Kreisabschnittes, der im ein- oder umgeschriebenen Kreise von derselben Sehne abgetrennt wird. Eingeschriebener Kreis, wenn die Sehne senkrecht zur kleinen Achse, umgeschriebener Kreis, wenn die Sehne senkrecht zur großen Achse.

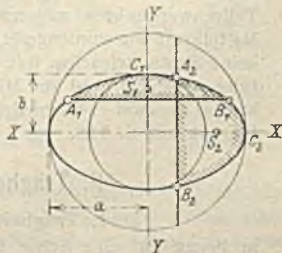


Fig. 22.

9. Beliebige Fläche (Fig. 23). Zerlege die Fläche in eine gerade Anzahl n von Streifen gleicher Breite b und berechne den Abstand x_0 des Schwerpunktes von der Geraden $I-I$ nach einer der Simpsonschen Regeln Nr. 1 bis 4 auf S. 64, z. B.:

$$x_0 = b \cdot \frac{0 \cdot y_0 + 1 \cdot 4 \cdot y_1 + 2 \cdot 2 \cdot y_2 + 3 \cdot 4 \cdot y_3 + 4 \cdot 2 \cdot y_4 + \dots + (n-2) \cdot 2 \cdot y_{n-2} + (n-1) \cdot 4 \cdot y_{n-1} + n \cdot y_n}{y_0 + 4y_1 + 2y_2 + 4y_3 + 2y_4 + \dots + 2y_{n-2} + 4y_{n-1} + y_n}$$

Der Abstand von AB :

$$y_{AB} = \frac{1}{2} \cdot \frac{y_0^2 + 4y_1^2 + 2y_2^2 + 4y_3^2 + 2y_4^2 + \dots + 2y_{n-2}^2 + 4y_{n-1}^2 + y_n^2}{y_0 + 4y_1 + 2y_2 + 4y_3 + 2y_4 + \dots + 2y_{n-2} + 4y_{n-1} + y_n}$$

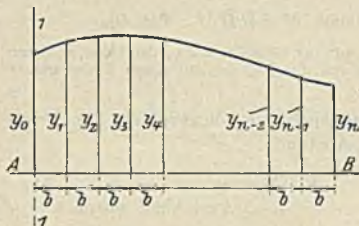


Fig. 23.

Schwerpunkte homogener Körper.

10. Gerades Prisma, gerader Zylinder. S halbiert die Schwerachse, die Verbindungslinie der Schwerpunkte der Endflächen.

11. Pyramide, Kegel. S liegt in der Schwerachse (s. 10.), in $\frac{1}{4}$ der Höhe.

12. Pyramide, Kegel, abgestumpft. Grundfläche G und Endfläche g ($R^2\pi$ und $r^2\pi$), Höhe h . Abstand des Schwerpunktes von der Grundfläche:

$$x_0 = \frac{h}{4} \cdot \frac{G + 2\sqrt{Gg} + 3g}{G + \sqrt{Gg} + g}$$

13. Obelisk (Fig. 18, S. 66). S liegt um x_0 über der Grundfläche:

$$x_0 = \frac{h}{2} \cdot \frac{ab + ab_1 + a_1b + 3a_1b_1}{2ab + ab_1 + a_1b + 2a_1b_1}$$

Keil (Fig. 19, S. 67):
$$x_0 = \frac{h}{2} \cdot \frac{a + a_1}{2a + a_1}$$

14. Kugelabschnitt (Fig. 22, S. 68):
$$x_0 = \frac{3}{4} \cdot \frac{(2R - h_1)^2}{3R - h_1}$$

Halbkugel: $x_0 = \frac{3}{8} R$.

Zur Ermittlung der Lage des Schwerpunktes können in besonderen Fällen auch die Sätze von Pappus und Guldin (S. 69) benutzt werden.

Bei der zeichnerischen Ermittlung des Schwerpunktes wird die Fläche in Teile mit bekannter oder leicht zu bestimmender Schwerpunktlage zerlegt oder in so schmale Streifen, daß jeder als Rechteck aufgefaßt und sein Schwerpunkt dementsprechend angenommen werden kann. An den Enden Dreiecke oder Parabelabschnitte; die Inhalte der Teilflächen werden als Gewichte in den Teilschwerpunkten angetragen und wie Kräfte mit Kraft- und Seileck zur Mittelkraft zusammengesetzt. Diese liegt in der Schwerachse. Wenn die Fläche keine Symmetrieachse hat, muß man die Gewichte noch in einer zweiten Richtung annehmen und zur Mittelkraft vereinigen. Der Schnittpunkt der Mittelkräfte in zwei verschiedenen Richtungen ist der Schwerpunkt. Beispiel s. Fig. 44 auf S. 128.

F. Trägheits- und Zentrifugalmomente.

1. Trägheitsmoment J eines Massenkörpers

in bezug auf eine Achse ist der Ausdruck $\int r^2 dm$, worin dm die Masse eines beliebigen Teilchens, r dessen Abstand von der Achse bedeutet und die Summe

über den ganzen Körper zu erstrecken ist. Der Name Trägheitsmoment kommt daher, daß $\int r^2 dm$ den Einfluß der Massenträgheit des Körpers bei der Drehung um die Achse kennzeichnet (s. Dynamik). Das Trägheitsmoment ist nichts anderes als ein statisches Moment höherer Ordnung. Das Trägheitsmoment ist stets positiv. Man ermittelt es, indem man den Körper in Teile von endlicher oder unendlich kleiner Größe zerlegt und für deren jeden das Trägheitsmoment in bezug auf die Achse berechnet; man erhält je nachdem J als eine endliche oder als eine Integralsumme. Für homogene Körper wird das Trägheitsmoment des Massenkörpers aus dem des geometrischen Körpers ermittelt (s. unten). — Unter allen parallelen Achsen hat die Schwerachse das kleinste Trägheitsmoment; nennt man dieses J_s , so hat der Körper mit der Masse M in bezug auf eine parallele Achse im Abstände a von der Schwerachse das Trägheitsmoment: $J_a = J_s + M \cdot a^2$. Je weiter man den Körper von der Achse a abrückt, um so größer wird also J_a . — Vereinigt man (Fig. 26) zwei Körper von den Massen M_1 und M_2 zu einem neuen Körper und will man dessen Trägheitsmoment J , in bezug auf seine Schwerachse s berechnen, so zieht man die zu s parallelen Schwerachsen der Teilkörper, ermittelt die zugehörigen Schwerachsentragheitsmomente J_1 und J_2 und erhält dann, wenn a die Entfernung der Teilschwerachsen voneinander bedeutet:

$$J_s = J_1 + J_2 + \frac{M_1 M_2}{M_1 + M_2} \cdot a^2.$$

Weitere Sätze siehe in besonderer Anwendung auf ebene Flächen.

Technische Einheit des Massenträgheitsmomentes eines Körpers: kgcmsek^2 .

Zentrifugalmoment eines Massenkörpers in bezug auf zwei Ebenen E_1 und E_2 ist der Ausdruck $\int e_1 e_2 dm$, worin dm die Masse eines beliebigen Teilchens ist und e_1 und e_2 seine Koordinaten in bezug auf die beiden Ebenen darstellen. Das Zentrifugalmoment kann positiv, null und negativ sein, es hat dieselben Maßeinheiten wie das Trägheitsmoment.

Weiteres siehe in besonderer Anwendung auf ebene Flächen.

Trägheitsmoment eines geometrischen Körpers ist der Ausdruck $\int r^2 dv$, worin dv der Rauminhalt eines beliebigen Teilchens ist. Im übrigen gelten die Sätze über Massenträgheitsmomente (s. oben). Für einen homogenen Massenkörper berechnet sich das Trägheitsmoment aus dem des geometrischen Körpers durch Multiplikation mit der Dichte des Körpers (gleich spezifischem Gewicht durch Erdbeschleunigung). — Maßeinheit des Trägheitsmomentes eines geometrischen Körpers cm^5 .

Alle vorstehenden Sätze gelten sinngemäß für Flächen und Linien.

2. Trägheitsmomente ebener Flächen.

a) Das Trägheitsmoment einer geometrischen ebenen Fläche in bezug auf eine Achse a — a in der Ebene der Fläche (äquatoriales Trägheitsmoment, besser axiales Trägheitsmoment) wird dargestellt durch den Ausdruck $J_a = \int r^2 df$, worin df ein beliebiges Flächenteilchen, r sein Abstand von der Achse ist (Fig. 24). Die Summe ist über die ganze Fläche zu erstrecken. Das Trägheitsmoment hat stets einen positiven Wert; seine Bedeutung und Benutzung s. Festigkeitslehre; Beispiele für die Ermittlung s. im folgenden; die vorstehenden Sätze über Massen- und geometrische Körper gelten sinngemäß auch hier; insbesondere ist für eine Verschiebung der Achse um a von der Schwerachse:

$$J_a = J_s + F \cdot a^2 \quad (\text{Fig. 25}),$$

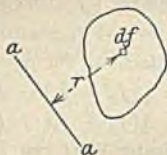


Fig. 24.

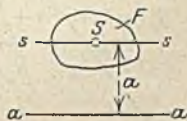


Fig. 25.

für eine Vereinigung zweier Flächen:

$$J_s = J_1 + J_2 + \frac{F_1 F_2}{F_1 + F_2} \cdot a^2 \quad (\text{Fig. 26}).$$

b) **Polares Trägheitsmoment** einer ebenen Fläche ist der Ausdruck $J_p = \int r^2 df$, worin r den Abstand des Flächenteiles df von einem Punkte O

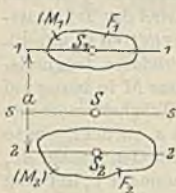


Fig. 26.

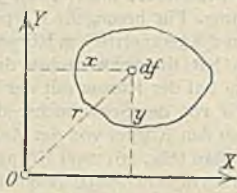


Fig. 27.

in der Ebene der Fläche darstellt (Fig. 27). Hat eine Fläche in bezug auf die sich rechtwinklig schneidenden Achsen x und y die Trägheitsmomente J_x und J_y , wobei $J_x = \int y^2 df$ und $J_y = \int x^2 df$, so ist sein polares Trägheitsmoment J_p in bezug auf den Achsen-schnittpunkt

$$J_p = J_x + J_y,$$

$$\text{da } r^2 = x^2 + y^2.$$

Maßeinheit der Trägheitsmomente von Flächen: cm^4 .

c) **Zentrifugalmoment** einer Fläche in bezug auf zwei Achsen X und Y in der Ebene der Fläche ist der Ausdruck $J_{xy} = \int x \cdot y \cdot df$, worin x und y die Koordinaten des Flächenteilchens df sind (Fig. 27).

Auch für das Zentrifugalmoment gilt ein entsprechender Satz wie für das Trägheitsmoment; in bezug auf die um a, b verschobenen Achsen X', Y' lautet das Zentrifugalmoment:

$$J_{x'y'} = J_{xy} + F \cdot a \cdot b.$$

Hat also ein zu den Koordinatenachsen paralleles Rechteck von der Höhe h und der Breite b die Mittelpunktskoordinaten x, y , so lautet sein Zentrifugalmoment in bezug auf die Koordinatenachsen:

$$J_{xy} = h \cdot b \cdot x \cdot y.$$

Hiernach läßt sich das Zentrifugalmoment einer beliebigen Fläche durch Zerlegung in Rechtecke leicht berechnen. Einen anderen Weg siehe in den Formeln unter e) für $\alpha = 45^\circ$ und im Beispiel 2.

Maßeinheit der Zentrifugalmomente von Flächen: cm^4 .

d) **Ermittlung der Trägheitsmomente**. Rechnerisch: S. 121, sowie in den Tabellen S. 124ff. — Zeichnerisch S. 127ff.

e) **Drehung der Achsen; Hauptachsen, Hauptträgheitsmomente**: Wird das rechtwinklige Achsenkreuz X, Y , für das man $J_x = \int y^2 df$, $J_y = \int x^2 df$ und $J_{xy} = \int x \cdot y \cdot df$ berechnet hat, um den $\sphericalangle \alpha$ in positivem Sinne gedreht bis zur Lage U, V , dann ist:

$$\left. \begin{aligned} J_u &= J_x \cdot \cos^2 \alpha + J_y \cdot \sin^2 \alpha - J_{xy} \sin 2\alpha \\ J_v &= J_x \cdot \sin^2 \alpha + J_y \cdot \cos^2 \alpha + J_{xy} \sin 2\alpha \end{aligned} \right\} J_{uv} = \frac{1}{2} \cdot (J_x - J_y) \sin 2\alpha + J_{xy} \cdot \cos 2\alpha.$$

Besondere Vereinfachung für $\alpha = 45^\circ$:

$$\left. \begin{aligned} J_u &= \frac{1}{2} (J_x + J_y) - J_{xy} \\ J_v &= \frac{1}{2} (J_x + J_y) + J_{xy} \end{aligned} \right\} J_{uv} = \frac{1}{2} (J_x - J_y).$$

Größter und kleinster Wert von J_u bzw. J_v entsteht, wenn das Zentrifugalmoment J_{uv} verschwindet, d. h. für α_0 aus $\tan 2\alpha_0 = \frac{2J_{xy}}{J_y - J_x}$. Diese beiden besonderen Achsen heißen Hauptachsen; nennt man sie A und B , so erhält man die beiden Hauptträgheitsmomente als Größt- und Kleinstwert J_a und J_b zu (vgl. Fig. 30):

$$J_a = \frac{1}{2} (J_x + J_y) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(J_x - J_y)^2 + 4J_{xy}^2}, \quad J_{ab} = 0.$$

Meist werden die Hauptachsen des Schwerpunkts benutzt; jede Symmetrieachse ist Hauptachse.

Geht man von A, B als Koordinatenachsen aus, so ist umgekehrt:

$$J_u = J_a \cos^2 \alpha + J_b \sin^2 \alpha, \quad J_v = J_a \sin^2 \alpha + J_b \cos^2 \alpha, \quad J_{uv} = \frac{1}{2}(J_a - J_b) \sin 2\alpha.$$

Nicht rechtwinklige Achsen, für die J_{uv} verschwindet, heißen zugeordnete Achsen; es gibt deren unendlich viele Paare. Die Hauptachsen sind darunter die einzigen, die aufeinander senkrecht stehen.

f) Die Trägheitseellipse (Zentralellipse für den Schwerpunkt) zeichnet man aus ihren beiden Halbachsen gleich den beiden Trägheitshalbmessern, die auf der Trägheitshauptachse A gleich oder (proportional) $i_b = \sqrt{J_b : F}$, auf B gleich (od. prop.)

$i_a = \sqrt{J_a : F}$ abzutragen sind. Die Gleichung der Ellipse lautet, wenn die x -Achse mit A zusammenfällt: $(x : i_b)^2 + (y : i_a)^2 = 1$; ihre zugeordneten (konjugierten) Achsen sind zugeordnete Trägheitsachsen. Das Trägheitsmoment in bezug auf einen beliebigen Durchmesser V findet man zu $J_v = F \cdot i_v^2$, worin i_v den senkrechten Abstand des Durchmessers von der zu ihm parallelen Ellipsentangente bezeichnet.

g) Der Trägheitshalbmesser (-radius) ist die Länge i , bestimmt durch $J = F \cdot i^2$, also $i = \sqrt{J : F}$. F Querschnittsfläche. Benutzung s. vorst. und in den Knickformeln (Festigkeitslehre).

h) Der Trägheitskreis dient zur zeichnerischen Ermittlung der Hauptachsen und der Größe der Hauptträgheitsmomente, auch der Trägheitsmomente usw. für ein beliebiges anderes Achsenpaar, wenn die Trägheitsmomente J_x und J_y und das Zentrifugalmoment J_{xy} für ein Achsenpaar X, Y gegeben sind.

Ist in Fig. 29 der Punkt O der Schnittpunkt des Achsensystems X, Y , auf das die gegebenen Trägheitsmomente bezogen sind, so zieht man durch O einen Kreis mit beliebigem Mittelpunkt M und zunächst beliebigem Durchmesser $2r$. In bezug auf die beiden durch O gehen den Achsen X und Y habe ein Flächenteilchen dF des Querschnittes die Koordinaten x und y , also ein Zentrifugalmoment:

$$J_{xy} = \int x \cdot y \cdot dF.$$

Zieht man von O aus durch dF den Fahrstrahl, so schließt dieser mit den Koordinatenachsen X und Y die Winkel α und β ein; dF hat auf ihm von O den Abstand ρ . Es wird damit:

$$J_{xy} = \int \rho^2 \cdot \sin \alpha \cdot \sin \beta \cdot dF.$$

Achsen und Fahrstrahl schneiden den Trägheitskreis in den Punkten A, B, C (Fig. 29). Die auf die Sehne AB von C gefällte Senkrechte h berechnet man mit

$$h = 2r \cdot \sin \alpha \cdot \sin \beta.$$

Das gibt, oben eingesetzt:

$$J_{xy} = \int \frac{\rho^2 dF}{2r} \cdot h.$$

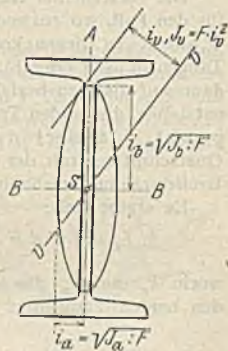


Fig. 28.

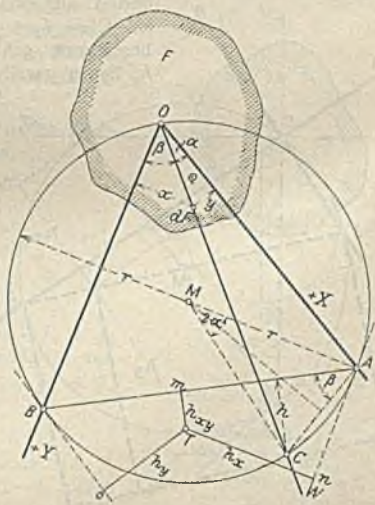


Fig. 29.

Der Ausdruck unter dem Integralzeichen kann als das statische Moment einer im Kreispunkte C vereinigten Flächenkraft $\rho^2 dF/2r$ aufgefaßt werden, bezogen auf die Sehne AB . Ist nun Punkt T der Mittelpunkt aller dieser Flächenkräfte für den ganzen Querschnitt F und h_{xy} sein Abstand von der Sehne AB , so erhält man die Gleichung

$$J_{xy} = h_{xy} \frac{J_p}{2r},$$

wenn J_p das polare Trägheitsmoment der Fläche F vorstellt. Der Mittelpunkt T aller Flächenkräfte wird der Trägheitsschwerpunkt genannt.

Die vorstehende Gleichung gilt für jede Lage der Achsen X, Y , also auch für den Fall, wo entweder die X - mit der Y -Achse zusammenfällt, oder wenn Y auf X zu liegen kommt. In diesen beiden Fällen wird die Sehne AB zur Tangente in B oder in A ; die Abstände h und h_{xy} der Punkte C und T sind dann auf diese zu beziehen, berechnen sich aber sinngemäß wie bisher. Aus J_{xy} entstehen die beiden Trägheitsmomente J_x und J_y . Der Trägheitsschwerpunkt T ändert dabei seine Lage nicht, weil diese allein von der Querschnittsgestalt der Fläche F , der Lage des Kreismittelpunktes M und dem Kreisdurchmesser abhängig ist.

Es ergibt sich:

$$J_x = \int y^2 dF = \int \rho^2 \sin^2 \alpha dF = h_x \frac{J_p}{2r}; \quad J_y = h_y \frac{J_p}{2r},$$

worin h_x und h_y die senkrechten Abstände des Trägheitsschwerpunktes von den beiden Tangenten in A und B bedeuten. Zweckmäßig macht man

$$2r = J_p$$

und erhält dann in einfachster Weise

$$J_{xy} = h_{xy}; \quad J_x = h_x; \quad J_y = h_y.$$

T findet man nach vorstehendem mit Hilfe der Strecken h_x, h_y und h_{xy} , nachdem man für die Querschnittsachsen X und Y vorher J_x, J_y, J_{xy} ermittelt, den Kreismittelpunkt M im Abstände $r = \frac{1}{2} J_p$ von O , aber sonst beliebig gewählt, und den Kreis um M gezeichnet hat.

Eine besondere Vereinfachung ergibt sich noch, wenn die beiden Achsen X und Y auf einander senkrecht stehen (Fig. 30). Dann ist $J_p = J_x + J_y$; die Sehne AB , in Fig. 30 mit a, b bezeichnet, geht dann durch M hindurch; die h_x und h_y liegen parallel zu diesem Durchmesser.

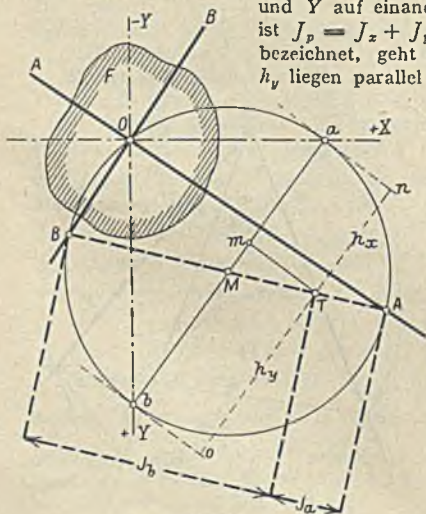


Fig. 30.

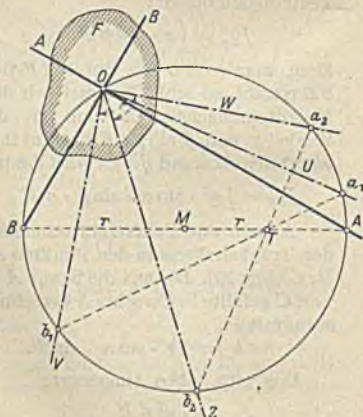


Fig. 31.

Die Lage der Hauptachsen findet man mit Hilfe des Trägheitskreises und des Trägheitsschwerpunktes folgendermaßen (vgl. Abb. 30): Für das beliebige rechtwinklige Achsenkreuz (X, Y) ist J_x, J_y und J_{xy} irgendwie ermittelt worden. Wähle M im Abstände $r = \frac{1}{2} J_p = \frac{1}{2} (J_x + J_y)$ von O , ziehe Kreis um M mit r (durch O); seine Schnittpunkte mit X - und Y -Achse sind a und b . Trage $am = h_x = J_x, bm = h_y = J_y$ und $mT = h_{xy} = J_{xy}$ im selben Maßstabe wie r auf. Dadurch erhält man den Trägheitsschwerpunkt T . Ziehe die Gerade TM ; sie schneidet den Kreis in A und B . Dann sind OA und OB die Richtungen der gesuchten Hauptachsen A und B , und die Hauptträgheitsmomente J_a und J_b erhält man aus

$$\overline{AT} = J_a; \quad \overline{BT} = J_b.$$

Die Lage zugeordneter Achsen findet man, wenn Trägheitskreis und Trägheitsschwerpunkt T nach vorigem dargestellt worden sind, folgendermaßen: OU sei eine beliebige Achse, die den Kreis in a_1 schneidet. Ziehe die a_1T und deren Verlängerung bis b_1 . Dann ist die $O b_1$ die zur U -Achse zugeordnete Achse V . Ebenso findet man die zur beliebig gelegten W -Achse zugeordnete Achse Z . In gleicher Weise wurden in der Fig. 31 noch einmal die Hauptachsen A und B dargestellt.

1) Trägheits-Festpunkte. Man findet die beiden Festpunkte F_1 und F_2 eines Querschnitts, wenn man (Fig. 32) auf der (großen) Schwerpunkthauptachse A beiderseits den Wert r , bestimmt durch

$$r^2 \cdot F = J_a - J_b,$$

aufträgt. Für alle Achsen durch F_1 (und F_2) hat J denselben Wert J_a ; für eine beliebige Achse XX ergibt sich das Trägheitsmoment:

$$J_x = J_a + F \cdot l_1 \cdot l_2.$$

Die Benutzung der Festpunkte gestaltet die Lösung vieler Aufgaben sehr einfach.

k) Widerstandsmomente. Das Widerstandsmoment eines Querschnittes in bezug auf eine Achse ist gleich dem Trägheitsmoment dividiert durch den Abstand des von der Achse am weitesten entfernten Randpunktes; $W = J : y$. Vgl. auch Festigkeitslehre. Beispiele und Angaben S. 122ff.

l) Rechnerische Ermittlung geometrischer Trägheitsmomente und Widerstandsmomente.

Linien.

1. Gerade Linie (Fig. 33).

Für BO ist $J_x = \int_0^l (s \sin \alpha)^2 ds = \sin^2 \alpha \cdot \left[\frac{s^3}{3} \right]_0^l = \frac{1}{3} l^3 \sin^2 \alpha.$

Für AB : $J_x = \frac{2}{3} l^3 \sin^2 \alpha.$

2. Kreislinie (Fig. 34). Da $J_x = J_y$ und $J_x + J_y = J_p$, so berechnet man jedes als die Hälfte von J_p ; $J_p = \int r^2 ds = r^2 \cdot 2r\pi = 2r^3\pi$; $J_x = J_y = r^3\pi.$

Flächen.

3. Dreieck (Fig. 35). Zur Berechnung von J_1 Zerlegung in Streifen df parallel zu $I-I$, deren Höhe dx und deren Breite $g \cdot \frac{h-x}{h}$ beträgt.



Fig. 32.

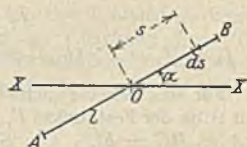


Fig. 33.

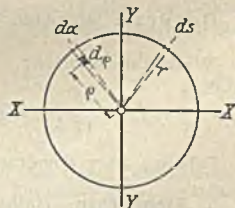


Fig. 34.

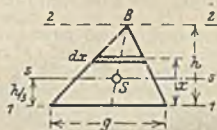


Fig. 35.

$$J_1 = \int_{x=0}^{x=h} x^2 df = \frac{g}{h} \int_{x=0}^{x=h} (h-x)x^2 dx = \frac{g}{h} \left[\frac{hx^3}{3} - \frac{x^4}{4} \right]_0^h = \frac{g}{h} \cdot \frac{h^4}{12} = \frac{1}{12} g h^3;$$

$$W_1 = \frac{1}{12} \cdot g h^2.$$

$$J_2 = J_1 - F \cdot \left(\frac{h}{3}\right)^2 = \frac{1}{12} g h^3 - \frac{g h}{2} \cdot \frac{h^2}{9} = \frac{1}{36} g h^3; \quad W_2 = \frac{1}{24} g h^2.$$

$$J_2 = J_2 + F \cdot \left(\frac{2h}{3}\right)^2 = \frac{1}{36} g h^3 + \frac{g h}{2} \cdot \frac{4h^2}{9} = \frac{1}{4} g h^3; \quad W_2 = \frac{1}{4} g h^2.$$



Fig. 36.

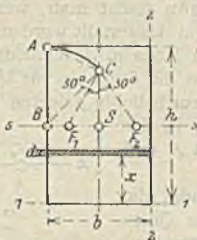


Fig. 37.

Um das polare Trägheitsmoment z. B. in bezug auf B zu ermitteln, berechnet man noch das axiale Trägheitsmoment in bezug auf die Höhe aus B (2 Teildreiecke) und addiert dieses zu J_2 .

4. Vierecke. Zerlegung in Teildreiecke, s. vorstehend.

Trapez (Fig. 36):

$$J_x = \frac{b}{12} (h_1 + h_2) (h_1^2 + h_2^2).$$

Rechteck (Fig. 37). Zerlegung in Streifen df parallel der Achse; z. B..

$$J_1 = \int_{x=0}^{x=h} x^2 df = \int_{x=0}^{x=h} x^2 \cdot b \cdot dx = b \cdot \left[\frac{x^3}{3} \right]_0^h = \frac{1}{3} b h^3; \quad W_1 = \frac{1}{6} b h^2.$$

$$J_2 = \frac{1}{3} h b^3; \quad W_2 = \frac{1}{3} h b^2.$$

$$J_3 = J_1 - F \cdot (h/2)^2 = \frac{1}{3} \cdot b h^3 - \frac{1}{4} \cdot b h^3 = \frac{1}{12} b h^3; \quad W_3 = \frac{1}{6} b h^2.$$

Für eine beliebige Schwerachse findet man J nach den Formeln S. 118, e oder mit Hilfe der Festpunkte F_1 und F_2 (S. 121, i); deren Ermittlung siehe in Fig. 37: $BA = BC = h/2$; $\angle SCF_1 = \angle SCF_2 = 30^\circ$.

Tabellen über Rechtecke siehe S. 126.

Quadrat: Vgl. Abb. 38: $J = \frac{r^4}{12}$ für alle Schwerachsen; $W = \frac{r^3}{6}$
= Widerstandsmoment für die Schwerachsen parallel zu den Seiten.

$$J_o = \frac{r^4}{3}; \quad J_2 = \frac{r^4}{12}; \quad W_2 = \frac{\sqrt{2} r^3}{12} = 0,1179 r^3.$$

Tabellen über Quadrate siehe S. 124.

5. Kreisflächen. Halbmesser r (Fig. 34). Ganzer Kreis:

$$J_p = \int \rho^2 df = \iint \rho^2 \cdot (\rho d\alpha) d\rho = \alpha \int_0^r \rho^3 d\rho = 2\pi \cdot \frac{r^4}{4} = \frac{r^4 \pi}{2};$$

$$J_x = J_y = \frac{1}{2} J_p = \frac{r^4 \pi}{4}; \quad W_x = W_y = \frac{r^3 \pi}{4} \quad \left| \quad \text{Viertelkreis:} \right.$$

$$\text{Halbkreis: } J_p = \frac{r^4 \pi}{4}; \quad J_x = J_y = \frac{1}{8} r^4 \pi; \quad \left| \quad J_p = \frac{1}{8} r^4 \pi; \right.$$

$$\left. J_x = J_y = \frac{1}{16} r^4 \pi. \right.$$

$$\begin{aligned} \text{Kreisring: } J_y &= \frac{1}{2} \pi (R^4 - r^4); \\ J_x &= J_y = \frac{1}{4} \pi (R^4 - r^4); \\ W_x &= W_y = \frac{\pi (R^4 - r^4)}{4R}. \end{aligned}$$

Kreisabschnitt (Fig. 16): F. siehe S. 63.

$$\begin{aligned} J_x &= \frac{1}{4} \cdot F \cdot r^2 \left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sin^3 \alpha \cos \alpha}{\alpha - \sin \alpha \cos \alpha} \right), \\ J_y &= \frac{1}{4} F \cdot r^2 \left(1 + \frac{2 \sin^3 \alpha \cos \alpha}{\alpha - \sin \alpha \cos \alpha} \right). \end{aligned}$$

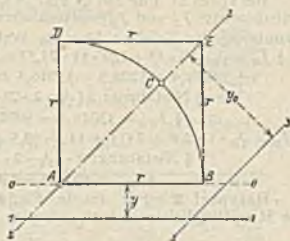


Fig. 38.

Kreisausschnitt, rechtwinklig, Fläche $ABCD$, Fig. 38:

$$J_0 = \frac{1}{8} r^4 \pi; \quad J_2 = 0,0714 r^4; \quad J_3 = r^2 (0,0714 r^2 + 0,785 \cdot y_0^2).$$

Ergänzung des Kreisausschnitts zum Quadrat, Fläche $BCDE$, Fig. 38:

$$J_1 = r^2 (0,215 \cdot y^2 + 0,333 \cdot y \cdot r + 0,137 r^2); \quad J_2 = 0,0119 r^4; \quad J_3 = r^2 (0,0119 \cdot r^2 + 0,215 y_0^2).$$

(Nach Mehrtens, Statik und Festigkeitslehre.)

6. Parabel, Ellipse.

$$\text{Fig. 21: } J_x = \frac{1}{105} a b^3; \quad J_1 = \frac{1}{105} a^3 b.$$

$$J_y = \int_0^a x^2 dx = \int_0^a x^2 y dx = \sqrt{2p} \int_0^a x^2 \sqrt{x} dx = \frac{2}{7} a^3 b.$$

Für die ganze Parabelfläche das Doppelte dieser Werte.

$$\text{Fig. 22: Ganze Ellipse: } J_x = \frac{1}{4} \pi a b^3; \quad W_x = \frac{1}{4} \pi a b^2 = 0,7854 a b^2.$$

$$J_y = \frac{1}{4} \pi a^3 b = 0,7854 a^3 b; \quad W_y = \frac{1}{4} \pi a^2 b.$$

Für die halbe und Viertellellipse $\frac{1}{2}$ bzw. $\frac{1}{4}$ dieser Werte.

7. Beliebige Fläche. Zerlegung in Dreiecke oder sonstige Teilflächen, deren J leicht zu berechnen und wiederholte Anwendung der Gleichung $J_a = J_s + F \cdot a^2$. Bei Zerlegung in Rechtecke (Trapeze) wählt man zweckmäßig eine Anzahl von schmalen Streifen gleicher Breite b und schreibt dann in bezug auf Fig. 23 (S. 116):

$$J_{A-B} = \frac{1}{3} b \cdot \sum y_m^3,$$

worin die y_m die Mittelordinaten der Trapeze [z. B. $y_m = \frac{1}{2} (y_3 + y_4)$ usw.]. Für Berechnung von J_1 wählt man die Streifen besser $\parallel AB$. Selbstverständlich kann man, unter Teilung in eine gerade Anzahl von Streifen der Breite b auch eine der Simpsonschen Regeln Nr. 1—4 von S. 64 benutzen; z. B. ist dann:

$$\begin{aligned} J_{A-B} &= \frac{1}{3} \left(\frac{1}{3} b \right) (y_0^3 + 4y_1^3 + 2y_2^3 + 4y_3^3 + 2y_4^3 + \dots + 2y_{n-2}^3 + 4y_{n-1}^3 + y_n^3); \\ J_1 &= \frac{1}{3} \cdot b^3 (0^2 \cdot y_0 + 1^2 \cdot 4y_1 + 2^2 \cdot 2y_2 + 3^2 \cdot 4y_3 + 4^2 \cdot 2y_4 + \dots \\ &\quad \dots + (n-2)^2 \cdot 2y_{n-2} + (n-1)^2 \cdot 4y_{n-1} + n^2 \cdot y_n). \end{aligned}$$

Ist die Fläche auf Millimeterpapier aufgetragen, so benutzt man dessen Teilung, soweit wie möglich, zur Anwendung der Simpsonschen Regel. Etwaige Reststücke werden gesondert betrachtet, wenn nötig, als Kreis- oder Parabelabschnitte. Für einen schmalen Streifen, parallel zur Achse, für die man J berechnet, setzt man dann, wie auch vorstehend bei der Berechnung von J_1 geschehen, $J = F \cdot a^2$, worin F die Fläche des Streifens und a seine Schwerpunktsentfernung von der Achse bedeutet. Gegenüber $F \cdot a^2$ kann das Trägheitsmoment des schmalen Streifens in bezug auf seine eigene Schwerachse vernachlässigt werden.

Für Flächen mit Aussparungen (Kreisring-, hohler Quadrat-, Rechteck-, Ellipsenquerschnitt) ist das Trägheitsmoment gleich dem der ganzen Fläche vermindert um das der Aussparung; vgl. vorstehend unter 5, Kreisring.

Über die Trägheitsmomente weiterer Flächen und von Körpern siehe unter anderen Holz-müller, Ingenieurmechanik, I., Leipzig. — Benutzung der Trägheitsmomente siehe Abschnitt Festigkeitslehre, genaue und angenäherte Berechnung für besondere Fälle in den Tabellen über Walzprofile und in den Tabellen S. 124 ff.

Beispiel 1: Für den in Fig. 39 zur Hälfte dargestellten Trägerquerschnitt sollen die Trägheitsmomente J_x und J_y ermittelt werden. Mehrfache Anwendung der Formel $J_a = J_c + F \cdot a^2$; Benutzung der Tabellen über die Walzprofile.

$$\frac{1}{2} J_x = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 1^3 + (20 \cdot 1) \cdot 25,5^2 + 2 \cdot (71 + 14,1 \cdot (25 - 2,2)^2) + \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 25^3 = 1,7 + 13005 + 14801,4 + 5208,3 = 33016,4 \text{ cm}^4;$$

$$\frac{1}{2} \text{ Nietabzug: } 2 \left(\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 2^3 + (2 \cdot 2) 25^2 \right) = 2(1,3 + 2500) = 5002,6 \text{ cm}^4;$$

$$\frac{1}{2} J_{x_0} = 33016,4 - 5002,6 = 28013,8 \text{ cm}^4; \quad J_{x_0} = 56027,6 \text{ cm}^4.$$

$$\frac{1}{2} J_y = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 20^3 + 2(71 + 14,1 \cdot (0,5 + 2,2)^2) + \frac{1}{2} \cdot 25 \cdot 1^3 = 666,7 + 347,6 + 2,1 = 1016,4 \text{ cm}^4;$$

$$\frac{1}{2} \text{ Nietabzug: } 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 2^3 + (2 \cdot 2) \cdot 4^2 \right) = 2(1,3 + 64) = 130,6 \text{ cm}^4;$$

$$\frac{1}{2} J_{y_0} = 1016,4 - 130,6 = 885,8 \text{ cm}^4; \quad J_{y_0} = 1771,6 \text{ cm}^4.$$

Beispiel 2: Für das in Fig. 40 gezeichnete Winkelisen sollen die Hauptsachen und die Hauptträgheitsmomente gefunden werden. Man berechnet in bekannter Weise:

$$F = 14,078 \text{ cm}^2, \quad J_u = 330,62 \text{ cm}^4,$$

$$J_v = 43,84 \text{ cm}^4, \quad x_0 = 3,673 \text{ cm},$$

$$y_0 = 1,204 \text{ cm};$$

$$J_z = J_u - F \cdot x_0^2 = 140,58 \text{ cm}^4,$$

$$J_y = J_v - F \cdot y_0^2 = 23,42 \text{ cm}^4;$$

$$J_w = 156,56 \text{ cm}^4, \quad z_0 = 1,746 \text{ cm},$$

$$J_z = J_w - F \cdot z_0^2 = 113,62 \text{ cm}^4.$$

Damit wird unter Benutzung der Gleichungen unter e, S. 118:

$$J_{xy} = \frac{1}{2}(J_x + J_y) - J_z = -31,62 \text{ cm}^4.$$

Endlich ergibt sich:

$$\tan 2\alpha_0 = \frac{2J_{xy}}{J_y - J_x} = +0,53978;$$

$$\alpha_0 = 14^\circ 11'.$$

$$J_a = \frac{1}{2}(140,58 + 23,42) \pm$$

$$\pm \frac{1}{2} \sqrt{(140,58 - 23,42)^2 + 4 \cdot 31,62^2} = 82,00 \pm 66,57 \text{ cm}^4;$$

$$J_a = 148,57 \text{ cm}^4, \quad J_b = 15,43 \text{ cm}^4.$$

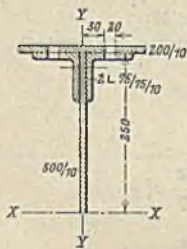


Fig. 39.

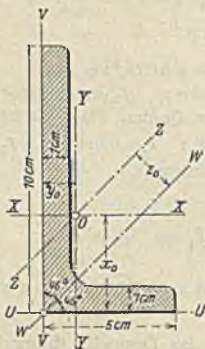


Fig. 40.

m) Tabellen.

1. Trägheits- und Widerstandsmomente von Quadratrflächen.

J = Aquat. Trägheitsmoment, W = Widerstandsmoment, a = Quadratseite.
Formeln und Figur s. unter 4. S. 122.

a	$J = \frac{a^4}{12}$	$W = \frac{a^3}{6}$	a	$J = \frac{a^4}{12}$	$W = \frac{a^3}{6}$	a	$J = \frac{a^4}{12}$	$W = \frac{a^3}{6}$
1	0.0833	0,1667	21	16207	1543,5	41	234484	11487
2	1,3333	1,3333	22	19522	1774,7	42	259308	12348
3	6,7500	4,5000	23	23320	2027,8	43	284900	13251
4	21,333	10,667	24	27648	2304,0	44	312341	14197
5	52,083	20,833	25	32552	2604,2	45	341742	15188
6	108,00	36,000	26	38081	2929,3	46	373121	16223
7	200,08	57,167	27	44287	3280,5	47	406668	17304
8	341,33	85,333	28	51222	3658,7	48	442368	18432
9	546,75	121,50	29	58940	4064,9	49	480400	19608
10	833,33	166,67	30	67500	4500,0	50	520833	20833
11	1220,1	221,83	31	76961	4965,2	51	563775	22109
12	1728,0	288,00	32	87381	5461,3	52	609310	23435
13	2380,1	366,17	33	98827	5989,5	53	657540	24813
14	3201,3	457,33	34	111362	6550,7	54	708588	26244
15	4218,8	562,50	35	125052	7145,8	55	762552	27729
16	5461,3	682,66	36	139968	7776,0	56	819541	29269
17	6960,1	818,83	37	156181	8442,2	57	876633	30866
18	8748,0	972,00	38	173761	9145,3	58	934708	32519
19	10860	1143,2	39	192787	9886,5	59	1009779	34230
20	13333	1333,3	40	213340	10667	60	1080000	36000

2. Trägheits- und Widerstandsmomente von Kreisflächen.

 $J =$ Aquat. Trägheitsmoment, $W =$ Widerstandsmoment, $d =$ Kreisdurchmesser.

Fig. 41.

Formeln und Figur s. unter 5, S. 122.

d	$J = \frac{\pi d^4}{64}$	$W = \frac{\pi d^3}{32}$	d	$J = \frac{\pi d^4}{64}$	$W = \frac{\pi d^3}{32}$	d	$J = \frac{\pi d^4}{64}$	$W = \frac{\pi d^3}{32}$
1	0,0491	0,0982	34	65597	3859	67	989166	29527
2	0,7854	0,7854	35	73662	4209	68	1049556	30869
3	3,976	2,651	36	82448	4580	69	1112660	32251
4	12,57	6,283	37	91998	4973	70	1178588	33674
5	30,68	12,27	38	102354	5387	71	1247393	35138
6	63,62	21,21	39	113561	5824	72	1319167	36644
7	117,9	33,67	40	125664	6283	73	1393995	38192
8	201,1	50,27	41	138709	6766	74	1471963	39783
9	322,1	71,57	42	152745	7274	75	1553156	41417
10	490,9	98,17	43	167820	7806	76	1637662	43096
11	718,7	130,7	44	183984	8363	77	1725571	44820
12	1081	169,6	45	201289	8946	78	1816972	46589
13	1402	215,7	46	219787	9556	79	1911967	48404
14	1886	269,4	47	239531	10193	80	2010619	50265
15	2485	331,3	48	260576	10857	81	2113051	52174
16	3217	402,1	49	282979	11550	82	2219347	54130
17	4100	482,3	50	306796	12272	83	2329605	56135
18	5153	572,6	51	332086	13023	84	2443920	58189
19	6397	673,4	52	358908	13804	85	2562392	60292
20	7854	785,4	53	387323	14616	86	2685120	62445
21	9547	909,2	54	417393	15459	87	2812205	64648
22	11499	1045	55	449180	16334	88	2943748	66903
23	13737	1194	56	482750	17241	89	3079853	69210
24	16286	1357	57	518166	18181	90	3220623	71569
25	19175	1534	58	555497	19155	91	3366165	73982
26	22432	1726	59	594810	20163	92	3516586	76448
27	26087	1932	60	636172	21206	93	3671992	78968
28	30172	2155	61	679651	22284	94	3832492	81542
29	34719	2394	62	725332	23398	95	3998198	84173
30	39761	2651	63	773272	24548	96	4169220	86859
31	45333	2925	64	823550	25736	97	4345671	89601
32	51472	3217	65	876240	26961	98	4527664	92401
33	58214	3528	66	931420	28225	100	4908738	98175



Fig. 42.

3. Trägheits- und Widerstandsmomente von Rechteckflächen.

$J = \lambda$ quat. Trägheitsmoment, $J_{min} = \frac{b^3 h}{12}$, $W_{max} = \frac{b h^2}{6}$
 $W =$ Widerstandsmoment,

J_{min} bezieht sich auf die zur längeren Seite (h), W_{max} auf die zur kürzeren Seite (b) parallele Schwerachse. Die Zahlen für die Quadratflächen s. vorstehend.

Quer- schnitt	J_{min}		W_{max}	Quer- schnitt	J_{min}		W_{max}	Quer- schnitt	J_{min}		W_{max}	
	h	b			h	b			h	b		W_{max}
6	4	32,000	24,000	18	15	5062,5	810,00	26	10	2166,7	1126,7	
	5	62,500	30,000		16	6144,0	864,00		11	2883,9	1239,3	
8	4	42,667	42,667		17	7369,5	918,00		12	3744,0	1352,0	
	5	83,333	53,333	20	6	360,00	400,00		13	4760,1	1464,7	
	6	144,000	64,000		7	571,67	466,67		14	5945,4	1577,3	
7	228,67	74,667	8		853,33	533,33	15		7312,5	1690,0		
10	4	53,333	66,667		9	1215,0	600,00		16	8873,6	1802,7	
	5	104,17	83,333		10	1666,7	666,67		17	10645	1915,3	
	6	180,00	100,00		11	2218,3	733,33		18	12636	2028,0	
	7	285,83	116,67		12	2880,0	800,00		19	14861	2140,7	
	8	426,67	133,33		13	3661,7	866,67		20	17333	2253,3	
	9	607,50	150,00		14	4573,3	933,33		21	20066	2366,0	
12	4	64,000	96,000		15	5625,0	1000,0	22	23071	2478,7		
	5	125,00	120,00		16	6826,7	1066,7	23	26361	2591,3		
	6	216,00	144,00		17	8188,3	1133,3	24	29952	2704,0		
	7	343,00	168,00	18	9720,0	1200,0	25	33855	2816,7			
	8	512,00	192,00	19	1143,2	1266,7	28	12	4032,0	1568,0		
	9	729,00	216,00	22	8	968,67		645,33	13	5126,2	1698,7	
10	1000,0	240,00	9		1336,5	726,00		14	6402,8	1829,3		
11	1331,0	264,00	10		1833,3	806,67		15	7875,0	1960,0		
14	6	252,00	196,00		11	2440,2		887,33	16	9557,2	2090,7	
	7	400,17	228,67		12	3168,0		968,00	17	11464	2221,3	
	8	597,33	261,33		13	4027,8		1048,7	18	13608	2352,0	
	9	850,5	294,00		14	5030,7		1129,3	19	16004	2482,7	
	10	1166,7	326,67		15	6187,5		1210,0	20	18667	2613,3	
	11	1552,8	359,33		16	7509,3		1290,7	21	21609	2744,0	
	12	2016	392,00		17	9007,2		1371,3	22	24845	2874,7	
16	6	288,00	256,00		18	10692		1452,0	23	28389	3005,3	
	7	457,33	298,67		19	12575	1532,7	24	32256	3136,0		
	8	682,67	341,33	20	14667	1613,3	25	36459	3266,7			
	9	972,00	384,00	21	16970	1694,0	26	41012	3397,3			
	10	1333,3	426,67	24	8	1024,0	768,00	27	45928	3528,3		
	11	1774,7	469,33			9	1458,0	864,00	30	14	6860,1	2100,0
	12	2304,0	512,00			10	2000,0	960,00		15	8437,5	2250,0
13	2929,3	554,67	11			2662,0	1056,0	16		10240	2400,0	
14	3658,7	597,33	12			3456,0	1152,0	17		12283	2550,0	
15	4500,0	640,00	13			4394,0	1248,0	18		14580	2700,0	
18	6	324,00	324,00			14	5488,0	1344,0		19	17147	2850,0
	7	514,50	378,00			15	6750,0	1440,0		20	20000	3000,0
	8	768,00	432,00			16	8192,0	1536,0		21	23153	3150,0
	9	1093,5	486,00			17	9826,0	1632,0		22	26620	3300,0
	10	1500,0	540,00			18	11664	1728,0		23	30417	3450,0
	11	1996,5	594,00			19	13718	1824,0		24	34560	3600,0
	12	2592,0	648,00	20	16000	1920,0	25	39063		3750,0		
	13	3295,5	702,00	21	18522	2016,0	26	43941	3900,0			
14	4116,0	756,00	22	21296	2112,0	27	49209	4050,0				
				23	24314	2208,0	28	54879	4200,0			
							29	60972	4350,0			

Die Trägheitsmomente von **Kreisringquerschnitten** berechnen sich einfach als Differenz der J der beiden Kreisflächen aus Tab. 1; z. B. hat ein eisernes Rohr von 300 mm äußerem Durchmesser und 2 cm Wandstärke: $J = J_{30} - J_{28} = 39\,761\,22432 = 17\,329\text{ cm}^4$.

Die Trägheitsmomente von **quadratischen Hohlstützen** berechnen sich gleichfalls als Differenz der J der beiden Quadrate aus Tab. 2; z. B. ist für eine Säule mit $A = 40\text{ cm}$, Wandstärke $= 4\text{ cm}$, $a = 32\text{ cm}$: $J = 213\,340 - 87\,384 = 125\,959\text{ cm}^4$.

Das gleiche gilt natürlich auch sinngemäß für die Trägheitsmomente **hohler Rechteckquerschnitte**.

Vorstehende Regeln gelten aber nicht für die Widerstandsmomente; diese müssen in solchen Fällen aus den gefundenen Trägheitsmomenten berechnet werden.

n) Zeichnerische Ermittlung der statischen Momente S und der Trägheitsmomente J .

a) **Verfahren von Nehls** (Fig. 43). Das statische Moment S und Trägheitsmoment J der Fläche nab (schraffiert) ist für eine Achse XX zu bestimmen. Man ziehe zwei Parallelen zur XX :

1. im beliebigen Abstände h die Gerade GG und 2. durch den beliebigen Umrißpunkt n der gegebenen Fläche die Gerade gg . Mache $nn' \perp GG$; ziehe durch den beliebigen Punkt O der Achse XX und den Punkt n' einen Strahl, der die gg in s schneidet. Mache $ss' \perp GG$ und ziehe einen weiteren Strahl durch O und s' , der die gg in i schneidet.

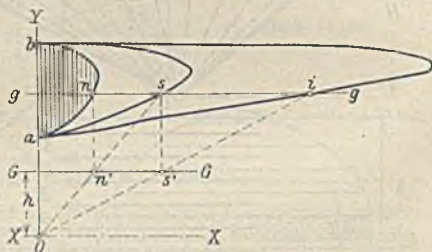


Fig. 43.

Sind die Punkte s und i für eine ausreichende Zahl von Umrißpunkten n ermittelt und bezeichnet man die dann erhaltenen Flächen asb und aib mit F_s und F_i , so ist:

$$S = F_s \cdot h \quad \text{und} \quad J = F_i \cdot h^2.$$

Gleicher Längenmaßstab für h und die Flächen F_s und F_i !

b) **Verfahren von Culmann und Mohr** (Fig. 44). Verwendung des Seilecks und Kraftecks, wobei die Flächen als Kräfte parallel der XX wirkend dargestellt werden: Man teilt die gegebene Fläche durch parallel zur XX gezogene Gerade in eine Anzahl von Streifen, deren Höhe Δy so klein zu wählen ist, daß der Schwerpunkt jedes der Streifen (für praktische Fälle genau genug) entweder in der Höhe $\frac{\Delta y}{2}$ angenommen oder als Schwerpunkt eines Trapezes od. dgl.

leicht bestimmt werden kann. Die genannten Flächenkräfte (qcm) greifen in den Schwerpunkten der einzelnen Streifen an. Man setzt sie zu einer (der XX parallelen) Mittelkraft zusammen und zeichnet für einen beliebig gewählten Pol O zwischen den Krafrichtungen das Seileck $A, 1, 2, 7, 8, 12, 13, B$.

Das statische Moment S der Fläche ist gleich dem der Flächenkräfte (I bis 13), bezogen auf die XX , nämlich gleich der Strecke h , die von den äußeren Seileckseiten A und B auf der XX abgeschnitten wird, multipliziert mit dem Polabstande H . Dieser ist im selben Maßstabe zu messen wie die in Kraftecke durch Strecken dargestellten Flächenkräfte I bis 13 .

Die durch n , Schnittpunkt von A und B , zur XX gezogene Parallele s ist eine Schwerachse. Für sie ist das statische Moment $S = 0$; die äußeren Seileckseiten schneiden sich auf ihr und ergeben $h = 0$.

Ist z. B. die Fig. 44 im Längenmaßstab 1:10 dargestellt und sind im Kräfteck die Flächenstreifen im Maßstab aufgetragen 100 qcm = 7 mm, so ist: h in der Figur 61 mm, in Wirklichkeit also 61 cm; H in der Figur 21 mm, in Wirklichkeit also 300 qcm, somit wird $S = H \cdot h = 300 \text{ qcm} \cdot 61 \text{ cm} = 18300 \text{ cm}^2$.

Das Trägheitsmoment J_x der gezeichneten Fläche F in bezug auf die Achse $X - X$ findet man gleichfalls aus dem nach Vorstehendem gezeichneten Seileck, und zwar als Produkt der doppelten Polweite H des Kräftecks mit der Fläche f , die begrenzt wird von der äußersten Seileckseite $A - 1 - n - 1'$, der Achse $X - X$ und dem eigentlichen Seileck $B - 13 - 8 - 7 - 2 - 1 - A$.

$$J = 2 H \cdot f.$$

Für das Trägheitsmoment J_s in bezug auf die Schwerachse wird die Fläche f begrenzt von der Geraden $A - 1 - n$, der Geraden $n - 13 - B$ und dem eigentlichen Seileck $B - 13 - 8 - 7 - 2 - 1 - A$.

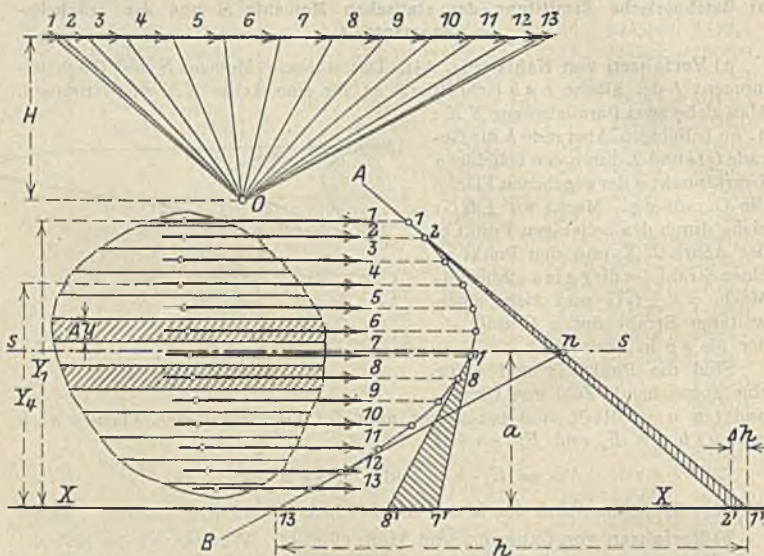


Fig. 44.

Aus Vorstehendem ergibt sich auch der geometrische Beweis für den Zusammenhang zwischen J_s und J_x gemäß der Gleichung:

$$J_x = J_s + F \cdot a^2.$$

Den Inhalt der Seileckflächen ermittelt man am besten mittels derselben Streifenteilung, wie sie sich durch die Kräfte 1 bis 13 ergibt.

Ist in Fig. 44 die Fläche $n - B - 13 - 8 - 7 - 2 - 1 - A - n$ gleich $f = 129 \text{ qmm}$, so ist sie in Wirklichkeit bei einem Längenmaßstab von 1:10 gleich 129 qcm; es wird somit $J_s = 2 \cdot f \cdot H = 2 \cdot 129 \text{ qcm} \cdot 300 \text{ qcm} = 77400 \text{ cm}^4$.

Das Zentrifugalmoment J_{uv} in bezug auf die Achsen U und V (Fig. 45) ergibt sich zeichnerisch wie folgt: der Querschnitt wird in Rechtecke geteilt parallel zu den Achsen U und V . Deren Flächeninhalte werden als wagrechte Kräfte $U_1 \dots U_3$ parallel zur U -Achse im Kräfteck mit der Polweite h_1 (Flächenmaßstab!) aufgetragen und das zugehörige Seileck gezeichnet. Dessen Abschnitte auf der U -Achse, die Strecken $1' - 2'$, $2' - 3'$, $3' - 4'$ werden nunmehr als lotrechte Kräfte V_1, V_2 und V_3 aufgefaßt und zu ihnen mit der Polweite h_2

des neuen Kraftecks das entsprechende Seileck gezeichnet. In der Abb. 45 ist die Drehung des Kraftecks $O_2 1' 2' 3' 4'$ mit Polweite h_3 nicht erst ausgeführt, dafür sind die Seileckseiten des Seilecks der V (unter der Fläche) \perp zu den Polstrahlen des Kraftecks gezeichnet! Die äußeren Seileckseiten schneiden auf der V -Achse eine Strecke $mn = -h_3$ ab. Es ergibt sich im vorliegenden Falle:

$$J_{uv} = -h_1 \cdot h_2 \cdot h_3.$$

Zu beachten, daß h_1 im Flächen-, h_2 und h_3 im Längenmaßstabe zu messen sind.

Sind $U_1 + U_2 + U_3 = 15 + 21 + 21 = 57$ qcm in der Fig. 45 durch 30,5 mm dargestellt, so ist dementsprechend $h_1 = 19,5$ mm $\approx 36,4$ qcm; ferner sind im Längenmaßstab 1:3,08 die Strecken $h_2 = 8$ mm $\approx 2,46$ cm und $h_3 = 9,8$ mm $\approx 3,20$ cm. Somit wird $J_{uv} = 36,4$ qcm $\cdot 2,46$ cm $\cdot 3,20$ cm ≈ 282 cm².

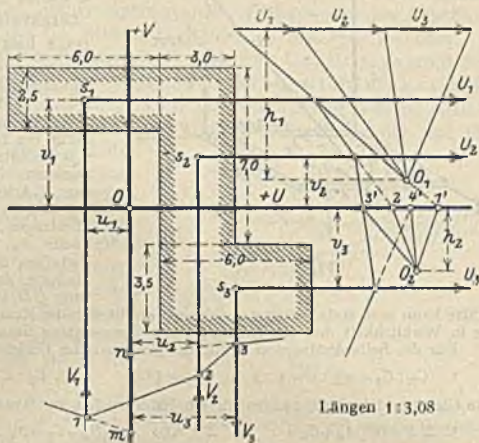


Fig. 45.

G. Gleichgewicht gestützter Körper.

An einem gestützten Körper oder an einer Verbindung von Körpern müssen die äußeren Kräfte mit den durch die Art der Stützung bedingten und möglichen Stützkraften im Gleichgewicht sein. Über das Gleichgewicht der Kräfte s. A, S. 106. — Beweglich gestützte Körper oder Verbindungen solcher stellen sich unter der Einwirkung äußerer Kräfte in eine Gleichgewichtslage ein; diese ist zunächst zu ermitteln; aus ihr folgen dann die Stützkraften. — Art des Gleichgewichts: sicher, unentschieden, unsicher (stabil, indifferent, labil).

Ist der Körper in einem Punkte A befestigt, so muß sich das System der äußeren Kräfte nur durch eine Kraft in A ersetzen lassen, wenn Gleichgewicht bestehen soll ($\sum M_A = 0$); dieser Mittelkraft entgegengesetzt gleich ist die Stützkraft. — Besteht die Stützung in einem Punkte aber darin, daß eine Fläche des Körpers eine feste Fläche in einem Punkte berührt, so muß die Mittelkraft außerdem noch in die Richtung der Flächennormalen fallen. (Schwere Kugel auf wagerechter Ebene.) Oder: Zwei sich (reibungslos) berührende Körper können aufeinander nur solche Kräfte übertragen, die die Richtung der Berührungsnormalen haben. Das Vorstehende gilt sinngemäß für die (viel häufigere) zylindrische Berührung von Körpern. (Festlegung der Stützkraftrichtung durch das Rollenlage eines Trägers.) Benutzung des Satzes, daß $\sum M_A = 0$ sein muß, bei allen Hebeln, Wagen, Rollen.

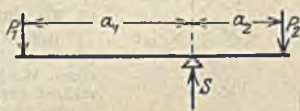


Fig. 46.

Hebelgesetz: $P_1 \cdot a_1 = P_2 \cdot a_2$;
 $S = P_1 + P_2$. Fig. 46.

Ist der Körper in zwei Punkten A und B gestützt, so muß die Summe der Drehmomente der äußeren Kräfte in bezug auf die Achse AB gleich Null sein: Die Mittelkraft muß die Achse schneiden (Kraftebene). Die in die Richtung der Achse AB fallenden Seitenkräfte der beiden Stützkraften in A und B sind statisch unbestimmt. Um die statische Unbestimmtheit zu vermeiden, wird

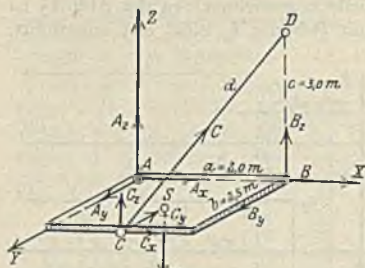


Fig. 47.

z. B. B als bewegliches Lager ausgebildet und so die Richtung der Stützkraft in B vorgeschrieben. Weiteres hierüber s. Trägerlehre.

Die Stützung eines Körpers in drei Punkten sei an einem Beispiel behandelt (Fig. 47). Eine schwere rechteckige Platte ABC ist in A durch ein festes Lager, in B durch ein Halslager und in C durch das Seil CD gestützt; die Stützkraften sind zu bestimmen. Die Stützkraft B muß senkrecht zur X -Achse wirken, da B ein Halslager ist, also in der X -Richtung keine Kräfte übertragen kann. Die Seitenkräfte sind demnach: $A_x, A_y, A_z; B_y, B_z; C_x, C_y, C_z$. Zwischen den letzten drei besteht die Bedingung, daß ihre Mittelkraft in die Richtung CD fallen muß. Den Sinn der Stützkraften kann man stets beliebig annehmen; ergibt sich die Kraft dann negativ, so heißt das, daß sie in Wirklichkeit den der Annahme entgegengesetzten Sinn hat.

Für die Seitenkräfte von C gilt die geometrische Beziehung:

$$1. C_x : C_z = a_2 : c = 1 : 3, \quad C_x = \frac{1}{3} C_z; \quad 2. C_y : C_z = b : c = 2,5 : 3, \quad C_y = \frac{2}{3} C_z.$$

Die Gleichgewichtsbedingungen für ein Kräftesystem im Raume (S. 110) lauten:

$$3. \sum X = 0: A_x + C_x = 0; \quad 4. \sum Y = 0: A_y + B_y - C_y = 0; \quad 5. \sum Z = 0: A_z + B_z + C_z - G = 0;$$

$$6. \sum M_x = 0: +b \cdot C_z - \frac{1}{2} b \cdot G = 0; \quad 7. \sum M_y = 0: -a \cdot B_z - \frac{1}{2} a \cdot C_x + \frac{1}{2} a \cdot G = 0;$$

$$8. \sum M_z = 0: +a \cdot B_y - b \cdot C_x - \frac{1}{2} a \cdot C_y = 0.$$

Vorhanden sind 8 unbekannte Seitenkräfte und 8 Gleichungen; die Aufgabe ist also lösbar und statisch bestimmt. Es folgt aus:

$$6. C_z = \frac{1}{2} G; \quad 7. B_z = \frac{1}{2} G - \frac{1}{2} C_z = \frac{1}{2} G - \frac{1}{4} G = \frac{1}{4} G; \quad 5. A_z = G - B_z - C_z = \frac{1}{4} G;$$

$$1. C_x = \frac{1}{3} G; \quad 2. C_y = \frac{2}{3} G; \quad 3. A_x = -C_x = -\frac{1}{3} G;$$

$$8. B_y = \frac{b}{a} C_x + \frac{1}{2} C_y = \frac{2,5}{12} G + \frac{5}{24} G = \frac{5}{12} G; \quad 4. A_y = C_y - B_y = \frac{5}{12} G - \frac{5}{12} G = 0.$$

Außer A_x wirken also alle Seitenkräfte im angenommenen Sinne.

Die Stützung eines Körpers in einer Fläche ist vielfach statisch unbestimmt; der Druck an den einzelnen Stellen läßt sich nur auf Grund von Annahmen ermitteln. (Geradlinige oder parabolische Druckverteilung; s. Festigkeitslehre; sowie Grundbau, Uferbau und Eisenbahnbau, Berechnung des Oberbaues.) Ein Körper besitzt Standsicherheit, wenn die Mittelkraft aller äußeren Kräfte innerhalb der durch die möglichen Kippkanten gebildeten Fläche liegt. Unter dem Stabilitätsmoment versteht man das Moment der Mittelkraft in bezug auf eine Kippkante; es gibt ein Maß für die Standsicherheit. Da diese meist durch das Gewicht des Körpers gewährleistet wird, so spricht man von n -facher Standsicherheit, wenn das Moment des Gewichtes des Körpers n -mal so groß ist als das der kippenden Kräfte (Wind usw.).

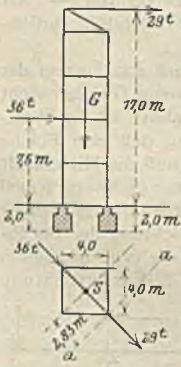


Fig. 48.

Beispiel: Ein eisernes Gerüst (Fig. 48) hat den wagerechten Zug einer Drahtseilbahn aufzunehmen (29 t); außerdem muß mit einem Winddrucke von 36 t, angreifend in halber Gerüsthöhe, gerechnet werden. Wie groß muß das Gewicht des Gerüstes gemacht werden, damit mindestens 1,5fache Standsicherheit vorhanden ist

(Gründungstiefe 2,0 m)? Da der Zug von 29 t über Eck angreift und W auch in dieser Richtung wirken kann, so ist mit $a-a$ als Kippkante zu rechnen. Die Fläche des Gründungskörpers wird zur Vereinfachung nicht mit berücksichtigt; desgl. der passive Erddruck. Es gilt:

$$G \cdot 2,83 \geq 1,5 (36 \cdot 9,5 + 29 \cdot 19,0) = 1339,5 \text{ mt}; \quad G \geq \frac{1339,5}{2,83} \geq 473,3 \text{ t.}$$

Wenn das Gewicht des eisernen Tragwerks etwa 75,5 t beträgt, so muß jeder Gründungskörper mindestens ein Gewicht von rund $\frac{1}{4}(473,3 - 75,5) = 100 \text{ t}$ erhalten.

Über die Verbindung von Körpern zu starren Gebilden siehe Trägerlehre, Theorie des Fachwerks, ferner Sprengwerke, Hängewerke im Abschnitt Holzbrücken, Dreigelenkbogen im Abschnitt Baustatik und Steinbrücken.

Verbindet man starre Körper zu einem beweglichen Gebilde, so stellt sich dieses unter dem Einflusse äußerer Kräfte in eine Gleichgewichtslage ein, die zunächst zu bestimmen ist. — An jedem Teile der Verbindung besteht Gleichgewicht zwischen den äußeren Kräften und den Stützkraften, die auf ihn von den Nachbartheilen ausgeübt werden (die die Verbindung mit den Nachbartheilen gewissermaßen ins Statische übersetzen). Die Verbindung denkt man sich als reibungslose Gelenke. Ist ein unbelasteter Körper (Stab) in 2 Punkten angeschlossen, so müssen seine beiden Stützkraften in der Verbindungsgeraden dieser 2 Punkte wirken und einander gleich sein; bei 3 Anschlußpunkten liegen sie in der Ebene der 3 Punkte.

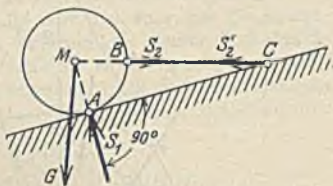


Fig. 49.

Beispiele. 1. Ein schwerer Zylinder auf schiefer Ebene (Fig. 49) stellt sich in eine Gleichgewichtslage derart ein, daß die beiden Stützkraften S_1 und S_2 mit seinem Gewichte G im Gleichgewicht sind. Richtung und Angriffspunkt von G ist gegeben, von S_1 desgleichen, nämlich Berührungspunkt und \perp schiefer Ebene. Die Stützkraft S_2 muß also durch den Schnittpunkt von G und S_1 , d. h. durch M gehen. Nimmt man das Seil BC gewichtslos an, so liegen die Stützkraften S_2 und S_2' des Seiles in der Geraden BC . Damit ist die Gleichgewichtslage des Zylinders und Seiles bestimmt.

2. Gelenkviereck (Fig. 50). Die Stäbe 1, 2, 3 seien gewichtslos gedacht; dann stellt sich das Gelenkviereck in eine solche Gleichgewichtslage ein, daß die in Richtung der Stäbe 1 und 2 liegenden Stützkraften S_1 und S_2 mit der Kraft P im Gleichgewicht sind, d. h. sich mit ihr im Punkte M schneiden. M ist das Momentanzentrum des Stabes 3 (vgl. S. 138), durch das P gehen muß, um keine Drehung des Stabes 3 zu erzeugen.

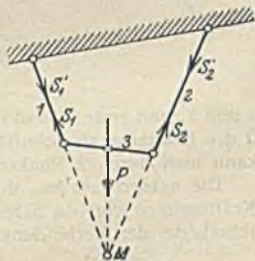


Fig. 50.

Seilecke, Seillinien.

Jedes Seileck (vgl. S. 108) kann man auffassen als einen aus gewichtslosen, starren Stäben (Körpern) mit Hilfe von reibungslosen Gelenken gebildeten, vieleckigen ebenen Stabzug, in dessen Knotenpunkten Kräfte (Lasten) angreifen. Das Seileck stellt dann die Gleichgewichtslage der beweglichen Stabverbindung unter dem Einflusse der Lasten dar.

Die Stabkräfte (= Seilspannung) in den einzelnen Stäben (= Seileckseiten) sind mit den Lasten im Gleichgewicht; ihre Größe ergibt sich aus dem zugehörigen Krafteck. Die äußersten Seilkräfte geben die Größe der Stützkraften in den Stützpunkten a und b .

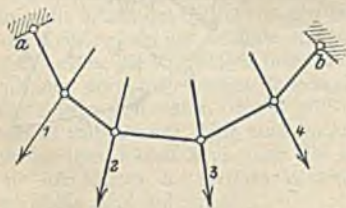


Fig. 51 a.

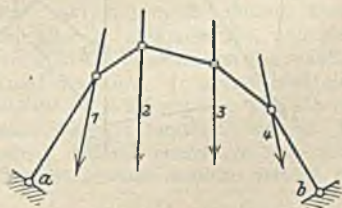


Fig. 51 b.

Im baulichen Sinne heißt das Seileck gemäß Fig. 51 a ein Hängewerk, das der Fig. 51 b ein Sprengwerk. Auch hier sind die äußersten Seilkräfte in a und b mit der Mittelkraft der Lasten 1 bis 4 im Gleichgewicht.

Seileck durch gegebene Punkte.

Soll das einer beliebigen Kräftegruppe entsprechende Seileck durch 2 feste Punkte a und b gehen, z. B. in Fig. 52, so ermittelt man zunächst die Mittelkraft R der Kräfte 1 bis 5, zieht die erste und letzte Seileckseite A und B durch

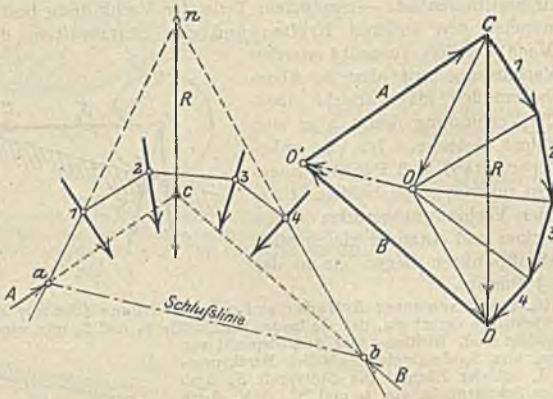


Fig. 52.

a und b , und zwar so, daß sie sich auf R schneiden, und bestimmt darnach den Pol O des Kräftecks als Schnittpunkt der Polstrahlen A und B . Selbstverständlich kann man durch 2 Punkte beliebig viele Seilecke zeichnen.

Die entsprechenden, d. h. gleichliegenden Seiten zweier Seilecke derselben Kräftegruppe ergeben Schnittpunkte, die alle auf einer Geraden liegen (Polarachse), die der Verbindungsline der beiden Pole im Kräfteck parallel ist.

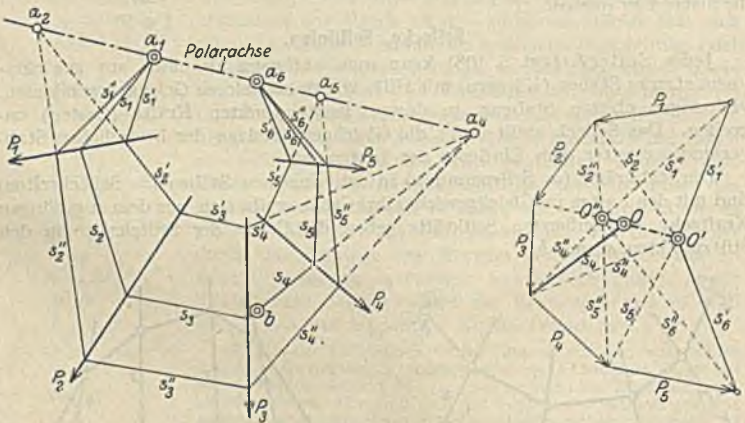


Fig. 53.

Z. B. schneiden sich in Fig. 53 die Seileckseiten s'_1 und s''_1 in a_1 , s'_6 und s''_6 in a_6 , s'_2 und s''_2 in a_2 , s'_3 und s''_3 in a_3 ; alle a liegen auf der Geraden $a_1 - a_6$, der Polarachse, die der Verbindungsgeraden $O' - O''$ im Kräfteck parallel ist.

Mit Hilfe dieses Satzes läßt sich die Aufgabe, ein Seileck durch drei gegebene Punkte zu legen, ohne weiteres lösen. Soll z. B. das Seileck in

Fig. 53 durch die drei Punkte a_1, b, a_6 und zwar mit den Seiten s_1, s_4, s_6 gehen, so zeichnet man zunächst ein beliebiges Seileck s'_1 bis s'_6 durch die beiden Punkte a_1 und a_6 , bringt dessen Seite s'_4 mit der Polarachse a_1, a_6 in a_4 zum Schnitt und legt die Seileckseite s_4 durch diesen Punkt a_4 und b . Im Kräfteck ist nunmehr der Pol O bestimmt durch die Parallele $O'O$ zur Polarachse a_1, a_6 und durch den Seilstrahl $s_4 \parallel b a_4$ im Seileck.

Eine zum mindesten ebenso einfache Lösung ergibt sich jedoch auch nach dem Verfahren, wie es in der Baustatik, Abschnitt III B, Dreigelenkbogen, dargestellt ist: Ermittlung der Stützkräfte in den drei Gelenkpunkten $a b c$.

Das Seileck und die Seilkräfte sind für die betr. Lastengruppe die Stützzlinie und die Stützkräfte durch die drei Stützpunkte. Durch drei Punkte ist die Stützzlinie eindeutig bestimmt. Die Tragwerke, Dreigelenkbogen, Sprengwerke, Hängewerke, Gewölbe formt man zweckmäßig nach der Stützzlinie, um zu erreichen, daß in der Tragwerksachse unter der gegebenen Belastung nur die der Stützzlinie entsprechenden Stützkräfte wirken. Besonders wichtig für Gewölbe; vgl. Abschnitt Steinbrücken, Formgebung.

Stetig verteilte Lasten kann man als eine Gruppe unendlich kleiner Einzellasten auffassen, die in unendlich kleinen Abständen aufeinander folgen. Für solche Lasten gehen Kräfteck und Seileck in die stetig gekrümmte Kraftlinie und eine ebensolche Seillinie über. Für den allgemeinen Fall einer ungleichmäßig stetigen Belastung zeichnet man die Seillinie wie folgt (Fig. 54).

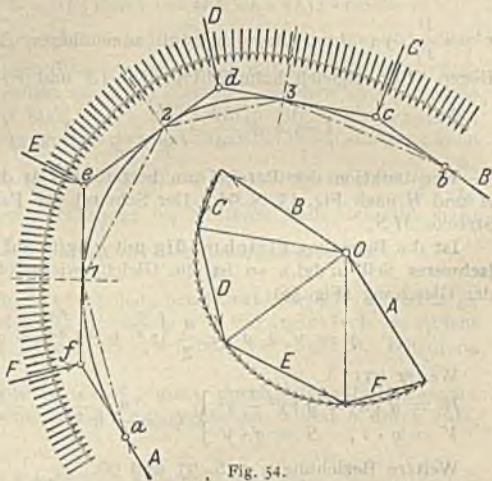


Fig. 54.

Die Kraftstrecke $a-b$ wird durch entsprechend bezifferte (punktierter) Schnittlinien 1, 2, 3 in beliebige Teilstrecken geteilt. Für diese ergeben sich die Mittelkräfte als Sehnen C bis F der krummen Kraftlinie (Fig. 54). Sobald die Lage dieser vier Kräfte (S. 108) gefunden worden ist, kann zwischen den Richtungen der Kräfte C bis F ein Seileck gezeichnet werden durch die Punkte a und b mittels des Poles O . Ist das Seileck mit Hilfe der von O ausgehenden Polstrahlen gezeichnet, so muß die zur Kraftlinie gehörige Seillinie die Seiten des Seilecks in den Teilpunkten $a, 1, 2, 3$ und b berühren. Denn alle Teilstrecken der Seillinie stehen miteinander im Gleichgewicht, und deshalb müssen die Richtungen ihrer Endtangente in den bezeichneten Teilpunkten mit den dort anstoßenden Seileckseiten zusammenfallen. Je kürzer man also die Teilstrecken wählt, oder je größer ihre Zahl ist, desto genauer wird die gesuchte Seillinie mit Hilfe eines umschriebenen Seilecks dargestellt werden. In praktischen Fällen kann man die Darstellung dadurch erleichtern, daß man die Richtungen der stetigen Belastung für eine gewisse endliche Strecke als parallellaufend annimmt.

Hat eine an den Punkten A und B aufgehängte Kette (Fig. 55) eine Belastung zu tragen, die sich gleichmäßig über die Stützweite $l = AB$ verteilt (Belastung: $q \text{ kg/m}$, $Q = q \cdot l$), so ist die Gleichgewichtsform der Kette eine Parabel. Im tiefsten Punkte, dem Scheitel, ist der Zug H in der Kette

wagrecht gerichtet: $H = \frac{q l^2}{8f}$. In einem beliebigen Punkte P herrscht der Zug S , mit der wagerechten Seitenkraft H und der senkrechten Seitenkraft $V = q \cdot x$. Die Gleichung der Parabel lautet:

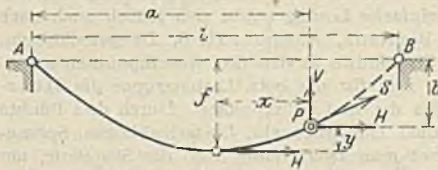


Fig. 55.

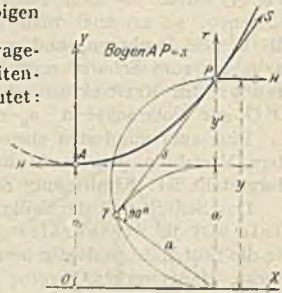


Fig. 56.

$x^2 = \frac{l^2}{4f} \cdot y$; ihre Länge beträgt angenähert: $L = l + \frac{8}{3} \frac{l^2}{l}$ für flache Bögen. Für ungleich hohe Stützpunkte (A und P) bestehen die Beziehungen:

$$l = a + \frac{2b}{a} \cdot \frac{H}{q} \quad \text{und} \quad f = \frac{q l^2}{8H}.$$

Konstruktion der Parabel am besten mittels der beiden Endtangente in A und B nach Fig. 43, S. 91. Der Scheitel der Parabel liegt in der Mitte der Strecke MS .

Ist die Belastung gleichmäßig mit q kg/m auf die Kettenlänge verteilt (schweres Seil u. dgl.), so ist die Gleichgewichtsform eine Kettenlinie von der Gleichung (Fig. 56):

$$y = y' + a = \frac{a}{2} \left(e^{\frac{x}{a}} + e^{-\frac{x}{a}} \right) = a \cdot \text{Cof} \left(\frac{x}{a} \right).$$

Weiter ist:

$$\left. \begin{aligned} H &= q \cdot a = q \sqrt{y^2 - a^2} \\ V &= q \cdot s, \quad S = q \cdot y \end{aligned} \right\} s = \frac{a}{2} \left(e^{\frac{x}{a}} - e^{-\frac{x}{a}} \right) = a \cdot \text{Sin} \left(\frac{x}{a} \right).$$

Weitere Beziehungen s. S. 97 und 98.

Flache Bögen rechnet man einfacher und genügend genau als Parabeln. Über die Kettenbrückenlinie s. Handb. d. Ing.-Wiss.; weiteres über Seillinien s. auch Müller-Breslau, Graph. Statik, I., 3. Aufl., S. 427; vgl. auch Weil, R., Beanspruchung und Durchhang von Freileitungen. Springer, Berlin.

Erörterungen über Durchhang und Spannkraft bei elastischen Stützen s. in der Zeitschrift „Eisenbau“ 1910, Nr. 6; vgl. auch Abschnitt „Eisenhochbau“ dieses Buches unter Licht- und Leitungsmasten.

II. Geometrische Bewegungslehre.

A. Bewegung eines Punktes.

Die Bewegung eines Punktes ist bestimmt, wenn man die Gestalt seiner Bahnlinie und die Lage des Punktes auf ihr für jeden beliebigen Zeitpunkt angeben kann.

Die Bahnlinie des Punktes bestimmt man durch ihre Gleichung in bezug auf ein geeignetes Koordinatensystem, die Lage des Punktes durch den von ihm zurückgelegten Weg; dieser wird in einfachen Fällen auf der Bahnlinie selbst gemessen, sonst aber auf ein Koordinatennetz projiziert und in seinen Projektionen betrachtet und gemessen (s. u.). Grundeinheiten sind der Weg (Länge)

und die Zeit. — Geschwindigkeit v des Punktes ist das Verhältnis der Weglänge s zur Zeit t , in der sie zurückgelegt wurde. Bei ungleichförmiger Bewegung, bei der sich die Geschwindigkeit während der Bewegung selbst mit der Zeit ändert, berechnet man sie entweder als mittlere, d. h. durchschnittliche Geschwindigkeit: $v = \frac{s - s_0}{t - t_0}$ für den Zeitraum $t - t_0$,

währenddessen sie dann als unveränderlich angenommen ist, oder als augenblickliche Geschwindigkeit: $v = \frac{ds}{dt}$. ds ist der im unendlich kleinen Zeitraume dt zurückgelegte Weg. Einheit der Geschwindigkeit m/sek (km/Stde.). Man erhält m/sek aus km/Stde., wenn man letztere durch 3,6 dividiert.

Braucht z. B. der Personenzug 881 (Fig. 58) zur Fahrt von Bj. nach Ka. (Stat. 180 + 16,3 bis 247 + 88,7) die Zeit von 7²⁰ bis 7³³, so ist seine mittlere (Reise-) Geschwindigkeit gleich

$$\frac{24788,7 - 18016,3}{35 - 26} = \frac{6772,4}{9} = 752,5 \text{ m/min} = 12,54 \text{ m/sek} = 45,15 \text{ km/Stde.};$$

seine augenblickliche (Fahrt-) Geschwindigkeit wechselt dagegen von 0 bis zu etwa 60 km/Stde.

Die Veränderlichkeit der Geschwindigkeit mit der Zeit nennt man die Beschleunigung p . Bewirkt sie keine Zunahme, sondern eine Abnahme der Geschwindigkeit, so nennt man sie Verzögerung. Sie ist dann negativ, d. h. der Geschwindigkeit entgegengesetzt gerichtet. Auch die Beschleunigung kann

man entweder als Mittelwert in einem gewissen Zeitraume zu $p = \frac{v - v_0}{t - t_0}$ oder als augenblicklichen Wert berechnen; im letzteren Falle schreibt man:

$$p = \frac{dv}{dt} = \frac{d}{dt} \left(\frac{ds}{dt} \right) = \frac{d^2 s}{dt^2}. \text{ Einheit der Beschleunigung: m/sek}^2.$$

a) Geradlinige Bewegung. $v = \text{const}$ bezeichnet die gleichförmige Bewegung. Ist bei ungleichförmiger Bewegung p unveränderlich, so spricht man von einer gleichmäßig beschleunigten oder verzögerten Bewegung (Beispiel s. unten).

Während man v aus gegebenem s , und p aus v durch Differentiation nach t erhält, berechnet man umgekehrt s und v aus gegebenem v und p durch Integration nach t :

$$v = v_0 + \int_0^t p \, dt, \quad s = s_0 + \int_0^t v \, dt.$$

Aus der Definitionsgleichung von $p = \frac{dv}{dt}$ folgt durch Erweiterung mit $\frac{ds}{ds}$

$$v \, dv = p \, ds$$

und hieraus durch Integration

$$\frac{v^2}{2} = \frac{v_0^2}{2} + \int_0^s p \, ds.$$

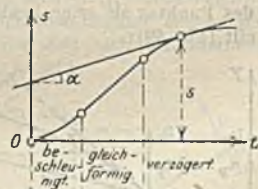


Fig. 57.

Zeichnerische Darstellung: Man trägt die Zeit als Abszissen, die Wege als Ordinaten auf: Wegkurve (Fig. 57); dann gibt die Neigung der Tangente an die Wegkurve die Geschwindigkeit $v = \tan \alpha$, die Krümmung der Wegkurve bietet einen Anhalt für die Größe und Richtung der Beschleunigung. Zunahme von α : Beschleunigung, Abnahme von α : Verzögerung. In gleicher Weise kann man die Geschwindigkeits- und die Beschleunigungskurve zeichnen und deuten.

Benutzung der Wegkurve in den bildlichen Eisenbahnfahrplänen (Fig. 58); die Wege sind dort wagrecht abgetragen, die Zeit lotrecht; infolgedessen ergeben schnellfabrende Züge flache, langsamere fabrende steile Linien; die Absätze bedeuten Aufenthalte. Die Minuten der Ankunft und Abfahrt sind an die Zuglinien angeschrieben.

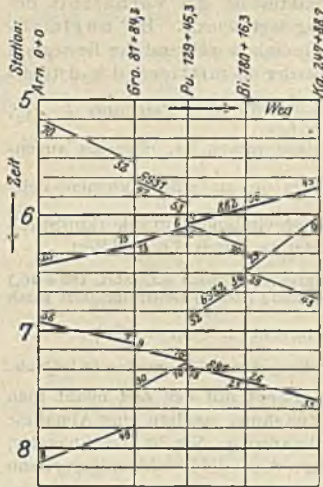


Fig. 58.

Zug erreiche in 3 Min. seine volle Geschwindigkeit von 25 m/sek; setzt man eine gleichmäßige Beschleunigung voraus, so ist: $v = p t$ oder $p = \frac{v}{t} = \frac{25 \text{ m/sek}}{3 \cdot 60 \text{ sek}} = 0,1389 \text{ m/sek}^2$. Der Anfahrweg während der 3 Min. ist $s = \frac{1}{2} p t^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,1389 \cdot 180^2 = 2250 \text{ m}$ (s. a. S. 144, Beisp. 2).

Die größte zulässige Bremsverzögerung p betrage $0,5 \text{ m/sek}^2$; der damit erreichbare kürzeste Bremsweg s , d. h. die vom Beginn der Bremswirkung bis zum Stillstand des Zuges noch durchzufahrene Strecke berechnet sich wie folgt: $\frac{v^2}{2} = \frac{v_0^2}{2} + \int_0^s (-p) ds = \frac{v_0^2}{2} - p \int_0^s ds = \frac{v_0^2}{2} - p \cdot s = 0$, $s = \frac{v_0^2}{2p} = \frac{25^2}{2 \cdot 0,5} = 625 \text{ m}$. Allerdings ist hierbei angenommen, daß die Bremswirkung vom ersten Augenblick ab in voller Stärke zur Geltung kommt.

b) **Krummlinige Bewegung.** Die krummlinige Bewegung eines Punktes projiziert man im allgemeinen zweckmäßig auf die Achsen eines rechtwinkligen Koordinatennetzes und betrachtet die Bewegungen der beiden Projektionen des Punktes als seine beiden Seitenbewegungen. (Vgl auch c.) Für die Ebene gilt (Fig. 59):

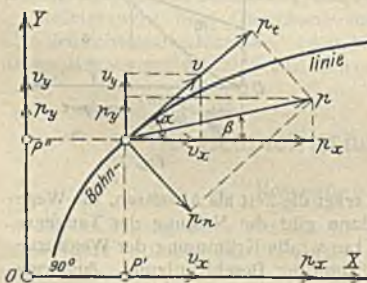


Fig. 59.

$$v_x = \frac{dx}{dt} = \frac{ds}{dt} \cdot \cos \alpha = v \cos \alpha,$$

$$v_y = \frac{dy}{dt} = \frac{ds}{dt} \cdot \sin \alpha = v \cdot \sin \alpha$$

$$v = \sqrt{v_x^2 + v_y^2};$$

$$p_x = \frac{dv_x}{dt} = \frac{d^2 x}{dt^2} = p \cdot \cos \beta,$$

$$p_y = \frac{dv_y}{dt} = \frac{d^2 y}{dt^2} = p \cdot \sin \beta,$$

$$p = \sqrt{p_x^2 + p_y^2}.$$

Die Geschwindigkeit v hat stets die Richtung der Bahntangente; die Beschleunigung p dagegen bei einer krummlinigen Bewegung nie dauernd; man kann sie sich auch zerlegt denken in:

Beispiele gleichmäßig beschleunigter Bewegung:

Freier Fall ohne Berücksichtigung des Luftwiderstandes.

Über die physikalischen Grundlagen s. S. 140; bekannt ist die Beschleunigung $p = g = 9,81 \text{ m/sek}^2$.

Hieraus folgt: $v = v_0 + \int_0^t g dt = v_0 + g \cdot t$. Nimmt

man an, daß der Körper keine Anfangsgeschwindigkeit v_0 hat, so wird $v = g \cdot t$, d. h. die Geschwindigkeit wächst proportional mit der Zeit. Weiter ist:

$$s = s_0 + \int_0^t v dt = s_0 + \int_0^t g t dt = s_0 + \frac{1}{2} g t^2. \text{ Setzt}$$

man auch noch $s_0 = 0$, d. h. mißt man den Weg von da ab, wo der Punkt seine Fallbewegung mit $v_0 = 0$ beginnt und von wo ab die Zeit gerechnet wird, so ist die Fallhöhe: $s = \frac{1}{2} g t^2$ oder auch

$$s = \frac{1}{2} g t^2 = \frac{1}{2} g \cdot \left(\frac{v}{g}\right)^2 = \frac{v^2}{2g}.$$

Ihr gleich ist die Steighöhe eines mit der Geschwindigkeit v lotrecht nach oben geworfenen Körpers; s nennt man auch die der Geschwindigkeit v entsprechende Geschwindigkeitshöhe (s. Abschn. VI). Die Endgeschwindigkeit nach dem Durchfallen der Höhe s ist $v = \sqrt{2g s}$ (s. a. S. 144, Beisp. 1).

Anfahren eines Eisenbahnzuges. Der Zug erreiche in 3 Min. seine volle Geschwindigkeit von 25 m/sek; setzt man eine gleichmäßige Beschleunigung voraus, so ist: $v = p t$ oder $p = \frac{v}{t} = \frac{25 \text{ m/sek}}{3 \cdot 60 \text{ sek}} = 0,1389 \text{ m/sek}^2$. Der Anfahrweg während der 3 Min. ist $s = \frac{1}{2} p t^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,1389 \cdot 180^2 = 2250 \text{ m}$ (s. a. S. 144, Beisp. 2).

Die größte zulässige Bremsverzögerung p betrage $0,5 \text{ m/sek}^2$; der damit erreichbare kürzeste Bremsweg s , d. h. die vom Beginn der Bremswirkung bis zum Stillstand des Zuges noch durchzufahrene Strecke berechnet sich wie folgt: $\frac{v^2}{2} = \frac{v_0^2}{2} + \int_0^s (-p) ds = \frac{v_0^2}{2} - p \int_0^s ds = \frac{v_0^2}{2} - p \cdot s = 0$, $s = \frac{v_0^2}{2p} = \frac{25^2}{2 \cdot 0,5} = 625 \text{ m}$. Allerdings ist hierbei angenommen, daß die Bremswirkung vom ersten Augenblick ab in voller Stärke zur Geltung kommt.

und

$$\left. \begin{array}{l} \text{Tangentialbeschleunigung: } p_t = \frac{dv}{dt} \\ \text{Normalbeschleunigung: } p_n = \frac{v^2}{\rho} \end{array} \right\} \begin{array}{l} p = \sqrt{p_t^2 + p_n^2} \\ \rho \text{ Krümmungs-} \\ \text{halbmesser.} \end{array}$$

Die Tangentialbeschleunigung p_t entspricht der Beschleunigung der geradlinigen Bewegung und stellt die Größenänderung der Geschwindigkeit dar; $p_t = 0$: gleichförmige, krummlinige Bewegung. Die Normalbeschleunigung p_n entspricht der Richtungsänderung der Geschwindigkeit; sie ist das Kennzeichen der krummlinigen Bewegung; auch bei einer gleichförmigen Bewegung ($p_t = 0$) muß eine Normalbeschleunigung p_n vorhanden sein, um krummlinige Bewegung zu erzeugen. $p_n = 0$: geradlinige Bewegung. Über die den Beschleunigungen entsprechenden Kräfte siehe S. 140.

Zur Ermittlung der Gleichung der Bahnlinie stellt man eine Beziehung zwischen x und y auf, etwa durch Ausschneiden von t oder in Parameterdarstellung.

Beispiel: Wurfbewegung ohne Luftwiderstand. Der Punkt hat bei Beginn der Bewegung die Geschwindigkeit v_0 unter dem Winkel α gegen die Wagerechte und dauernd die Beschleunigung g . Wählt man das Koordinatennetz nach Fig. 60 mit der positiven y -Achse nach oben, so ist g als negativ einzuführen, da es nach unten wirkt. Es ist:

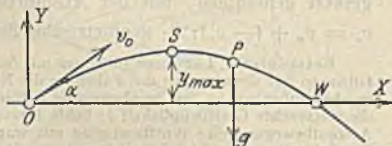


Fig. 60.

$$p_x = \frac{dv_x}{dt} = 0; \quad \text{daher } v_x = \text{const} = v_0 \cos \alpha, \quad x = \int_0^t v_x dt = (v_0 \cos \alpha) \cdot t,$$

$$p_y = \frac{dv_y}{dt} = -g, \quad v_y = v_0 \sin \alpha - \int_0^t g dt = v_0 \sin \alpha - gt, \quad y = (v_0 \sin \alpha) \cdot t - \frac{1}{2} g t^2.$$

Bahngleichung: $y = x \cdot \tan \alpha - \frac{g}{2 v_0^2} \cdot \frac{x^2}{\cos^2 \alpha};$

im höchsten Bahnpunkte ist $v_y = 0$; daraus $y_{\max} = \frac{v_0^2 \sin^2 \alpha}{2g};$

Wurfweite aus $y = 0$: $OW = \frac{v_0^2 \sin 2\alpha}{g}. \quad \text{S. a. S. 144. Beispiel 3.}$

Bei der Bewegung eines Punktes P auf einem Kreise (Drehbewegung eines Körpers usw.) rechnet man mit der Winkelgeschwindigkeit ω und der Winkelbeschleunigung ε . Bezeichnet α den mit der Zeit sich verändernden Winkel des Fahrstrahles von P gegen die Ruhelage, so ist:

$$\omega = \frac{d\alpha}{dt}, \quad \varepsilon = \frac{d\omega}{dt} = \frac{d^2\alpha}{dt^2} \quad (\alpha \text{ in Bogenmaß}).$$

Einheiten: $\omega = 1/\text{sek}, \quad \varepsilon = 1/\text{sek}^2.$

Umfangsgeschwindigkeit im Abstände r vom Drehpunkte $v = r \cdot \omega$; Tangentialbeschleunigung $p_t = r \cdot \varepsilon$, Normalbeschleunigung (Zentripetalbeschleunigung) $p_n = r \cdot \omega^2$. Umlaufzahl n in der Minute (Tourenzahl)

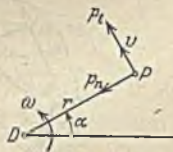


Fig. 61.

bei gleichförmiger ($p_t = 0, \varepsilon = 0$) Drehbewegung: $n = \frac{60 \omega}{2\pi} \quad (\omega \text{ in } 1/\text{sek}).$

c) Zusammensetzung und Zerlegung der Bewegungen. Erfährt ein Punkt P gleichzeitig mehrere Bewegungen (etwa so, daß er sich auf einer in Bewegung befindlichen Bahnlinie B bewegt), so findet man seine wirkliche (absolute) Bewegung gegen den ruhenden Raum, indem man seine relative Bewegung gegen die Bahnlinie mit der Bewegung desjenigen Bahnpunktes

zusammensetzt, mit dem er augenblicklich zusammenfällt. Man nennt die Bewegung von P auf B seine Relativbewegung gegen die Bahnlinie, die Bewegung gegen den ruhenden Raum seine Absolutbewegung. Hierbei ermittelt man die zusammengesetzten (absoluten) Wege, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen von P nach dem Parallelogrammgesetz (Parallelogramm der Wege, der Geschwindigkeiten, der Beschleunigungen, $v_a = v_r + v_o$ usw., \dagger deutet die geometrische Zusammensetzung an). Wenn die Bahn B des Punktes eine Drehung ausführt, so gilt für die absolute Beschleunigung ein besonderes Gesetz von Coriolis. In gleicher Weise kann die Gesamtbewegung eines Punktes in mehrere Einzel- (Seiten-) Bewegungen zerlegt werden (Vgl. oben unter b.) Um die relative Bewegung eines Punktes gegen einen bewegten Körper zu finden, setzt man dessen Bewegung, entgegengesetzt genommen, mit der Absolutbewegung des Punktes zusammen, z. B.: $v_r = v_a \dagger (-v_o)$; \dagger geometrische Zusammensetzung.

Beispiele: 1. Läßt man auf einem mit der Geschwindigkeit c fahrenden Zuge einen Körper fallen, so hat dieser gegen das Fahrzeug die Relativbewegung des freien lotrechten Falles. Da er aber außerdem an der Zugsbewegung teilnimmt, so hat er gegen den ruhenden Raum noch die wagerechte Geschwindigkeit c ; beide Bewegungen sind zusammzusetzen und ergeben als Absolutbewegung eine Wurfbewegung mit wagerechter Anfangsgeschwindigkeit: als Bahn eine Parabel mit wagerechter Scheiteltangente. Vgl. das Beispiel unter b.

2. Regentropfen, die lotrecht zur Erde fallen, hinterlassen an den Fenstern eines fahrenden Zuges Spuren, die nicht lotrecht, sondern schräg nach rückwärts gerichtet sind. Ihre Neigung ergibt sich gleich derjenigen der Resultierenden aus der augenblicklichen Fallgeschwindigkeit der Tropfen und der entgegengesetzt genommenen Zugschwindigkeit.

3. Ein Körper auf einem Fahrstuhl u. dgl. hat gegen diesen eine relative Beschleunigung, die sich zusammensetzt aus der Beschleunigung g des freien Falles und aus der entgegengesetzt genommenen Beschleunigung des Fahrstuhles; sie ist also größer als g beim beschleunigten Aufwärts-, kleiner als g beim beschleunigten Abwärtsfahren. (Wichtig für die Beanspruchung des Fahrstuhlbodens.)

B. Ebene Bewegung.

Ein Körper beschreibt eine ebene Bewegung, wenn die Bahnen seiner sämtlichen Punkte einer festen Ebene außerhalb des Körpers immer parallel bleiben. (Komplane Bewegung zweier Ebenen.) Die Punkte der bewegten Ebene beschreiben auf der festen Ebene Punktbahnen; der Schnittpunkt zweier augenblicklicher Punktbahnnormalen ist der augenblickliche Drehpunkt der Ebene: der Pol P , auch Momentanzentrum. Dieser verändert seine Lage und beschreibt sowohl in der festen Ebene wie auch in der beweglichen Ebene je eine Polbahn oder Polkurve. Bei der Bewegung der Ebene rollen diese beiden aufeinander, ohne zu gleiten (Rollkurvenpaar der Bewegung; Hüllbahn).



Fig. 62.

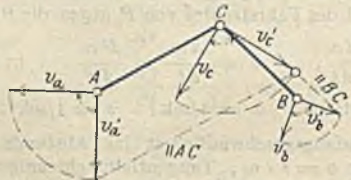


Fig. 63.

Da die ebene Bewegung eine (augenblickliche) Drehung um P ist, so gelten die Formeln unter A, b, S. 137. In Fig. 62 ist: $v_a = r_a \cdot \omega$, $v_b = r_b \cdot \omega$, $v_c = r_c \cdot \omega$; dreht man die (Umfangs-)Geschwindigkeiten v_a , v_b , v_c in gleichem Sinne je um 90° , so fallen sie in die Richtungen der Polstrahlen r_a , r_b , r_c und heißen dann senkrechte, besser „gedrehte“ Geschwindigkeiten. Die Verbindungslinien ihrer Endpunkte sind parallel zu AB bzw. BC (ähnliche Figur).

Beispiele: 1. Bei der Aufzeichnung der Verschiebungspläne für Fachwerke entsteht die Aufgabe, aus der Bewegung zweier Punkte A und B die eines dritten C abzuleiten, der mit jenen beiden durch starre Stäbe verbunden ist (Fig. 63). Gegeben v_a und v_b ; zeichne v_a' und v_b' und die Parallelen zu AC und BC ; deren Schnittpunkt ist der Endpunkt von v_c' ; hieraus v_c .

2. Wenn das Fachwerk in Fig. 64 als starres Ganzes eine Bewegung ausführt, die durch die Geschwindigkeit v_3 und v_5 der beiden Punkte 3 und 5 gegeben ist, so liegt sein Pol in P .

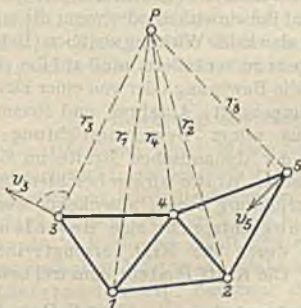


Fig. 64 a.

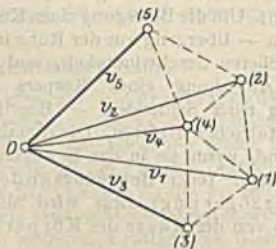


Fig. 64 b.

Die Geschwindigkeiten v_1, v_2 usw. sind den Polarstrahlen $r_1, r_2 \dots$ proportional; trägt man sie also von O aus nach Größe und Richtung auf, so muß die Fig. 64 b der Fig. 64 a ähnlich werden; sie liegt um 90° gedreht.

C. Bewegung eines Körpers.

Ebene Bewegung s. vorstehend. Ein Körper kann eine Schiebung ausführen (kongruente Bahnen aller Punkte) oder eine Drehung um eine Achse. Durch die Bewegung dreier Punkte ist die des Körpers bestimmt.

Zwei oder mehrere Schiebungen setzen sich nach dem Parallelogrammgesetz zusammen und ergeben eine Schiebung.

Zwei Drehungen um sich schneidende Achsen ergeben wieder eine Drehung, deren Achse in der Ebene der beiden anderen liegt und durch ihren Schnittpunkt geht. Die Winkelgeschwindigkeiten der Bewegungen um die einzelnen Achsen werden nach dem Parallelogramm der Winkelgeschwindigkeiten zusammengesetzt, bei parallelen Achsen also algebraisch addiert.

Eine Drehung und eine Schiebung längs der Drehachse ergeben eine Schraubung. Die Geschwindigkeit eines Punktes folgt aus der Schiebungsgeschwindigkeit v_s des Körpers und seiner Umfangsgeschwindigkeit $v_u = r \cdot \omega$ infolge der Drehung des Körpers zu $v = \sqrt{v_s^2 + r^2 \cdot \omega^2}$, die Steigung α der Schraubenlinie, der Bahn des Körpers,

aus $\tan \alpha = \frac{v_s}{r \cdot \omega}$ (Fig. 65).

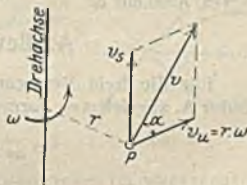


Fig. 65.



Fig. 66.

Eine Drehung (ω) und eine Schiebung (v_s) senkrecht zur Drehachse D ergeben eine Drehung um eine parallele Achse D' , mit der gleichen Winkelgeschwindigkeit ω ; Entfernung a der beiden Achsen: $a = \frac{v_s}{\omega}$; $a \perp v_s$. (Fig. 66, Beispiel eines rollenden Rades.)

III. Dynamik.

Die Dynamik betrachtet die Einwirkung von Kräften auf die Bewegung von Körpern. Erstes Grundgesetz der Dynamik ist das Trägheitsgesetz von Galilei: Ein Körper verharrt in gleichförmiger, geradliniger Bewegung, wenn keine äußeren Kräfte auf ihn einwirken oder wenn die an ihm angreifenden Kräfte im Gleichgewicht sind, also keine Wirkung ausüben (Beharrungsvermögen). Um die Bewegung eines Körpers zu verändern, muß auf ihn eine Kraft einwirken — Übergang aus der Ruhe in die Bewegung oder von einer kleineren zu einer größeren Geschwindigkeit, und umgekehrt; Anfahren und Bremsen eines Zuges. Ablenkung eines Körpers aus seiner Bewegungsrichtung; Fadenspannung einer Schleuder. — Begriff der dynamischen Kräfte im Gegensatz zu den statischen Kräften. Die dynamischen Kräfte wirken beschleunigend oder verzögernd, wenn sie in der Bewegungsrichtung liegen, ablenkend, wenn sie \perp dazu wirken. Jeder Bewegungsänderung entspricht eine Beschleunigung oder Verzögerung; diese wird also durch die Kraft erzeugt; ihre Größe hängt ab von der Masse des Körpers. Die Kraft P erteilt dem frei beweglichen Körper von der Masse m die Beschleunigung $p = \frac{P}{m}$. Kraft $P = \text{Masse } m$

\times Beschleunigung p . Definitionsgleichung der Masse bzw der Kraft. Die Masse eines Körpers ist unveränderlich.

Die Anziehung der Erde übt auf jeden Körper eine Kraft aus, die man Schwerkraft oder Schwere des Körpers nennt; sie erzeugt die Fallbeschleunigung $g = 9,81 \text{ m/sek}^2$; die Schwerkraft nennt man auch das Gewicht des Körpers: $G = m \cdot g$.

Einheit der Kraft (im technischen Maßsystem) ist das Gewicht von 1 l Wasser von 4° C in Paris = 1 kg; die Einheit der Masse ist hiernach 1 kgsek²/m, wenn als Einheit der Beschleunigung m/sek² gewählt wird.

Im absoluten Maßsystem oder physikalischen CGS-System ist die Einheit der Masse 1 g, die Einheit der Kraft 1 Dyn = 1 g cm/sek² = 0,00001019 kg. 1 Megadyn = 10⁶ Dyn = 1,019 kg (techn). Über die Maßeinheiten der Arbeit, Leistung und Energie (Wucht) vgl. S. 142, Abschnitt B.

A. Bewegung eines Massenpunktes.

Für die freie Bewegung eines Massenpunktes gelten die im Abschnitt II unter A. abgeleiteten Formeln; insbesondere ist für die geradlinige Bewegung:

$$P = m \cdot p = m \cdot \frac{dv}{dt} = m \cdot \frac{d^2s}{dt^2}.$$

Wirkt auf einen Massenpunkt von der Masse m in Richtung seiner Geschwindigkeit v eine Kraft P von gleichbleibender Größe und Richtung, so beschreibt er eine gleichförmig beschleunigte, geradlinige Bewegung mit der Beschleunigung p in Richtung der Kraft. — Wechselt die Größe der Kraft, so entsteht eine ungleichförmig beschleunigte, geradlinige Bewegung. (Beispiel: senkrechter Wurf und Fall, ohne und mit Luftwiderstand.) Für die krummlinige Bewegung gilt, wieder mit Zerlegung in die beiden Seitenbewegungen nach X und Y , vgl. Fig. 59, S. 136:

$$X = m \cdot p_x = m \cdot \frac{dv_x}{dt} = m \cdot \frac{d^2x}{dt^2}, \quad Y = m \cdot p_y = m \cdot \frac{dv_y}{dt} = m \cdot \frac{d^2y}{dt^2}.$$

X und Y sind die Seitenkräfte der Kraft P in Richtung der Koordinatenachsen; diejenigen in Richtung der Tangente und der Normalen zur Bahn sind:

$$T = m \cdot p_t = m \cdot \frac{dv}{dt}, \quad N = m \cdot p_n = m \cdot \frac{v^2}{\rho};$$

sie heißen Tangentialkraft und Zentripetal- (Normal-) Kraft. Eine der Zentripetalkraft gleich große, aber entgegengesetzt gerichtete Kraft nennt man Zentrifugalkraft oder Fliehkraft. N ist, gleichwie die ihm entsprechende ρ , dem Quadrat der Geschwindigkeit proportional, wächst also mit dieser; es ist dem Krümmungshalbmesser umgekehrt proportional, wächst also um so mehr, je schärfer gekrümmt die Bahn ist.

Damit ein Massenpunkt eine krummlinige Bewegung ausführt, muß stets eine Zentripetalkraft vorhanden sein; der Punkt würde sich da, wo sie aufhört zu wirken, in Richtung der Bahntangente geradlinig weiterbewegen. (Stein einer Schleuder beim Verlassen der Schleuder; vgl. Sätze über Beharrungsvermögen, S. 140)

Bewegung auf vorgeschriebener Bahn.

Bei der Bewegung eines Massenpunktes auf vorgeschriebener Bahn kann diese sich nicht, wie bei einer freien Bewegung, nach den wirkenden Kräften gestalten; vielmehr wird die Bewegung durch die Form der Bahn bestimmt. Diese zwingt den Körper (durch eine Führung od. dgl.) in eine bestimmte Richtung, übt also auf ihn eine Kraft aus, die Stützkraft S , die bei reibungsloser Berührung zwischen Körper und Bahn stets senkrecht zu letzterer wirkt. S ist eine Widerstandskraft, die zwar den anderen Kräften das Gleichgewicht zu halten imstande ist, die jedoch gleich Null wird, sobald die anderen Kräfte verschwinden. S kann nur Bewegung verhindern, aber nicht selbst erzeugen. Die Größe von S bestimmt sich aus der Bedingung, daß es, zusammen mit der äußeren Kraft K , dem Massenpunkte A die der Bahnkrümmung entsprechende

Zentripetalkraft $N = m \cdot \frac{v^2}{\rho}$ erteilen muß. Man sagt auch, S muß der Zentrifugalkraft (Fliehkraft) widerstehen, wobei man sich letztere als eine vom bewegten Körper auf seine Bahn ausgeübte Kraft vorstellt. Die normale Seitenkraft von K sei nach außen gerichtet; dann muß S nach innen wirken, da N ja stets nach dem Krümmungsmittelpunkte zu wirkt (Fig. 67):

$$N = m \cdot \frac{v^2}{\rho} = S - K \cdot \cos \alpha.$$

Nach Fig. 68 ist dann entsprechend:

$$N = m \cdot \frac{v^2}{\rho} = K \cdot \cos \alpha - S.$$

Im Vorstehenden ist S die Widerstandskraft, die von der Bahnkurve zu leisten ist.



Fig. 67.

Fig. 68.

Beispiele: 1. Bewegung eines schweren Massenpunktes A im wagerechten Kreise. Da die Schwerkraft senkrecht zur Bahnebene gerichtet ist, so hat sie auf die Bewegung keinen Einfluß; in der Bahnebene also $K = 0$. Der Bahnwiderstand S muß somit allein die Zentripetalkraft erzeugen, d. h.:

$$S = m \cdot \frac{v^2}{\rho}.$$

Eine Führung des Massenpunktes in wagerechtem Kreise kann man technisch auf verschiedene Weise erreichen, z. B. indem man ihn auf einer starren Schiene reibungsfrei gleiten oder rollen läßt.

Überhöhung eines Gleises im Bogen, damit die Schwerkraft G außer der winkelrechten Belastung des Gleises noch die erforderliche Zentripetalkraft N liefert, oder damit die Mittelkraft aus Fliehkraft Z und Schwerkraft G winkelrecht zur Gleisebene gerichtet ist (Fig. 69). Es gilt:

$$\tan \alpha = \frac{N}{G} = \frac{m v^2}{\rho \cdot m g} = \frac{v^2}{\rho \cdot g}.$$

Die Höhenlage des Schwerpunktes hat keinen Einfluß. Der bewegte Körper ist hier allerdings nicht mehr lediglich als Massenpunkt betrachtet; vgl. Abschnitt C.



Fig. 69.

2. Bewegung im lotrechten Kreise (Fig. 70). Mit welcher Geschwindigkeit v_0 muß der Punkt A in A_0 seine Bewegung beginnen, damit er auf den Kreis stets einen nach außen gerichteten Druck ausübt, den Kreis also nicht nach innen verlassen kann?

In der Lage A muß sein:

$$S = G \cos \alpha + \frac{m v^2}{r}.$$

Da α von der Lage A_0 aus gemessen wird, so kehrt sich der Sinn von $G \cos \alpha$ um, sobald $\alpha > 90^\circ$; die vorstehende Gleichung gilt also ganz allgemein. Aus ihr folgt:

$$S = m g \cos \alpha + \frac{m v^2}{r} = \frac{m}{r} (g r \cos \alpha + v^2).$$

Aus dem im nächsten Abschnitte abgeleiteten Satze vom Arbeitsvermögen ergibt sich:

$$\frac{1}{2} m (v^2 - v_0^2) = -G \cdot A_0 F = -m g \cdot r (1 - \cos \alpha),$$

$$v^2 = v_0^2 - 2 g r (1 - \cos \alpha).$$

Damit wird schließlich:

$$S = \frac{m}{r} (g r \cos \alpha + v_0^2 - 2 g r (1 - \cos \alpha))$$

$$= \frac{m}{r} (v_0^2 - 2 g r (1 - \frac{3}{2} \cos \alpha)).$$

Der kleinste Wert von S entsteht für $\cos \alpha = -1$, $\alpha = 180^\circ$, d. h. für die Lage A_1 ; dort ist

$$S = \frac{m}{r} (v_0^2 - 2 g r (1 + \frac{3}{2})) = \frac{m}{r} (v_0^2 - 5 g r).$$

Soll nun S nicht kleiner als Null werden, so muß sein: $v_0^2 > 5 g r$.

Um die Stelle A_2 zu finden, an der ein Punkt den Kreis verläßt, der in A_1 mit $v_1 = 0$ reibungslos zu gleiten anfängt, setzt man in der obigen Gleichung $v_0 = v_1$, d. h. $= 0$, $S = 0$ und sucht $\alpha = \varphi$. Dann wird $1 - \frac{3}{2} \cos \varphi = 0$; $\cos \varphi = \frac{2}{3}$. φ ist von $M A_1$ aus gemessen. A_2 liegt in Höhe des oberen Drittelpunktes der Strecke $M A_1$. In A_2 beginnt der Punkt A eine parabolische freie Bewegung. Von A_1 bis A_2 muß der Punkt durch eine nach außen gerichtete Stützkraft S gestützt werden; von A_2 ab müßte diese Kraft S , damit der Massenpunkt auf dem Kreise verbleibt, nach innen wirken. In A_0 käme der Punkt mit einer Geschwindigkeit v_0 an, die sich nach dem Satze von der Energie berechnet aus:

$$v^2 - v_0^2 = 2 g \cdot 2 \cdot r, \quad v = 2 \sqrt{g r}.$$

Steigt der Punkt nun links wieder hoch, so gelangt er nach A_1 wieder mit der Geschwindigkeit $v_1 = 0$, wobei allerdings die Führung auf diesem Wege so sein müßte, daß von dem Punkte A_2 entsprechenden Punkte ab die Kurve eine Stützkraft nach außen hin ausübt.

Jedes Pendel (Massenpunkt an einem gewichtlosen Faden) beschreibt eine Bewegung im lotrechten Kreise; ist die Fadenlänge l , so beträgt die Schwingungsdauer für kleine Ausschläge:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{l}{g}}.$$

Länge des Sekundenpendels 0,994 m bei $g = 9,81$ m/sek². Über das physische Pendel vgl. S. 150, Abschnitt B.

B. Bewegungsgröße. Kraftantrieb; Arbeit, Leistung, Arbeitsvermögen (Wucht).

Aus der ersten Gleichung unter II, A, a folgt durch Erweitern mit der Masse m eines Massenpunktes: $m v = m v_0 + \int_0^t P dt$. Man nennt den

Wert $m v$ die Bewegungsgröße des Massenpunktes, den Ausdruck $P dt$ den Antrieb durch die Kraft P in der Zeit dt . Als Satz ergibt sich somit: Die Änderung der Bewegungsgröße eines Massenpunktes während einer gewisser Zeit ist gleich dem Antriebe durch die äußeren Kräfte in dieser Zeit.

Unter der Arbeit einer Kraft P versteht man das Produkt aus dem Wege, den der Angriffspunkt der Kraft zurücklegt, und der in die Wegrichtung fallenden Seitenkraft von P (Fig. 71). Für das Wegstück ds ist die Arbeit: $dA = P_i \cdot ds = P \cdot \cos \alpha \cdot ds$. Allgemein ist: $A = \int P \cdot \cos \alpha \cdot ds$.

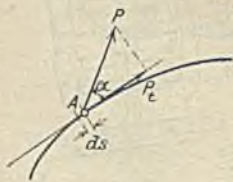


Fig. 71.

Einheit der Arbeit im technischen Maßsystem: mt, mkg oder cmkg; d. h. gleich der eines Momentes. Im absoluten Maßsystem: $1 \text{ dyn} \cdot 1 \text{ cm} = 1 \text{ Erg} = 1 \text{ gcm}^2 \text{ sek}^{-2}$. Ferner $10^7 \text{ Erg} = 1 \text{ Joule} = \frac{1}{9,81} \text{ mkg (techn.)}$. Endlich $10^6 \text{ Erg} = 1 \text{ Megerg} = 0,01019 \text{ mkg (techn.)}$.

Wirken mehrere Kräfte auf einen Punkt, so sind ihre Arbeiten zu addieren; benutzt man die Komponenten der Kräfte, so gilt: $A = \int X dx + \int Y dy + \int Z dz$; wirkt eine Kraft der Bewegungsrichtung entgegen, so leistet sie negative Arbeit; verschiedener Sinn von P_i und ds .

Eine Kraft P von gleichbleibender Größe leistet bei einer Verschiebung ihres Angriffspunktes um die Strecke s die Arbeit $P \cdot s$; hingegen leistet sie die Arbeit $\frac{1}{2} P \cdot s$, wenn sie am Anfang der Strecke s den Wert 0, am Ende von s den Wert P hat (Formänderungsarbeit). Eine Kraft senkrecht zur Bewegungsrichtung verrichtet keine Arbeit. Zeichnerische Darstellung der Arbeit, indem man die Wege als Abszissen, die P_i als Ordinaten aufträgt. Die Fläche zwischen der x -Achse und der Kurve stellt die Arbeit dar.

Die Bewegung eines Punktes A erfolge mit der Geschwindigkeit $v = \frac{ds}{dt}$; man nennt das Verhältnis L der Arbeit zur Zeit, in der sie geleistet wird, die augenblickliche Leistung der Kraft P :

$$L = \frac{dA}{dt} = P_i \cdot \frac{ds}{dt} = P \cdot \cos \alpha \cdot v.$$

Unter der mittleren Leistung wird das Verhältnis $\frac{A}{t} = \frac{1}{t} \int P \cos \alpha \cdot ds$ verstanden, worin t die Zeit bezeichnet, während der die Arbeit A geleistet wurde.

Einheit der Leistung im technischen Maßsystem: mkg/sek; 1 Pferdestärke (PS) = 75 mkg/sek. Im absoluten Maßsystem: 1 Erg/sek = $1 \text{ gcm}^2 \text{ sek}^{-3}$. $10^6 \text{ Erg/sek} = 1 \text{ Megerg/sek}$; 10 Megerg/sek = 1 Joule/sek = 1 Volt-Ampere = 1 VA = 1 Watt = 0,1019 mkg/sek; 1 mkg/sek (techn.) = 9,81 Watt. 1 PS (techn.) = 736 Watt = 0,736 Kilowatt; 1 Kilowatt = 1,3587 PS = 101,9 mkg/sek.

Aus der obigen Gleichung folgt umgekehrt:

$$dA = L \cdot dt, \quad A = \int L \cdot dt.$$

Man bezeichnet dementsprechend auch die Arbeit z. B. durch die Einheit 1 Pferdekraftstunde, d. i. die Arbeit, die einer gleichbleibenden Leistung von 1 PS auf die Dauer einer Stunde entspricht, = 1 PS \cdot 3600 sek = 270 000 mkg (1 Kilowattstunde rund 367 000 mkg).

Aus der auf S. 135 für die geradlinige Bewegung abgeleiteten Gleichung $\frac{v^2}{2} = \frac{v_0^2}{2} + \int_0^s p ds$ folgt durch Erweiterung mit der Masse m des Massenpunktes:

$$\frac{mv^2}{2} = \frac{mv_0^2}{2} + \int_0^s P ds.$$

Das Integral stellt die bei der Bewegung des Massenpunktes von der Kraft P geleistete Arbeit dar; den Ausdruck $\frac{1}{2} mv^2$ nennt man die kinetische Energie des Massenpunktes, auch seine lebendige Kraft, seine Wucht oder sein Arbeitsvermögen oder Arbeitsfähigkeit. Dabei stellt $\frac{mv^2}{2}$ die kinetische Energie dar, die der Punkt vor dem Eintritt der Wirkung der Kraft P hatte, $\frac{mv^2}{2}$ die kinetische Energie nachher. Die Arbeit kann positiv oder negativ sein, je nachdem sie die Energie vergrößert oder verkleinert.

Die Änderung an seiner Wucht, die ein Punkt bei seiner Bewegung erfährt, ist gleich der an ihm von den wirkenden Kräften geleisteten Arbeit.

Dieser Satz gilt auch für die krummlinige Bewegung, und zwar ebensowohl für die freie, wie für die gebundene Bewegung. Denn bei letzterer stehen die Führungs- oder Stützkkräfte, wenn man von der Reibung absieht, stets senkrecht zur Bewegungsrichtung, leisten also keine Arbeit.

Beispiele: 1. Fällt ein Massenpunkt aus einer Ruhelage um die Höhe h herab, so ist seine Wucht am Ende der Strecke h gleich $\frac{1}{2} m \cdot v^2$, die an ihm von der Schwerkraft geleistete Arbeit $m \cdot g \cdot h$, also: $\frac{1}{2} m v^2 = m g \cdot h$, $v = \sqrt{2 g h}$. Vgl. das Beispiel S. 136.

Hierbei ist die Gestalt der Bahn vollkommen gleichgültig, solange die wirkende Kraft gleiche Richtung behält. Ob ein Massenpunkt die Höhe h in einer lotrechten oder schrägen Geraden oder in einer krummen Linie durchfällt, am Ende ist seine Geschwindigkeit jedenfalls gleich v . Danach wird also die Zeit zum Durchlaufen der verschiedenen Bahnen ganz verschieden.

2. Der auf S. 136 betrachtete Eisenbahnzug habe ein Gewicht von 300 t; seine Masse m beträgt demnach $\frac{300}{9,81} = 30,58$ tsek²/m. Nach dem Anfahren hat er also eine kinetische Energie

(Wucht) von $\frac{1}{2} \cdot 30,58 \cdot 25^2 = 9556$ mt. Diese muß gleich der von der Lokomotive auf dem Anfahrwege geleisteten Arbeit sein; die Zugkraft erteilt der Masse des Zuges die Beschleunigung $p = 0,1389$ m/sec², folglich ist sie gleich $P = m p = 30,58 \cdot 0,1389 = 4,25$ t und ihre Arbeit gleich $4,25 \cdot 2250 = 9556$ mt. Nicht berücksichtigt sind in dieser Berechnung die Wucht der sich drehenden Räder (vgl. C., Bewegung eines Körpers) und der Widerstand der Reibung beim Anfahren (vgl. IV, Reibung).

Soll der Zug zum Halten gebracht werden, so muß die vorhandene Wucht durch die Bremskraft vernichtet, d. h. in Wärme umgesetzt werden.

3. Wurfbewegung, S. 137. Seine Bewegung beginnt der Massenpunkt mit der Wucht $\frac{1}{2} m v_0^2$, die im Scheitel der Bahn nur noch $\frac{1}{2} m v_x^2 = \frac{1}{2} m \cdot v_0^2 \cos^2 \alpha$ beträgt. Bei der Aufwärtsbewegung bis zum Scheitel hat die Schwerkraft entgegen der Bewegungsrichtung die Arbeit $- m g \cdot y_{\max}$ geleistet; also ist: $\frac{1}{2} m v_0^2 \cos^2 \alpha - \frac{1}{2} m v_0^2 = - m g \cdot y_{\max}$,

und daraus wieder: $y_{\max} = \frac{v_0^2 (1 - \cos^2 \alpha)}{2g} = \frac{v_0^2 \sin^2 \alpha}{2g}$.

4. Eine weitere Anwendung siehe im Beispiel S. 142 und 149.

Die Gesamtmenge der Energie eines Körpersystems ist unveränderlich; bei jeder Bewegung oder Formänderung setzt sie sich aus einer Form in eine andere um: kinetische Energie, Energie der Lage (potentielle Energie), Energie der Wärme (der Reibungswärme), elektrische, chemische Energie.

Das mechanische Wärmeäquivalent ist diejenige Wärmemenge, mit der die Einheit der mechanischen Arbeit, 1 mkg, geleistet werden kann.

$$\frac{1}{427} \text{ WE} = 1 \text{ mkg (techn.)} \quad - \quad 1 \text{ Joule} = \frac{1}{9,81} \text{ mkg (techn.)} = \frac{1}{9,81 \cdot 427} \text{ WE.}$$

C. Bewegung eines Körpers.

Einen Körper denke man sich als eine Gruppe von Massenpunkten. die gegenseitig Kräfte aufeinander ausüben können (durch eine starre oder elastische Verbindung od. dgl.): Innere Kräfte.

Für viele Aufgaben der Mechanik ist es zweckmäßig und zulässig, die Bewegung eines Körpers unter der vereinfachenden Annahme zu betrachten, daß seine gesamte Masse in einem einzigen Punkte, einem Massenpunkte, vereinigt ist, also die räumliche Ausdehnung des Körpers zu vernachlässigen.

Die Arbeit der Schwerkraft eines Körpers berechnet sich genau so, als ob seine ganze Masse im Schwerpunkt zu einem Massenpunkte vereinigt wäre.

Der Schwerpunkt eines Körpers bewegt sich genau so, als ob die gesamte Masse des Körpers in ihm vereinigt wäre und als ob die sämtlichen äußeren Kräfte (parallel verschoben) in ihm angriffen. — Die inneren Kräfte haben auf die Bewegung des Schwerpunktes keinen Einfluß. — Kräftepaare beeinflussen nur die Drehung des Körpers um seinen Schwerpunkt, nicht aber dessen Bewegung.

Das Arbeitsvermögen (kinetische Energie, Wucht) eines Körpers ist gleich der Summe der Arbeitsvermögen der einzelnen Massenpunkte ($\sum \frac{1}{2} m v^2$).

Bei starren Körpern (d. h. bei solchen, deren einzelne Massenpunkte unveränderliche Entfernungen voneinander haben) ist die Zunahme an Arbeitsvermögen gleich der Arbeit der äußeren Kräfte:

$$\sum \frac{1}{2} m v^2 - \sum \frac{1}{2} m v_0^2 = \Sigma A.$$

Drehung eines Körpers um eine feste Achse: Das Arbeitsvermögen des Körpers bei einer Drehung um eine feste Achse mit der Winkelgeschwindigkeit ω (vgl. S. 137) beträgt

$$\frac{1}{2} J \cdot \omega^2 = \frac{1}{2} \omega^2 \int r^2 dm.$$

$J = \int r^2 dm$ ist das Trägheitsmoment des Körpers in bezug auf die Drehachse (s. S. 116 ff.).

Bezeichnet M das Moment der äußeren Kräfte in bezug auf die Drehachse, so ist ihre Arbeit bei einer Drehung um den Winkel φ gleich der Änderung des Arbeitsvermögens:

$$A = \int_0^{\varphi} M d\varphi = \frac{1}{2} J (\omega^2 - \omega_0^2).$$

Die Winkelbeschleunigung ε ergibt sich aus: $J \cdot \varepsilon = J \cdot \frac{d\omega}{dt} = M$; die augenblickliche Leistung ist $L = M \cdot \omega$.

Beispiel: Das Rad in Fig. 66 erfährt beim Rollen auf einer wagerechten Ebene eine Schiebung parallel zu dieser und eine Drehung um seine Schwerachse; es hat also infolge der Schiebung das Arbeitsvermögen: $\frac{1}{2} m v^2$, infolge der Drehung: $\frac{1}{2} J \omega^2$, im ganzen somit $\frac{1}{2} m v^2 + \frac{1}{2} J \omega^2$.

Für einen rollenden Kreiszyylinder ist die Wucht der Drehung gleich der halben Wucht der Schiebung, da $J_p = \frac{1}{2} m \cdot r^2$ und $v_s = r \cdot \omega$.

Rechnet man das Gewicht G eines Radsatzes eines Eisenbahnwagens einschließlich der Achse zu 1050 kg, seinen Laufkreishalbmesser r zu 0,50 m, sein Trägheitsmoment J zu 13,30 kgm sek² und die Zuggeschwindigkeit v zu 25 m/sek, so wird:

$$v = r \cdot \omega, \quad \omega = \frac{v}{r} = \frac{25}{0,5} = 50 \frac{1}{\text{sek}}; \quad m = \frac{G}{g} = \frac{1050}{9,81} = 107 \text{ kgsek}^2/\text{m};$$

die Wucht $\frac{1}{2} \cdot 107 \cdot 25^2 + \frac{1}{2} \cdot 13,3 \cdot 50^2 = (33\,438 + 16\,625) \text{ mkg} = 50\,063 \text{ mkg}$.

Die Drehung erhöht also die Wucht der reinen Schiebung auch hier um rund 50 v. H.

IV. Reibung.

Bei der Berührung zweier Körper tritt stets Reibung auf; die in I, G angenommene, reibungslose Stützung ist praktisch nicht ausführbar. Die Größe R der Reibung zwischen zwei Körpern ist proportional der Kraft P , mit der beide gegeneinander gepreßt werden.

$$R = \mu \cdot P.$$

μ heißt die Reibungszahl und ist eine unbenannte Zahl; ihre Größe hängt ab von der Beschaffenheit der Berührungsflächen (Rauhigkeit, Schmierung usw.), von der Geschwindigkeit der Bewegung und von der Größe des Einheitsdruckes. μ hat seinen größten Wert im Augenblicke des Beginnes der Bewegung, Reibung der (besser: nach oder aus der) Ruhe; es nimmt ab mit wachsender Geschwindigkeit. Der Zusammenhang zwischen μ und dem Einheitsdrucke ist noch nicht genügend bekannt. Je nach der Art der Bewegung unterscheidet man gleitende Reibung (Schlitten, Zylinderkolben) und rollende Reibung (Räder auf ihrer Fahrbahn, Kugellager). Diese ist wesentlich geringer als die gleitende Reibung.

Die Reibung ist eine Widerstandskraft, die eine Bewegung des Körpers nicht selbst erzeugen kann, sondern ihr nur entgegenwirkt.

A. Gleitende Reibung.

Um einen Körper fortzubewegen, der mit der Kraft G (Fig. 72) auf seine Unterlage drückt, muß die Reibung $R = \mu \cdot G$ überwunden werden. Für viele Aufgaben der Statik und Dynamik empfiehlt es sich, den Reibungswiderstand R mit der Stützkraft N zusammensetzen, da R ja auch eine Stütz(widerstands)kraft darstellt. Die Gesamtstützkraft $S = N \uparrow R$ hat dann nicht mehr die Richtung der Berührungsnormalen, sondern weicht von ihr um den Winkel φ ab. Da N gleich ist der wirkenden äußeren Normalkraft, so gilt (Fig. 72):

$$R = \mu G = \mu N, \quad \tan \varphi = \frac{R}{N} = \frac{\mu N}{N} = \mu$$



Fig. 72.

Reibungszahlen der gleitenden Reibung.

= bedeutet: die Fasern liegen parallel, + „ : die Fasern liegen gekreuzt, „ : das Holz liegt als Hirnholz auf.	Reibungszahl					
	der Ruhe			der Bewegung		
	trocken	mit Wasser	geschmiert	trocken	mit Wasser	geschmiert
Eichenholz auf Eiche = . . .	0,62	—	0,11	0,48	—	0,075
„ „ „ + . . .	0,54	0,71	—	0,34	0,25	—
„ „ „ . . .	0,43	—	—	0,19	—	—
„ „ { Esche, Buche	0,53	—	—	0,38	—	0,15—0,10
„ „ { Tanne = . . .	0,63	—	—	0,38	—	—
„ „ Muschelkalk . . .	0,60—0,46	—	—	—	—	—
„ „ Stein und Kies	0,60	0,65	0,11	0,40	0,24	0,10
Holz auf Metall	—	0,5	—	0,30	0,10	0,06
Hartholz auf poliertem Metall oder Granit	—	0,5	—	0,30	0,10	0,06
Stahl auf Stahl (*hoher Druck, bis etwa 1000 kg/qcm) . . .	0,15	—	0,12—0,11	0,09 bei $v = 3$ m/sek 0,03 bei $v = 27$ m/sek	—	—
Stahl auf Phosphor-Bronze ¹⁾ ebene Flächen	0,11	—	0,098	0,105	—	0,092
„ „ zylindrische Flächen	0,169	—	0,16—0,13	0,162	—	0,15—0,12
Stahl auf grobem Sandstein	—	—	—	0,29	—	—
„ „ Eis	0,027	—	—	0,014	—	—
Schmiedeeisen auf Eiche = . . .	—	0,65	0,11	0,5—0,4	0,26	0,08
„ „ Weichholz	—	—	—	0,65—0,50	—	—
„ „ Stahl	—	—	—	0,21 bei $v = 4,5$ m/sek 0,11 bei $v = 22$ m/sek	—	—
„ „ Schmiedeeisen	0,13	—	0,11	—	—	0,10—0,08
„ „ Gußeisen	—	—	—	—	—	—
„ „ oder Bronze	0,19	—	—	0,18—0,17	—	0,08—0,07
„ „ Sandstein	—	—	—	0,46—0,41	—	—
„ „ Muschelkalk	0,49—0,42	—	—	0,29—0,24	—	—
„ „ Stein u. Kies	0,49—0,42	—	—	—	—	—
Gußeisen auf Eiche	—	0,65	—	0,5—0,3	0,22	0,19
„ „ Weichholz	—	—	—	0,5—0,4	—	—
„ „ Stahl	0,33	—	—	0,27 bei $v = 2,2$ m/sek 0,13 bei $v = 20$ m/sek	—	—
„ „ Gußeisen	—	—	0,16	—	0,31	0,10—0,08
„ „ Bronze	—	—	—	0,20—0,15	—	0,08—0,07
„ „ grobem Sandstein	—	—	—	0,24—0,21	—	—
Bronze auf Eiche =	0,62	—	—	0,30	—	—
„ „ Bronze	—	—	0,11	0,20	0,10	0,06
Ziegelstein auf Muschelkalk . . .	0,67	—	—	0,65—0,60	—	—
Rauber Kalkstein auf desgl., oder mit frischem Mörtel . . .	0,75	—	—	0,67	—	—
Muschelkalk auf Muschelkalk . . .	0,70	—	—	0,38	—	—
Mauerwerk auf Beton	0,76	—	—	—	—	—
„ „ gewachsenem Boden, trocken . . .	0,65	0,30	—	—	—	—
Rindleder auf Eichenholz	0,6—0,5	—	—	0,5—0,3	—	—
Rindleder auf Gußeisen	0,5—0,3	0,6—0,4	0,12	0,56	0,36	0,15
Hanfseil auf rauhem Holz	0,8—0,5	—	—	0,5	—	—
„ „ glattem Holz	0,33	—	—	—	—	—

Weitere Zahlen siehe folgende Seite.

Man nennt φ den Reibungswinkel und spricht von einem Reibungswinkel der Ruhe und der Bewegung. Wird nicht der volle Reibungswiderstand in Anspruch genommen, so weicht S auch nicht um den vollen Winkel φ von der Normalen N ab; dies kommt bei Aufgaben der Statik vielfach vor. Alle Grenzlagen von S um N bilden den Reibungskegel.

Beispiele: 1. Ein gewichtslos gedachter Stab AB ist nach Fig. 73 gestützt; der Faden CB sei gleichfalls gewichtslos. In welcher höchsten Lage darf am Stabe ein Gewicht G angebracht werden, ehe Gleiten eintritt? Am Stabe AB wirken die Stützkräfte S und F ; der letzteren

¹⁾ Hoher Druck bis 600 kg/qcm.

Richtung ist fest bestimmt durch BC ; der ersteren äußerste Lage ebenfalls durch den Reibungswinkel φ gegen N . Der Schnittpunkt D gibt also die höchste Lage von G auf AB . — Gleichgewichtslage ohne Reibung: CB senkrecht, da Stützkraft S und Schwerkraft G senkrecht.

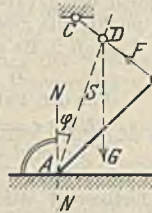


Fig. 73.

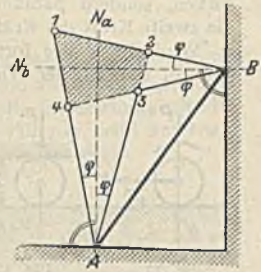


Fig. 74.

2. Dieselbe Untersuchung für Stab AB in Fig. 74 bei beliebiger Krafrichtung G . Da die Grenzlagen der Stützkraft S durch die Reibungswinkel φ der Ruhe gegeben sind, so ist der Bereich aller möglichen Schnittpunkte von S_A mit S_B das Viereck 1234 ; dieses muß G also schneiden. Nur wenn G durch einen Eckpunkt dieses Vierecks geht, haben die Stützkraft S eindeutige Lage und Größe; andernfalls sind unendlich viele Annahmen möglich. — Ohne Reibung Gleichgewicht nur, wenn G durch den Schnittpunkt von N_A und N_B geht.

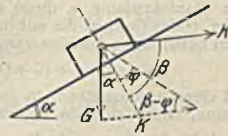


Fig. 75.

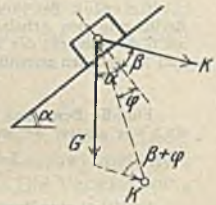


Fig. 76.

3. Schiefe Ebene. Für Aufwärtsbewegung gilt nach Fig. 75 die Gleichung:

$$K \cdot \sin \beta = G \cdot \sin \alpha + \mu (G \cos \alpha + K \cos \beta) \quad \text{oder:}$$

$$K = G \cdot \frac{\sin(\alpha + \varphi)}{\sin(\beta - \varphi)}, \quad \text{worin } \tan \varphi = \mu.$$

Zeichnerische Ermittlung von K aus G nach Fig. 75, punktiert. Für Abwärtsbewegung (Fig. 76) ist:

$$K \sin \beta = G \sin \alpha - \mu (G \cos \alpha + K \cos \beta) \quad \text{oder: } K = G \cdot \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin(\beta + \varphi)}, \quad \text{worin } \tan \varphi = \mu.$$

Zeichnerische Ermittlung von K aus G nach Fig. 76, punktiert.

Reibungszahlen der gleitenden Reibung für verschiedene Straßenbaustoffe.

		Stampf- asphalt		Gußasphalt	Zement- makadam		Granit	Hartholz		Weichholz	
Leder auf:	1	0,68	0,60	0,79	—	0,76	—	0,75	0,60	0,84	—
	2	0,74	—	0,95	—	0,80	—	0,92	—	0,91	—
	3	0,55	—	0,57	—	0,53	—	0,55	—	0,62	—
Gummi auf:	1	0,67	0,62	0,89	—	0,88	—	0,93	0,76	0,83	—
	2	0,75	—	0,94	—	0,83	—	1,00	—	0,90	—
	3	0,45	—	0,50	—	0,44	—	0,46	—	0,60	—
Eisen auf:	1	0,35	0,30	0,42	0,38	0,39	—	0,35	0,27	0,60	0,54
	2	0,45	0,40	0,45	0,38	0,36	—	0,35	0,27	0,53	0,50
	3	0,40	0,35	—	—	—	—	—	—	0,42	0,38

1, 2, 3 bezeichnen den Zustand des Straßenbaustoffes, und zwar bedeutet: 1 trocken und sauber; 2 naß, unsauber; 3 durch Schlamm schlüpfrig. (Aus der Zeitschr. f. Transp. u. Straßenbau 1912, Nr. 22—25.)

B. Rollende Reibung.

Beim Rollen eines Körpers (Rades, Zylinders) auf seiner Unterlage (also ohne Gleiten) tritt ein Widerstand auf, den man als rollende Reibung bezeichnet. Zu deren Überwindung ist ein Drehmoment notwendig (Fig. 77):

$$M = P \cdot f.$$

Dieses ist also dem Normaldruck P proportional; f heißt die Reibungszahl der rollenden Reibung (Maßeinheit: Längen). Man kann den Ausdruck $P \cdot f$ auch als Drehmoment in bezug auf den Berührungspunkt des Rades auf der Ebene auffassen; P würde dann nicht in der Berührungsnormalen

wirken, sondern parallel dazu, um f entgegen der Rollrichtung verschoben; die zweite Kraft des Kräftepaares bildet die Stützkraft N im Berührungspunkte.

Wird die Walze fortbewegt durch eine wagerechte Kraft K im Schwerpunkte, so stellt der Widerstand R der gleitenden Reibung im Berührungspunkte die zweite Kraft des Kräftepaares dar; $R \geq K$. Es muß sein (Fig. 77):

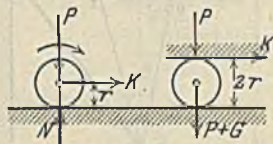


Fig. 77.

Fig. 78.

$$K \cdot r = M = P \cdot f.$$

Für den Fall der Fig. 78 gilt:

$$K \cdot 2r = M = (P + G)f + P \cdot f'.$$

P Gewicht einer Last, die durch eine wagerechte Kraft K auf einer Walze vom Gewichte G fortbewegt wird; Reibungszahl zwischen Last und Walze f' , zwischen Walze und Unterlage f .

Beispiel: Bei Fuhrwerken tritt außer dem Widerstande der rollenden Reibung noch die Reibung in den Achslagern (Zapfenreibung, s. diese) auf; ihre Reibungszahl sei ϱ . Bezeichnet G das Gewicht der Räder, Q das Gewicht der auf ihnen ruhenden Last, so gilt nach Fig. 77 und 78 und den zugehörigen Gleichungen bei Bewegung auf wagerechter Ebene:

$$K \cdot r = Q \cdot \varrho + (G + Q) \cdot f.$$

Für die Bewegung auf einer schiefen Ebene in geringer Neigung, für die $\cos \alpha = 1$ und $\sin \alpha = \alpha$ gesetzt werden kann, erhöht sich die Zugkraft (vgl. A, Beisp. 3.)

$$\text{bei Aufwärtsbewegung auf: } K_1 = K + (G + Q) \alpha,$$

$$\text{„ Abwärtsbewegung auf: } K_2 = -K + (G + Q) \alpha.$$

Ermittelt man durch Versuch die Gleichgewichtsneigung α_0 , auf der die Schwerkraft gerade noch die Reibung überwindet, also $K_2 = 0$ wird, so erhält man die Gesamtreibung des untersuchten Fuhrwerkes auf wagerechter Ebene in der einfachen Form:

$$K = (G + Q) \alpha_0.$$

Wenn die Zapfenreibung ϱ bekannt ist, so läßt sich hiernach die Größe der rollenden Reibung bestimmen aus: $f = r \cdot \alpha_0 - \frac{Q}{G + Q} \cdot \varrho$.

Reibungszahlen der rollenden Reibung:

Pockholz auf Pockholz $f = 0,047$ cm, Ulmenholz auf Pockholz $f = 0,081$ cm (nach „Hütte“). Neuere Versuche der K. Sächs. St. E. B. mit polierten Stahlrollen zwischen polierten ebenen Stahlplatten (Rollenlager für Brücken):

Durchmesser der Rollen 22,5 cm; Belastung 850 kg für 1 cm der Berührungsmantellinie.	Die Berührungsflächen waren		
	vollständig sauber	mit Graphit geschmiert	mit Graphit und Sand verunreinigt
1. Ganz geringe Verschiebung, nur etwa 2 mm beiderseits aus der Ruhelage	cm 0,0065	cm 0,0070	cm —
2. Größere Verschiebung, beiderseits um etwa 3 cm, erster Übergang:	GrößtWert 0,022	Mittelwert 0,036	Mittelwert 0,089
zweiter Übergang = Rückgang:	0,009 Mittelwert	0,022 Mittelwert	0,172 GrößtWert

In der Ruhelage, in der vermutlich bleibende Formänderung entstanden ist, änderte sich der Wert $f = 0,0065$ cm nicht, wenn die Belastung von 375 bis zu 850 kg/cm wechselte; in einer anderen Lage wuchs die Reibungszahl dagegen mit der genannten Belastung von $f = 0,0094$ cm bis zu $f = 0,0181$ cm. Beim Einschleifen einer Eisenbetonfahrbahntafel von 50 t Gewicht (auf jeder Seite 12 polierte Stahlrollen von 5 cm \varnothing , zwischen je zwei C-Eisen Nr. 14 liegend) wurde eine mittlere Zugkraft von 1100 kg gemessen; daraus berechnet sich f zu 0,11 cm.

Über die Gesamtreibung von Fahrzeugen siehe: Eisenbahnbau, Straßenbau und Wasserbau.

V. Stoß.

Beim Stoße zweier Körper kommt nur ihre Relativbewegung gegeneinander in Frage. Stoßnormale ist die auf der Berührungsebene im Berührungspunkte senkrechte Gerade. Der Stoß heißt gerade, wenn die Geschwindigkeit des stoßenden Körpers in die Richtung der Stoßnormalen fällt; er heißt zentral, wenn die Stoßnormale durch die Schwerpunkte beider Körper geht.

A. Gerader, zentraler Stoß.

In der ersten Stoßperiode — von der ersten Berührung der Körper bis zur größten Annäherung der Schwerpunkte — wächst der Stoßdruck P von 0 bis zu seinem Größtwerte P_m ; die Geschwindigkeiten v_1 und v_2 der beiden Körper vor dem Stoße haben sich im Laufe der ersten Stoßperiode verwandelt in die gemeinsame Geschwindigkeit u . Nach dem Satze vom Antrieb (III, B; S. 142) gilt: $\int P dt = m(v - v_0)$; da der Stoßdruck P und die Dauer der ersten Stoßperiode für den stoßenden und den gestoßenen Körper (Massen m_1 und m_2) gleich sind, so wird:

$$m_1(u - v_1) = -m_2(u - v_2) \quad \text{oder} \quad u = \frac{m_1 v_1 + m_2 v_2}{m_1 + m_2}.$$

Haben beide Körper vor dem Stoße entgegengesetzte Geschwindigkeiten, so ist eine von beiden negativ in die Formel einzuführen. Die Verminderung des Arbeitsvermögens im Verlaufe der ersten Stoßperiode beträgt

$$V = \frac{1}{2} \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} (v_1 - v_2)^2;$$

man kann $V = \frac{1}{2} P_m \cdot a$ setzen, wenn die Annahme zulässig ist, daß der Stoßdruck der Abplattung (Größtwert a) proportional wächst; kennt man dann noch seinen Zusammenhang mit ihr, so läßt sich P_m berechnen.

Für vollkommen unelastische, plastische Körper hört der Stoß am Ende der ersten Stoßperiode auf, da der Stoßdruck keine elastische, sondern nur bleibende Formänderung erzeugt; beide Körper bewegen sich mit der gleichen Geschwindigkeit u in gleicher Richtung. Der Verlust an Arbeitsvermögen (kinetischer Energie) im gesamten Körpersystem ist V und bleibt als solcher bestehen.

Für den besonderen Fall $v_2 = 0$ verhält sich $A_n : V = m_1 : m_2$, worin A_n das gesamte Arbeitsvermögen (Wucht) nach dem Stoße bezeichnet. V leistet bekanntlich Formänderungsarbeit. Legt man also, z. B. beim Rammen, Wert auf eine große Wucht A_n der beiden Körper nach dem Stoße und auf geringe Formänderung, so ist m_1 groß zu wählen im Verhältnis zu m_2 ; im umgekehrten Falle, z. B. beim Nieten, muß m_1 klein sein gegen m_2 . Kleine Niet-hämmer; Vergrößerung von m_2 , der Masse des Nietes, durch Gegenhalten oder Verspannen.

Bei elastischen Körpern ist der Stoßdruck infolge der Elastizität auch in der zweiten Stoßperiode noch vorhanden; er bewirkt wieder eine Entfernung der Schwerpunkte und somit eine Veränderung von u . Die Verminderung des Arbeitsvermögens um V in der 1. Stoßperiode wird (vollkommen oder zum Teil, s. nachstehend!) wieder ausgeglichen durch die Arbeit der Stoßdrücke in der 2. Stoßperiode.

Vollkommen elastische Körper erleiden gar keine bleibende Formänderung; die Geschwindigkeiten c_1 und c_2 nach dem Stoße sind:

$$c_1 = \frac{m_1 v_1 + m_2 v_2 - m_2 (v_1 - v_2)}{m_1 + m_2}, \quad c_2 = \frac{m_1 v_1 + m_2 v_2 + m_1 (v_1 - v_2)}{m_1 + m_2}.$$

Für nicht vollkommen elastische Körper beträgt der Verlust an Arbeitsvermögen

$$V = \frac{1}{2} \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} (v_1 - v_2)^2 (1 - k^2);$$

die Geschwindigkeiten nach dem Stoße sind:

$$c_1 = \frac{m_1 v_1 + m_2 v_2 - k m_2 (v_1 - v_2)}{m_1 + m_2}, \quad c_2 = \frac{m_1 v_1 + m_2 v_2 + k m_1 (v_1 - v_2)}{m_1 + m_2}.$$

Die Stoßzahl k , das Verhältnis der Relativgeschwindigkeiten vor und nach dem Stoße, hängt ab von der Elastizität der zusammenstoßenden Körper und der Größe ihrer Relativgeschwindigkeit ($v_1 - v_2$). Man bestimmt k , indem man eine Kugel aus der Höhe h auf eine unbewegliche ebene, wagerechte Platte fallen läßt und ihre Steighöhe h_1 beim Zurückprallen ermittelt; $k = \sqrt{h_1 : h}$.

B. Gerader, nicht zentraler Stoß.

Der Fall, daß der Stoß für beide Körper exzentrisch erfolgt, ist ohne weiteres auf den folgenden zurückzuführen, wo nur ein Körper exzentrisch, der andere aber zentral getroffen wird (Fig. 79).

a) Der Körper 2 sei frei beweglich. Die Formeln für den zentralen Stoß gelten auch hier, wenn man darin an Stelle von m_2 die reduzierte Masse m'_2 des exzentrisch getroffenen Körpers einführt, bestimmt durch die Gleichung:

$$J_B \cdot m'_2 = J_S \cdot m_2.$$

Hierin bedeutet J_S das Trägheitsmoment des Körpers 2 in bezug auf die Drehachse durch seinen Schwerpunkt S und J_B das Trägheitsmoment in bezug auf die zu ihr parallele Achse durch den Berührungspunkt B .

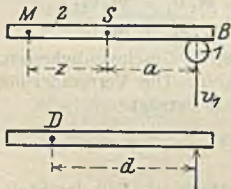


Fig. 79.

Man erhält dann die Geschwindigkeit c' des Körpers 2 an seiner Berührungsstelle B ; diese ist zu zerlegen in die Schiebungsgeschwindigkeit c des Schwerpunktes S und in die Winkelgeschwindigkeit ω seiner Drehung um S nach den Gleichungen:

$$c' = c + a \cdot \omega, \quad J_B \cdot c = J_S \cdot c'.$$

Der Stoßmittelpunkt M bleibt in Ruhe ($c' = 0$), die durch ihn gehende Achse ist stoßfrei; seine Lage wird bestimmt durch $z \cdot a = J_S : m_2 = i^2$ oder durch $J_B : J_M = a : z$.

b) Der Körper 2 sei um die feste Achse D drehbar. Als reduzierte Masse ist einzuführen $m'_2 = J_d : d^2$, worin J_D das Trägheitsmoment in bezug auf die Achse durch D bezeichnet. Über die stoßfreie Achse siehe vorstehend.

C. Schiefer Stoß.

Nur die in Richtung der Stoßnormalen fallenden Komponenten der Geschwindigkeiten werden durch den Stoß geändert, wenn man von der Reibung absieht. Sie allein sind in die vorstehenden Formeln einzuführen.

D. Stoß einer fallenden Last gegen ein elastisches Tragwerk.

Die Stoßwirkung einer fallenden Last P auf die Mitte eines Tragwerkes vom Gewichte G , das als Träger auf 2 Stützen (Stützweite l) gelagert ist und in seiner Mitte noch eine ruhende Einzellast P_0 trägt, kann man nach den folgenden, vom Verfasser aufgestellten Formeln¹⁾ berechnen. Diese gelten natürlich auch für $P_0 = 0$:

$$\begin{aligned} R &= \gamma \cdot \delta = (\mathfrak{P} + \sqrt{\mathfrak{P}^2 + 2\gamma \cdot \mathfrak{A}}); & \mathfrak{P} &= P_0 + \frac{5}{8} G + P; \\ \mathfrak{A} &= A - \left(\frac{1}{2} (P_0 + \frac{5}{8} G) + P \right) \delta_E; & \delta_E &= \frac{1}{\gamma} (P_0 + \frac{5}{8} G); \\ \gamma &= \frac{48 EJ}{l^3}, & A &= \frac{P + \frac{1}{2} G}{2g} \cdot c^2, & c &= \frac{P \cdot v}{P + \frac{1}{2} G}, & v &= \sqrt{2g \cdot h}. \end{aligned}$$

¹⁾ Über Stoßfestigkeit von Trägern vgl. u. a. auch noch Weisbach, Theoretische Mechanik; Zschetzsche, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing., 1894, S. 134; Dr.-Ing. Saller, Dissertation; Dr.-Ing. Preuß, Dissertation.

Zur Nachprüfung kann man noch die nachstehende Formel benutzen:

$$\delta - \delta_E = \frac{1}{\pi^2} \sqrt{\frac{48}{g \cdot \gamma}} \cdot c \sqrt{\frac{8}{3}} \mathfrak{P} + \frac{2P}{\gamma}.$$

Man rechne mit dem größeren der beiden Werte δ .

Es bedeutet: E die Dehnungszahl, J das Trägheitsmoment des Tragwerkes, h die Fallhöhe der fallenden Last, $g = 9,81$ m/sek²; R eine ruhende Last, die dieselbe Durchbiegung δ erzeugt, wie die stoßende Last P und die ruhenden Lasten G und P_0 zusammen; in δ ist also δ_E mit enthalten. Die Beanspruchung des Tragwerkes ist aus R oder aus δ zu ermitteln. — Über weitere Einzelheiten der Berechnung, über die zulässigen Beanspruchungen, die Bestätigung der Formeln durch Versuche usw. vgl. Zeitschr. des Verbandes d. Arch.- u. Ingen.-Vereine 1912, Nr. 47 und 48, und Der Brückenbau 1912, Nr. 10 und 11.

VI. Mechanik flüssiger Körper.

A. Wasserdruck.

Eine vollkommene Flüssigkeit setzt der Verschiebung ihrer Teile gegeneinander keinen Widerstand entgegen; verschiedener Grad der Zähigkeit: Äther, Weingeist, Wasser, Öl, Sirup, Teer. Das Wasser wird durch den Druck von 1 Atm. um etwa 50 Milliontel seines Volumens, also praktisch nicht merkbar, zusammengedrückt, Quecksilber nur um 3 Milliontel.

Grundlage der gesamten Hydromechanik ist die Fähigkeit der flüssigen Körper, den Druck nach allen Seiten hin unverändert fortzupflanzen.

Wird eine in einem Gefäße eingeschlossene, als gewichtslos betrachtete Flüssigkeit im Flächenstück f ihrer Oberfläche mit der Kraft P gepreßt, so beträgt der Druck in ihr an allen Stellen $\sigma = P:f$; das Flächenstück f_1 ihrer Oberfläche erhält also eine Kraft $P_1 = f_1 \cdot \sigma = f_1 (P:f)$. Führt die Kraft P die Verschiebung s aus, so erfährt P_1 die Verschiebung s_1 , derart, daß $P \cdot s = P_1 \cdot s_1$. Hydraulische Presse; Pumpen.

Das allgemeine Gesetz der Druckverteilung lautet:

$$\frac{\delta p}{\delta x} = \frac{\gamma}{g} \cdot X, \quad \frac{\delta p}{\delta y} = \frac{\gamma}{g} \cdot Y, \quad \frac{\delta p}{\delta z} = \frac{\gamma}{g} \cdot Z.$$

$$p = \frac{\gamma}{g} \int (X \delta x + Y \delta y + Z \delta z),$$

p Druck im Punkte x, y, z ; X, Y, Z Seitenkräfte der auf den Punkt x, y, z wirkenden Kräfte (Schwere usw.); γ spezifisches Gewicht der Flüssigkeit; g Beschleunigung der Schwere, 9,81 m/sek².

$\delta p = 0$ bezeichnet Flächen gleichen Druckes (Niveauflächen), also auch die freie Oberfläche; in ihnen ist somit $X \delta x + Y \delta y + Z \delta z = 0$. Die Mittelkraft aus X, Y, Z steht in jedem Punkte senkrecht auf der Niveaufläche.

In einer schweren Flüssigkeit unterscheiden sich die Drücke in zwei Punkten um den Wert $\gamma \cdot h$, wenn h den Höhenunterschied der Punkte und γ das spezifische Gewicht der Flüssigkeit bedeutet:

$$p_1 = p + h \cdot \gamma.$$

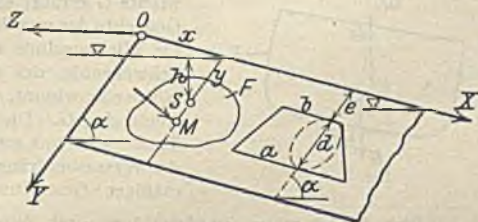


Fig. 80.

Wenn also kein äußerer Druck vorhanden ist, so gilt: Die Druckkraft des Wassers winkelrecht auf ein ebenes, beliebig geneigtes Flächenstück df ist gleich dem Gewichte der über ihm stehenden Wassersäule, gleich $df \cdot h \cdot \gamma$. Der Druck ist von der Form des Gefäßes usw. unabhängig. Im Mittelpunkt M des Druckes greift die Mittelkraft aller Einzeldruckkräfte, der Gesamtdruck an; seine Größe ist für eine ebene Fläche gleich $\Sigma df \cdot h \cdot \gamma = F \cdot h \cdot \gamma$, wenn F die Gesamtfläche, h die Druckhöhe ihres Schwerpunktes S (Tiefe unter dem Wasserspiegel) bezeichnet. Die Lage von M findet man nach Fig. 80:

$$y = \frac{J_x}{S_x} = \frac{J_x \cdot \sin \alpha}{F \cdot h}, \quad x = \frac{J_{xy}}{S_x} = \frac{J_{xy} \cdot \sin \alpha}{F \cdot h}$$

J_x Trägheitsmoment } von F in bezug auf die x -Achse,
 S_x Statisches Moment }
 J_{xy} Zentrifugalmoment von F in bezug auf die x - und y -Achse.
 Hat F eine Symmetrieachse $\parallel Y$, so liegt M auf ihr.

Für ein Trapez nach Fig. 80 ist:

$$y = e + \frac{1}{2}d \cdot \frac{2e(b+2a) + d(b+3a)}{3e(b+a) + d(b+2a)}$$

woraus die Werte für Recht- und Dreieck als Sonderfälle hervorgehen.

Für eine Ellipse oder einen Kreis mit der lotrechten Halbachse (Halbmesser) d gilt:

$$y = e + d + \frac{1}{4} \frac{d^3}{d+e}$$

Für gekrümmte Flächen erhält man ein räumliches System von Einzeldrücken.

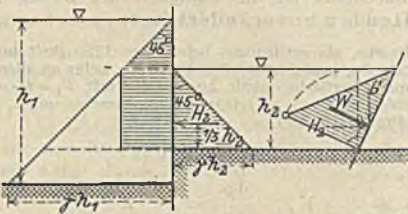


Fig. 81.

Fig. 82.

Zeichnerische Darstellung des Wasserdruckes. Die Druckverteilung wird durch eine Gerade unter 45° gegen die gedrückte Fläche angegeben: $p = \gamma \cdot h = 1 \cdot h$; ist in Fig. 81 die Länge (Tiefe) der Wand gleich b , so beträgt der Wasserdruck von rechts her: $H_2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b \cdot h_2^2$; die Gesamtbelastung der Wand, als Unterschied der Wasserdrücke von links und rechts, wird durch die schraffierte Fläche links der Wand dargestellt.

Den Druck W auf eine geneigte Fläche erhält man nach Fig. 82; W setzt sich zusammen aus H_2 und dem Gewichte G der lotrecht über der geneigten Fläche befindlichen Wassermasse.

B. Auftrieb, Schwimmfähigkeit.

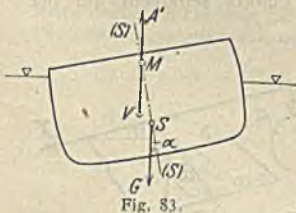


Fig. 83.

Ein ins Wasser getauchter Körper vom Gewichte G erfährt einen Auftrieb A gleich dem Gewichte der von ihm verdrängten Wassermenge; die Wirkungslinie des Auftriebs geht durch den Schwerpunkt des verdrängten Wassers¹⁾. Der Körper schwimmt, wenn $A = G$; er geht unter, wenn $A < G$. Die Bestimmung der Schwimm-, Tauchtiefe läuft somit hinaus auf die Ermittlung der Wasserverdrängung des Körpers; bei unregelmäßiger Gestaltung Benutzung der Formeln

¹⁾ Über Auftrieb unter Gründungskörpern vgl. Zeitschr. d. Verb. d. Arch. u. Ing.-Vereine 1912, Nr. 81, 89, 94; 1913, Nr. 8 und 9.

S. 63 ff. Um zu entscheiden, ob eine bestimmte Schwimmlage des Körpers ein sicheres Gleichgewicht darstellt, denke man sich den Körper um den Winkel α gedreht (Fig. 83). Der Schwerpunkt V der nunmehr verdrängten Wassermenge liegt dann nicht mehr in der alten Schwimmlage SS , der Lotrechten durch S ; der Auftrieb A' in der neuen Lage schneidet sie in M , im Metazentrum. Das Gleichgewicht ist sicher, solange M über S liegt, weil dann das Kräftepaar G, A' den Körper in seine alte Lage zurückzudrehen sucht.

C. Ausfluß des Wassers aus Gefäßen.

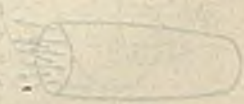
Ist der Querschnitt einer Öffnung f , die Ausflußgeschwindigkeit des Wassers v , so beträgt die Ausflußmenge in der Zeiteinheit, auf die v bezogen wurde: $q = f \cdot v$; stets sind v und f auf gleiche Einheiten umzurechnen; ist z. B. $f = 25$ qcm, $v = 3$ m/sek, so wird $q = 25 \cdot 300$ cm/sek $= 7,5$ l/sek. Die Ausflußmenge Q in der Zeit t ergibt sich zu $Q = q \cdot t$; dabei sind wiederum q und t auf gleiche Zeiteinheiten zu beziehen. Ohne Berücksichtigung der Reibung und der Einschnürung wird die Ausflußgeschwindigkeit aus einer wagerechten Öffnung $v = \sqrt{2gh}$, wenn h die Druckhöhe der Flüssigkeit über der Öffnung bezeichnet; die mittlere Geschwindigkeit beim Ausfluß aus einer rechteckigen Öffnung in lotrechter Wand ist $v = \frac{2}{3} \sqrt{2gh}$, wenn der Wasserspiegel nicht über dem oberen Rande der Öffnung steht; die Ausflußmenge ist $q = \frac{2}{3} b h \sqrt{2gh}$; h Druckhöhe über der unteren Kante der Öffnung, b deren Breite. Liegt die rechteckige Öffnung vollständig unter Wasser, und hat ihre untere Kante die Druckhöhe h_1 , die obere h_2 , so wird:

$$q = \frac{2}{3} b \sqrt{2g} (h_1^{3/2} - h_2^{3/2}).$$

Bei fließendem Wasser d. h. bei solchem, das der Öffnung mit der Geschwindigkeit c zuströmt, sind die Druckhöhen um die Geschwindigkeitshöhe ($c^2 : 2g$) zu vermehren.

Die vorstehenden theoretischen Werte von v und q sind in Wirklichkeit nie vorhanden; sie werden verringert durch die Reibung des Wassers und durch die Einschnürung des ausfließenden Strahles; jeder dieser beiden Ursachen entspricht ein besonderer Beiwert, der Geschwindigkeits- und der Einschnürungsbeiwert; das Produkt beider ist der Ausflußbeiwert. Werte hierfür s. u. a. Weisbach, Ing.-Mechanik, und im Abschnitte Wasserbau.

Über die Bewegung des Wassers in offenen Gerinnen s. Abschnitt „Wasserbau“, über Bewegung in geschlossenen Leitungen Abschnitt „Städtischer Tiefbau“.



Festigkeitslehre.

Von

Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden.

I. Die Grundbegriffe.

1. Formänderung, Elastizität und Sicherheitsgrad.

Die Teile eines Bauwerks haben drei Bedingungen zu erfüllen: Sie dürfen nicht brechen, ihre Formänderung soll ein gewisses Maß nicht überschreiten, die Kosten sollen möglichst gering sein. Formänderung ist die Eigenschaft fester Körper, ihre Form unter dem Einfluß äußerer Kräfte, wozu auch Eigengewicht der Körper und Wechsel der Luftwärme gehören, zu verändern. Elastizität ist die Eigenschaft der Körper, ihre ursprüngliche Gestalt wieder anzunehmen, nachdem die äußeren Kräfte zu wirken aufgehört haben. Dieses Bestreben beweist das Vorhandensein innerer elastischer Kräfte der Moleküle. Bleibende und federnde Elastizität. Hauptbaustoffe sind Holz, Stein, Eisen, Beton und Eisenbeton. Unter zulässiger Beanspruchung eines Baustoffes versteht man einen gewissen, n -ten Teil seiner Bruchfestigkeit, wobei n als Sicherheitsgrad bezeichnet wird. Je gleichartiger ein Baustoff ist und je weniger seine Festigkeitseigenschaften schwanken, um so kleiner darf der Sicherheitsgrad bemessen werden. Auch hängt er von der Wirkungsart, ruhender oder stoßweiser Belastung, ab, ferner von der Zuverlässigkeit der Berechnungsgrundlagen, der Möglichkeit von Spannungswechseln (s. unter 2) und dem Einfluß der Nebenspannungen. Neuerdings wird bei Eisen vielfach die zulässige Spannung nicht nach der Bruchfestigkeit bemessen, sondern nach der Elastizitätsgrenze, also dem Spannungsbereich, in welchem bleibende Formänderungen nicht eintreten.

2. Spannungen und Spannungszustände.

Wenn der Körper nach erfolgter Formänderung außen und innen zur Ruhe gekommen ist, befindet er sich im sog. elastischen Gleichgewichte. Zerlegt man ihn dann durch einen ebenen Schnitt in zwei voneinander getrennte Teile, so wird das elastische Gleichgewicht jedes der beiden Teile gestört. Man kann es wieder herstellen, wenn man die den früheren molekularen Zusammenhang des Körpers sichernden elastischen Kräfte der Moleküle in jeder der beiden Schnittflächen durch äußere statische Kräfte von entsprechender Größe und Richtung ersetzt (Fig. 1). Für die Aufgaben

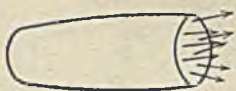


Fig. 1.

unserer Festigkeitslehre ist es nicht erforderlich, das wenig erforschte Bildungsgesetz dieser Molekularkräfte zu kennen. Nur ihre Veränderungen kommen in Betracht, die durch die Formänderungen infolge der Einwirkung der äußeren Kräfte erzeugt werden. Wegen der unendlich großen Zahl der Moleküle wird es unend-

lich vieler solcher äußerer Kräfte bedürfen, um ihre statische Wirkung gleichwertig mit derjenigen der elastischen Widerstände der Moleküle zu machen. Man hat deshalb eine Spannkraft im allgemeinen auf eine unendlich kleine Fläche zu beziehen. Eine Spannkraft S ist danach durch die Gleichung

$$S = \int \sigma \cdot dF \quad (1)$$

auszudrücken, wenn σ die Spannung, d. h. die auf die Einheit der Fläche des betreffenden Schnittes bezogene Spannkraft vorstellt. Die Integration hat sich entweder über den ganzen Querschnitt F zu erstrecken oder nur über einen bestimmten Teil von F , je nachdem S die gesamte in der Fläche F herrschende Spannkraft vorstellt oder nicht. Da die Gleichgewichtsbedingungen bei weitem nicht genügen, um die unbekanntenen Spannungen zu berechnen, müssen noch Annahmen über das Gesetz der Verteilung der Spannungen zu Hilfe genommen werden, also Erfahrungen auf Grund von Versuchen. In besonderen Fällen verteilt sich eine Spannkraft S gleichmäßig über den Querschnitt. Dann ist die Spannung

$$\sigma = \frac{S}{F}. \quad (2)$$

Während die Bemessung der Kräfte in kg oder t erfolgt, sind die Spannungen nach (2) in $\text{kg/cm}^2 = \text{at}$ (Atmosphären) oder aber in t/cm^2 auszudrücken.

Wenn in einem Stabquerschnitte unter dem Angriffe einer ihre Lage wechselnden Last eine Spannung ihre Größe ändert, so kann sie dabei aus ihrer positiven in die negative Richtung übergehen, oder umgekehrt. Diesen Vorgang nennt man einen Spannungswechsel.

Einen beliebigen Körperpunkt m kann man als ein unendlich kleines Körperchen von regelmäßiger Gestalt auffassen, z. B. als Würfel oder Kugel, deren Schwerpunkt in m liegt. Die Gesamtheit der Spannungen aller Oberflächenpunkte eines solchen unendlich kleinen Körperchens bildet den Spannungszustand des Körperpunktes m . Der Spannungszustand ist eindeutig bestimmt, wenn für drei durch m gelegte beliebige Schnittflächen die Spannungen gegeben sind.

3. Festigkeit und Festigkeitsarten.

Unter Festigkeit eines Körpers oder Baustoffes versteht man diejenige Spannungsgrenze, bei welcher seine Zerstörung beginnt. Die Art der Zerstörung des Körpers sowie auch die Art seiner Spannungen und Festigkeit hängt ab von der Art der Gruppierung der äußeren Kräfte.

Zwischen zwei Nachbarquerschnitten, die eine Scheibe von unendlich kleiner Dicke dz begrenzen, beobachtet man einen Würfel von den unendlich kleinen Kantenlängen dx , dy , dz (Fig. 2), im besonderen die gegenseitige Bewegung der in die Nachbarquerschnitte fallenden Würfelflächen, wobei man sich eine der beiden Flächen festgehalten denken kann. Die festgehaltene Fläche liege in dem betrachteten Querschnitte, durch dessen Schwerpunkt O die Achsen X , Y , Z verlaufen, von denen X , Y in den Querschnitt fallen, während Z rechtwinkelig dazu steht. Man beobachtet dann vier Festigkeitsarten:

a) **Normalfestigkeit.** Der Würfel ändert seine ursprünglichen Kantenlängen dz , wobei die Würfelfläche $dx \cdot dy$ sich parallel zu den Kanten dz be-

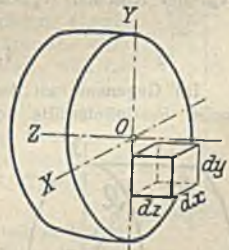


Fig. 2.

wegt. Es entstehen Zug- oder Druckspannungen, zusammengefaßt Normalspannungen genannt. Ein Zug wird als positive, ein Druck als negative Spannung bezeichnet, entsprechend der Zunahme und Abnahme der Kantenlängen dz . Das Verhältnis $\Delta dz/dz$ der Längenänderung Δdz zur ursprünglichen Länge dz heißt Längsdehnung. Danach unterscheidet man bei Zug eine positive, bei Druck eine negative Längsdehnung.

b) **Schubfestigkeit.** Die Würfelflächen verschieben sich gegeneinander, ohne ihren Abstand dz zu ändern. Dabei ändern sich die rechten Winkel der Würfelflächen $dy \cdot dz$, und es entstehen Schubspannungen, deren Richtung in die Querschnittsfläche fällt. Die erwähnte Winkeländerung heißt die Gleitung oder Schiebung.

c) **Biegungsfestigkeit.** Die Würfelflächen vergrößern oder verkleinern ihren ursprünglichen Abstand dz , wobei sie sich um eine in der Querschnittsebene liegende Achse drehen. Es entstehen dabei Biegungsspannungen, deren Richtung allgemein schief zur Querschnittsfläche steht, so daß jede Biegungsspannung in eine Normalspannung und eine Schubspannung zerlegt werden kann.

d) **Verdrehungsfestigkeit.** Die Würfelflächen verschieben sich aufeinander, ohne ihren Abstand dz zu ändern, wobei sie eine Drehbewegung um eine zum Querschnitt rechtwinklige Achse ausführen. Es entstehen in diesem Belastungsfall im Querschnitte Schubspannungen, die man Verdrehungsspannungen nennt.

Tritt eine dieser Festigkeitsarten mit einer oder mehreren anderen zusammen auf, so spricht man von zusammengesetzter Festigkeit; der wichtigste Fall ist die Vereinigung von Normalfestigkeit mit Biegungsfestigkeit. Nach dem Erfahrungsgesetz von der gegenseitigen Unabhängigkeit verschiedener Kraftwirkungen darf man einen zusammengesetzten Belastungsfall in einfache Fälle zerlegen und für jeden von diesen die berechneten gleichartigen Spannungen eines Punktes addieren.

Sämtliche Spannungen, die in diesen vier Festigkeitsfällen a) bis d) oder in ihren Zusammensetzungen auftreten, können in die beiden einzigen möglichen Arten, und zwar in Normalspannungen und in Schubspannungen, zerlegt werden.

Bezeichnungen: Normalspannungen mit σ , und zwar bei Zug σ_z oder $+\sigma$, bei Druck σ_d oder $-\sigma$, bei Knicken σ_k , Lochlaibungsdruck σ_l ; ferner Schubspannungen mit τ , und zwar bei Scheren τ_s oder τ , bei Drehen τ_d ; endlich die Festigkeitswerte mit K , die sich aus den Versuchen ergeben und als gegebene Größen aufzufassen sind, und zwar bei Zug K_z , bei Druck K_d , bei Knicken K_k , bei Scheren K_s .

4. Einfache Festigkeitsfälle.

Im Gegensatz zu den Fällen der zusammengesetzten Festigkeit sind einfache Festigkeitsfälle solche, bei welchen durch Zusammensetzen zu einer gleichwertigen Kräftegruppe (Mechanik) die äußeren Kräfte auf eine Achsenkraft P , oder eine Querkraft Q , oder ein Moment K zurückgeführt werden können. Geschieht das mit Hilfe eines Achsenkreuzes X, Y, Z (Fig. 3)

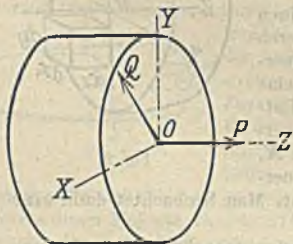


Fig. 3.

mit Z als Stabachse, so ist P gleich der algebraischen Summe aller in die Stabachse fallenden Seitenkräfte des betrachteten Stabteiles. Q ist die Mittelkraft aller in einer Kraftebene rechtwinklig zur Stabachse wirkenden äußeren Kräfte; K ist die Summe ihrer statischen Momente bezogen auf den Schwer-

punkt O der betrachteten Kräfteebene, d. h. den Ursprung des Achsenkreuzes. Die Seitenmomente von K sind:

- M_{xy} ein Verdrehungsmoment, in der XY -Ebene wirkend
(Verdrehung um die Stabachse Z),
 M_{xz} ein Biegemoment, in der XZ -Ebene wirkend
(Verbiegung im Grundriß),
 M_{yz} ein Biegemoment, in der YZ -Ebene wirkend
(Verbiegung im Aufriß).

Die beiden Biegemomente können zu einem gleichwertigen Moment M zusammengesetzt werden, das in die Ebene der Mittelkraft aller Kräfte links vom Schnitt, also der Querkraft Q fällt. Da diese Momente als Streckengrößen aufzufassen sind, ist nach dem Parallelogrammsatz

$$M = \sqrt{M_{xz}^2 + M_{yz}^2}$$

Aus diesem allgemeinen Belastungszustande ergeben sich vier Sonderfälle:

- $K = 0$ und $Q = 0$. Es wirkt allein die Achsenkraft P .
 $K = 0$ „ $P = 0$. „ „ „ „ Querkraft Q .
 $Q = 0$, $P = 0$ und $M_{xy} = 0$. „ „ „ „ das Biegemoment M .
 $Q = 0$, $P = 0$ „ $M = 0$. „ „ „ „ Verdrehungsmoment M_{xy} .

II. Zug und Druck.

5. Normalspannung.

Wirkt eine Achsenkraft P (Fig. 4) auf einen homogenen prismatischen Stab vom Querschnitt F , so sind die Spannungen in einem beliebigen Querschnitt $t-t$ gleichmäßig verteilt und von der Größe:

$$\sigma = \frac{P}{F}. \quad (1)$$

Je nach dem Vorzeichen unterscheidet man Zugspannung (+) und Druckspannung (-) oder kurz ausgedrückt Zug und Druck¹⁾.

Eine gleichmäßige Verteilung von σ wird nie vollkommen erreicht. Man erreicht sie bei prismatischen oder zylindrischen Stäben angenähert, wenn P auf die Stabenden in der Art übertragen wird, daß alle zur Stabachse parallelen Fasern gezwungen werden, gleiche Längenänderungen anzunehmen. Das kann bei einem gedrückten Stab $a b$ (wie in Fig. 5) durch Einschalten genau abgeglichenen, möglichst starrer Übertragungsstücke c geschehen. Bei nicht prismatischen oder zylindrischen Stäben ist ein Ebenbleiben ausgeschlossen, weil die Fasern solcher Stäbe von ungleicher Länge sind, also auch ungleiche Längenänderungen erfahren. Das gleiche geschieht auch bei prismatischen Stäben, wenn deren Querdehnungen (s. unter 8) eine merkbare Größe erreichen. Über die Verteilung der Spannungen in Verbundkörpern, wie z. B. Eisenbetonsäulen, vgl. Die Theorie des Eisenbetons.

Eine Achsenkraft kann außer Normalspannungen auch Biegespannungen erzeugen, wenn der Stab knickt (VI). Unter der Voraussetzung eines isotropen Baustoffes, mathematisch gerader Stabachse und mathematisch genauer Achsenbelastung wäre die Möglichkeit eines Knickens ausgeschlossen. In praktischen Fällen sind aber jene Voraussetzungen

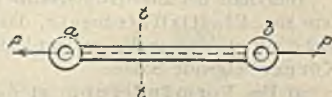


Fig. 4.

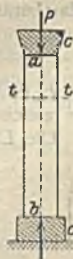


Fig. 5.

¹⁾ Diese kurzen Bezeichnungen Zug und Druck sollten jedoch ausschließlich diesen Spannungen vorbehalten bleiben, nicht etwa, wie es öfter geschieht, für Kräfte angewandt werden (also sage man Druckkraft statt Druck, Radlast statt Raddruck, Achslast statt Achsdruck).

nie voll erfüllt. Schon das Fehlen einer derselben kann ein Knicken herbeiführen, namentlich wenn die Länge des Stabes im Verhältnis zu seinen Querschnittsabmessungen groß ist. Im besonderen kommt dabei auch das elastische Verhalten des Baustoffes unter einem Drucke in Betracht.

Harte, spröde Körper wie Steine und Gußeisen werden bei Druckversuchen völlig zertrümmert, oder es zeigen sich an ihnen Abschiebungen in Schrägschnitten. Mehr plastische Körper weichen seitlich aus und werden zerquetscht. Beim Blei beobachtet man ein regelrechtes Abfließen zur Seite. Körper, die nach der Seite ausweichen, ohne daß sie zerstört werden, vergrößern ihren Querschnitt. Dadurch wächst ihr Widerstand gegen weiteres Zusammendrücken. Aus diesen Gründen ist es fehlerhaft, die Druckfestigkeit unter Zugrundelegen des ursprünglichen Probekörperquerschnittes aus der Gleichung (I) zu berechnen. Die Widerstandskraft des Körpers erscheint vielmehr schon erschöpft, wenn die Quetschgrenze (s. 6) erreicht ist. Diese hat daher in solchen Fällen als Druckfestigkeit zu gelten.

6. Das Hookesche Gesetz und die Elastizitätsziffer.

Aller Erfahrung nach gibt es keine vollkommen elastischen Körper — d. h. solche Körper, deren Formänderung nach erfolgtem Aufhören der Einwirkung äußerer Kräfte vollkommen wieder verschwindet — ebensowenig wie vollkommen unwandelbare, d. h. starre Körper. Jene Spannungsgrenze innerhalb welcher der Körper (für praktische Zwecke genau genug) noch als vollkommen elastisch angesehen werden darf, nennt man die Elastizitätsgrenze. Wird sie bei der Belastung überschritten, so kann die Formänderung nach erfolgter Entlastung nicht mehr ganz verschwinden, also treten im Körper sog. bleibende Formänderungen auf.

Innerhalb der Elastizitätsgrenze folgen die Formänderungen und Spannungen dem sog. Elastizitätsgesetz, das (1660) vom Engländer Hooke durch Versuche mit stählernen Federn entdeckt worden ist. Danach gelten für isotrope Körper folgende Sätze:

a) Die Formänderung ist der elastischen Kraft proportional.

b) Die Formänderung bleibt bis auf ihr Vorzeichen die gleiche, wenn man Zug durch Druck ersetzt oder wenn man Biegung und Verdrehung im entgegengesetzten Sinne wirken läßt.

Ist σ eine Normalspannung und bezeichnet man (S. 3) λ als die Längsdehnung für die Einheit des ursprünglichen Längenmaßes, so lautet das Elastizitätsgesetz:

$$\lambda = \frac{\sigma}{E}. \quad (3)$$

E ist die Elastizitätsziffer. Da λ eine unbenannte Zahl ist, so muß E die gleiche Dimension wie σ haben, also kg/cm^2 oder t/cm^2 .

Die Längenänderung Δs eines Stabes der Länge s ist

$$\left. \begin{aligned} \Delta s &= \lambda \cdot s = \frac{P s}{E F} = P k, \\ k &= \frac{s}{E F}, \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

wobei k nur von den Abmessungen und dem Baustoff des Stabes abhängt und sein Dehnungsvermögen genannt wird.

Das Hookesche Gesetz bildet heute noch die Grundlage aller Berechnungen in der Baustatik. Es gilt nur innerhalb einer gewissen Spannungsgrenze, die man Proportionalitätsgrenze nennt. Elastizitätsgrenze und Proportionalitätsgrenze sind nicht dasselbe, weil erstere nur die Grenze bezeichnet, bis zu welcher die Körper als vollkommen elastisch angesehen werden

können, während letztere die Grenze der Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes festlegt. Die Elastizitätsgrenze ist schwierig, wenn nicht unmöglich, genau festzusetzen, weil es ja nur von der Schärfe der beim Versuche anzuwendenden Meßvorrichtungen abhängt, ob man ganz kleine, fast verschwindende bleibende Formänderungen noch beobachten kann oder nicht. Dagegen ist die Proportionalitätsgrenze schärfer zu bestimmen.

Schmiedbares Eisen zeigt bei Zug- und Druckversuchen, sobald die Elastizitätsgrenze überschritten ist, ein eigentümliches Verhalten: Die Dehnungen nehmen von einer bestimmten Spannungsgrenze an (namentlich bei Zugversuchen) plötzlich stark zu, so daß man die Veränderungen mit bloßem Auge verfolgen kann. Diese Spannungsgrenze nennt man für Zug die Fließgrenze, für Druck die Quetschgrenze.

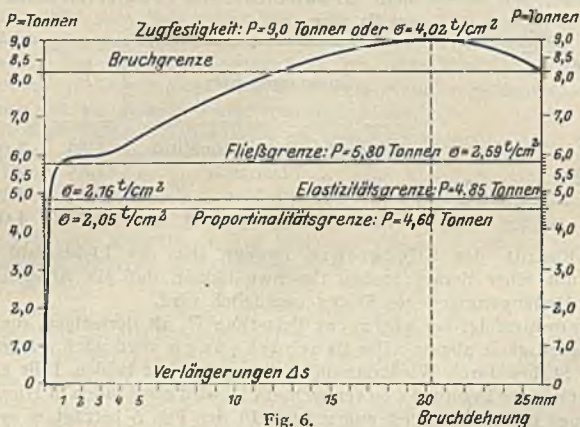


Fig. 6.

Die Elastizitätsziffer E wird in Festigkeitsmaschinen durch Zugversuche ermittelt. Dabei spannt man den mit einer Maßteilung versehenen Probestab an seinen beiden kegelförmig gebildeten Enden in der Festigkeitsmaschine derart ein, daß er lotrecht steht und sich möglichst leicht und frei auf die Richtung der (maschinell erzeugten) Zugkraft einstellt.

Die Spannungen im Probestabe werden stufenweise gesteigert. Die dabei entstehenden Dehnungen sind so klein, daß sie mit Hilfe einer Spiegelvorrichtung, die mit dem Probestabe in Verbindung gebracht wird und während seiner Dehnung einen liniendünnen Lichtstrahl auf eine Maßplatte wirft, gemessen werden. Fällt der Lichtstrahl beim Beginn des Versuches mit dem Nullpunkte der Latte zusammen, so können die Dehnungen mit mehrtausendfacher Vergrößerung abgelesen werden.

Die im Probestabe hervorgerufene Achsenkraft P wird in gewissen Zeiträumen wieder auf Null gebracht, um beurteilen zu können, ob dabei der Lichtstrahl auf den Nullpunkt der Maßplatte zurückkehrt. Solange er dies tut, ist noch keine bleibende Verlängerung des Stabes eingetreten. Sobald aber der Strahl zum ersten Male den Nullpunkt nicht mehr ganz erreicht, ist die Elastizitätsgrenze überschritten worden.

Für jeden Belastungsabschnitt, in welchem der Lichtstrahl noch keine bleibende Dehnung anzeigt, wird die elastische Dehnung aufgeschrieben und geprüft, von welcher Größe der Achsenkraft P ab sie der zugehörigen Spannung nicht mehr proportional war. Damit ist die Proportionalitätsgrenze bestimmt.

Nach dem in der Fig. 6 dargestellten Schaubilde wurde die Elastizitätsgrenze bei einer Achsenkraft $P=4,85$ t festgestellt. Bei $P=4,60$ t fand man zum letzten Male noch eine rein elastische Verlängerung Δs des Stabes von

0,014 cm. Bei $s = 15$ cm Meßlänge und $F = 2,24$ cm² Querschnitt des Probestabes erhält man danach die Elastizitätsziffer:

$$E = \frac{\sigma}{\lambda} = \frac{P \cdot s}{F \cdot \Delta s} = \frac{4,60 \cdot 15}{2,24 \cdot 0,014} = 2200 \text{ t/cm}^2.$$

Geometrisch betrachtet ist $E = \frac{\sigma}{\lambda} = \text{tg } \alpha_1$, die Tangente an die in Fig. 7 dargestellte Arbeitskurve. Sie ist bis zur Proportionalitätsgrenze konstant, demnach auch E ein Festwert. Außerhalb der Proportionalitätsgrenze ist $E = \text{tg } \alpha_2$, die Tangente an die Arbeitskurve, für jedes σ verschieden.

Wird der Versuch bis zum Bruche des Stabes durch Zerreißen durchgeführt, so sind noch Fließgrenze und Zugfestigkeit festzustellen. Nach dem Schaubilde des Gesamtversuches (Fig. 6) erhält man:

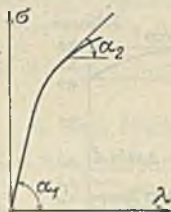


Fig. 7.

Spannungsgrenzen	P t	$\sigma = \frac{P}{F}$ t/cm ²
Grenze der Proportionalität .	4,60	2,05
„ „ Elastizität . . .	4,85	2,16
„ des Fließens	5,80	2,59
„ der Zugfestigkeit . .	9,00	4,02

Beim Eintritt der Fließgrenze bewegt sich der Lichtstrahl auf der Maßlatte mit einer derart großen Geschwindigkeit, daß ein Ablesen der zugehörigen Verlängerungen des Stabes unmöglich wird.

Der Bruch erfolgt bei kleinerer Belastung P , als derjenigen, die ein Maß für die Zugfestigkeit abgibt. Die Bruchdehnung φ wird nach erfolgtem Zerreißen des Stabes durch Wiederausammenbringen seiner beiden Teile gemessen. Sie ist nicht mit der Dehnung λ zu verwechseln. φ wird gewöhnlich in Hundertstel der Meßlänge des Probestabes angegeben. In der Fig. 6 beträgt $\varphi = 26$ mm. Das gibt bei einer Meßlänge von z. B. 15 cm

$$\varphi = \frac{2,6 \cdot 100}{15} = 17,3 \text{ Hundertstel.}$$

Die Fließgrenze kann für Flußeisen und Stahl im allgemeinen zu etwa $\frac{2}{3}$ der Zugfestigkeit angenommen werden. Der deutsche Verband für die Materialprüfung der Technik hat 1889 als Unterscheidungsmerkmal für Stahl gegenüber Flußeisen eine Festigkeit von mindestens 5000 kg/cm² angegeben.

Die Elastizitätsziffer E des Flußeisens darf für jede Eisenart als Unveränderliche vorausgesetzt werden, falls das betreffende Tragwerk nicht aus verschiedenartigen Baustoffen zusammengesetzt ist.

Die Elastizitätseigenschaften des Eisens sind vor allem auch von den chemischen Bestandteilen, insbesondere von dem Kohlenstoffgehalt abhängig, wie aus folgender Übersicht nach Versuchen von Bauschinger mit Ternitzer Bessemerstahl hervorgeht:

Ternitzer Bessemerstahl, Stäbe 44 cm lang, 7,0 cm breit, 1,2 cm dick.

Kohlenstoffgehalt v. Hundert	Elastizitätsziffer E in t/cm ²	Elastizitätsgrenze t/cm ²	Zugfestigkeit in t/cm ²	Bruchdehnung φ v. Hundert	Kontraktion ¹⁾ ψ v. Hundert
0,14	2265	2,950	4,430	21,8	49,2
0,54	2165	3,490	5,560	17,8	32,8
0,78	2360	3,750	6,470	11,4	19,1
0,96	2175	4,870	8,305	6,6	10,0

¹⁾ Siehe 8 Querdehnung.

Wie aus dieser Übersicht hervorgeht, steigt mit wachsendem Kohlenstoffgehalt die Zugfestigkeit, während gleichzeitig die Bruchdehnung φ abnimmt und damit die Härte und Sprödigkeit wächst. Das gleiche wird durch den Zusatz von Nickel, Chrom, Mangan und Wolfram erreicht. Der Kohlenstoffgehalt kann somit nicht allein als Kennzeichen zur Unterscheidung von Flußeisen und Stahl angegeben werden.

Schmiedbare Metalle zeigen beim Zugversuch kurz vor dem Bruch eine starke Einschnürung; bei langfaserigen Hölzern hört man nacheinander das Reißen einzelner Fasern; Gußeisen und kurzfaserige Hölzer reißen plötzlich.

7. Das Potenzgesetz.

Unterzieht man Gußeisen, Stein oder Beton einem Zug- oder Druckversuch, so ergibt sich, daß selbst schon für geringe Spannungen σ die Dehnungen nicht proportional den Spannungen sind und außerdem das genannte Verhältnis für Zug und Druck verschieden ist. Das Hookesche Gesetz gilt für die genannten Körper nicht. Die Beziehung zwischen Spannung und Dehnung kann durch ein anderes Gesetz festgelegt werden.

Für die Rechnung verhältnismäßig am bequemsten und daher am gebräuchlichsten ist das Potenzgesetz:

$$\lambda = \frac{\sigma^m}{E}. \quad (5)$$

Es wurde 1729 von Bülfinger und 1897 von Bach und Schüle vorgeschlagen. Für Gußeisen ist $m = 1,07$, für Beton $m = 1,11$ bis $1,16$, also > 1 , die Dehnungen λ wachsen also rascher als die zugehörigen Spannungen σ (Fig. 8). Die Elastizitätsziffer E ist für Zug und Druck verschieden und kann jeweils nur für gewisse Spannungsintervalle als konstant betrachtet werden.

Für kleine Werte σ ist E verhältnismäßig groß, nimmt σ zu, so nimmt $E = \operatorname{tg} \alpha$ ab. Bei Betonkörpern ist die Arbeitskurve abhängig vom Mischungsverhältnis, Wasserzusatz und Alter¹⁾.

Je fetter das Mischungsverhältnis, je geringer der Wasserzusatz und je älter der Beton ist, um so größer ist seine Festigkeit.

E ist außerdem verschieden für Zug und Druck. Bei Betonversuchskörpern fand man z. B.

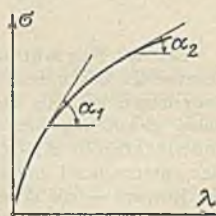


Fig. 8.

bei Zug		bei Druck	
$\sigma = 1,6 \text{ kg/cm}^2$	$E = 267\,000 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma = 6,1 \text{ kg/cm}^2$	$E = 290\,000 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma = 9,2$	$E = 196\,000$	$\sigma = 61,3$	$E = 240\,000$

Im Mittel rechnet man für Beton $E_{\text{Druck}} = 210\,000 \text{ kg/cm}^2$, $E_{\text{Zug}} = 140\,000 \text{ kg/cm}^2$. Weitere Werte s. XIII.

Für Beton 1:2,5:5 fand Bach bei Druckversuchen:

bei σ in $\text{kg/cm}^2 =$	7,9	15,8	23,7	31,6	39,5
E in $\text{t/cm}^2 =$	306	256	226	212	194

Die Druckfestigkeit betrug $96,3 \text{ kg/cm}^2$.

Für Granit fand Bach bei Zugversuchen:

bei σ in $\text{kg/cm}^2 =$	3,5	7	14	21
E in $\text{t/cm}^2 =$	147	88	72,5	60,2

¹⁾ Vgl. Bach, Elastizität und Festigkeit. 7. Aufl. Julius Springer, Berlin 1917, S. 86 u. 87.

Im allgemeinen pflegt man bis zur Grenze der zulässigen Spannungen mit einem konstanten E zu rechnen und der Einfachheit halber das Hookesche Elastizitätsgesetz auch auf Bauteile von Gußeisen, Stein und Beton anzuwenden.

Außer dem einfachen Potenzgesetz gibt es eine Anzahl anderer Funktionen, mit denen eine noch schärfere Übereinstimmung der gemessenen und der errechneten Werte angestrebt werden soll, z. B. das Elastizitätsgesetz von W. Ritter-Zürich (Schweizerische Bauzeitung 1899. Bd. 33):

$$\sigma = K_d \cdot (1 - e^{-m \cdot \lambda}), \quad (6)$$

wobei K_d die Druckfestigkeit, m ein Festwert für den Baustoff und e die Basis der natürlichen Logarithmen ist.

Das elastische Verhalten des Holzes ist kaum in Formeln zu fassen: Zufällige Umstände, wie der Einfluß des Bodens und Standortes, die Lage des betreffenden Stückes im Baume, eingewachsene Äste u. dgl. m., machen die Bestimmung der Elastizitätsziffer für Holz unsicher und die darauf gegründeten Elastizitätsberechnungen praktisch wertlos.

8. Die Querdehnung.

Bei der Normalfestigkeit (Fig. 2) verlängerten oder verkürzten sich die Kanten dz des unendlich kleinen Würfels und das Verhältnis dieser Längenänderungen galt als die positive oder negative Längsdehnung. Es findet dabei gleichzeitig eine Verkleinerung oder Vergrößerung der Querschnittsfläche $dx \cdot dy$ statt, derart, daß auch die Kantenlängen dx und dy sich entsprechend ändern. Das Verhältnis dieser Änderungen nach der Quere des Körpers — die Querdehnung — ist positiv bei Druck und negativ bei Zug, während umgekehrt die Längsdehnung positiv bei Zug und negativ bei Druck war.

Poisson berechnete auf Grund von Voraussetzungen über die Art der Anziehung, die von den aus ihrer Gleichgewichtslage gebrachten Molekülen aufeinander ausgeübt werden, unter der Annahme des Hookeschen Gesetzes, das Verhältnis von Quer- und Längsdehnung zu $\frac{1}{4}$. Das Verhältnis der Längsdehnung zur Querdehnung wird deshalb Poissonzahl genannt und mit m bezeichnet. Für Eisen gilt die Poissonzahl in vielen Fällen als ein Maß für dessen Zähigkeit, weil m mit zunehmender Härte und entsprechend abnehmender Zähigkeit des Eisens größer wird. Für Bauflußeisen ergibt sich (je nach seiner Härte) $m = 3$ bis etwa $\frac{10}{3}$. Auch die Zugfestigkeit des Eisens kann bei der Wahl von m als Anhalt dienen, weil Zugfestigkeit und Härte des Metalls im allgemeinen gemeinsam wachsen, wobei die Zähigkeit abnimmt, also m größer wird. Die obere Grenze von m , für die härtesten Stoffe, wird heute gewöhnlich zu 4 angenommen. Die untere Grenze der Poissonzahl wird in Gl. (11) festgestellt. Für Holz und Stein sind sichere Werte für m nicht anzugeben.

Für Gesteinsarten sind auch höhere Werte als $m = 4$ gefunden worden, z. B. für Granit bis $m = 5$, für jüngeren Beton $m = 8$ (abhängig hauptsächlich vom Alter und von der Belastung), für Tafelglas $m = 4,4$. Es ist anzunehmen, daß mit wachsendem Alter des Betons sich m dem Wert 5 und 4 nähert, also den Werten der Gesteine ähnlicher Zusammensetzung.

Bezeichnet m die Poissonzahl und β die Querdehnung, so ist

$$\beta = \frac{1}{m} \left(\frac{\sigma}{E} \right). \quad (7)$$

Die Querdehnung (auch Kontraktion genannt), mißt man an vielen Stellen des zylindrischen Stabes mit Hilfe einer Feinmeßvorrichtung und nimmt aus den erhaltenen Zahlen das Mittel.

Ist bei einem eisernen Zugstab die ursprüngliche Querschnittsfläche F , die Fläche an der Einschnürungsstelle nach dem Bruch F_b , so ist die Querdehnung beim Bruch:

$$\psi = 100 \cdot \frac{F - F_b}{F}. \quad (7a)$$

Dieser Wert stellt ein praktisches Maß für die Zähigkeit des Baustoffes dar.

Legt man durch den Eckpunkt m eines unendlich kleinen Blockes drei rechtwinklige Koordinatenachsen X , Y , Z (Fig. 9), so ist die in m wirkende Spannung ihrer Größe und Richtung nach durch neun Seitenspannungen bestimmt. Das sind

1. die Normalspannungen σ_x , σ_y , σ_z , nach den Richtungen X , Y , Z ,

2. die Schubspannungen τ_{xy} und τ_{xz} , τ_{yx} und τ_{yz} , τ_{zx} und τ_{zy} .

Von den Schubspannungen liegen je zwei in derjenigen Ebene, auf welcher die zugehörige Normalspannung senkrecht steht. Zur Normalspannung σ_x der YZ -Ebene gehören z. B. die Schubspannungen τ_{xy} und τ_{xz} . Der erste Buchstabe x ihres Zeigers gibt an, zu welcher Normalspannung sie gehören, während der zweite Buchstabe (y oder z) ihre Richtung andeutet.

Zu beachten ist, daß jede Normalspannung in ihrer Richtung eine Längsdehnung, gleichzeitig aber auch nach den beiden anderen zu ihr senkrecht stehenden Richtungen je eine Querdehnung erzeugt. Unter Berücksichtigung der erwähnten Querdehnungen erhält man somit für die Dehnungen λ_x , λ_y , λ_z in den Richtungen der Koordinatenachsen:

$$\lambda_x = \pm \frac{1}{E} \left(\sigma_x - \frac{\sigma_y + \sigma_z}{m} \right), \quad \lambda_y = \pm \frac{1}{E} \left(\sigma_y - \frac{\sigma_x + \sigma_z}{m} \right), \quad (8)$$

$$\lambda_z = \pm \frac{1}{E} \left(\sigma_z - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{m} \right),$$

worin E die Elastizitätsziffer und m die Poissonzahl bedeuten.

Es ist möglich im Innern des Körpers eine solche Stellung des unendlich kleinen Blockes oder Würfels zu finden, für welche in allen seinen Flächen entweder alle σ oder alle τ gleich Null sind. In solchen Fällen bezeichnet man die σ als Hauptnormalspannungen und die τ als Hauptschubspannungen.

9. Die kubische Dehnung.

Der ursprüngliche Rauminhalt $dV = dx dy dz$ eines unendlich kleinen Blockes, auf den nach der X -Richtung eine Achsenkraft wirkt, wird

$$dV + \Delta dV = dx(1 + \lambda_x) \cdot dy(1 + \lambda_y) \cdot dz(1 + \lambda_z),$$

wenn λ_x , λ_y , λ_z die Dehnungen nach den drei Achsenrichtungen bedeuten. Das gibt unter Vernachlässigung der unendlich kleinen Größen höherer Ordnung

$$dV + \Delta dV = dV + dV(\lambda_x + \lambda_y + \lambda_z).$$

Bezieht man die Änderung von dV auf die Einheit des ursprünglichen Rauminhaltes, so erhält man die kubische Dehnung λ_k mit

$$\lambda_k = \lambda_x + \lambda_y + \lambda_z. \quad (9)$$

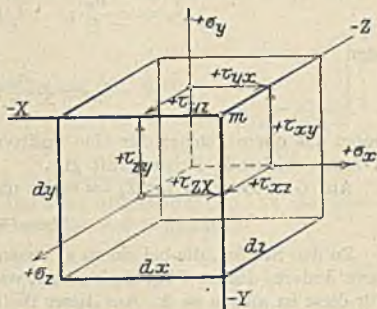


Fig. 9.

Wendet man diese Gleichung auf den einfachen Fall der Belastung durch eine Achsenkraft an, so erhält man

$$\lambda_x = \pm \frac{\sigma_x}{E}; \quad \lambda_y = \lambda_z = \pm \frac{1}{m} \frac{\sigma_x}{E}$$

oder

$$\lambda_k = \pm \frac{\sigma_x}{E} \left(\frac{m-2}{m} \right), \quad (10)$$

wobei das obere Zeichen für eine positive, das untere für eine negative, in der X -Achse wirkende Achsenkraft gilt.

Aus Gl. (10) folgt für $\lambda_k = 0$ die untere Grenze der Poissonzahl mit

$$m_{\min} = 2. \quad (11)$$

Zu den Stoffen, die bei einem gewissen Spannungszustande ihren Rauminhalt nicht ändern, dürfen Flüssigkeiten, wie Wasser, Öl u. dgl. gerechnet werden. Für diese ist also $m = 2$. Aus dieser Bedingung berechnet man die beim Pressen solcher Flüssigkeiten entstehenden Druckspannungen von Gefäßwänden.

Beispiel. In das Gesenke der Fig. 10 wird eine Metallmasse mit Hilfe eines Preßstempels eingedrückt. Die vom Stempel ausgeübte Achsenkraft P sei 12 t und der Querschnitt F des zylindrischen Gesenkes betrage 10 qcm. Wie groß ist die durch die Pressung auf die Zylinderwandung ausgeübte Druckspannung, wenn das Gesenk aus hartem elastischen Stahle besteht? Die in der Z -Achse wirkende Achsenkraft P erzeugt im Querschnitt F eine Druckspannung

$$\sigma_x = \frac{P}{F}.$$

Der Symmetrie wegen können die X - und die Y -Achse beliebig gelegt werden. Infolge der Spannung σ_x erfährt die gepreßte Metallmasse eine Stauchung und diese verursacht nach der X - und Y -Richtung einen Lochwauddruck. Die Gesamtdehnung $\lambda_x = \lambda_y$ ist nach Gl. (8)

$$\lambda_x = + \frac{1}{E} \left(\sigma_x - \frac{1}{m} \sigma_y - \frac{1}{m} \sigma_z \right)$$

oder, weil $\sigma_z = \sigma_y$

$$\lambda_x = + \frac{1}{E} \left[\sigma_x \left(1 - \frac{1}{m} \right) - \frac{1}{m} \sigma_x \right].$$

Im Augenblicke des elastischen Gleichgewichtes zwischen P und den inneren Kräften ist $\lambda_x = 0$. Das gibt

$$0 = \frac{1}{E} \left[\sigma_x \left(\frac{m-1}{m} \right) - \frac{P}{mF} \right],$$

$$\sigma_x = \frac{P}{(m-1)F}$$

Setzt man für m den Wert 4, so ergibt sich der Lochwauddruck σ_x um dreimal kleiner als der Achsendruck σ_x .

$$\sigma_x = \frac{12000}{3 \cdot 10} = 400 \text{ atm.}$$

Preßt man in das Gesenk eine Flüssigkeit (wie Wasser oder Öl), die bei einem gewissen Spannungszustande ihren Rauminhalt beibehält, so darf $m = 2$ gesetzt werden. Das gäbe

$$\sigma_x = \frac{P}{F},$$

d. h. die Druckspannung σ_x wäre gleich $\sigma_x = \sigma_y$.

10. Die Formänderungsarbeit.

Alle äußeren Kräfte (die an der Oberfläche eines Körpers angreifen) mögen während der Belastung von Null ab stetig so lange wachsen, bis das elastische Gleichgewicht zwischen ihnen und den inneren Kräften (Spannungen) eingetreten ist. Jede innere Kraft wächst stetig von Null ab bis zu einer gewissen Größe, auch dann, wenn die äußeren Kräfte dies nicht tun. Dabei ist für isotrope Körper für jede Längsrichtung die Elastizitätsziffer E unveränderlich.

Legt eine äußere oder innere Kraft in ihrer Richtung den Weg δ zurück, so bildet das zugehörige Schaubild ihrer Arbeit ein Dreieck (Fig. 11), wenn in jedem Augenblicke der Formänderung Kraft und Weg einander proportional sind. Dann ist die Formänderungsarbeit

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{2} P \delta. \quad (12)$$

Tritt an Stelle der Einzelkraft P ein Kräftepaar M , dessen Verdrehungswinkel φ beträgt, so ist

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{2} M \varphi. \quad (13)$$

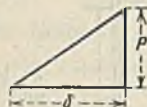


Fig. 11.

Unter Bezugnahme auf Fig. 9 und die dazu gegebenen Erläuterungen findet man danach die Formänderungsarbeit eines Körperpunktes unter Vernachlässigung des Einflusses der Schubkräfte

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{2E} \iint \left[(\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2) - \frac{2}{m} (\sigma_y \sigma_x + \sigma_z \sigma_y + \sigma_x \sigma_z) \right] dV. \quad (14)$$

Für einen ebenen Spannungszustand verschwindet in Fig. 9 die Z-Achse und man erhält

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{2E} \iint \left[(\sigma_x^2 + \sigma_y^2) - \frac{2}{m} (\sigma_y \sigma_x) \right] dV. \quad (15)$$

Bei der Berechnung von geraden oder krummen Stäben auf Biegefestigkeit kann die Normalspannung σ_y als verschwindend vernachlässigt werden. Dann erhält man

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{2} \int \frac{\sigma^2}{E} dV. \quad (16)$$

Beispiel: Auf das freie Ende eines lotrecht hängenden, oben eingespannten prismatischen Flußeisenstabes der Länge $l = 100$ cm (Fig. 12) fällt frei aus einer Höhe $h = 50$ cm ein Gewicht $P = 1$ t. Wie groß muß der Querschnitt F des Stabes sein, damit durch die Wirkung des Fallgewichtes die Elastizitätsgrenze des Eisens nicht überschritten wird?

Das Fallgewicht erzeugt eine Stabverlängerung δ (Fig. 12). Die dadurch herbeigeführte Formänderungsarbeit der Achsenspannungen ist gleich der Arbeit der äußeren Kraft P .

$$P(h + \delta) = \frac{\sigma^2}{2E} V = \frac{\sigma^2}{2E} l F.$$

Nach dem Elastizitätsgesetze ist

$$\frac{\delta}{l} = \frac{\sigma}{E}.$$

Dann berechnet sich für $E = 2000$ t/cm²: $\delta = \frac{l\sigma}{E} = \frac{100 \cdot \sigma}{2000} = \frac{\sigma}{20}$ cm.

$$\bar{F} = \frac{2 \cdot P(1000 + \sigma) 2000}{20 \cdot \sigma^2 \cdot 100} = \frac{2 \cdot P(1000 + \sigma)}{\sigma^2}$$

und für $\sigma = 2,5$ t/cm²

$$F = 321 \text{ cm}^2.$$

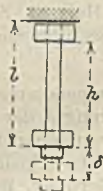


Fig. 12.

11. Temperaturspannungen.

Solange die infolge von Wärmezuführung oder Wärmeabnahme eintretende Änderung des Rauminhaltes sich im Körper ungehindert vollziehen kann, solange leisten die Molekularkräfte behufs Herstellung neuer Gleichgewichtslagen nur innere Arbeit. Sobald hierbei aber ein äußeres Hindernis irgendwelcher Art eintritt, müssen die Molekularkräfte auch äußere Arbeit leisten. Infolgedessen entstehen Temperaturspannungen im Körper. Ihre Größe berechnet sich aus den Formänderungen, die der Körper durch den Widerstand erleidet, der sich seiner Raumausdehnung infolge der Temperatur entgegensetzt.

Wenn ein Eisenstab an seinen Enden a und b unwandelbar und spannungslos eingespannt oder festgehalten wird (Fig. 13), so würde er bei einer Temperaturabnahme von t Grad eine Spannung σ erleiden, die nach dem Elastizitätsgesetz aus

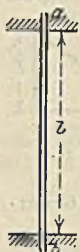


Fig. 13.

$$\alpha \cdot t = \frac{\sigma}{E} \quad (17)$$

zu berechnen wäre. Bei einer Temperaturabnahme von 40 Grad und einer Elastizitätsziffer E von 2150 t/cm² würde sich

$$\sigma = \alpha \cdot t \cdot E = 0,000012 \cdot 40 \cdot 2150 = 1,032 \text{ t/cm}^2$$

ergeben und bei einem Stabquerschnitt F die Stabkraft $P = \sigma \cdot F$.

Beispiele: 1. Welche Lücke muß bei einer Temperatur von $t_0 = 15^\circ \text{C}$ zwischen zwei $l = 12 \text{ m}$ langen Eisenbahnschienen vorhanden sein, wenn bei $t_1 = 60^\circ \text{C}$ Berührung ohne Ausbiegung stattfinden soll und der mittlere Ausdehnungskoeffizient $\alpha = 0,0000115$ ist? Für den $l = 12 \text{ m}$ langen Stab muß bei einem Wärmeunterschied von $t_1 - t_0 = (60 - 15) = 45^\circ \text{C}$ die Wärmelücke:

$$\Delta x = l \cdot \alpha \cdot (t_1 - t_0)$$

$$\Delta x = 12,0 \cdot 0,0000115 \cdot 45 = 0,00622 \text{ m} = 6,22 \text{ mm}$$

weit sein.

2. Welche Spannung entsteht, wenn im vorigen Beispiel ausnahmsweise die Temperatur auf $t_2 = 80^\circ \text{C}$ steigt? Die Elastizitätsziffer E ist 2200 t/cm².

Bei $t_1 = 60^\circ \text{C}$ berühren sich die Schienen spannungslos, für jede weitere Steigerung um je 1°C entsteht aber in den Schienen die Spannung:

$$\sigma = \alpha \cdot E = 0,0000115 \cdot 2200 \text{ t/cm}^2,$$

also bei einer Steigerung um $t_2 - t_1 = (80 - 60) = 20^\circ$:

$$\sigma = \alpha \cdot E \cdot (t_2 - t_1)$$

$$\sigma = 0,0000115 \cdot 2200 \cdot 20 = 0,506 \text{ t/cm}^2 = 506 \text{ kg/cm}^2.$$

Hat die Schiene z. B. einen Querschnitt $F = 60,24 \text{ cm}^2$, so hat sie bei 80° Wärme die Kraft:

$$P = \sigma \cdot F = 506 \cdot 60,24 = 30\,500 \text{ kg}$$

aufzunehmen, die ein Emporheben des gesamten Gestänges, also ein Ausbiegen der Schienen und im äußersten Fall sogar ein Ausknicken hervorrufen würde.

Bei Eisenbauten wird die Temperaturdehnung für 1°C zu $\alpha = 0,000012$ angenommen und die Änderung t der Körperwärme zu $\pm 35^\circ$, ferner als mittlere Aufstellungstemperatur im allgemeinen 10°C .

Bei Beton- und Eisenbetonbauten schwankt die Wärmeausdehnungszahl für 1°C nach den Versuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Heft 23, S. 30) von 0,0000082 bis 0,0000147 und wird nach den Eisenbetonbestimmungen 1916¹⁾ im Mittel zu:

$$\alpha = 0,00001$$

angenommen. Die Änderung t der Körperwärme des Betons ist von der Änderung t' der Luftwärme sowie von der Sonnenbestrahlung abhängig. Auf Grund von Versuchen von Gehler beim Bau der Querbahnsteighalle des Hauptbahnhofs Leipzig und von Schürch beim Bau des Langwieser Tälübergangs (Julius Springer, Berlin 1916) darf je nach der Dicke des Eisenbetonkörpers $t = 0,5 t'$ bis $t = 0,8 t'$ angenommen werden. Durch Sonnenbestrahlung kann die Körperwärme an der Außenseite mitunter sogar höher als die Luftwärme steigen, wobei der Beton wie jeder Stein als Wärmespeicher wirkt. Wird bei der mittleren Jahreswärme von etwa 10°C betoniert, so ist in dem gemäßigten Klima Deutschlands mit einem Wärmeunterschied von $t = \pm 15^\circ$ zu rechnen, ebenso bei Bauten, die im Winter hergestellt sind. Dagegen ist dieser Wert um 5° oder 10° zu erhöhen bei Bauten, die in längeren Hitzeperioden betoniert wurden oder bei denen ein Wärmeschutz durch eine Versteinung oder Übersättigung fehlt, endlich bei ausgesprochenem Landklima, wie im Osten Deutschlands, z. B. östlich der Oder. Umgekehrt kann diese Änderung der Körperwärme auf $t = \pm 10^\circ \text{C}$ vermindert werden, wenn die Tragwerke als Mindestabmessung 70 cm Stärke

¹⁾ s. Gehler, Erläuterungen mit Beispielen zu den Eisenbetonbestimmungen 1916, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1918 2. Aufl.

aufweisen oder wenn sie durch Überschüttung oder sonstige besondere Verhältnisse hinreichend gegen den starken Wärmeinfluß geschützt sind. Für Betonbauwerke, die vollständig von Wasser oder Erde bedeckt sind, kann sinngemäß $t = 0$ angenommen werden.

12. Anfangsspannungen durch das Schwinden des Betons.

Wenn der Beton an der Luft abbindet, so ist er bestrebt, sich zusammenzuziehen, während er umgekehrt bei der Erhärtung unter Wasser sich ausdehnen will. Ist nun ein Betonkörper derart gestützt, daß die erwähnten Formänderungen sich widerstandslos vollziehen können, so werden in seinem Innern Anfangsspannungen nicht auftreten können. Bei Eisenbetonbauten bilden aber die Eiseneinlagen Hindernisse für eine widerstandslose Formänderung der Betonfasern. Denn wo diese an dem Eisen haften, wird ihre Dehnung durch den Widerstand des Eisens behindert. So kommt es, daß beim Abbinden des Betons an der Luft die am Sie verkürzen behinderten Betonfasern Zugspannungen erhalten, während das Eisen, das am Beton haftet (und deshalb bis zur Herstellung des Gleichgewichtes den Betondehnungen folgt), dadurch Druckspannungen erfährt. Der umgekehrte Vorgang tritt beim Abbinden des Betons unter Wasser ein. Der Einfluß des Schwindens ist nach den Eisenbetonbestimmungen 1916 einem Wärmeabfall von 15°C gleichzuachten.

13. Einfluß der Querschnitts-Form und -Größe auf die Zugfestigkeit.

Die Elastizitätsziffer E ist nur angenähert unabhängig von der Querschnittsform der Stäbe. Die Bruchdehnung wächst mit zunehmenden Breiterehältnissen der Versuchskörper¹⁾. Dünne Drähte und Drahtseile haben eine sehr hohe Festigkeit. Dieselbe ist abhängig vom Drahtdurchmesser. Sind c und K_0 Festwerte, so ist die Zugfestigkeit K_z in kg/cm^2 für den Drahtdurchmesser d in mm

$$K_z = \frac{c}{d} + K_0. \quad (18)$$

Werte von c und σ_0 nach Karmarsch.

Drahtsorte	ungeglüht		geglüht	
	c	K_0	c	K_0
Bester Eisendraht	1590	6370	380	3310
Gew. „	2290	4580	640	2870
Stahldraht	2670	6370	380	5730
Zinkdraht	220	1270	.	.
Kupferdraht	960	3500	0	2360

Bei Spiralseilen sinkt die Elastizitätsziffer E_1 gegenüber derjenigen des Eisendrahtes:

Für einmal geflochtene Seile ist $E_1 = 0,6 E$,
 „ zweifach „ „ „ $E_1 = 0,36 E$,
 „ dreifach] „ „ Kabelseile „ $E_1 = 0,22 E$.

Mittelwerte der Elastizitätsziffer E , der Proportionalitätsgrenze σ_p und der Zugfestigkeit K_z in kg/cm^2 .

Drahtsorte	E	σ_p	K_z
Eisendraht, blank	4 200	6000
„ „ geglüht	2 000 000	2 000	4000
Bessemerstahldraht, blank	5 200	6500
„ „ geglüht	2 150 000	2 250	4000—6000
Tiegelstahldraht	2 150 000	10 000	9000—19 000

¹⁾ Vgl. Rudeloff, Mitt. des Mat.-Prüfungsamtes Lichterfelde 1916, Heft 4 und 5.

14. Druckfestigkeit von Prismen.

Versuche von Bauschinger (mit Stein) und Bach (mit Kupfer, Messing, Bronze, Stein und Beton) ergaben, daß die Druckfestigkeit eines Körpers mit zunehmender Höhe desselben abnimmt und die Querschnittsform außerdem von Einfluß ist. Wenn a und b Festwerte sind, die nur vom Baustoff abhängen, F die Querschnittsfläche des Probekörpers ist, h seine Höhe und u der Umfang des Querschnittes, so wird als Druckfestigkeit in kg/cm^2 angegeben:

$$K_d = 2 \cdot \left(a + b \cdot \frac{\sqrt{F}}{h} \right) \cdot \sqrt{\frac{\sqrt{F}}{u}} \quad (19)$$

Werte von a und b .

Stoff	Druckrichtung	a	b	Versuchsleiter
Schweizer Sandstein . .	senkrecht zum Lager	310	346	Bauschinger
„ „	parallel zum Lager	262	320	„
Heilbronner Buntsandstein	„ „ „	358	118	Bach
Gußeisen	„ „ „	5480	895	„

Dünne Platten haben eine sehr hohe Druckfestigkeit, da das Material in den inneren Teilen des Querschnittes an der Querdehnung durch die außen gelegenen Teile gehindert wird¹⁾.

Um beim Vergleich der Druckfestigkeiten die veränderliche Prismenhöhe auszuschalten, wird daher die Würfelfestigkeit zugrunde gelegt. Dann würde sich nach (19) für die Kantenlänge $s = h = \frac{u}{4} = \sqrt{F}$ für die Würfelfestigkeit

$K_d = (a + b)$, also ein von der Kantenlänge unabhängiger Festwert ergeben. Durch zahlreiche Versuche mit Betonwürfeln von 10 cm, 20 cm und 30 cm Kantenlänge ist jedoch erwiesen, daß die Größe der Probewürfel auf die Druckfestigkeit ebenfalls von Einfluß ist. Je kleiner der Würfel, um so größer die Druckfestigkeit. Als Norm sind für Stampfbeton Würfel von 30 cm Kantenlänge vorgeschrieben, für Eisenbeton dagegen neuerdings solche von 20 cm Kantenlänge (s. Eisenbetonbestimmungen 1916).

Versuche mit Betonprismen von quadratischem Querschnitt und verschiedener Höhe h von Bach (Deutsche Bauzeitung 1914, Zementbeilage 5). Bezeichnet W_0 die Druckfestigkeit für einen Würfel von der Kantenlänge a und W_1 die für eine Säule gleichen Querschnittes mit der wechselnden Höhe h , so ergab sich für das Verhältnis:

$h : a = 0,5$	1,0	2,0	3,7	8,0	12,0
$W_1 : W_0 = 1,41$	1,0	0,95	0,87	0,86	0,84

Das Verhältnis der Säulenfestigkeit W_1 zur Würfelfestigkeit W_0 nähert sich demnach mit wachsender Schlankheit der Säulen dem Werte $0,8 = \frac{2}{3}$, allerdings unter der Voraussetzung, daß eine Knickgefahr noch nicht besteht.

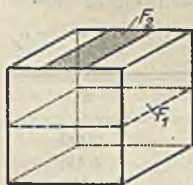


Fig. 14.

15. Druckfestigkeit bei streifenförmiger Druckfläche.

Wird ein Quader (Fig. 14), der die Druckfestigkeit K_d und die Querschnittsfläche F_1 hat, nicht auf seiner ganzen Stirnfläche F_1 , sondern auf der kleineren Streifenfläche F_2 belastet, so steigt hierdurch die Druckfestigkeit auf einen höheren Wert K'_d .

¹⁾ Versuche mit Bleiplatten vgl. Bach, Elastizität und Festigkeit. 7. Aufl., S. 198. Julius Springer. Berlin 1917.

Auf Grund von Versuchen mit Sandsteinquadern, die mittels Stahlstempel nur streifenförmig belastet wurden, fanden Bauschinger und Bach die Beziehung:

$$K'_d = K_d \cdot \sqrt[3]{\frac{F_1}{F_2}}. \quad (20)$$

Anwendung auf Lager- und Gelenkanordnungen.

Über die Zusammendrückung von Körpern mit gewölbter Oberfläche (Kugel gegen Kugel, Kugel gegen Ebene, Zylinder gegen Zylinder und Zylinder gegen Ebene) vgl. Abschn. XII.

16. Einfluß der Wärme auf die Festigkeit.

Die Zugfestigkeit des Eisens erreicht bei etwa 250° C ihren Höchstwert und nimmt dann dauernd ab. Wenn die Zugfestigkeit des Schweißeisens bei 20° C gleich 1 gesetzt wird, so ist

bei $t = 100^\circ \ 200^\circ \ 300^\circ \ 400^\circ \ 500^\circ \ 600^\circ \ 700^\circ \ 800^\circ \text{ C}$

die Zugfestigkeit 1,04 1,12 1,16 0,96 0,76 0,42 0,25 0,15 mal so groß.

Bei einem Schadenfeuer mit 700° C wird ein ungeschütztes Eisentragwerk dann einstürzen, wenn seine zulässige Beanspruchung den 4. Teil der Bruchfestigkeit beträgt. Beton dagegen hat sich als sehr wenig empfindlich gegenüber hohen Temperaturen und als schlechter Wärmeleiter erwiesen. Die im Beton eingebetteten Eisen werden durch den Beton vor allzu starker Erwärmung geschützt.

Für Flußeisen ist nach Versuchen von Martens und Rau¹⁾, wobei

	Festigkeit	Dehnung	Kontraktion
im angelieferten Zustand $K_z = 4100 \text{ kg/cm}^2$		$\varphi = 26,9\%$	$\psi = 48,3\%$
geglüht $K_z = 3850 \text{ kg/cm}^2$		$\varphi = 30,4\%$	$\psi = 58,6\%$

Für die Temperatur $t =$	-20°	+20°	100°	200°	300°	400°	500°	600°
Zugfestigkeit . . . $K_z =$	4100	3850	3950	5100	4750	3300	1900	1070
Elastizitätsziffer . . $E =$	2070000	2070000	2010000	1950000	1830000	1790000	1510000	1340000
Längsdehnung . . . $\varphi \% =$	37	37	22	19	23	45	66	99
Kontraktion . . . $\psi \% =$	57	58	51	41	23	56	78	90,5

$K_{z\min} = 3800$ für $t = 50^\circ$, $K_{z\max} = 5150$ für $t = 240^\circ$, $\varphi_{\min} = 19\%$ für $t = 160^\circ$, $\psi_{\min} = 23\%$ für $t = 280^\circ$.

Ähnliche Versuche mit Gußeisen und Stahlguß von Bach, vgl. Hütte, 20. Aufl. I. S. 396. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin.

17. Einfluß der Zeit auf die Formänderungen.

Je nach der Zeit, die eine Last auf einen Stab wirkt, sind die Dehnungen verschieden. Bei Eisen jedoch sind die Unterschiede so gering, daß sie bei praktischen Versuchen keine wesentliche Rolle spielen. Bedeutend ist jedoch der Einfluß der elastischen Nachwirkung bei organischen Stoffen, besonders bei Holz und Treibriemenleder²⁾.

Einfluß der Anzahl der Belastungen und Spannungswechsel (Wöhlersches Gesetz) vgl. Eiserne Brücken,

¹⁾ Mitt. der Versuchsanstalt Berlin 1890, Heft IV, S. 159; s. auch Bach, Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1904, S. 1300.

²⁾ Versuche von Dietzel, Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1856, I. Bd. 165.

III. Schub.

18. Einfluß einer Querkraft.

Die Erzeugung einer reinen Schubspannung ist selbst bei wissenschaftlichen Versuchen mit Schwierigkeiten verknüpft, weil dabei Biegungsbeanspruchungen nicht ganz zu vermeiden sind¹⁾.

a) In Querschnitten. Die Gleichung

$$\tau = \frac{Q}{F} \quad (21)$$

gilt nur unter der Voraussetzung, daß die entstehenden Formänderungen — die Schiebungen oder Gleitungen — in jedem Teilchen $dx dy$ der Querschnittsfläche F (Fig. 16) gleich groß ausfallen.

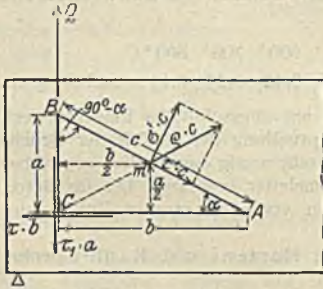


Fig. 15.

b) In Schrägschnitten. In der wagerechten Fläche AC (Fig. 15) des unendlich kleinen Prismas ABC von der Tiefe 1 ruft die Querkraft Q die Schubspannung τ hervor, also die Kraft $\tau \cdot b$. Dann entsteht in der unter dem Winkel α gegen die Wagerechte geneigten Fläche AB eine Normalspannung σ' und eine Schubspannung τ' , also die beiden Kräfte $\sigma' \cdot c$ und $\tau' \cdot c$ im Mittelpunkt m von AB . Die Momentengleichung für Punkt m ergibt, daß, wenn Gleichgewicht des Prismas bestehen soll, noch eine zweite Schubspannung τ_1 , und zwar in der Fläche BC , wirken muß, also eine Kraft $\tau_1 \cdot a$; dann ist:

$$\tau \cdot b \cdot \frac{a}{2} = \tau_1 \cdot a \cdot \frac{b}{2}, \quad \text{also } \tau = \tau_1. \quad (22)$$

Daraus folgt:

Die Schubspannung τ im Punkte dF eines Stabquerschnittes erzeugt in dem anstoßenden Flächenteilchen eines zu ihm rechtwinkligen Schnittes eine ihr an Größe gleiche Schubspannung oder die Schubspannungen treten stets paarweise in zueinander rechtwinkligen Schnitten auf. Ferner ergeben sich für A als Momentenpunkt unter Berücksichtigung von $b = c \cdot \cos \alpha$ und $a = c \cdot \sin \alpha$ aus den Gleichgewichtsbedingungen für das Prisma:

$$\sigma' = \tau \cdot \sin 2\alpha; \quad \tau' = \tau \cdot \cos 2\alpha \quad (23)$$

also die Grenzwerte:

$$\max \sigma' = \pm \tau; \quad \max \tau' = \pm \tau. \quad (24)$$

In Worten: Die Schubspannung τ im Punkte dF eines Stabquerschnittes erzeugt in dem anstoßenden Flächenteilchen eines unter 45° zum Querschnitte geneigten Schrägschnittes eine ihr an Größe gleiche Normalspannung.

Führt man die gleiche Betrachtung anstatt für die Ebene (Fig. 15) im Raume durch (Fig. 9), so ergibt sich sinngemäß als Erweiterung von (22):

Je zwei sich in einer der Achsen X, Y, Z (Fig. 9) schneidende Schubspannungen sind einander gleich, weshalb sie als zugeordnete Schubspannungen bezeichnet werden. also

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \tau_x, \quad \tau_{yz} = \tau_{zy} = \tau_y, \quad \tau_{zx} = \tau_{xz} = \tau_z. \quad (25)$$

¹⁾ Über Schubversuche vgl. Bach, Elastizität und Festigkeit. 7. Aufl., S. 399. Verlag Julius Springer, Berlin.

19. Der Gleitungswinkel und das Gleitungsmaß.

Es sei $dx = dz$. Infolge der Querkraft Q geht das Quadrat $ABCD$ (Fig. 16) in das Parallelogramm $ABC'D'$ über. Der Winkel $DAD' = \angle CBC' = \gamma$ heißt Gleitungswinkel. Die Länge der Diagonale AC ist $dx \cdot \sqrt{2}$, während man aus geometrischen Beziehungen mit Vernachlässigung kleiner Größen zweiter

Ordnung für die Länge der Diagonale AC' erhält: $dx \cdot \sqrt{2} + \frac{dx \cdot \sqrt{2} \cdot \gamma}{2}$

Die Dehnung für die Diagonale AC ist somit:

$$\frac{AC' - AC}{AC} = \frac{\gamma}{2}. \quad (26)$$

Ähnlich findet man für die Dehnung der Diagonale BD :

$$\frac{BD' - BD}{BD} = -\frac{\gamma}{2}. \quad (27)$$

Ist also γ der Gleitungswinkel eines unendlich kleinen Würfels, so beträgt die Verlängerung und Verkürzung der beiden Diagonalen im Bogenmaß $\frac{\gamma}{2}$.

Um auch die durch Schubspannungen hervorgerufenen Gleitungen auf Grund des Elastizitätsgesetzes zu deuten, geht man von der Gleichung

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \quad (28)$$

aus. Darin bedeuten γ die Gleitung, τ die Schubspannung und G das Gleitungsmaß. Mit Hilfe der Gl. (3) und (7) und unter Betrachtung des Formänderungszustandes eines unendlich kleinen Würfels (Fig. 16) kann man G als eine Funktion von E und m entwickeln. Man erhält dann:

$$G = \frac{m}{2(m+1)} E. \quad (29)$$

Für die untere Grenze der Poissonzahl $m = 2$ wird somit $G = \frac{1}{3} E$, für $m = 3$ wird $G = \frac{3}{8} E$, endlich für $m = 4$ wird $G = \frac{2}{5} E$. Demnach kann für feste Körper im allgemeinen $G = 0,38$ bis $0,40 E$ angenommen werden.

20. Die Formänderungsarbeit der Schubspannungen.

Unter Bezugnahme auf die Erörterungen unter 10. und nach Fig. 11 und Gleichung (24) findet man für den in Fig. 9 dargestellten Spannungszustand: die Formänderungsarbeit der Schubspannungen:

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{2G} \cdot \int (\tau_x^2 + \tau_y^2 + \tau_z^2) dV. \quad (30a)$$

Für einen ebenen Spannungszustand (Wegfall der Z -Achse in Fig. 9) erhält man:

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{2G} \cdot \int \tau_x^2 dV. \quad (30b)$$

Für die Schrägebenen eines unendlich kleinen Würfels muß die Arbeit der Schubspannungen τ gleich der Arbeit der von ihnen erzeugten Normalspannungen sein.

Bemerkungen. Zur Aufnahme von Schub- oder Scherspannungen ist das schmiedbare Eisen in erster Linie geeignet. Holz parallel der Faserrichtung, Stein und Beton vermögen nur verhältnismäßig geringe Schubspannungen aufzunehmen. Die Schubfestigkeit für schmiedbares Eisen hängt von der Walzrichtung ab, sie beträgt im Mittel $\frac{1}{10}$ der Zugfestigkeit. Für Gußeisen

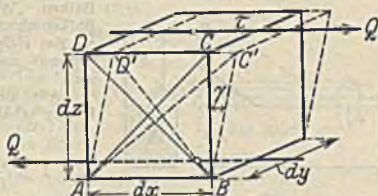


Fig. 16.

ist die Schubfestigkeit 1400—2000 kg/cm². Für Granit kann man mit einer Schubfestigkeit von 100 kg/cm², für Sandstein von 25—35 kg/cm² rechnen. Die Schubfestigkeit von Bauholz ist nach Versuchen von Tetmajer rechtwinklig zur Faserrichtung rund fünfmal so groß wie parallel zur Faserrichtung. Für Nadel- und Laubholz parallel der Faserrichtung 60—80 kg/cm². Beton hat im Mittel eine Schubfestigkeit von 20—30 kg/cm²; verlangt man eine fünffache Sicherheit, so sind für Schubspannungen über 4,0 kg/cm² Eiseneinlagen vorzusehen.

21. Beispiele.

1. Eine mit einer Achsenkraft $P = 2\text{ t}$ belastete, 15 cm breite Strebe (Fig. 17) setzt sich (unter einem Winkel $\alpha = 34^\circ$) mit einem 5 cm breiten, 8 cm hohen Zapfen auf einen 24 cm hohen Balken. Wie lang muß die vor dem Zapfen stehende Balkenschicht sein, wenn — bei 50 Atm. Schubfestigkeit K_s des Holzes — zehnfache Sicherheit gegen Abscheren verlangt und die widerstehende Reibung vernachlässigt wird?

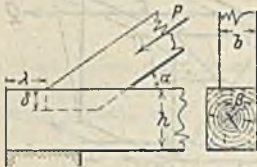


Fig. 17.

Aus dem Gleichgewicht der äußeren und inneren Kräfte erhält man:

$$\lambda(\beta + 2\delta) K_s = 10 \cdot P \cos \alpha.$$

$$\lambda \leq \frac{10 P \cos \alpha}{(\beta + 2\delta) K_s} = \frac{10 \cdot 2000 \cdot 0,829}{(5 + 16) 50} \approx 16 \text{ cm.}$$

2. Wie groß muß in Fig. 18, bei Vernachlässigung der Reibungswiderstände, der Bolzendurchmesser sein? Die Strebe wird sich erst verschieben können, nachdem der Bolzen und das vor der 2β breiten Versatzung stehende Balkenstück abgesichert worden sind. Die Scherfläche des Bolzens (eine Ellipse) ist

$$F_1 = \frac{d^2 \pi}{4 \sin \alpha_1}.$$

Die Holzschersflächen F_2 betragen

$$F_2 = \lambda(3\delta + 2\beta).$$

Das gibt

$$\tau_1 \cdot \frac{d^2 \pi}{4 \sin \alpha_1} + \tau_2 \lambda(3\delta + 2\beta) \leq P \cdot \cos \alpha.$$

$$d^2 = \frac{4 \sin \alpha_1}{\tau_1 \pi} \{P \cos \alpha - \tau_2 \lambda(3\delta + 2\beta)\}.$$

Außerdem muß Sicherheit dagegen vorhanden sein, daß der Bolzen, ohne abzuscheren nicht die vor ihm stehende Holzmasse herausdränge.

$$\tau_2 \{2\lambda_1 h + \lambda(3\delta + 2\beta)\} \leq P \cos \alpha.$$

Danach erhält man für

$$\begin{array}{llll} P = 5 \text{ t}; & \alpha = 24^\circ, & \alpha_1 = 78^\circ & \lambda = 12 \text{ cm}; & \lambda_1 = 40 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm}; & h = 30 \text{ cm} & & \delta = \frac{1}{2} h; & \beta = \frac{1}{2} b_1 \\ b_1 = 21 \text{ cm}; & h_1 = 25 \text{ cm} & & \tau_1 = 800 \text{ atm}; & \tau_2 = 5 \text{ atm.} \end{array}$$

$$P \cos \alpha = 5000 \cdot 0,914 = 4570 \text{ kg,}$$

$$\tau_2 \{2\lambda_1 h + \lambda(3\delta + 2\beta)\} = 5 \{2 \cdot 40 \cdot 30 + 12(15 + 14)\} = 13\,740 \text{ kg.}$$

Also ist gegen Ausreißen des Holzes, ohne Abscherung des Bolzens, eine dreifache Sicherheit vorhanden. Schließlich berechnet sich:

$$d^2 = \frac{4 \cdot 0,978}{800 \cdot 3,14} \{4570 - 5 \cdot 12(15 + 14)\} = 4,4072 \text{ cm}^2 \text{ und } d = 2,10 \text{ cm.}$$

3. Wie groß ist die Kraft P , die zum Lochen (Stanzen) eines Bleches von 1,2 cm Stärke mit einem Lochstempel von 2 cm Durchmesser erforderlich ist, wenn Reibungswiderstände vernachlässigt werden und die Scherfestigkeit des Flußeisens zu $\tau = 3500 \text{ kg/cm}^2$ ermittelt wurde?

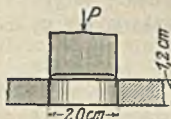


Fig. 19.



Fig. 20.

Die durchzuscherende Fläche ist der Zylindermantel (Fig. 19):

$$F = \pi \cdot 2,0 \cdot 1,2,$$

also die erforderliche Stanzkraft:

$$P = F \cdot \tau = \pi \cdot 2,0 \cdot 1,2 \cdot 3500 = 26\,400 \text{ kg.}$$

4. Welche Zugkraft kann durch die in Fig. 20 gezeichnete

Nietverbindung ausgeübt werden, wenn die zulässige Scherbeanspruchung zu $\tau = 700 \text{ kg/cm}^2$, die zulässige Lochwandpressung zu $\sigma_l = 1600 \text{ kg/cm}^2$ angenommen wird, wobei der nutzbare Querschnitt der Stäbe nicht höher als mit $\sigma = 1000 \text{ kg/cm}^2$ beansprucht werden soll? Durchmesser des Nietschaftes $d = 2,0 \text{ cm}$, Stabbreite b , Stabdicke s .

Wenn die Nietverbindung durch Überwindung der Scherfestigkeit zerstört werden soll, besteht die Scherfläche in zwei Kreisquerschnitten des Nietschaftes (zweischnittiger Niet). Demnach ist:

$$r = \frac{P}{2 \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4}}; \quad \text{also } P = 2 \pi \cdot \frac{d^2}{4} \cdot r = 4400 \text{ kg.}$$

Soll der Lochlaibungsdruck das zulässige Maß nicht überschreiten, so muß sein:

$$\sigma_l = \frac{P}{d \cdot s}; \quad \text{also } s = \frac{P}{d \cdot \sigma_e} = \frac{4400}{2,0 \cdot 1600} = 1,38 \text{ cm.}$$

Die Beanspruchung des Stabquerschnittes ist nach Abzug der Nietverschwächung:

$$\sigma = \frac{P}{s \cdot (b - d)}; \quad \text{also } b = \frac{P}{\sigma \cdot s} + d = \frac{4400}{1000 \cdot 1,38} + 2,0 = 5,2 \text{ cm.}$$

5. Zwei Zugstäbe von 6 cm Breite und 1,2 cm Dicke (Fig. 21) sollen so miteinander verbunden werden, daß eine Kraft $P = 700 \text{ kg}$ durch die 1,6 cm starken Niete übertragen werden kann. Wieviel Niete sind erforderlich, wenn die zulässige Scherbeanspruchung $\tau = 800 \text{ kg/cm}^2$ beträgt? Die Biegungsspannungen infolge der Exzentrizität von P sollen vernachlässigt werden.

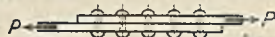


Fig. 21.

Die Scherfläche eines einschnittigen Niertes von $d = 1,6 \text{ cm}$ Durchmesser ist:

$$F_s = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

und vermag eine Kraft

$$N_s = \tau \cdot F_s = \tau \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

zu übertragen. Daher sind n Niete erforderlich, deren Anzahl sich berechnet aus:

$$n = \frac{P}{N_s} = \frac{7000 \cdot 4}{\pi \cdot 1,6^2 \cdot 800} = 4,4, \text{ rd. } 5.$$

Wir bezeichnen allgemein mit N die größte zulässige Belastung eines Niertes, und zwar auf Abscheren mit $N_s = \tau \cdot F_s$ und auf Lochlaibungsdruck mit $N_l = \sigma_e \cdot s \cdot d$.

IV. Biegung.

22. Normalspannungen bei Biegung.

Die Naviersche Hypothese. Die Beobachtung lehrt, daß die Querschnitte eines gebogenen Balkens eben bleiben, solange die Elastizitätsgrenze nicht überschritten wird. Diejenige Schicht, die bei der Biegung keine Längenänderung erleidet, heißt neutrale Faserschicht. Alle äußeren Kräfte mögen in der Symmetrieebene des Balkenquerschnittes angreifen. Der Schnitt der Kraftebene mit der neutralen Faserschicht heißt dann neutrale Linie oder Nulllinie des Längsschnittes.

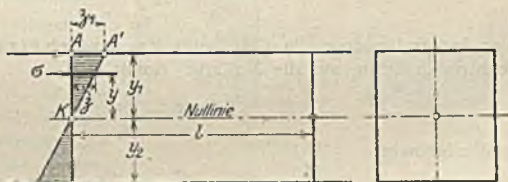


Fig. 22a u. b.

In Fig. 22a ist ein Balkenelement zwischen zwei um das Maß l entfernten Querschnitten herausgeschnitten. Ein Querschnittsteilchen im Abstände y von der Nulllinie hat die Dehnung:

$$\lambda = \frac{z}{l}.$$

Nach dem Hookeschen Gesetz ist: $\lambda = \frac{\sigma}{E}$, also findet man für die Randspannungen:

$$\sigma_1 = \frac{z_1}{l} \cdot E; \quad \sigma_2 = \frac{z_2}{l} \cdot E. \quad (31)$$

Navier machte die Annahme, daß der Querschnitt AD nach der Biegung in den ebenen Querschnitt $A'D'$ übergeht und fand damit:

$$\sigma: \sigma_1: \sigma_2 = y: y_1: y_2. \quad (32)$$

Spätere Versuche haben die Naviersche Hypothese für homogene Stoffe bestätigt, solange die Spannungen dem Hookeschen Gesetz folgen.

Anwendung der Navierschen Beziehung. Die Projektionsgleichung auf die Wagerechte ergibt nach Fig. 22a:

$$\int \sigma \cdot dF = 0.$$

Ferner ist nach (32):

$$\sigma = \frac{\sigma_1}{y_1} \cdot y. \quad (32')$$

Demnach folgt:

$$\frac{\sigma_1}{y_1} \int_{y_1}^{y_2} y \cdot dF = 0$$

oder:

$$\int_{y_1}^{y_2} y \cdot dF = 0, \quad (33)$$

d. h. das statische Moment aller Flächenteile des Querschnittes, bezogen auf die Nulllinie, ist gleich 0, mit anderen Worten: die Nulllinie geht durch den Schwerpunkt des Querschnittes.

Da nun das Moment der inneren Kräfte gleich dem Moment der äußeren sein muß, so folgt z. B. für den Punkt K in Fig. 22a:

$$M = \int \sigma \cdot dF \cdot y_1$$

also mit Verwendung von Gleichung (32'):

$$M = \frac{\sigma_1}{y_1} \int_{y_0}^{y_1} y^2 \cdot dF. \quad (34)$$

Der Integralausdruck in (34) heißt das Trägheitsmoment J des Querschnittes in bezug auf die Nulllinie. Somit ist:

$$M = \frac{\sigma_1}{y_1} \cdot J$$

und allgemein:

$$\frac{M}{J} = \frac{\sigma}{y} = \frac{\sigma_1}{y_1} = \frac{\sigma_2}{y_2} = \frac{\sigma_3}{y_3} = \dots$$

also:

$$\sigma = \frac{M}{J} \cdot y. \quad (35)$$

d. h. die Spannung in irgendeinem Punkte eines Querschnittes ist gleich dem Produkt aus dem Biegemoment für den Querschnitt und dem Abstand des Punktes von der Nulllinie, dividiert durch das Trägheitsmoment des Querschnittes, bezogen auf die Nulllinie. Die Größtwerte der Spannungen in einem Querschnitt sind die Randspannungen. Unter ihnen ist wiederum diejenige die größere, deren Faser den größeren Abstand y_{\max} vom Schwerpunkte hat, also:

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{J} \cdot y_{\max}.$$

Bezeichnet man den mathematischen Ausdruck:

$$\frac{J}{y_{\max}} = W \quad (36)$$

als Widerstandsmoment, so folgt die für die Querschnittsbemessung der auf Biegung beanspruchten Balken maßgebende Gleichung:

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} \quad (11)$$

23. Schubspannungen bei Biegung.

Bezeichnet man bei einem auf Biegung beanspruchten Balken die Resultierende aller Kräfte links vom Schnitt mit R und bringt in der Schnittfläche parallel und gleich groß mit dieser Kraft R zwei sich aufhebende Kräfte U_1 und U_2 an, so ruft das Biegemoment $R \cdot a$ die Biegebungsbeanspruchungen σ hervor und die übrigbleibende Kraft $U_1 = R = Q$, die wir als Querkraft (Summe aller Kräfte links vom Schnitt) bezeichnen, die in der Schnittfläche (Fig. 23) wirkenden Scherspannungen. Nach 18 erzeugt aber eine Schubspannung τ im Punkte dF eines senkrechten Stabquerschnittes in

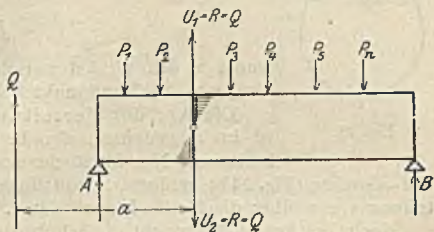


Fig. 23.

dem anstoßenden Flächenteilchen eines zu ihm rechtwinkligen, also wagrechten Schnittes, eine ihr an Größe gleiche Schubspannung. Zur leichteren Veranschaulichung werden des öfteren die in der Ebene der Querkraft, also hier in der senkrechten Ebene, wirkenden Schubspannungen als Scherspannungen bezeichnet, während der Name Schubspannungen den rechtwinklig dazu liegenden, also hier in den wagrechten Ebenen wirkenden Spannungen vorbehalten bleibt, weil diese ein Verschieben der einzelnen übereinanderliegenden Faserschichten des Balkens herbeizuführen bestreben.

In der Schubfläche $b \cdot dz$ der Fig. 24a und b wirkt die Schubkraft $\tau \cdot b \cdot dz$, die ein Abtrennen des schraffierten Teiles von der gesamten Querschnittsfläche herbeizuführen sucht. Die Projektion auf die Wagrechte der auf diesen abzutrennenden Körperteil wirkenden Kräfte ergibt nach Fig. 24a:

$$\tau \cdot b \cdot dz = \int (\sigma + d\sigma) \cdot dF - \int \sigma \cdot dF = \int d\sigma \cdot dF.$$

Bleibt die Querschnittsfläche auf die unendlich kleine Länge dz unveränderlich und bezeichnet Q die Querkraft, J das Trägheitsmoment des gesamten Querschnitts, bezogen auf seine wagrechte Schwerlinie, so ist nach (35):

$$d\sigma = d\left(\frac{M y}{J}\right) = \frac{Q \cdot dz \cdot y}{J},$$

weil die Querkraft die Abgeleitete des Biegemomentes, also $Q = \frac{dM}{dz}$ ist, folglich wird:

$$\tau = \frac{Q}{b \cdot J} \int y \cdot dF = \frac{Q}{b} \cdot \frac{S'}{J}, \quad (37)$$

wobei jedoch zu beachten ist, daß S' das statische Moment der abzutrennenden Fläche, bezogen auf die wagrechte Schwerlinie des Gesamtquerschnitts, bedeutet. Die Schubkraft für die Längeneinheit ist dann: $b \cdot \tau_x = T$, also: J

$$T = Q \cdot \frac{S'}{J} \quad (38)$$

In Worten: Die Schubkraft für die Längeneinheit eines Stabes ist gleich der Querkraft des Querschnittes multipliziert mit dem statischen Moment des abzutrennenden Flächenteils, dividiert durch das Trägheitsmoment der gesamten Querschnittsfläche.

Für einen beliebigen symmetrischen Querschnitt ist mit den aus Fig. 25 ersichtlichen Bezeichnungen die Schubspannung am Rande:

$$\tau = \frac{Q \cdot S'}{J \cdot z \cdot \cos \alpha} \quad (39)$$

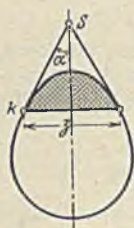


Fig. 25.

wobei α den Winkel zwischen der Symmetrieachse und der Tangente im Randpunkt der Schnittfläche bedeutet.

Die Art der Verteilung von τ über die Schnittbreite b ist im allgemeinen, also bei beliebiger Querschnittsform, unbestimmt. Nur für Rechtecksquerschnitte und für darin parallel zur X -Achse (Fig. 24 b) geführte Schnittlinien läßt sich eine gleichmäßige Verteilung von τ über die Breite b nachweisen.

Nach Gleichung (37) erreicht die Schubspannung τ ihren Größtwert für Q_{\max} , also in dem Balkenquerschnitt, in dem die größte Querkraft auftritt, ferner aber auch dann, wenn bei gleichbleibendem Q der Ausdruck $\frac{S'}{J}$, also bei gegebenem Querschnitt und gegebenem J das statische Moment S' des abzutrennenden Flächenteils ein Größtwert wird.

S' wird dann am größten, wenn die abtrennende Linie (s. Fig. 24 b) mit der Schwerlinie, also der Nulllinie, zusammenfällt. Für den Rechteckquerschnitt z. B. ist dann:

$$S' = \frac{b h}{2} \cdot \frac{h}{4} = \frac{b h^2}{8}$$

also für:

$$J = \frac{b h^3}{12}$$

nach (37)

$$\tau_{\max} = \frac{Q}{b} \cdot \frac{S'}{J} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{F} \quad (40)$$

1. Beispiel. Zwei Holzbalken liegen zusammengeschrubt übereinander und sind an einem Ende eingespannt (Fig. 26). Am freien Ende dieses Kragträgers ist eine Last von $2 t$ zu tragen. Wie weit dürfen die $2,5$ cm starken Schraubenbolzen voneinander liegen, wenn deren Schubspannungen nicht über $1 t/cm^2$ steigen sollen?

Zwischen beiden Balken und auf der Strecke x zwischen zwei Bolzen ist die Schubkraft T (in t und cm) aus

$$T = b x \tau_x = b x \frac{3Q}{2F}$$

zu berechnen.

$$\text{Aus } T = N_x = \frac{\pi \cdot 2,5^2}{4} \cdot 1,0 = 4,9 t$$

ergibt sich für $F = b \cdot h$ und $h = 10$ cm der gesuchte Abstand:

$$x = \frac{2N_x}{3Q} \cdot h = \frac{2}{3} \cdot \frac{4,9}{2,0} \cdot 10 = 16,3 \text{ cm.}$$

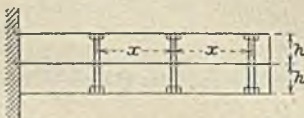


Fig. 26.

2. Beispiel: Ein Blechträger von 6,6 m Stützweite und 57 cm Höhe (Fig. 27 a) hat sein Eigengewicht mit 0,150 t für 1 m Trägerlänge und zwei ständigen Lasten von je 13,0 t, die mittelbar übertragen werden, aufzunehmen. Sein Querschnitt ist in der Fig. 27 b dargestellt. Zu berechnen ist die Entfernung e der wagerechten und der lotrechten, 2 cm starken Niete in den Gurten.

a) Die wagerechten Niete werden auf Abscherung und Laibungsdruck beansprucht. Man erhält nach Gl. (38) für den Schnitt mm' der Fig. 27 b:

$$T e = \frac{Q S' e}{J} = N \text{ und } e = \frac{N J}{Q S'}$$

Wird der zulässige Laibungsdruck $\sigma_l = 2r$ gesetzt, so werden die beiden Werte für N gleich für $1,57 d^2 = 2 \delta \cdot d$ oder für $d = 1,27 \delta$. Weil $d = 2 \delta$ ist, so ist auf Laibungsdruck zu rechnen.

$$Q = 0,15 \cdot 3 + 13,0 = 13,45 \text{ t,}$$

$$J \text{ (ohne Nietabzug)} = 81\,584 \text{ cm}^4$$

$$S = 28,2 \cdot 25,29 + 20 \cdot 1 \cdot 28,0 = 1273 \text{ cm}^3$$

Für $r = 0,800 \text{ t/cm}^2$ gibt das $e = 15,2 \text{ cm}$.

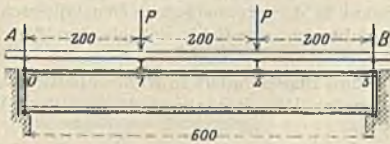


Fig. 27 a.

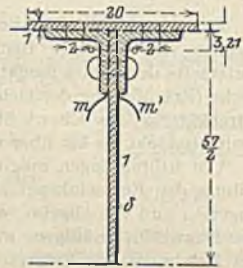


Fig. 27 b.

b) Für die lotrechten Niete kommt Abscheren in Frage. Das gibt für einen wagerechten Schnitt zwischen Platte und Winkel der Fig. 27 b für die vorigen Werte von Q und J , sowie für $S = 20 \cdot 1 \cdot 28,0 = 560 \text{ cm}^3$: $e = 54,5 \text{ cm}$.

Um ein Federn oder Trennen in den Verbindungsfugen der vernieteten Stücke zu vermeiden, stellt man die Niete praktisch nicht weiter als etwa $e \approx 10 d$.

In gleicher Weise ergibt sich für die Schwerlinie des Kreisquerschnittes

$$\tau_{\max} = \frac{4}{3} \cdot \frac{Q}{F} \tag{41}$$

und für den Kreisring bei verhältnismäßig geringer Wandstärke

$$\tau_{\max} = 2 \cdot \frac{Q}{F} \tag{42}$$

In einem Balkenquerschnitt tritt demnach die größte Schubspannung stets in der neutralen Faser auf. Dagegen ist nach (37) $\tau = 0$, wenn $S' = 0$ ist, also für die Randfasern.

24. Beziehung zwischen Biegungs- und Zugfestigkeit.

Die aus den Biegeversuchen nach II errechnete Spannung $\sigma = \frac{M}{W}$ ist nicht gleich der Zugfestigkeit, da Gleichung II nur innerhalb der Elastizitätsgrenze gilt. Bei Rechteckquerschnitten beträgt nach Geusen das Verhältnis der Biegezugfestigkeit σ_b zu der Zugfestigkeit σ_z für Gußeisen, Granit, Kalkstein 2, für Sandstein 3, für Beton 2,2. Für Flußeisen ist $\sigma_z = \sigma_d = \sigma_b$.

Nach Versuchen Bauschingers mit Ternitzer Bessemerstahl ergab sich:

Kohlenstoffgehalt v. H.	Zugfestigkeit t/cm ²	Biegezugfestigkeit t/cm ²	$\sigma_b : \sigma_z$
0,14	4,430	7,920	1,79
0,54	5,560	8,550	1,54
0,78	6,470	8,750	1,35
0,96	8,305	8,480	1,02
			i. M. 1,45

Während die Elastizitätsziffer nahezu unabhängig vom Kohlenstoffgehalt ist und sich bei den Zug- und Biegeversuchen nahezu gleich groß zu 2100 bis 2300 t/cm² ergab, weichen Zugfestigkeit σ_z und Biegefestigkeit σ_b bei verschiedenem Kohlenstoffgehalt wesentlich voneinander ab, wie das Verhältnis $\frac{\sigma_b}{\sigma_z}$ zeigt.

25. Verhalten von Beton- und Eisenbetonbalken bei Biegung.

Bei Versuchsbalken aus Eisenbeton, deren Belastung stetig gesteigert wird, ergeben sich folgende Beobachtungen: Auftreten von Wasserflecken an der Unterseite der vorher feucht gelagerten Balken, erste Risse innerhalb der Wasserflecke (Erschöpfung der Dehnungsfähigkeit des Betons), Breiterwerden der Risse (Streckgrenze des Eisens überschritten), Fortsetzung der Ribbildung nach der Neutralschicht zu bis über diese hinaus in den rechnerischen Druckquerschnitt.

Um Ribbildungen möglichst vorzubeugen, empfiehlt sich gleichmäßige Verteilung der Eiseneinlagen in der Zugzone, Anwendung von Endhaken für die Zugseile und von abgebogenen Eisen und Bügeln, nicht zu frühe Inbetriebnahme des Bauwerks, mäßiger, nicht zu großer Wasserzusatz und sorgfältige Wahl des Mischungsverhältnisses.

Ein rechnerischer Nachweis der bei Eisenbetonbalken auftretenden Betonspannung ist in der Regel nicht erforderlich.

Da Betonzugrisse besonders leicht durch starke Erschütterungen entstehen können, sind nach den Eisenbetonbestimmungen 1916, § 17, Ziff. 5, Eisenbetonbrücken unter Gleisen, die von Hauptbahnlokomotiven befahren werden, durch geeignete Querschnittsbemessung derart auszubilden, daß die rechnerische Betonzugspannung nicht unzulässig groß wird. (Vgl. Gehler, Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen. Berlin 1918.)

26. Beispiele.

1. Am Knotenbolzen eines Kettengerüts (Fig. 28), halten sich acht Kettenstäbe gleichen Querschnittes, je vier zu jeder Seite der XX , das Gleichgewicht, indem die Stäbe mit einem sog. Auge über einen zylindrischen Stahlbolzen fassen und mit etwa 1 mm Zwischenraum nebeneinander liegen. In der Bolzenmitte trennt sie eine Hülse, die auf den Bolzen gesteckt ist. Die Stärke $d = 2r$ des Bolzens ist zu berechnen, wobei jede Kettenstabskraft $U = 100$ t anzunehmen ist.

Im vorliegenden Falle ist eine Biegung der Bolzenachse nicht ausgeschlossen. Im Querschnitt tt des Bolzens (Fig. 28) ist die Querkraft gleich Null und das Moment M erreicht dort seinen Grenzwert. Daraus folgt die Randspannung des Bolzens mit

$$\sigma = \frac{M r}{J} = \frac{4 M}{r^3 \pi}$$

Für U als Achsenkraft, ist $M = 2 U \delta$. δ ist die Stärke eines Kettenstabes. Das gibt

$$d = 2,73 \sqrt[3]{\frac{U \delta}{\sigma}}$$

Für $U = 100$ t, $\delta = 5$ cm und $\sigma = 1,5$ t/cm² erhält man $d = 13,9$ cm.

1a. Wie stark müßte im vorigen Falle (Fig. 28) der Bolzen sein, wenn er nur auf Laibungsdruck beansprucht würde?

Setzt man den zulässigen Lochlaibungsdruck τ_e des Stahlbolzens mit 2 t/cm² an, so erhält man

$$d \delta \tau_e = U; \quad d = 10 \text{ cm.}$$

2. Über einem Raum von 8 m Länge und 6 m Tiefe soll eine Zwischendecke hergestellt werden, mit Hilfe von 1-Trägern, die 2 m weit voneinander zu legen sind. Für die Decke ist 13 cm starker Beton zwischen — in Spielräumen von höchstens 15 cm zu legenden — Belageisen vorzusehen. Für das Eisen gilt eine zulässige Spannung von 1 t/cm² und eine Nutzlast von 500 kg/m² des Grundrisses. Das Eisengewicht der Decke ist festzustellen.

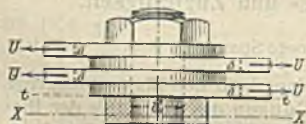


Fig. 28.

Ist das Eigengewicht der Decke gleich 300 kg/m^2 , so ist die Gesamtlast jedes Trägers

$$q l = 6 \cdot 2(500 + 300) = 9600 \text{ kg,}$$

$$W = \frac{M}{\sigma} = \frac{(q l) l}{1000 \cdot 8} = \frac{9600 \cdot 600}{1000 \cdot 8} = 720 \text{ cm}^3.$$

Dafür genügt das deutsche Normalprofil Nr. 32 mit $W = 781 \text{ cm}^3$ und $60,6 \text{ kg/m}$ Gewicht. Rechnet man für jedes Trägerende einen Überstand von $0,30 \text{ m}$ für die Lagerung in der Mauerwand, so beträgt für die nötigen drei Träger das Eisengewicht $3 \cdot 6,6 \cdot 60,6 = 1200 \text{ kg}$. Daraus berechnet sich das von den Belagseisen zu tragende Eigengewicht der Decke für 1 m^2 Grundriß mit

$$300 - \frac{1184}{48} = \text{rd. } 275 \text{ kg/m}^2.$$

Der unbekannte Abstand x der Belagseisen (Fig. 29) folgt aus deren Gesamtbelastung q_b für 1 m Länge mit $q_b = 1 \cdot x(275 + 500)$. Ist w die freitragende Weite der Belagseisen, so ist

$$W_b = \frac{M_b}{\sigma} = \frac{q_b w^2}{8 \cdot 1000} = \frac{775 x \cdot 400}{8000} = 38,75 x \text{ in cm}^3.$$

Für das kleinste Profil Nr. 5, das eine Breite von 12 cm hat, wäre

$$W_b = 38,75(0,12 + 0,15) = 10,46 \text{ cm}^3.$$

Das Belagseisen Nr. 5 hat aber nur ein Widerstandsmoment von $9,27 \text{ cm}^3$. Deshalb muß der vorläufig zugelassene Zwischenraum $z = 15 \text{ cm}$ entsprechend ermäßigt werden. Das gibt

$$z = 15 \cdot \frac{9,27}{10,46} = 13 \text{ cm.}$$

Die Belagseisen liegen somit $13 + 12 = 25 \text{ cm}$ von Mitte zu Mitte. Das gibt auf eine Tiefe von 6 m rund 23 Stück Belagseisen von je $8,0 + 0,25 \text{ m}$ Länge, wenn diese in jedem Endfelde $0,125 \text{ m}$ in der Mauerwand aufliegen. Ihr Eisengewicht beträgt

$$23 \cdot 8,25 \cdot 5,25 = \text{rd. } 993 \text{ kg.}$$

Das Gesamteisengewicht der Decke beläuft sich auf $1200 + 993 = 2193 \text{ kg}$. Bei 13 cm Betonhöhe und $23 \cdot 28 \text{ cm}^2$ Abzug für die Belagseisenquerschnitte berechnet sich das Betongewicht der Decke bei einem Einheitssatz von 2000 kg/m^3 mit

$$2000 \left[6 \cdot 8,0 \cdot 0,13 - \frac{23 \cdot 28}{100^2} \cdot 8,0 \right] = \text{rd. } 12400 \text{ kg.}$$

Das Eigengewicht der Decke beträgt also für ein Quadratmeter des Grundrisses

$$\frac{12400 + 2150}{48} = \text{rd. } 300 \text{ kg/m}^2.$$



Fig. 29.

V. Formänderung einfacher Balken bei Biegung.

27. Gleichung der elastischen Linie.

Unter neutraler Faserschicht war in 22 diejenige Schicht eines beanspruchten Balkens verstanden, die bei der Biegung keine Längenänderungen erleidet. Ihr Schnitt mit einer Längsschnittebene gibt die neutrale Linie oder neutrale Faser oder Nulllinie im Längsschnitt, ebenso ihr Schnitt mit einer Querschnittsebene die Nulllinie im Querschnitt. Die Nulllinie im Längsschnitt des auf Biegung beanspruchten Stabes heißt elastische Linie.

Voraussetzung ist die Gültigkeit der Gleichungen von Hooke und Navier (s. 6 und 22). Nach Fig. 30 betrachte man zwei Nachbarquerschnitte AD und BC eines gebogenen Balkens. Vorausgesetzt wird, daß die Querschnitte auch nach der Biegung eben bleiben, also in AD und $B'C'$ übergehen. Die Längenänderung der unteren Faser AB mit der Spannung σ_1 (Fig. 30) ist nach dem Hookeschen Gesetz:

$$BB' = \Delta dz_1 = \frac{\sigma_1}{E} \cdot dz.$$

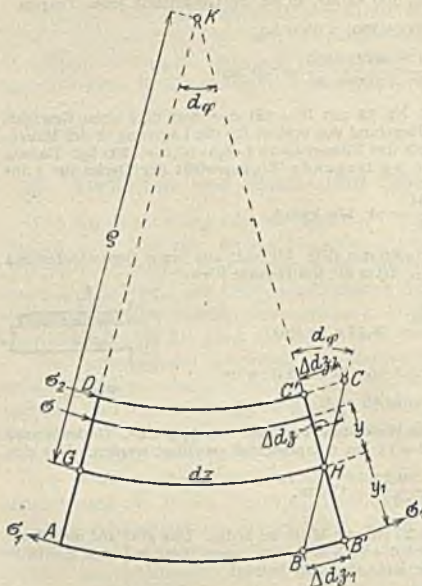


Fig. 30.

Ferner ist nach der Bieungsgleichung (II) S. 175:

$$\sigma_1 = \frac{M}{J} \cdot y_1.$$

also:

$$\frac{\Delta dz_1}{dz} = \frac{\sigma_1}{E} = \frac{M}{E \cdot J} \cdot y_1.$$

Da nun

$$\Delta KGH \sim \Delta HBB'$$

ist, folgt:

$$\frac{\Delta dz_1}{dz} = \frac{y_1}{\rho}$$

also:

$$\frac{y_1}{\rho} = \frac{M}{EJ} \cdot y_1$$

und

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EJ}. \quad (III)$$

Bekanntlich ist der analytische Ausdruck für die Krümmung

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d^2 y}{dz^2} \cdot \left[1 + \left(\frac{dy}{dz} \right)^2 \right]^{-\frac{1}{2}}. \quad (43)$$

Da nun für einfache Balken bei Biegung der Wert

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{dy}{dz},$$

d. h. die Tangente an die elastische Linie äußerst klein ist, so kann das Quadrat dieses kleinen Wertes gegenüber der Zahl 1 vernachlässigt werden, so daß (43) für praktische Fälle übergeht in:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d^2 y}{dz^2}, \quad (44)$$

also mit Verwendung von Gleichung (III) in die Differentialgleichung der elastischen Linie

$$\frac{d^2 y}{dz^2} = \frac{M}{EJ}. \quad (III a)$$

Durch zweimalige Integration dieser Gleichung erhält man die analytische

Gleichung der elastischen Linie, mit deren Hilfe man Durchbiegungen an Balkenträgern in beliebigen Punkten der Trägerachse ermitteln kann.

28. Durchbiegung gebogener Stäbe.

Die einmalige Integration der Gleichung (III a) ergibt

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{dy}{dz} = \frac{M \cdot z}{EJ} + U_1.$$

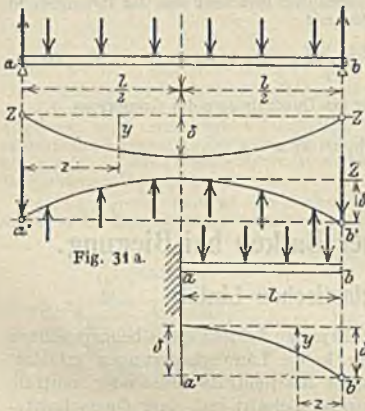


Fig. 31 b.

Für symmetrische Belastung eines Trägers auf zwei Stützen (Fig. 31 a) ist zu beachten, daß in der Trägermitte

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{dy}{dz} = 0$$

wird. Durch nochmalige Integration erhält man allgemein die Durchbiegung im Punkte z :

$$y = \int \frac{M \cdot z}{EJ} \cdot dz + \int U_1 \cdot dz + U_2.$$

Für einen Kragträger (Fig. 32) mit einer Einzelast P am Ende ergibt sich die größte Durchbiegung am Ende folgendermaßen:

Im Schnitt $n-n$ ist das Biegemoment, abgesehen vom Vorzeichen

$$M_n = P \cdot x.$$

Die einmalige Integration ergibt:

$$EJ \cdot \frac{dy}{dx} = \int P \cdot x \cdot dx + U_1 = P \cdot \frac{x^2}{2} + U_1.$$

Für die Bestimmung der Konstanten U_1 ist zu beachten, daß an der Einspannstelle, d. h. für $x = l$ die Tangente an die Biegelinie, also $\frac{dy}{dx} = 0$ ist. Also lautet die Bedingungsgleichung:

$$0 = P \cdot \frac{l^2}{2} + U_1$$

$$U_1 = -P \cdot \frac{l^2}{2}.$$

Durch eine zweite Integration der Gleichung

$$E \cdot J \cdot \frac{dy}{dx} = P \cdot \frac{x^2}{2} - P \cdot \frac{l^2}{2}$$

erhalten wir als Gleichung der elastischen Linie

$$E \cdot J \cdot y = \int P \cdot \frac{x^2}{2} \cdot dx - \int P \cdot \frac{l^2}{2} \cdot dx + U_2 = P \cdot \frac{x^3}{6} - P \cdot \frac{l^2}{2} \cdot x + U_2.$$

Zur Bestimmung der Konstanten ist an der Einspannstelle, d. h. für $x = l$, die Durchbiegung $y = 0$. Also

$$0 = P \cdot \frac{l^3}{6} - P \cdot \frac{l^2}{2} \cdot l + U_2$$

$$U_2 = \frac{Pl^3}{3}.$$

Somit lautet die Gleichung der Biegelinie:

$$E \cdot J \cdot y = P \cdot \frac{x^3}{6} - P \cdot \frac{l^2}{2} \cdot x + P \cdot \frac{l^3}{3}.$$

Die größte Durchbiegung δ_{\max} am Ende des Kragträgers folgt für $x = 0$, ergibt also den Wert

$$\delta_{\max} = \frac{Pl^3}{3EJ}. \quad (45a)$$

In gleicher Weise ergibt sich für einen Kragträger mit gleichmäßig verteilter Belastung q am freien Ende die größte Durchbiegung zu

$$\delta_{\max} = \frac{q \cdot l^4}{8EJ}. \quad (45b)$$

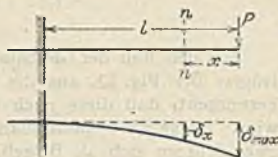


Fig. 32.

Für einen einfachen Balken mit gleichmäßig verteilter Belastung q wird die Durchbiegung in Trägermitte

$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{E J} \quad (45c)$$

Für einen einfachen Balken mit der Einzellast P in Trägermitte wird:

$$\delta_{\max} = \frac{P l^3}{48 E J} \quad (45d)$$

Für den Fall der Gleichung (45a) sei bemerkt, daß die Biegelinie des Kragträgers der Fig. 32, aus der des Balkens auf zwei Stützen (Fig. 33) dadurch hervorgeht, daß diese nach oben umgeklappt und nur zur Hälfte betrachtet wird. Umgekehrt kann man die eine Hälfte der Biegelinie des Balkens auf zwei Stützen sich als Biegelinie eines entsprechend belasteten Kragträgers vorstellen (vgl. Fig. 31a und 31b). So ergibt sich z. B. nach Fig. 33 aus der Kragträgerformel (45a):

$$\delta_{\max} = \frac{P_1 l_1}{3 E J} \text{ die Gleichung (45d) für } P_1 = \frac{P}{2} \text{ und } l_1 = \frac{l}{2},$$

wobei P_1 als Stützkraft des Balkens auf zwei Stützen anzusehen ist.

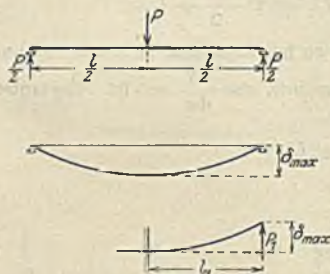


Fig. 33.

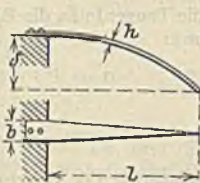


Fig. 34.



Fig. 35.

Die elastische Linie als Kreisbogen. Nach Gleichung (III) ist der Krümmungshalbmesser unveränderlich, wenn für einen Stab von gleichmäßigem Stoffe das Verhältnis von $J : M$ unveränderlich ist. Die Bedingung

$$\frac{J}{M} = U,$$

wo U eine Unveränderliche bedeutet, tritt bei einem Stabe rechteckigen Querschnittes ein, der bei überall gleicher Höhe eine dem Moment M proportionale Breite besitzt. Das ist der Fall bei einer Dreiecksfeder (Fig. 34), deren elastische Linie also aus der Kreisgleichung

$$l^2 = 2 \varrho \delta - \delta^2$$

zu berechnen ist (Fig. 35). Darin ist

$$\varrho = \frac{E J}{M} = \frac{E \cdot h}{2 \sigma}$$

oder

$$h = \frac{\sigma (l^2 + \delta^2)}{E \delta}$$

und

$$b = \frac{6 M}{\sigma h^2} \quad (46)$$

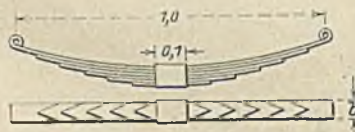


Fig. 36

Beispiel: Das auf ihre Federn übertragene Gewicht P einer Lokomotive betrage 24 t. Die Entfernung der Lastpunkte jeder der sechs vorhandenen Federn (Fig. 36) sei 1 m, wobei ihre durch je einen Bund bewirkte Einspannungsbreite 10 cm mißt. Die zulässige Spannung σ des gehärteten Federstahles darf mit 5500 atm und das Elastizitätsmaß E mit 2200 t/cm² angesetzt werden. Wie hat man die Maße einer Blattfeder zu wählen, wenn $n = 6$ Blätter vorhanden sind und deren Breite b zur Höhe h gleich 6 gewählt wird?

Die Wirkung von n geschichteten Federn nach Fig. 36 ist gleich der einer Dreiecksfeder nach Fig. 34 mit der Breite $b_1 = n \cdot b$.

Nach Gl. (46) erhält man für die Breite $b_1 = n b$ und für $b = 6 h$

$$h = \sqrt[3]{\frac{M}{n \sigma}}$$

P überträgt sich auf 2 · 6 Lastpunkte, ist also gleich 2000 kg. Die Länge l jeder Feder ist gleich der Hälfte von 100 - 10, also 45 cm. Das gibt

$$h = \sqrt[3]{\frac{2000 \cdot 45}{6 \cdot 5500}} = 1,4 \text{ cm.} \quad b = 6 \cdot 1,4 = 8,4 \text{ cm.}$$

Die Durchbiegung berechnet sich aus

$$l^2 = 2 \varrho \delta - \delta^2 \quad \text{oder} \quad \delta = \varrho \pm \sqrt{\varrho^2 - l^2}.$$

Für ϱ und δ erhält man

$$\varrho = \frac{E \cdot h}{2 \sigma} = \frac{2200 \cdot 1000 \cdot 1,4}{2 \cdot 5500} = 280 \text{ cm,} \quad \delta = 280 \pm \sqrt{280^2 - 45^2} = 4 \text{ cm.}$$

29. Zeichnerische Darstellung der elastischen Linie.

a) Die elastische Linie als Seillinie. Die Differentialgleichung einer Seillinie für parallele stetige Lasten lautet bekanntlich

$$\frac{d^2 y}{dz^2} = \frac{q}{H}. \quad (\text{III b})$$

q ist die stetig veränderliche Last für die Einheit der Stablänge und H die unveränderliche Polweite des Kraftecks, das zur Darstellung der Seillinie verwendet wurde.

Stellt man der Gleichung (III b) die Differentialgleichung der elastischen Linie

$$\frac{d^2 y}{dz^2} = \frac{M}{EJ}$$

gegenüber, so folgt der Satz:

Man erhält die elastische Linie des geraden Stabes als eine Seillinie, wenn man jede Längeneinheit des Stabes entweder mit M (oder mit M/J , oder mit M/EJ) belastet denkt und je nachdem die Polweite des Kraftecks, mit dessen Hilfe die Seillinie zu zeichnen ist, gleich EJ (oder gleich E , oder gleich der „Einheit“) gemacht wird.

Wird die senkrecht zur Stabachse anzubringende Last für die Längeneinheit mit w bezeichnet und „elastische Kraft“ genannt, und wählt man die Polweite des Kraftecks der elastischen Kräfte gleich „Eins“, so ist

$$w = \frac{M}{EJ}.$$

Durch Summierung aller elastischen Kräfte erhält man die Belastungsfläche $a m' b$ (Fig. 37). Eine Seillinie wird (Mechanik) mit Hilfe eines umschriebenen Seilecks gezeichnet. Zu dem Zwecke teilt man die Belastungsfläche in Streifen (1, 2 bis 10) von endlicher Breite, bestimmt deren Schwerpunkte und läßt dort je eine elastische Kraft

$$W = \int w dz$$

angreifen, wobei W gleich der Summe aller den Streifen bildenden w ist (Fig. 37). Die Seillinie berührt das gezeichnete Seileck in den Teilpunkten $1'$, $2'$ bis $9'$, die senkrecht unter den Grenzlinien der Streifenflächen liegen.

b) Maßstäbe. Soll die elastische Linie in natürlicher Größe erscheinen, so ist die Polweite H des Kraftecks (Fig. 37) gleich „Eins“ zu machen und die Trägerlänge in natürlicher Größe darzustellen. Werden aber die Längen der Zeichnung um $1/n$ verkleinert, so muß man auch die Polweite um das n -fache verkleinern, um die Ordination y der elastischen Linie wieder in natürlicher Größe zu erhalten. Die Ordinaten fallen dann jedoch sehr klein aus, so daß sie

notwendig stark vergrößert werden müssen. Ist die Vergrößerung eine m -fache, so ist die Polweite

$$H_w = \frac{1}{n m}$$

zu machen. Dabei sind die elastischen Kräfte W als unbenannte Zahlen nach dem Maßstabe der Polweite aufzutragen.

Will man die Polweite H nicht gleich „Eins“, sondern gleich E oder EJ wählen, so ändert das nichts an den Grundlagen der Darstellung.

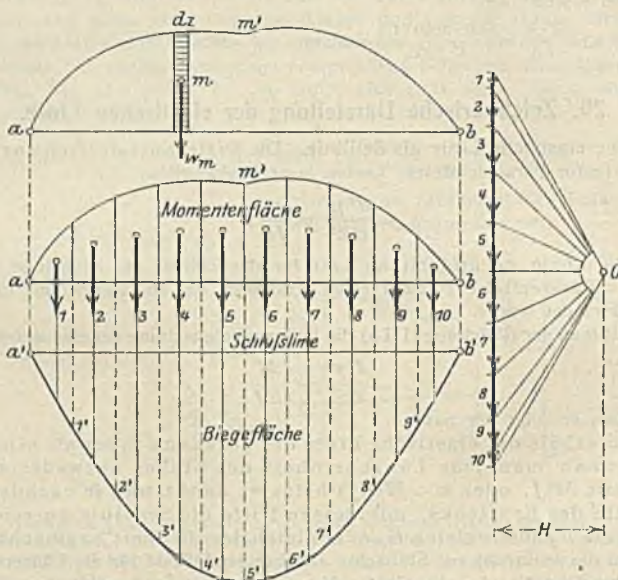


Fig. 37.

Z. B.: Die elastischen Kräfte seien

$$W = \int w \, dz = \int M \, dz$$

bei einer Polweite gleich EJ . Ferner sei für einen Eisenstab $E = 2000 \text{ t/cm}^2$, J überall gleich $10\,000 \text{ cm}^4$, der Maßstab der Stützweite gleich $1/100$. Soll die Vergrößerung der Ordinaten y der elastischen Linie dann das 50fache der natürlichen Größe betragen, so ist

$$H_w = \frac{EJ}{100 \cdot 50} = \frac{2000 \cdot 10\,000}{100 \cdot 50} = 4000 \text{ tcm}^2.$$

30. Beispiele der elastischen Linie.

1. Ein über drei Stützen durchgehender Träger von unveränderlichem Querschnitte sei mit $q \text{ t/m}$ gleichförmig belastet (Fig. 38). Seine elastische Linie ist zu berechnen und zu zeichnen.

a) Momente.

Die Statik liefert zur Berechnung der Stützenkräfte A , B und C die Gleichungen

$$A + B + C = q(l_1 + l_2); \quad A l_1 - \frac{q l_1^2}{2} - C l_2 + \frac{q l_2^2}{2} = 0.$$

Die fehlende dritte Gleichung liefert die elastische Linie. Für die Trägerstrecke ab erhält man nach einmaliger Integration

$$EJ \frac{dy}{dz} = -q \left(\frac{l_1^2 z}{2} + \frac{z^3}{6} - \frac{l_1 z^2}{2} \right) + A \left(l_1 z - \frac{z^2}{2} \right) + U_1.$$

Für $z = 0$ wird $dy/dz = \pm \operatorname{tg} \alpha$ wenn α , den Winkel bedeutet, den die Tangente in b mit der Z -Achse bildet. Danach ist die Unveränderliche $U_1 = \mp EJ \operatorname{tg} \alpha$. Für die Strecke bc erhält man

$$EJ \frac{dy}{dz} = -q \left(\frac{l_2^2 z}{2} + \frac{z^3}{6} - \frac{l_2 z^2}{2} \right) + C \left(l_2 z - \frac{z^2}{2} \right) + U_2.$$

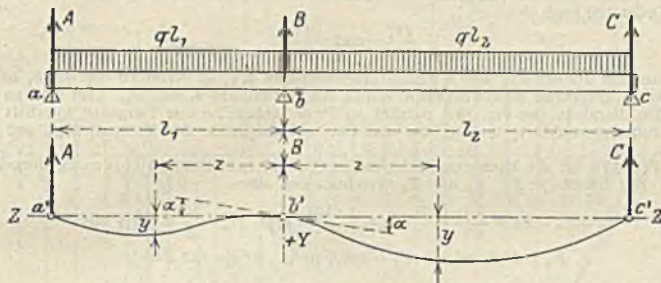


Fig. 38.

Für $z = 0$ wird $dy/dz = \pm \operatorname{tg} \alpha$. Danach ist die Unveränderliche $U_2 = \pm EJ \operatorname{tg} \alpha$. Die zweiten Integrationen ergeben

$$EJ \cdot y = -q \left(\frac{l_1 z^3}{4} + \frac{z^4}{24} - \frac{l_1 z^3}{6} \right) + A \left(\frac{l_1 z^2}{2} - \frac{z^3}{6} \right) \mp EJ (\operatorname{tg} \alpha) z + U_3,$$

$$EJ y = -q \left(\frac{l_2 z^3}{4} + \frac{z^4}{24} - \frac{l_2 z^3}{6} \right) + C \left(\frac{l_2 z^2}{2} - \frac{z^3}{6} \right) \pm EJ (\operatorname{tg} \alpha) z + U_4.$$

Für $z = 0$ ist in beiden Gleichungen auch $y = 0$. Daraus $U_3 = U_4 = 0$. Für $z = l_1$ und $z = l_2$ ist ebenfalls $y = 0$. Das gibt

$$0 = -q \left(\frac{l_1^4}{4} + \frac{l_1^4}{24} - \frac{l_1^4}{6} \right) + A \left(\frac{l_1^3}{2} - \frac{l_1^3}{6} \right) \mp EJ (\operatorname{tg} \alpha) l_1,$$

$$0 = -q \left(\frac{l_2^4}{4} + \frac{l_2^4}{24} - \frac{l_2^4}{6} \right) + C \left(\frac{l_2^3}{2} - \frac{l_2^3}{6} \right) \pm EJ (\operatorname{tg} \alpha) l_2,$$

und durch Verbindung der letzten Gleichungen findet man die fehlende dritte Bedingung

$$\frac{q(l_1^3 + l_2^3)}{8} = \frac{A l_1^3 + C l_2^3}{3},$$

wodurch A , B und C bestimmt sind.

Für $l_1 = 12$ m; $l_2 = 18$ m und $q = 1,0$ t/m einschl. Eigengewicht erhält man

$$A = 3,375 \text{ t}, \quad B = 19,375 \text{ t}, \quad C = 7,25 \text{ t}.$$

$$M_{ab} = C l_2 - \frac{q l_2^2}{2} = -31,5 \text{ tm}.$$

Der Größtwert von M_{ab} folgt aus

$$\frac{dM_{ab}}{dz} = d \left(A z - \frac{q z^2}{2} \right).$$

Das gibt für

$$z = \frac{A}{q} = 3,375 \text{ m}.$$

$$\max M_{ab} = 5,695 \text{ tm}.$$

Gleicherart findet man

$$\max M_{bc} = 26,281 \text{ tm}.$$

Die Nullpunkte der Momente berechnen sich aus

$$M_{ab} = A z_1 - \frac{q z_1^2}{2} = 0 \quad \text{mit } z_1 = -6,75 \text{ m,}$$

$$M_{bc} = C z_2 - \frac{q z_2^2}{6} = 0 \quad \text{mit } z_2 = 14,50 \text{ m.}$$

Der Walzeisenquerschnitt erfordert ein Widerstandsmoment

$$W = \frac{M_b}{\sigma} = \frac{3150 \text{ tcm}}{1 \text{ t/cm}^2} = 3150 \text{ cm}^3.$$

Dazu genügt das deutsche Normalprofil eines I-Eisens Nr. 55 mit einem Widerstandsmoment von 3602, dessen Trägheitsmoment gleich 99 054 cm⁴ beträgt, bei $F = 212$ qcm Querschnitt.

b) Darstellung der Momentenfläche.

Die berechneten Werte sind in den Fig. 39 a und b aufgetragen worden. Man betrachtet jede der beiden Öffnungen zuerst als durch einfache Träger überdeckt und zeichnet für diese die Momentenfläche. Man erhält somit zuerst zwei Parabelflächen $a n_1 b$ und $b n_2 c$. Deren größte Ordinaten sind gleich

$$\frac{q l_1^2}{8} \quad \text{und} \quad \frac{q l_2^2}{8}.$$

Macht man die Strecke bb_1 gleich dem Stützenmomente M_b , so verlaufen die von b_1 nach a und nach c gezogenen Schlußlinien durch die Nullpunkte n_1 und n_2 . Legt man an jede der beiden Parabeln der Fig. 39 a parallel zu ihrer Schlußlinie eine Tangente, so erhält man zwei Berührungspunkte t_1 und t_2 , die den Ort und die Größe der Momente M_{ab} und M_{bc} festlegen.

In Fig. 39 b ist die Momentenfläche mit wagerechtem Schlußlinienzug dargestellt worden. Der Inhalt der F_a , F_b und F_c berechnet sich aus

$$F_a + F_c - F_b = \frac{2}{3} \left(\frac{1 \cdot 12^2}{8} \cdot 12 + \frac{1 \cdot 18^2}{8} \cdot 18 \right) - 31,5 \cdot \frac{30}{2} = 157,5 \text{ tm}^2.$$

$$F_a = 25,6 \text{ tm}^2; \quad F_c = 254,0 \text{ tm}^2; \quad F_b = 122,2 \text{ tm}^2.$$

c) Darstellung und Nachprüfung der elastischen Linie.

Die Momentenflächen F_a , F_b und F_c wurden zusammen in 22 Streifen geteilt (Fig. 39 b) und deren Inhalte und Schwerpunkte für sich ermittelt. So wurden 22 elastische Kräfte W berechnet und in zwei Kräftecken aufgetragen, von denen das in Fig. 39 c (links) für die erste und das in Fig. 39 d gezeichnete für die zweite Trägeröffnung gilt. Der Kraftmaßstab wurde mit $1 \text{ cm} = 37,5 \text{ tm}^2$ gewählt. Das mit Hilfe dieser Kräftecke erhaltene Seildeck der elastischen Linie ist in Fig. 39 c strichpunktiert gezeichnet. Die voll ausgezogenen Kräftecke und Seildeck mit den Polen O_1'' , O_2'' und O_3'' sind nur dazu benutzt worden, einerseits um eine passende Vergrößerung der Durchbiegungen y zu erhalten, und andererseits, um die elastische Linie durch die Stützpunkte a' , b' und c' zu führen. Zuerst wurde mit dem beliebig gelegten Pole O_2'' das Seildeck für die Schlußlinie $b_2' c'$ gezeichnet und sodann der Pol in lotrechter Richtung nach O_3'' verschoben, entsprechend einer lotrechten Verlegung des Punktes b_2' nach b' (Statik). Die Durchbiegungen sind in 1,25 facher Verkleinerung dargestellt. Dazu wurde der endgültige Pol O_2 in der durch O_2'' verlaufenden Wagerechten festgelegt.

Trägt man die Strecken der elastischen Kräfte und der Polweite beide in beliebigem, aber gleichem Maßstabe auf, so erscheinen für die natürliche Länge der Stützweite die Durchbiegungen in natürlicher Größe. Weil aber die Stützweite nur im Maßstabe von $1/375$ aufgetragen und y um 1,25 verkleinert worden ist, so muß die Polweite durch $375/1,25$ dividiert werden. Das gibt

$$H = \frac{2180 \cdot 99054 \cdot 1,25}{375 \cdot 37,5 \cdot 100 \cdot 100} = 1,925 \text{ cm.}$$

Darin ist die Elastizitätsziffer $E = 2180 \text{ t/cm}^2$, das Trägheitsmoment $J = 99 054 \text{ cm}^4$. 1 cm stellt $37,5 \text{ tm}^2$ oder $37,5 \cdot 100 \cdot 100 \text{ cm}^2$ dar.

Um die Genauigkeit der in der Fig. 39 c dargestellten elastischen Linie nachzuprüfen, sollen Ort und Abmessung der größten Durchbiegung y_m in der zweiten Öffnung rechnerisch ermittelt werden. Das geschieht mit Hilfe der abgeleiteten Gleichungen der elastischen Linien beider Öffnungen. Daraus erhält man

$$2EJ \operatorname{tg} \alpha = 3z^2 - 90z - C \left(18z - \frac{z^3}{2} \right) - A \left(12z - \frac{z^3}{2} \right)$$

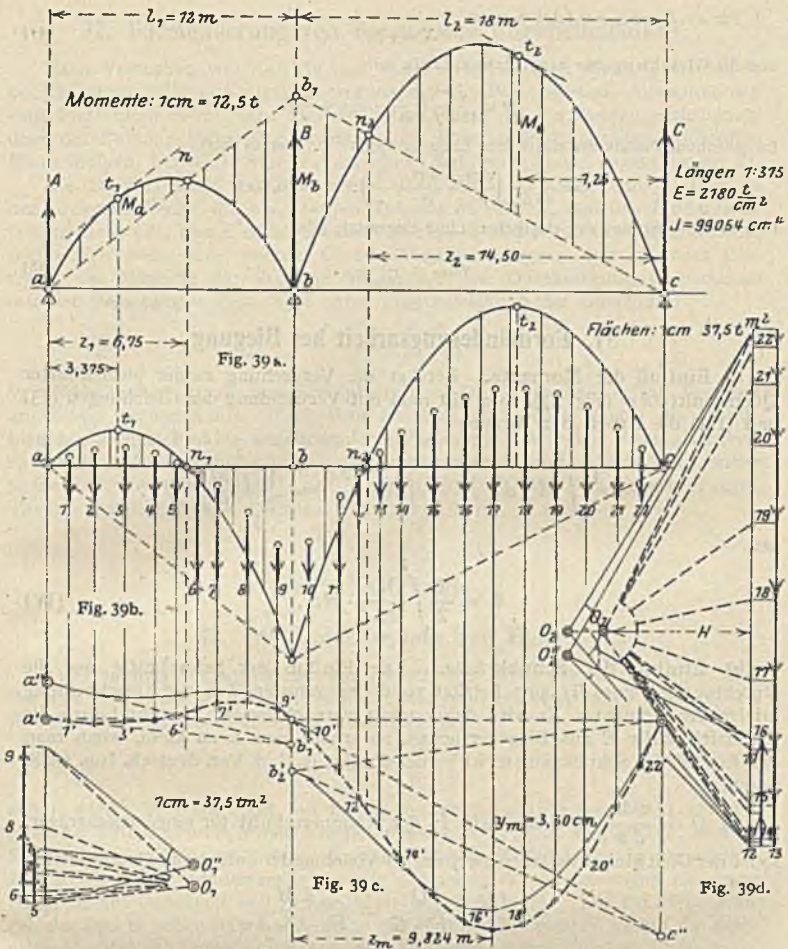
und für die bekannten Werte von A und C

$$EJ \operatorname{tg} \alpha = 0,53125 z^2.$$

Daraus $z_m^3 - 29,0625 z_m = -189$ und $z_m = 9,82 \text{ m.}$

Um y_m zu erhalten, setzt man z_m in die Gleichung der elastischen Linie für bc und erhält $y_m = 0,033 \text{ m.}$

2. Ein Walzeisenträger ist mit einem Ende bei a wagerecht eingespannt, mit dem anderen bei b auf einer Rollenstütze gelagert. Die Lage und Größe seiner größten Durchbiegung ist zu berechnen.



X sei die überzählige Größe (Fig. 40).

Die Differentialgleichung der elastischen Linie

$$-EJ \frac{d^2 y}{dz^2} = M = X \cdot z - \frac{q z^2}{2}$$

gibt nach zweimaliger Integration

$$-EJ \frac{dy}{dz} = \frac{X z^2}{2} - \frac{q z^3}{6} + U_1$$

$$-EJ y = \frac{X z^3}{6} - \frac{q z^4}{24} + U_1 z + U_2$$

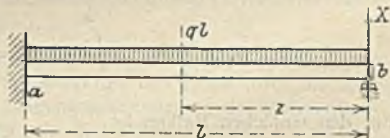


Fig. 40.

Für $z = l$ ist $-\frac{dy}{dz} = 0$, weil bei a eine Einspannung liegt. Für $z = 0$ ist $y = 0$, weil der

Stützpunkt a in lotrechter Richtung als unverschiebbar angenommen werden kann.

Daraus folgen die Unveränderlichen U_1 und U_2 und nach deren Einsetzung

$$-EJ y = X \left(\frac{z^3}{6} - \frac{l z^2}{2} \right) - q \left(\frac{z^4}{24} - \frac{l z^3}{6} \right)$$

Für $x = l$ und $y = 0$ folgt daraus

$$X = +\frac{8}{185} q l \quad (47)$$

und die Gleichung der elastischen Linie mit

$$y = \frac{q l^4}{48 E J} \left(\frac{2z^4}{l^4} - \frac{3z^3}{l^3} + \frac{z}{l} \right).$$

Im gesuchten Punkte der elastischen Linie ist $dy/dz = 0$. Daraus folgt

$$0 = \frac{q l^4}{48 E J} \left(\frac{8z^3}{l^4} - \frac{9z^2}{l^3} + \frac{1}{l} \right); \quad z = 0,4215.$$

Dies in die Gleichung der elastischen Linie eingesetzt, gibt

$$y_{\max} = \frac{q l^4}{185 E J}. \quad (48)$$

31. Formänderungsarbeit bei Biegung.

a) Einfluß der Momente. Beträgt die Verdrehung zweier benachbarter Querschnitte $d\varphi$ (Fig. 27), so erhält man mit Verwendung der Gleichungen (13) und (III) die Arbeit der Biegung

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{2} \int_0^l M \cdot d\varphi = \frac{1}{2} \int_0^l M \cdot \frac{dz}{\varrho} = \frac{1}{2} \int_0^l \frac{M^2}{E J} \cdot dz,$$

also

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{2} \int_0^l \frac{M^2}{E J} \cdot dz. \quad (IV)$$

b) Einfluß der Schubkräfte. Der Einfluß der Schubkräfte auf die Durchbiegung eines Trägers beträgt rund den zehnten Teil der Durchbiegung infolge der Momente. Er wird daher meist vernachlässigt. Bestimmt man die Elastizitätsziffer E aus Biegeversuchen, so erhält man E zu klein, wenn man den Einfluß der Schubkräfte nicht berücksichtigt (s. Z. d. Ver. deutsch. Ing. 1888, S. 222).

Ist $Q = \frac{dM}{dx}$ die Scherkraft, F' der Stabquerschnitt für einen Blechträger, so ist der Gleitwinkel zwischen zwei um dx voneinander entfernten Querschnitten

$$\gamma = \frac{\tau}{G} = \frac{Q}{F' \cdot G} = \frac{dM}{F' \cdot G \cdot dx} \quad (49)$$

und die Durchbiegung eines beliebigen Trägers im Abstand x vom Auflager, lediglich infolge der Schubkräfte:

$$y_s = \int_0^x \gamma \cdot dx = \int_0^x \frac{dM}{F' \cdot G} \cdot dx \quad (50)$$

Für den einfachen Balken ist

$$y_s = \frac{M_x}{F' \cdot G}. \quad (51)$$

Die Formänderungsarbeit infolge der Schubkräfte ist:

$$\mathfrak{A}_s = \frac{1}{2} \int_0^l Q \cdot \gamma \cdot dx = \frac{1}{2} \int_0^l \frac{Q^2 \cdot dx}{F' \cdot G}. \quad (IV a)$$

32. Formänderung von Beton- und Eisenbetonbalken.

Nach Versuchen von Schüle und von Probst bleiben ebene Querschnitte bei Eisenbetonbalken im allgemeinen auch nach der Biegung eben. Ausgenommen sind Plattenbalken mit sehr breiter Platte, bei denen die Zusamendrückung über der Balkenmitte größer ist als an den äußeren Plattenkanten; außerdem Winkelbalken, bei denen nur auf der einen Seite eine Platte angeschlossen ist.

Die Durchbiegung von Eisenbetonbalken läßt sich nicht ohne weiteres in der einfachen Weise wie bei eisernen Trägern berechnen, weil das Hookesche Gesetz nicht gilt, also E nicht konstant ist (vgl. 6 und 7 und Fig. 8). Immerhin ergibt sich meist eine gewisse Gesetzmäßigkeit dadurch, daß bis zum Eintreten der Risse in der Zugzone (Stadium I) die Durchbiegung proportional mit der Belastung wächst, also unter Zugrundelegung der Gleichung:

$$\delta = C \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot J}$$

vgl. (45b) und (45c), die sog. Steifigkeitsziffer des Bauwerks $E \cdot J$ als Festwert angesehen werden kann. Nach dem Eintreten der Risse wächst die Durchbiegung bei gleichmäßig zunehmender Belastung in stärkerem Maße als zuvor, so daß für EJ ein kleinerer Wert angenommen werden muß. Versuchsergebnisse s. Gehler, Der Rahmen, II. Aufl. Berlin 1919, S. 149. Vgl. ferner Hager, Theorie des Eisenbetons. Verlag Oldenbourg 1916, S. 178.

VI. Knickung.

33. Die Knickformeln von Euler.

a) Ursachen des Knickens. Ein lotrecht gestellter, gerader isotroper Stab, der eine Achsenlast P trägt, verkürzt sich und bleibt so lange gerade, wie für alle Querschnittsteilchen die Voraussetzung

$$\sigma_s = \frac{P}{F}$$

erfüllt wird. Dies geschieht mindestens bis zum Eintritte der Elastizitätsgrenze. Selbst wenn σ_s größer würde, so bestände noch die Möglichkeit, daß der Stab seine gerade Achse bis zur Quetschgrenze beibehielte. In praktischen Fällen wird aber mindestens eine der gemachten Voraussetzungen (isotroper Stoff, genaue Geradheit und Achsenbelastung) nicht erfüllt. Die Druckspannungen des Stabes geben daher zusammen ein Moment in Beziehung auf die Stabachse, das den Stab biegt und so zu seiner Zerstörung durch Knicken führen kann.

Im Augenblick des elastischen Gleichgewichtes des gebogenen Stabes sind dessen Knickspannungen σ_k — abgesehen von ihrem Vorzeichen — mit

$$\sigma_k = \sigma_s + \sigma_b$$

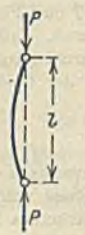
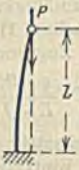
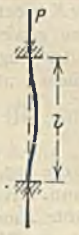
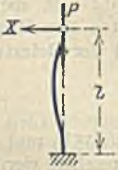
anzuschreiben, wobei unter der Knickkraft P_k diejenige Größe der Achsenkraft P zu verstehen ist, bei welcher der Stab noch gerade bleibt. Wird P größer, so wachsen die Biegungsspannungen σ_b des Stabes rasch, bis infolge unzulässiger Randspannungen sein Zerknicken eintritt. Als Grundlage für das Bemessen der Sicherheit gegen Zerknicken dient die Größe der Achsenspannung

$$\sigma_s = \sigma_k - \sigma_b. \quad (52)$$

Die Achsenkraft wird höchstens $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{5}$ so groß genommen als die berechnete Knickkraft P_k , wobei σ_k höchstens gleich der Quetschgrenze zu setzen ist. Wenn man σ_b nach der unter 35 angegebenen Formel berechnet, ist damit auch das zulässige σ_s bestimmt.

b) Die Eulerformeln. Nach zweimaliger Integration der Differentialgleichung der elastischen Knicklinie erhält man die in der Tabelle 1 aufgeführten Formeln.

Tabelle 1. Die Euler formeln.

	Grundfall Freie in der Achse geführte Stabenden	Ein Stabende eingespannt, das andere frei beweglich	Eingespannte, in der Achse geführte Stabenden	Ein Stabende eingespannt, das an- dere frei in der Achse geführt
	1	2	3	4
Dar- stellung des Falles				
	Fig. 41 a.	Fig. 41 b.	Fig. 41 c.	Fig. 41 d.
$P_k =$	$\frac{\pi^2 EJ}{l^2}$	$\frac{\pi^2 EJ}{4 l^2}$	$\frac{4 \pi^2 EJ}{l^2}$	$\frac{2 \pi^2 EJ}{l^2}$ (V)

Die Lage der Kräfteebene, in welcher die elastische Knicklinie liegt, ist wegen der erwähnten zufälligen Biegungsursachen im allgemeinen unbestimmt. Jedoch darf angenommen werden, daß sie durch die kleinste Kernweite (IX) (S. 221) des betrachteten Stabquerschnittes verläuft.

Setzt man für den Grundfall in die Eulerformel

$$\sigma_s = K_k = \frac{P_k}{F}; \quad J = F i^2; \quad \frac{l}{i} = x,$$

so erhält man

$$K_k = \frac{\pi^2 E}{x^2}. \tag{53}$$

$\frac{l}{i}$ nennt man das Schlankheits-Verhältnis des Stabes.

Durch starre Einspannung der Stabenden ist nur bei sehr schlanken Stäben eine wesentliche Erhöhung von P_k zu erzielen, nicht aber bei dickeren.

Ein geringer Außermittelangriff von P beeinflusst die Knickfestigkeit bei sehr schlanken Stäben nicht wesentlich, dagegen wird sie bei kürzeren Stäben schon durch äußerst geringen Außermittelangriff bedeutend vermindert¹⁾.

c) Die Eulerhyperbel. Bezogen auf ein Achsenkreuz (Fig. 42), gibt die Gl. (53) für $\sigma_s = K_k$ eine kubische Hyperbel, die Eulerhyperbel. Für alle Werte von $x = l/i$, die einen über die Proportionalitätsgrenze hinausgehenden Wert von σ_s liefern, kann die Eulerformel keine Gültigkeit mehr beanspruchen. Danach sind in der folgenden Tabelle aus

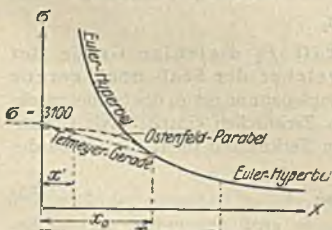


Fig. 42.

$$x = \pi \sqrt{\frac{E}{K_k}} \tag{54}$$

die Gültigkeitsgrenzen der Eulerformeln berechnet worden.

¹⁾ von Kármán, Untersuchungen über Knickfestigkeit. In den Mitteil. über Forschungsarbeiten. Ver. deutsch. Ing. 1910. Heft 81.

Tabelle 2. Gültigkeitsgrenzen der Eulerformeln¹⁾.

Nr.	Baustoff	$K_k = \sigma_p^2$ Untere Proportionalitätsgrenze t/cm ²	E Elastizitätsmaß t/cm ²	Gültigkeitsgrenze $x = \frac{l}{i}$
1	Holz	0,15	100	80
2	Schweißbeisen	1,50	2000	115
3	Bauflußbeisen	2,00	2100	102
4	Bauflußstahl	2,40	2200	95

34. Auf Versuche begründete Knickformeln.

a) Allgemeines. Außerhalb der Proportionalitätsgrenze wird das Elastizitätsmaß E der Gleichung (V) veränderlich. Auch gibt hier die Eulerformel zu große Knicklasten P_k , also einen zu kleinen Sicherheitsgrad s . Deshalb hat Engesser³⁾ für E ein besonderes Knickdehnungsmaß T eingeführt. Dieses ist erfahrungsgemäß nur in verschwindend geringem Maße von der Querschnittsgestalt des Knickstabes abhängig, obwohl strenggenommen Stäbe von gleichem J , aber verschieden gestalteten F , verschiedene Knickwiderstände P_k leisten⁴⁾.

In einem Sonderfalle ist T in einem Schaubilde (Fig. 43) für den betreffenden Baustoff aus Festigkeitsversuchen darzustellen. Fig. 43 gibt eine Formänderungslinie $\sigma m k$, welche der Gleichung

$$\sigma = f(\lambda)$$

entspricht. Zwischen ihren Ordinaten σ_q (Quetschgrenze) und σ_p (Proportionalitätsgrenze) erhält man für einen beliebigen Punkt m die Größe T aus der Beziehung

$$T = \frac{d\sigma_m}{d\lambda_m} = \operatorname{tg} \beta,$$

wenn σ_m und λ_m Spannung und Dehnung des Versuches sind und β den Winkel der Berührungsgeraden in m mit der λ -Achse bezeichnet.

Für gewöhnliches Flußbeisen (von etwa 4,5 t/cm² Zugfestigkeit) erhielt Tetmajer bei Versuchen außerhalb der Gültigkeitsgrenze der Eulerformel die Knickformel (in kg/cm²)

$$\sigma_k = K_k = \frac{P}{F} = 3100 - 11,4 x. \quad (55)$$

Er ersetzte die zwischen den Ordinaten σ_p und σ_q der Fig. 43 entstehende krumme Linie angenähert durch eine Gerade (Fig. 42), worüber die weiterhin folgende Tabelle 4 über die Knickversuche Näheres angibt. Kármán sagt dazu: „Die Tetmajergeraden für schmiedbares Eisen verlaufen unterhalb der Linie der idealen Knickfestigkeit, so daß sie stets eine etwas größere Sicherheit bieten als die theoretische Formel.“

Wegen dieser guten Eigenschaft und ihrer Einfachheit empfiehlt sich die Anwendung der Tetmajerformel in allen praktischen Fällen. Für den Grenzwert muß auch die Eulerformel das gleiche K_k ergeben, woraus folgt, daß d e m

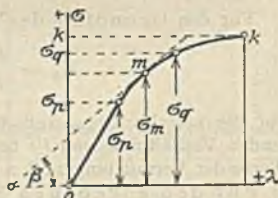


Fig. 43.

1) Die Werte von σ_k und E sind aus den Tabellen unter XIII entnommen. Die berechneten Werte für x sind für schmiedbares Eisen genauer als die durch Versuche gefundenen Werte.

2) σ_p ist für Holz nicht scharf zu bestimmen.

3) Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 483 und 1909, S. 136. — Der Eisenbau. 1911, S. 385 bis 392.

4) von Kármán, Untersuchungen über Knickfestigkeit. In den Mitteil. über Forschungsarbeiten. Ver. deutsch. Ing. 1910. Heft 81.

Werte $x = 105$ nach Tetmajer $\sigma_p = 1900 \text{ kg/cm}^2$ entspricht. Jeder Walzeisenquerschnitt besitzt eine eigene Grenzlänge

$$l_0 = 105 i, \quad (56)$$

oberhalb welcher die Eulerformel gilt und unterhalb welcher die Tetmajerformel — oder eine nach gleichen Grundsätzen gebildete andere Knickformel — zu gebrauchen ist.

Für $l < l_0$ ist (nach Tetmajer) bei s -facher Sicherheit (in l und cm)

$$F = \frac{s P}{3,1 - 0,0114 x}. \quad (57)$$

Der danach berechnete Wert $K_k = P/F$ der Knickspannung darf die zulässige Achsendruckspannung nicht überschreiten. Man vgl. die Beispiele unter 40 weiterhin.

b) Tabellenwerte für die Tetmajerformeln. Für die außerhalb der Gültigkeitsgrenzen der Eulerformeln liegenden kleinen Werte von $x = l/i$ (Tabelle 2) verwendet Tetmajer eine Geradenformel, beim Gußeisen eine Parabelformel. Außerdem führt er eine Vermittlungszahl α ein:

$$\alpha = \frac{K_k}{K_d} = \frac{\text{Knickfestigkeit}}{\text{Druckfestigkeit}}.$$

Für den Grundfall der Eulerformeln gibt das

$$K_k = \frac{P_k}{F} = \pi^2 E \left(\frac{i}{l} \right)^2 = \alpha K_d.$$

Für die verschiedenen, außerhalb der Gültigkeitsgrenzen der Eulerformel liegenden Verhältnisse von l/i benutzt man die Tabelle 3, worin die betreffenden Werte der Vermittlungszahl α angegeben sind.

Für den gegebenen Sicherheitsgrad s ist $P_k = P \cdot s$. Der Sicherheitsgrad ist entweder nach der Eulerformel oder nach den besonderen Formeln der Tabelle zu berechnen. Durch Probieren ist dann der Querschnitt F derart zu gestalten, daß alle obigen Bedingungen erfüllt werden.

c) Ostenfeld. Für schmiedbares Eisen gibt Ostenfeld die Parabelformel

$$\sigma_s = \sigma_0 \left[1 - \frac{1}{30000} \left(\frac{l}{i} \right)^2 \right]. \quad (58)$$

Für σ_k wird die Quetschgrenze gesetzt. Bei vierfacher Sicherheit gibt das (in kg/cm^2)

$$\sigma_s = 750 \left[1 - \frac{1}{30000} \left(\frac{l}{i} \right)^2 \right].$$

Ostenfeld setzt $F = \beta \cdot i^2$, also $J = F \cdot i^2 = \beta \cdot i^4$, wobei der Beiwert β von der Form des Stabquerschnittes abhängt, also jeweils berechnet oder aus Tabelle 5 entnommen werden kann. Dann ergibt sich der erforderliche Querschnitt F gegen Knicken, wenn F_0 den erforderlichen Querschnitt gegen Druck in cm^2 bezeichnet, folgendermaßen:

Aus (58) folgt für $\sigma_s = \frac{P}{F}$ und $\sigma_0 = \frac{P}{F_0}$:

$$\frac{P}{F} = \frac{P}{F_0} \cdot \left(1 - \frac{\beta l^2}{30000} \cdot \frac{1}{F} \right)$$

und hieraus

$$F = F_0 + \frac{\beta l^2}{30000}. \quad (59)$$

Tabelle 3. Ergebnisse aus den Knickversuchen von Tetmajer¹⁾.

Baustoff	Druckfestigkeit K_d in t/cm ²	$\frac{l}{i}$ Grenzen	$K_k = \frac{P_k}{F}$ in t/cm ²	$\alpha = \frac{K_k}{K_d}$ für die Verhältnisse $\frac{l}{i} =$							
				40	50	60	70	80	90	100	110
Nadelholz	0,280	< 100	Geradenformel $0,293 - 0,00194 \left(\frac{l}{i}\right)$	0,771	0,700	0,632	0,561	0,493	0,421	—	—
		> 100	Eulerformel	—	—	—	—	—	—	0,353	0,293
Graues Gußeisen	8,00	< 80	Parabelformel $7,76 - 0,12 \left(\frac{l}{i}\right) + 0,00053 \left(\frac{l}{i}\right)^2$	0,476	0,386	0,309	0,245	—	—	—	—
		> 80	Eulerformel	—	—	—	—	0,194	0,152	0,123	0,102
Schweiß Eisen	3,50	< 112	Geradenformel $3,03 - 0,013 \left(\frac{l}{i}\right)$	0,717	0,680	0,643	0,606	0,569	0,531	0,494	0,457
		> 112	Eulerformel	—	—	—	—	—	—	—	—
Baflußeisen	3,80	< 105	Geradenformel $3,10 + 0,0114 \left(\frac{l}{i}\right)$	0,696	0,666	0,636	0,606	0,576	0,546	0,516	—
		> 105	Eulerformel	—	—	—	—	—	—	—	0,483
Baflußstahl	6,00	< 89	Geradenformel $3,350 - 0,0062 \left(\frac{l}{i}\right)$	0,517	0,507	0,496	0,486	0,476	—	—	—
		> 89	Eulerformel	—	—	—	—	—	0,457	0,370	0,306

β ist eine unbenannte Zahl und für geometrisch ähnliche Querschnitte unveränderlich. β wird sich demnach z. B. für die Normalwalzprofile gleicher Hauptform mit den Profilvernummern nur wenig ändern. β ist auch ein Maß für die Sparsamkeit beim Anordnen der Querschnittsgestalt: Je kleiner β , bei gegebenem J , desto kleiner F , d. h. desto geringer die Aufwendung an Baustoff (s. Tab. 4).













δ) Schwarz-Rankine oder Naviersche Formel früher meist gebräuchlich:

$$\frac{P}{F} = \frac{K_d}{1 + \mu \cdot x^2}, \quad (60)$$

wobei μ ein Festwert ist, der unter Voraussetzung ebener Querschnitte im Mittel gesetzt werden kann für Gußeisen und Holz etwa 0,00015, für Bauwerkseisen etwa 0,00004—0,0001.

¹⁾ Die Gültigkeitsgrenzen haben hier etwas andere Werte als die in der Tabelle 2 berechnet. Das rührt von der Unsicherheit der Bestimmung der Proportionalitätsgrenze her. Vgl. auch Z. Ver. deutsch. Ing. 1896, S. 1404.

Tabelle 4. Werte von β in der Parabelformel von Ostenfeld.

Nr.	Volle Querschnitte			Nr.	Zusammengesetzte Querschnitte		
	Form	Größe von β			Form	Größe von β	
1	Ein Quadrat 	12,0		12	 4 Winkel mit etwa 1 cm Zwischenraum	4,0	
2	„ Rechteck $h > b$	$12 \frac{b}{h}$					
3	„ Kreis 	4π		13	 mit etwa 1 cm Zwischenraum	6,0	
4	„ Kreisring ρ 	$\delta = 0,20 \rho$	2,50				
5		$\delta = 0,15 \rho$	1,87				
6		$\delta = 0,10 \rho$	1,25				
7		$\delta = 0,05 \rho$	0,63	14	 $J_x = J_y$	1,2	
8	„  -Eisen	7,0					
9	„  -Eisen	10,0		15	 4 Z-Eisen mit einem Flacheisen	2,2	
	$b : h$	1 : 1	2 : 3				2 : 1
10	Ein  -Eisen	6,0	7,0	11,0	16	 Quadrant-Eisensäulen ohne Zwischenlage	1,8
11	„  -Eisen	5,0	—	7,5			

35. Knickformel für Eisenbetonsäulen.

Ist l die Stablänge, b die kleinste Querschnittsabmessung, so ist auf Grund von Versuchen mit Eisenbetonsäulen Knickgefahr nur vorhanden bei $l : b > 15$.

Die Voraussetzungen der Eulerformel treffen für Eisenbeton keineswegs zu. Trotzdem wird sie noch verwendet. Für zehnfache Sicherheit ist nach (V)

$$P = \frac{E \cdot J}{l^2} \tag{61}$$

Setzt man P in t , $E = 140\,000 \text{ kg/qcm}^2$, l in m , J in cm^4 , so erhält man aus (61) die Dimensionierungsformel:

$$J = 70 \cdot P \cdot l^2 \tag{62}$$

Wird in Gleichung (61)

$$P = \sigma_k \cdot F \quad \text{und} \quad \frac{J}{F} = i^2$$

eingesetzt, so erhält man die Eulerformel in der Hyperbelform:

$$\sigma_k = \frac{E}{\left(\frac{l}{i}\right)^2} = \frac{140\,000}{\left(\frac{l}{i}\right)^2} \text{ kg/cm}^2 \tag{63}$$

Sie ist in Fig. 44 ähnlich wie in Fig. 42 aufgetragen. Da für Rechtecksäulen $F = a \cdot b$ und unter Vernachlässigung der Eiseneinlagen

$$J = \frac{a b^3}{12}$$

so ist:

$$\frac{l}{i} = \frac{l}{b} \cdot \sqrt{12} = 3,4641 \cdot \frac{l}{b}$$

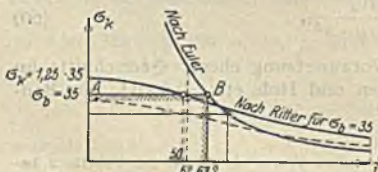


Fig. 44.

Die Grenze $\frac{l}{b} = 15$ entspricht also dem Wert $\frac{l}{i} = 3,4641 \cdot 15 = \text{rd. } 52$. Sie ist in Fig. 44 eingetragen.

Für das besonders elastische Verhalten des Betons hat W. Ritter 1899 in der Schweizerischen Bauzeitung in Anlehnung an die Naviersche oder Schwarz-Rankinesche Formel die Knickformel entwickelt:

$$\sigma_k = \frac{\sigma_b}{1 + 0,0001 \cdot \left(\frac{l}{i}\right)^2}. \quad (64 a)$$

Mörsch¹⁾ empfiehlt auf Grund der Bachschen Knickversuche²⁾ den Beiwert 1,25 in den Zähler zu setzen, also:

$$\sigma_k = \frac{1,25 \cdot \sigma_b}{1 + 0,0001 \cdot \left(\frac{l}{i}\right)^2}. \quad (64 b)$$

Da nach den Eisenbetonbestimmungen 1916 eine größere Betondruckbeanspruchung als 35 kg/qcm nicht zulässig ist, kommt nur der Teil der Eulerhyperbel, der unterhalb AB liegt, in Frage (s. Fig. 44). Für $\sigma_k = \sigma_b = 35 \text{ kg/qcm}$ ergibt sich im Punkte B nach Gleichung (62) $l : i = 63,2$ und entsprechend bei rechteckigen Säulen $l : b = 18,3$. Nach Euler ist also bei Rechtecksäulen nur bei $\frac{l}{i} > 63,2$ oder $\frac{l}{b} > 18,3$ Knickgefahr vorhanden. Nach Ritter dagegen ergibt sich bei einer Säulenhöchstbeanspruchung von $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$ die Grenze der Knickgefahr bei $\frac{l}{i} = 50$ oder $\frac{l}{b} = 14,4$.

Da Eisenbetonsäulen in der Regel mit Balken starr verbunden sind, haben sie auch Biegungsspannungen aufzunehmen. Ist $\frac{l}{b} > 20$, so ist nach den Eisenbetonbestimmungen 1916 ein Außermittelangriff der Knickkraft um $f = \frac{l}{200}$ anzunehmen und die Berechnung für exzentrischen Druck durchzuführen.

36. Ausbiegungen und Biegungsspannungen der elastischen Knicklinie.

a) Die Ausbiegungen³⁾. Berücksichtigt man im analytischen Ausdrucke für den Krümmungshalbmesser das Nennerglied $(dy/dz)^2$ so erhält man für den Grundfall

$$P = \frac{\pi^2}{l^2} \left(EJ + \frac{P \delta^2}{2} \right), \quad (65)$$

worin δ die größte Ausbiegung ist. Daraus folgt

$$\delta^2 = \frac{2l^2}{\pi^2} \left(1 - \frac{P_k}{P} \right), \quad (66)$$

wenn $P_k = \pi^2 E J / l^2$ die nach Euler berechnete Knickkraft vorstellt. Für

$$P > P_k,$$

tritt nach Gl. (66) ein Ausbiegen des Stabes ein. Wird $P = P_k$, so befindet sich der Stab auf der Grenze seines elastischen Gleichgewichtes. Ist

$$P < P_k,$$

so bleibt der Stab gerade und die Gefahr eines Knickens ist ausgeschlossen.

¹⁾ Mörsch, Der Eisenbetonbau, 4. Aufl., S. 141. Stuttgart 1912. Verlag K. Wittwer.

²⁾ Bach, Knickversuche mit Eisenbetonsäulen. Z. d. Ver. deutsch. Ing. 1913, S. 1969.

³⁾ Mehrtens, Vorlesungen 1. Teil, II. Band. Leipzig 4910. Engelmann. S. 316 ff.

b) Die Randspannungen¹⁾. Die Biegungsspannungen σ_b berechnen sich im äußersten Querschnitte mit

$$\sigma_b = \frac{P \cdot \delta \cdot e}{J}.$$

Ist e der größte Randabstand vom Schwerpunkte des Querschnittes, so erhält man nach Gl. (52)

$$\sigma_s = \sigma_k + e P \sqrt{\frac{2E}{J} \left(\frac{1}{P_k} - \frac{1}{P} \right)}. \quad (67)$$

Darin darf σ_k bei 4–5 facher Sicherheit gleich der Quetschgrenze gesetzt werden. Bei Einführung des Trägheitshalbmessers i erhält man

$$\sigma_s = \sigma_k \cdot \left[1 \pm \frac{e l}{\pi i^2} \sqrt{2 \left(1 - \frac{P_k}{P} \right)} \right]. \quad (68)$$

Man beachte die Beispiele unter 40.

c) Die Knicklinie für den Grundfall als Parabel. Vianello²⁾ ersetzt die elastische Knicklinie durch eine Parabel von gleicher größter Durchbiegung. Diese Annahme führt für den Grundfall Eulers auf die Gleichung

$$P = 9,6 \frac{EJ}{s l^2},$$

was (gegenüber $\pi^2 = 9,86$) nur einen Unterschied in der Größe von P von 2,4 Hundertsteln ausmacht.

d) Graphische Darstellung der Knicklinie nach Vianello, geeignet für weniger einfache Fälle von Knickbelastung (veränderliche Längskraft, veränderlicher Stabquerschnitt, besondere Art der Stabbefestigung). Für die gegebene Stabachse zeichne man nach Gutdünken eine mögliche elastische Knicklinie. Der Inhalt ihrer Biegefläche sei B_k . Aus den Belastungen und gegebenen Stützenbedingungen berechne man für eine ausreichende Zahl von Stabquerschnitten die Biegemomente, vereinige diese Momente zu einer Momentenfläche und zeichne dazu die elastische Linie (s. 29). Ist B_m der Inhalt dieser konstruierten Biegefläche, so ist die vorhandene Knicksicherheit:

$$k = \frac{B_k}{B_m}.$$

Für $k = 1$ müssen beide Flächen B_k und B_m identisch sein. Trägt man also die k -fach verkleinerten Ordinaten von B_m auf der ursprünglichen Stabachse auf, so übersieht man bald, in welcher Art beide Flächen noch voneinander abweichen. Schließlich erzielt man durch etwas Probieren ihre befriedigende Übereinstimmung.



Fig. 45.

37. Fälle der zusammengesetzten Knickfestigkeit.

a) Der durch eine Längskraft gedrückte gerade Stab³⁾. Ist ein Stabende eingespannt, das andere frei, so erhält man als Gleichung der elastischen Linie (Fig. 45)

$$u = \frac{v}{\cos N l} (1 - \cos N z) \quad (69)$$

¹⁾ Mehrtens, Vorlesungen 1. Teil, II. Bd. Leipzig 1910. Engelmann. S. 316 ff.

²⁾ Vianello, Der Eisenbau. München 1912. II. Aufl., S. 34.

³⁾ Siehe Mehrtens, Vorlesungen. 1. Teil, II. Band, 2. Aufl. Leipzig 1910. S. 321 ff.

und für $f = \delta + v$, die größte Ausbiegung,

$$f = \frac{v}{\cos(Nl)}$$

Darin ist $N = \sqrt{P/EJ}$. Verwendet man nur die drei ersten Glieder einer Reihe für $\cos Nl$, so erhält man

$$f = \frac{v}{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{l}{i}\right)^2 \frac{\sigma_s}{E} + \frac{1}{24} \left[\left(\frac{l}{i}\right)^2 \frac{\sigma_s}{E}\right]^2} \quad (70a)$$

Sind beide Stabenden in der Achse geführt (Fig. 46), so ist an Stelle von l in (70a) $\frac{l}{2}$ einzusetzen. Dann wird:

$$f = \frac{v}{1 - \frac{1}{8} \left(\frac{l}{i}\right)^2 \frac{\sigma_s}{E} + \frac{1}{384} \left[\left(\frac{l}{i}\right)^2 \frac{\sigma_s}{E}\right]^2} \quad (70b)$$

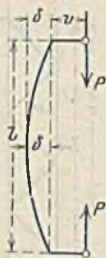


Fig. 46.

b) Der durch eine Achsenkraft und quer zur Achse belastete Stab (Fig. 47). Man erhält

$$f = \frac{R}{2PN} \left(\operatorname{tg} \frac{Nl}{2} - \frac{Nl}{2} \right).$$

Bei Verwendung der drei ersten Glieder der Reihe für $\operatorname{tg} Nl/2$ gibt das

$$f = \frac{Rl^2}{48EJ} \left(1 + \frac{Pl^2}{10EJ} \right). \quad (71)$$

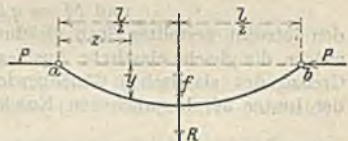


Fig. 47.

Die Randspannungen im gefährlichsten Querschnitte berechnen sich für den Randabstand e mit

$$\sigma = \sigma_s + \frac{e}{J} \left\{ P/f + \frac{Rl}{4} \right\}. \quad (72)$$

wobei $\sigma_s = P:F$ ist.

38. Der Einfluß der Querkräfte beim Knickvorgange.

a) Vollwandstäbe¹⁾. Für den Grundfall berechnet sich unter Berücksichtigung der durch die Querkräfte verursachten Schubspannungen und Formänderungen die Knickkraft P mit

$$P = \frac{P_k}{1 + \frac{\pi^2 EJ}{l^2 GF}}$$

worin $P_k = \frac{\pi^2 EJ}{l^2}$ die Knickkraft Eulers, bei Vernachlässigung der Schubspannungen, darstellt. α ist die sogenannte Schubverteilungszahl, die sich für den Kreis und die Ellipse zu $\frac{10}{9}$ und für das Rechteck zu $\frac{6}{5}$ ergibt. Für $\pi^2 = 10$ und $G = 0,4 E$ gibt das

$$P = \frac{P_k}{1 + \frac{25 \alpha J}{l^2 F}} \quad (73)$$

Der Einfluß der Querkraft auf die Größe von P ist danach kleiner als 1 Hundertstel und daher in der Regel zu vernachlässigen.

¹⁾ Siehe Mehrtens, a. a. O. S. 333.

b) Gegliederte Stäbe. 1. In gegliederten Stäben kann der Einfluß der Querkraft bedeutender sein als in Vollwandstäben. Er hängt ab von der Querschnittsgröße F_d einer Wandstrebe. Nach Prandtl¹⁾ und Timoschenko²⁾ erhält hier die Grundformel (73) die Form

$$P = \frac{P_k \cdot P_d}{P_k + P_d} \quad (74)$$

worin P_k (wie vor) die Knickkraft nach Euler bedeutet und

$$P_d = 4 E F_d \sin^2 \delta \cos \delta$$

ist, wenn $\delta = (90 - \alpha)$ der Winkel zwischen dem Gurte und dem Wandstabe bezeichnet (Fig. 48).

2. Mit Hilfe der allgemeinen Knickformel $\sigma_s = \sigma_k - \sigma_b$ und der Verwendung einer Parabel als Knicklinie (36, c) erhält man für den in der Fig. 48 gezeichneten gegliederten Stab

$$\sigma_b = \frac{2 M}{h F}$$

Darin bedeutet F die Fläche beider Gurtquerschnitte und $M = q l^2/8$ das größte Biegemoment einer über den lotrecht gestellten Stab gleichmäßig verteilten wagerechten Belastung $q l$, welche die gleiche elastische Ausbiegung δ erzeugt, wie das Moment $P \delta$ an der Grenze des elastischen Gleichgewichtes. σ_b bestimmt man mit Hilfe einer der (unter 34) besprochenen Knickformeln. Vianello³⁾ setzt in t/cm^2

$$\sigma_b = \frac{1}{88} \frac{l}{i} \quad (75)$$

Das gibt für die größte Querkraft $Q = q l/2$ in den Endfeldern des Stabes

$$Q = \frac{F}{22} \quad (76a)$$

und bei vierfacher Sicherheit der durch Q beanspruchten Knotenverbindungen in t und cm

$$Q = \frac{F}{88} \quad (76b)$$

Für einen Knoten im Abstände z erhält man allgemein

$$Q = \frac{F}{88} \left(\frac{l-z}{l} \right) \quad (76c)$$

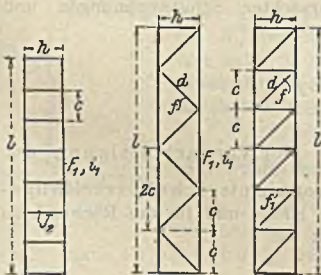


Fig. 49.

Fig. 50.

Fig. 51.

Eine Berechnung von M und Q nach der Ostenfeld-Formel vgl. man unter 40 (S. 205).

39. Knickfestigkeit von gegliederten Stäben.

a) Grundlagen der Berechnung⁴⁾.

1. Fig. 49 veranschaulicht einen Rahmenstab, Fig. 50 und 51 Gitterstäbe. Deren Knickfestigkeit ist kleiner als die

1) Z. Ver. deutsch. Ing. 1907, S. 1867.

2) Zeitschr. f. Math. u. Physik. 1910. 58. Band, 4. Heft.

3) Der Eisenbau. 1905, S. 81 u. 434.

4) Nach Dr.-Ing. E. Elwitz, Über die Knickfestigkeit zentrisch und exzentrisch gedrückter auch durch Querkräfte belasteter Stäbe. 1912. Düsseldorf. Selbstverlag.

jenige eines Vollwandstabes von gleichem Trägheitsmomente. Der Abminderungsbeiwert μ ist (für die Eulerformel) nach Engesser¹⁾ aus

$$\mu = \frac{0,9 x^2}{x_0^2} \quad (77)$$

zu berechnen. Der Beiwert 0,9 entspricht dem ungünstigen Einflusse der Nietung. Danach ist, bei s -fachem Sicherheitsgrade,

$$P = \mu \frac{\pi^2 EJ}{s l^2}. \quad (78)$$

Außerdem gilt für ein Schlankkeitsverhältnis $x = l : i$:
bei Rahmenstäben (Fig. 49):

$$x_0^2 = x^2 + x_1^2 + x_2^2,$$

bei Gitterstäben (Fig. 50 und 51):

$$x_0^2 = x^2 + x_1^2.$$

Darin ist

$$x = l/i = l \frac{1}{\sqrt{i_1^2 + \frac{1}{4} h^2}}, \text{ wofür genau genug nach Fig. 49 u. 50}$$

$$x = \frac{2l}{h} \text{ gesetzt werden darf, wenn } h \text{ der Schwerachsenabstand der Gurtstäbe ist.}$$

$$i_1 = \sqrt{J_1/F_1} \text{ für einen Teilmaststab, wobei } J_1 \text{ und } F_1 \text{ sein Trägheitsmoment und seine Querschnittsfläche vorstellen.}$$

$$x_1 = \frac{c}{i_1}, \text{ wenn } c \text{ die Knotenentfernung oder Feldlänge ist (Fig. 49).}$$

$$x_2^2 = \frac{2c h F_1}{J_2}, \text{ für Querstreifen nach Fig. 49, wobei } J_2 \text{ das Trägheitsmoment einer Querstreife ist.}$$

$$x_1^2 = \left(\frac{20 \cdot F_1}{h^2 c} \right) \frac{d^3}{f} \text{ für Vergitterung nach Fig. 50, wenn } d \text{ Länge und } f \text{ Querschnitt einer Wandstrebe ist.}$$

$$x_1^2 = \left(\frac{20 \cdot F_1}{h^2 c} \right) \cdot \frac{h^3}{f_1} \text{ für Vergitterung nach Fig. 51, wenn } f_1 \text{ Querschnitt des Ständers ist.}$$

2. Außerhalb der Gültigkeitsgrenzen der Eulerformel wähle man eine der (unter 34 besprochenen) auf Versuche begründeten Knickformeln. Setzt man $J_2/F_1 = i_2^2$, und praktisch genau genug $i_2^2 = 2 i_1^2$, ferner $h = \alpha_1 l$; $c = \alpha_2 h = \alpha_1 \alpha_2 l$, so erhält man

$$x_0^2 = \frac{4}{\alpha_1^2} + \alpha_1^2 \cdot \alpha_2 (\alpha + 1) \frac{l^2}{i_1^2} = A + B \left(\frac{l}{x_1} \right)^2. \quad (79)$$

Die Größen A und B sind in der Tabelle 5 für verschiedene Werte von h berechnet. Daraus findet man die Werte c . Bei sehr kleinen Werten von h ist für x der genaue Wert $l \sqrt{i_1^2 + \frac{1}{4} h^2}$ zu nehmen.

Bei gegebenen Werten von h , c , i_1 und i_2 wird die Tragkraft P des gegliederten Stabes nach Euler aus den Gleichungen der Tabelle 1, nach Tetmajer aus der Gleichung

$$\sigma_s = 0,9 (3100 - 11,4 x_0) = 2800 - 10,3 x_0 \quad (80)$$

berechnet. Die Tabellenwerte dienen hauptsächlich zum Festlegen der Abstände c .

3. Die Knicklänge eines Teilmaststabes wird gewöhnlich gleich der Feldlänge c angenommen, obwohl man dabei wegen der vernachlässigten Knoteneinspannung

¹⁾ Engesser, Über die Knickfestigkeit von Rahmenstäben. Zentralbl. der Bauverw. 1909, S. 136.

etwas zu ungünstig rechnet. Der Wert $x_1 = c/i_1$ des Teilstabes darf nicht größer werden als x_0 für die gesamte Länge l .

Für das gebräuchliche Flußeisen und die Eulerformel erhält man genau genug

$$c \leq x_0 i_1 \quad \text{oder} \quad c \leq \frac{1,9 \cdot i_1 \cdot l}{h \sqrt{\mu}}$$

Für x_0 und $x_1 < 105$ findet man nach der Tetmajerformel

$$\sigma_s = \left(2800 - 10,3 \frac{c}{i_1} \right) F_1$$

und daraus

$$c \leq x_0 i_1.$$

Der Wert x_0 ist aus der Tabelle 5 zu berechnen. Bei vergitterten Stäben findet man den Abstand $2c$ (Fig. 50) in gleicher Weise.

Tabelle 5. Werte von A und B in der Gleichung (79).

Ab- stand $c =$	A und B	$l = 100 h$	$l = 75 h$	$l = 50 h$	$l = 30 h$	$l = 15 h$	$l = 10 h$
4 h	$A =$	40 000	22 500	10 000	3600	900	400
	$B =$	0,002	0,00355	0,008	0,0222	0,089	0,200
7 h	$A =$	40 000	22 500	10 000	3600	900	400
	$B =$	0,0056	0,010	0,0224	0,0622	0,25	0,56
10 h	$A =$	40 000	22 500	10 000	3600	900	400
	$B =$	0,011	0,0195	0,044	0,122	0,49	1,10
15 h	$A =$	40 000	22 500	10 000	3600	900	400
	$B =$	0,024	0,0425	0,096	0,265	1,07	2,40
25 h	$A =$	40 000	22 500	10 000	3600	900	400
	$B =$	0,065	0,115	0,260	0,718	2,89	6,50
30 h	$A =$	40 000	22 500	10 000	3600	900	400
	$B =$	0,093	0,165	0,372	1,035	4,13	9,30
40 h	$A =$	40 000	22 500	10 000	3600	900	400
	$B =$	0,164	0,293	0,655	1,820	7,30	16,4

4. Einfluß der Querkräfte.

Querkräfte beanspruchen den gegliederten Stab erst dann, wenn Verbiegungen in ihm auftreten. Ihnen haben die Bindebleche oder Wandstäbe einen ausreichenden elastischen Widerstand entgegenzusetzen, damit sie nicht vor dem Bruche der Gurte zerstört werden. Dieser Widerstand wird also im Beginn der Zerstörung der Gurte der Festigkeit K_d des Baustoffes entsprechen müssen. Engesser¹⁾ setzt für einen nach einer Cosinuslinie ausgebogenen Stab die größte Querkraft am Fußende des Stabes

$$Q = P \frac{\pi}{l} y, \quad (81)$$

worin y , die größte Ausbiegung in der Stabmitte, angenähert aus

$$y = \frac{h F_1 (K_d - \sigma_s)}{P} \quad (82)$$

berechnet wird, da

$$K_b = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} = K_k + \frac{P \cdot y}{F_1 h} \text{ ist.}$$

¹⁾ Zentralbl. der Bauverw. 1909, S. 136.

Das gibt

$$Q = \frac{\pi h F_1 (K_d - K_k)}{l} \quad (83)$$

wenn F_1 die Querschnittsfläche eines Teilgurtstabes und K_d die Druckfestigkeit des Baustoffes ist. Danach erhält man für $K_d = 4000 \text{ kg/cm}^2$,

$$\text{für } x_0 > 105: Q = 12560 \left(1 - \frac{5305}{x_0^2}\right) \frac{h F_1}{l} \text{ in kg.}$$

$$\text{für } x_0 < 105: Q = 35,8 (79 + x_0) \frac{h F_1}{l} \text{ in kg.}$$

Die Werte x_0 sind aus der Gleichung (79) oder aus der Tabelle 5' zu berechnen. In der Stabmitte wird $Q = 0$. Wenn man Q für jedes Feld gleich groß annimmt, rechnet man reichlich sicher.

An jedem Knoten sind zwei Bindebleche vernietet, jedes in der Regel mit zwei einschnittigen Nieten angeschlossen (Fig. 52). Im Blechquerschnitt $b \cdot d$ des Nietenschlusses ist die Schubspannung gleich Null, jedoch wird die äußere Faser eines Bindebleches dort am ungünstigsten gespannt. Dagegen ist das Moment M des Bleches in der geraden Stabachse gleich Null, während dort die Schubspannung τ am größten wird.

Für jedes der beiden Bleche eines Knotens ist genau genug

$$\text{die Schubkraft } T = \frac{1}{2} \frac{Q c}{h},$$

$$\text{das Moment } M = \frac{1}{2} \frac{Q c}{2}.$$

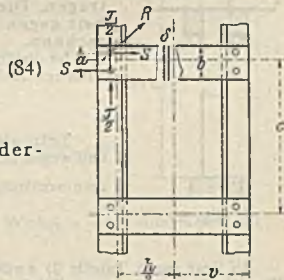


Fig. 52.

Setzt man wegen der Nietverschwächung das Widerstandsmoment

$$W = 0,9 \frac{\delta b^2}{6},$$

so erhält man aus

$$\frac{M}{W} = \frac{Q c}{0,6 \delta b^2} = K_d$$

und für eine Druckfestigkeit K_d des Bleches gleich 4000 kg/cm^2

$$\delta b^2 = \frac{Q c}{2400}. \quad (85)$$

Jedes der beiden einschnittigen Nieten, deren Abstand a sei, hat eine Kraft

$$S = \frac{M}{a} = \frac{Q c}{4 a}$$

aufzunehmen, außerdem noch eine Schubkraft

$$\frac{1}{2} T = \frac{Q c}{4 h}.$$

Aus

$$\frac{\tau d^2 \pi}{4} = \sqrt{S^2 + \frac{1}{4} T^2} = \frac{c}{4} Q \sqrt{\frac{1}{a^2} + \frac{1}{h^2}}$$

folgt für $\tau = K_d$

$$\frac{d^2 \pi}{4} = \frac{Q c}{4 K_d} \sqrt{\frac{1}{a^2} + \frac{1}{h^2}} = \frac{Q \cdot c}{4 K_d} \cdot \frac{\sqrt{a^2 + h^2}}{a h}. \quad (86)$$

Der Wert von Q ist aus den Gleichungen (81) bis (83) einzusetzen. Man vergleiche hierzu die Aufgaben 6 bis 8 im folgenden Absatz 40.

40. Beispiele zur Knickfestigkeit.

a) Vorbemerkungen über die Knicklänge.

Reibungslose Gelenke an den Stabenden, wie beim Grundfalle der Eulerformeln vorausgesetzt wurden, sind in keinem praktischen Falle vorhanden. Der bei Holzbauten häufig verwendete stumpfe Stoß (ohne Beihilfe von Schrauben od. dgl.) entspricht weder einer wirklichen Einspannung noch einem reibungslosen Gelenke. Die an beiden Enden vernieteten oder verbolten Stäbe eines Eisenbaues sind zwar als eingespannt zu betrachten, aber in seltenen Fällen wird ihre Stabkraft eine Achsenkraft, vielmehr eine Längskraft sein. Weil nun Einspannungen die Knickkraft sehr erhöhen, so wird man in obigen besonderen Fällen, wenn man nach dem Grundfalle rechnet, die vorhandene Knicklänge l entsprechend abgeändert in die Rechnung einführen.

Man darf als Knicklänge wählen, wenn l die Netzlänge des Stabes bedeutet:

für einfache Druckstäbe und Säulen aus Holz, Beton, Eisenbeton, Gußeisen	0,5 bis 0,6 l
bei vollkommener Einspannung beider Stabenden	0,75 bis 0,9 l
bei stumpfem Stoß oder Flächenlagerung	0,75 bis 0,9 l
für einfache Wandstäbe von genieteten Fachwerken, je nach der Steifigkeit	
der an den Knoten anschließenden Nachbarstäbe	0,70 bis 1,0 l
für gekreuzte Wandstäbe in Fachwerken in bezug auf Ausknicken in der Wandebene	0,8 l

Dagegen ist für Gurtstäbe von Fachwerken, ebenso für die Wandglieder in bezug auf das Ausknicken aus der Wand stets die ganze Netzlänge als Knicklänge einzuführen.

b) Vollwandstäbe.



Fig. 53.

1. Aufgabe. Ein 4,5 m langer, im Querschnitt quadratischer Holzpfosten (Fig. 53) ist unten mit stumpfem Stoß auf einen Quader gestützt, während das obere Ende von Zangen umfaßt wird, die eine Achsenkraft von 25,0 t übertragen. Die Abmessungen des Pfostens bei fünffacher Sicherheit gegen Knicken sind nach Tetmajer und Rankine zu berechnen.

Ist die Druckfestigkeit K_d des Holzes gleich 0,28 t/cm², so folgt die zulässige Knickspannung

$$\sigma_k = \frac{0,28}{5} = 0,056 \text{ t/cm}^2.$$

Tetmajer nimmt in diesem Falle freie Führung beider Enden an und wegen des unteren stumpfen Stoßes $l = 0,85 \cdot 4,5 = 3,825$ m. Nimmt man vorläufig $\frac{b}{i} = \frac{1}{15}$ an, so erhält man den Trägheitshalbmesser

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}}; \quad \frac{l}{i} = 52.$$

l/i liegt (nach Tabelle 3) außerhalb der Gültigkeitsgrenze der Euler-Gleichung. Für $l/i = 50$ ist nach der Tabelle 3 die Vermittlungszahl Tetmajers $\alpha = 0,7$. Die zulässige Knickspannung ergibt sich danach mit

$$\sigma_k = 0,7 \cdot \sigma = 0,7 \cdot 0,056 = 0,039 \text{ t/cm}^2$$

und der erforderliche Pfostenquerschnitt mit

$$F = \frac{P}{\sigma_k} = \frac{25,0}{0,039} = 641,0 \text{ cm}^2.$$

Das gibt $b = 26$ cm und $i = 7,7$ cm, oder ein Verhältnis

$$\frac{l}{i} = 50.$$

2. Aufgabe. Eine gußeiserne, 4 m hohe, unten eingespannte Hohl säule, oben frei in der Achse geführt, soll bei fünffacher Sicherheit eine Achsenlast von 50 t tragen. Welche Abmessungen muß sie für $E = 10000$ t/cm² erhalten? (Vgl. Fig. 41 d.)

$$P = \frac{20 E J}{5 \cdot l^2}$$

$$J = \frac{n \cdot P l^3}{20 E} = \frac{5 \cdot 50 \cdot 400^3}{20000} = 2000 \text{ cm}^4.$$

Man findet für hohle Kreisquerschnitte:

Durchmesser d cm	Wandstärke δ cm	Querschnitts- fläche cm ²	Trägheitsmoment J cm ⁴	l/i
16,5	1,5	70,69	2008	75
16,0	2,0	87,97	2199	80
15,0	2,5	98,18	1994	88

Der Querschnitt mit $J = 2008$ paßt gut und sein l/i liegt noch innerhalb der Gültigkeitsgrenze der Eulerformel.

3. Aufgabe. Ein lotrecht stehender, elastischer Eisenmast von 30 m Höhe, am unteren Ende bei b eingespannt, wird am Topende a durch vier dort symmetrisch angebrachte elastische Schrägseile gehalten (Fig. 54). Der Punkt a ist innerhalb gewisser Grenzen beweglich. Wie berechnet man die vom Maste zu tragende Knicklast?

Beim Verschieben des Punktes a werden immer zwei der Spannseile schlaff und die beiden anderen Seile leisten allein elastischen Widerstand X . Die Verschiebung in der Richtung von X sei δ . Ist X die wagerechte Seitenkraft im Punkte a (Fig. 54), s die Länge eines Seiles, E_s seine Elastizitätsziffer und f sein Querschnitt, so ist nach (3)

$$\delta = -\frac{X \cdot s}{E_s \cdot f} = -X \cdot k,$$

wenn $k = s : (E_s \cdot f)$ das sogenannte Dehnungsvermögen bedeutet (S. 153). Die lotrechte Seitenkraft ist

$$V = X \cotg \alpha,$$

wenn α den Neigungswinkel zwischen Mast und Schrägseil bezeichnet.

Ist P die Knicklast einschließlich von V , so folgt aus:

$$EJ \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} = -Xx - P(y - \delta) = \frac{\delta}{k} \cdot x - Py + P\delta,$$

$$y = A \sin Ns + B \cdot \cos N \cdot x - \frac{\delta}{kP} \cdot x + \delta,$$

worin $N = \sqrt{\frac{P}{EJ}}$ ist (vgl. 37). Daraus findet man:

$$\operatorname{tg} N \cdot l = N \cdot l - (Nl)^2 \cdot \frac{k}{l^3} \cdot EJ, \tag{87 a}$$

und für $k = 0$ oder $E = \infty$ die Knickkraft

$$P = 2 \pi^2 \frac{EJ}{l^3},$$

für $k = \infty$, d. h. bei uneingeschränkt beweglichem Topende findet man

$$P_k = \frac{\pi^2 EJ}{4 l^3}.$$

Wenn die Seilrichtungen mit der Mastlotrechten den Winkel $\alpha = 45^\circ$ einschließen, ist

$$k = \sqrt{2 \left(\frac{l}{E_s f} \right)^2} = \frac{l}{E_s f} \sqrt{2}.$$

Das gibt für $f = 0,416 \text{ cm}^2$ $E_s = E = 2000 \text{ t/cm}^2$ und $l = 3000 \text{ cm}$

$$k = 5,1 \text{ cm},$$

$$\operatorname{tg} Nl = Nl - 0,0153 (Nl)^3.$$

Durch Probieren findet man die Lösung $Nl = 4,40$. Man sieht, wie wenig Einfluß das Dehnungsvermögen auf das Ergebnis der transzendenten Gl. (87 a) hat. Für $k = 0$ war dort $Nl = 4,493$ berechnet worden. Für $k = 5,1 \text{ cm}$ erhält man $N^2 l^3 = 19,36$ und

$$P_k = 19,36 \frac{EJ}{l^3}. \tag{87 b}$$

4. Aufgabe. Der in der vorigen Aufgabe behandelte Mast von 30 m Höhe wird am Topende a durch vier unter 45° gegen die Lotrechte geneigte Drahtseile gehalten und einem Winddrucke von 200 kg/m^2 ausgesetzt. Der Mast soll dabei als eine Röhre von regelmäßigem sechseckigen Querschnitte gebildet werden. Wie gestaltet sich dann seine Biegelinie, und welche Abmessungen müssen seine Querschnitte (bei vierfacher Sicherheit gegen Biegen und Knicken) erhalten?

1. q sei der Winddruck für 1 m Masthöhe. Die dadurch entstehenden Seilkräfte werden in eine wagerechte Kraft X und eine lotrechte Kraft V zerlegt. X fällt in die gefährlichste, durch zwei gegenüberliegende Ecken des Querschnittes verlaufende Windkraftebene (Fig. 55). V bleibe vorläufig außer Betracht. X berechnet sich aus der Verschiebung δ des Mastendes a Setzt man $ql = W$, so erhält man aus

$$EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = -Xx + \frac{W}{l} \frac{x^2}{2},$$

und den Bedingungen

$$\text{für } x = l \text{ ist } \frac{dy}{dx} = 0; \text{ für } x = 0 \text{ ist } y = \delta = Xk; \text{ für } x = l \text{ ist } y = 0.$$

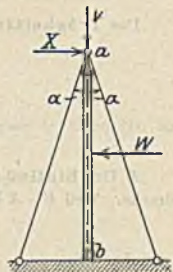


Fig. 54.



Fig. 55.

$$X = \frac{W}{8 \left(\frac{1}{3} + \frac{E J k}{l^3} \right)} \quad (88)$$

Nimmt man vorläufig für eine Seite des Sechseckquerschnittes 30 cm an, so berechnet sich

$$W = 3000 \cdot 2 \cdot \frac{0,2}{100^2} \cdot 30 \cdot \sin 60^\circ = 3,12 \text{ t.}$$

Das Trägheitsmoment ist für 0,6 cm Wandstärke des Querschnittes:

$$J = 2,5 \cdot 0,6 \cdot 30^3 = 40\,500 \text{ cm}^4.$$

$$X = \frac{3,12}{8 \left(\frac{1}{3} + \frac{2000 \cdot 40\,500 \cdot 5,1}{3000^3} \right)} = 1,12 \text{ t,}$$

$$\delta = X k = 5,7 \text{ cm.}$$

2. Der Einfluß der lotrechten Kraft V besteht in einer Biegung und in einem Achsen-
drucke. Weil $V = X \sqrt{2}$ ist, berechnet sich die Gesamtspannung mit

$$\sigma_k = \sigma_s + \sigma_b = \frac{X \sqrt{2}}{F} + \frac{M e}{J},$$

wenn e den größten Randfaserabstand vorstellt. M ist an der Einspann-
stelle am größten.

$$\text{Das gibt } M = X(l - \delta \sqrt{2}) - W \cdot \frac{l}{2} = 1,12(3000 - 1,414 \cdot 5,7) - 3,12 \cdot 1500$$

$$= -1330 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma = \frac{1,12 \cdot 1,414}{108} + \frac{1330 \cdot 30}{40\,500} = 1 \text{ t/cm}^2.$$

3. Wenn kein Winddruck wirkt, ist P nach Gl. (87 b) für vier-
fache Sicherheit

$$P = \frac{1}{4} P_k = 19,36 \frac{E J}{4 l^2} = 19,36 \frac{2000 \cdot 40\,500}{4 \cdot 3000^2} = 43,56 \text{ t,}$$

$$\sigma_b = 1 \text{ t/cm}^2.$$

4. Beim Winddruck berechnet sich für $X = 1,12 \text{ t}$

$$V = X \sqrt{2} = 1,58 \text{ t.}$$

Diese Achsenkraft ist gegenüber $P = 43,56 \text{ t}$ so klein, daß von einem
Knicken infolge des Winddruckes nicht die Rede sein kann. Es
wäre aber möglich, daß infolge von Unregelmäßigkeiten bei der Ver-
seilung — ohne daß ein Winddruck dabei mitwirkte — das
Mastende sich in der Richtung von X verschiebe (Fig. 56)
Wie groß dürfte dann die Verschiebung δ werden, ohne daß dadurch in
der Einspannung eine höhere Spannung als 1 t/cm^2 entstände?

Das Einspannungsmoment ist

$$M = X \cdot l = \sigma \frac{J}{e}.$$

Die Ausbiegung nach Gl. (45 a)

$$\delta = X \frac{l^3}{3 E J}.$$

$$\text{Das gibt für } E = 2000 \text{ t/qcm, } J = 40\,500 \text{ cm}^4, \quad e = 30 \text{ cm,}$$

$$\sigma = 1 \text{ t/cm}^2, \quad l = 3000 \text{ cm}$$

$$X = \frac{\sigma J}{e l} = 0,45 \text{ t und } \delta = \frac{0,45 \cdot 3000^3}{3 \cdot 2000 \cdot 40\,500} = 50 \text{ cm.}$$

c) Gegliederte Stäbe.

5. Aufgabe. Eine flußeiserne (an beiden Enden in der Achse
geführte) Säule von 7,5 m Länge trägt eine Achsenkraft von
50 t. Ihr Querschnitt besteht aus zwei U-Eisen, die so weit
voneinander abstehen, daß $J_x = J_y$ wird. Welche deutschen
Normalprofile sind zu wählen, wenn die beiden U-Eisen durch
Querverbindungen zu einem einheitlichen Querschnitt ver-
bunden werden (Fig. 57) und der Sicherheitsgrad gleich 4 sein soll?

1. Nach Euler (Fig. 41 a) wäre für $\pi^2 = 10$ das erforderliche Träg-
heitsmoment

$$J = \frac{4 P l^2}{\pi^2 E} = \frac{4 \cdot 50 \cdot 750^2}{10 \cdot 2000} = 5624 \text{ cm}^4.$$

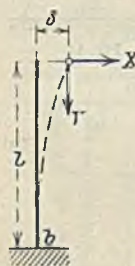


Fig. 56.

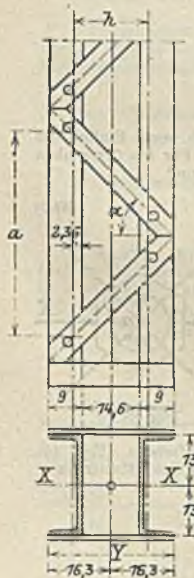


Fig. 57.

Rechnet man vorläufig mit der Annahme einer Quetschgrenze von $3,0 \text{ t/cm}^2$, so gäbe das

$$F = \frac{50000}{750} = 66,7 \text{ cm}^2; \quad \frac{l}{i} = \frac{750}{\sqrt{\frac{5624}{66,7}}} = 81.$$

Die Eulerformel war also nicht maßgebend. Man erhält nach Ostenfeld

$$\sigma_s = 750 \left(1 - \frac{l^2}{30000 i^2} \right) \text{ kg/cm}^2; \quad F_k = \frac{P_k}{\sigma_k} = \frac{50000}{750} = 66,7 \text{ cm}^2$$

und

$$F = F_0 + \frac{\beta l^2}{3} = 66,7 + \frac{1,2 \cdot 750^2}{30000} = 89,2 \text{ cm}^2,$$

worin β nach der Tabelle 4 vorläufig zu 1,2 angesetzt worden ist. Zwei U-Eisen Nr. 26 geben $F = 96,6 \text{ cm}^2$ und $J = 9646 \text{ cm}^4$. Danach

$$\beta = \frac{F^2}{J_{\min}} = \frac{96,6^2}{9646} = 0,97; \quad F = 66,7 + 0,97 \frac{l^2}{30000} = 84,9 \text{ cm}^2.$$

Die gewählte Nr. 26 ist beibehalten. Das gibt

$$= \sqrt{\frac{9646}{96,6}} = 10 \text{ cm}; \quad \frac{l}{i} = \frac{750}{10} = 75;$$

$$\sigma_s = 750 \left(1 - \frac{750^2}{30000 \cdot 10^2} \right) = 611 \text{ kg/cm}^2.$$

$$P_k = F \cdot \sigma_s = 96,6 \cdot 0,610 = 59 \text{ t.}$$

2. Nach Tetmajer (Tabelle 3) ist der Beiwert α

$$\text{für } l/i = 70: \alpha = 0,606,$$

$$\text{„ } l/i = 80: \alpha = 0,576,$$

$$\text{im Mittel für } l/i = 75: \alpha = 0,591.$$

$$\sigma_s = \alpha \cdot \frac{\sigma_d}{4} = \frac{0,591 \cdot 3,8}{4} = 561 \text{ atm.}$$

6. Aufgabe. Ein durch Querbleche versteifter Rahmenstab soll aus zwei C-Eisen derart gebildet werden, daß er bei $3,9 \text{ m}$ Knicklänge eine Achsenlast von 50 t mit vierfacher Sicherheit tragen kann.

Nach Tetmajer (Gl. 58) erhält man für ein auf 40 geschätztes $x = l/i$

$$F = \frac{4 \cdot 50}{3,1 - 0,0114 \cdot 40} = 76 \text{ cm}^2.$$

Gewählt werden 2 C Nr. 26 mit $F = 2 \cdot 48,3 = 96,6 \text{ cm}^2$ und $i_x = 10$. Dann ist $l_0 = 105 \cdot 10 = 1050 \text{ cm}$, und

$$\sigma_s = \frac{50000}{96,6} = 518 \text{ kg/cm}^2.$$

In bezug auf die X-Achse ist danach ausreichende Sicherheit vorhanden.

Wählt man den Schwerpunktsabstand der C-Eisen $h = \frac{1}{15} l = 390 : 15 = 26 \text{ cm}$, so erhält man angenähert

$$J_y = F \cdot \left(\frac{26}{2} \right)^2 = 96,6 \cdot 169 = 16225 \text{ cm}^4; \quad i = \sqrt{\frac{16225}{96,6}} = 13 \text{ cm.}$$

$$\text{für den Einzelstab: } i_1 = \sqrt{\frac{317}{48,3}} = 2,56 \text{ cm}; \quad \text{Grenzlänge: } l_{01} = 105 \cdot 2,56 = 269 \text{ cm.}$$

Auch der Einzelstab wird in den Bereich der Tetmajerformel fallen, weil die Knotenentfernung c kleiner als die Grenzlänge l_{01} wird.

Wählt man $c = 97,5 \text{ cm}$, also gleich $\frac{1}{4}$ der Knicklänge, so entnimmt man aus der Tabelle 5

für $c = 4h$ und $l = 15h$,

$$x_0^2 = 900 + 0,089 \left(\frac{l}{i_1} \right)^2 = 900 + 0,089 \left(\frac{390}{2,56} \right)^2 = 2952$$

und

$$x_0 = 54,5.$$

Daraus folgt nach Gl. (80) die Knickspannung

$$\sigma_k = 2800 - 10,3 \cdot 54,5 = 2240 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s \cdot F = 2,24 \cdot 96,6 = 216 \text{ t,}$$

$$s = \frac{216}{50} = 4,33 \text{ fach.}$$

$$x = \frac{l}{i} = \frac{390}{13} = 30,0; \quad x_1 = \frac{c}{i_1} = \frac{97,5}{2,56} = 38,1.$$

Berücksichtigt man das in dem folgenden Beispiel berechnete Trägheitsmoment J_2 der Quersteife mit

$$J_2 = 0,9 \cdot \frac{1,2 \cdot 25^3}{12} = 1410 \text{ cm}^4,$$

so erhält man aus

$$x_1^2 = \frac{2 c h F_1}{J_2} = \frac{2 \cdot 97,5 \cdot 26 \cdot 48,3}{1410} = 174,$$

$$x_0 = \sqrt{x^2 + x_1^2 + x_2^2} = \sqrt{900 + 1452 + 174} = 50,3.$$

Vernachlässigt man x_2^2 , so gibt das

$$x_0 = \sqrt{x^2 + x_1^2} = \sqrt{900 + 1452} = 48,5.$$

Der Abminderungswert μ folgt aus (80)

$$\mu = \frac{2800 - 10,3 \cdot 50,3}{3100 - 11,4 \cdot 30} = 0,83.$$

Damit ein Einzelstab nicht vor dem ganzen Gurtstab ausknickt, darf c nicht größer werden als $i_1 \cdot x_0 = 2,56 \cdot 48,5 = 124 \text{ cm}$.

7. Aufgabe. Für den in der 6. Aufgabe berechneten Fall sollen die Abmessungen der Bindebleche und die Anordnung der Vernietung ermittelt werden.

Nach Gl. (81) bis (83) und für $x_0 < 105$, sowie $\sigma_d = 4000 \text{ kg/cm}^2$ ist

$$Q = 32,4 (116 + x_0) \frac{h F_1}{l}.$$

Darin ist

$$x_0 = 50,3; \quad h = 26,0 \text{ cm}; \quad l = 390 \text{ cm};$$

$$Q = 360 \cdot F_1 = 1735 \text{ kg}.$$

Aus Gleichung (85) folgt

$$\delta b^2 = \frac{Q c}{2400} = \frac{1735 \cdot 97,5}{2400} = 70,6 \text{ cm}^2.$$

Bei einer Stärke δ von 0,8 cm gibt das

$$b = \sqrt{\frac{70,6}{0,8}} = 9,4 \text{ cm}.$$

Wählt man dafür $b = 12 \text{ cm}$ und den Nietenabstand $= \frac{b}{2}$, so folgt der Nietdurchmesser aus der Gl. (86)

$$\frac{d^2 \pi}{4} = \frac{1735 \cdot 97,5}{4 \cdot 4000} \cdot \frac{\sqrt{6,0^2 + 26,0^2}}{6,0 \cdot 26,0} = 1,83 \text{ cm}^2.$$

und

$$d = 1,6 \text{ cm mit } F = 2,01 \text{ cm}^2.$$

Die Beanspruchung des durch zwei Niete geschwächten Blechquerschnittes $F_0 = 0,8 (12,0 - 2 \cdot 1,6) = 7,04 \text{ cm}^2$ durch die Schubkraft T berechnet sich mit

$$\tau = \frac{Q c}{2 h F_0} = \frac{1735 \cdot 97,5}{2 \cdot 26 \cdot 7,04} = 462 \text{ kg/cm}^2.$$

8. Aufgabe. Wie groß wird der Abminderungswert μ und der Sicherheitsgrad s , wenn der vorberechnete Stab anstatt der Bindebleche eine Vergitterung nach Fig. 50 erhält, und wie gestaltet sich die Vernietung?

Wenn die Streben aus je 2 Flacheisen von je $7 \times 1,6 = 11,2 \text{ cm}^2$ Querschnitt bestehen, so gibt das für $l = 2 \cdot 11,2 = 22,4 \text{ cm}^2$ (nach 38a).

$$x_0 = \sqrt{x^2 + x_1^2} = \sqrt{\left(\frac{2 h^3}{h}\right) + \left(\frac{20 \cdot F_1}{h^2 c}\right) \frac{d^2}{l}} = \sqrt{\left(\frac{2 \cdot 390^3}{26}\right) + \left(\frac{20 \cdot 48,3}{26^2 \cdot 48,75}\right) \frac{55,3^2}{22,4}} = 33,5 \text{ cm}.$$

$$\sigma_s = 2800 - 10,3 \cdot 33,5 = 2454 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\mu = \frac{2454}{3100 - 11,4 \cdot 33,5} = 0,90,$$

$$s = \frac{2454 \cdot 96,6}{50} = 4,75.$$

Die Sicherheit ist danach höher als beim Rahmenstab.

Die Wandstabkraft berechnet sich aus der Spannung σ mit

$$\sigma \cdot l = \frac{Q}{\cos \alpha} = \frac{Q d}{h}.$$

worin nach der Gl. (83)

$$Q = \frac{\pi h F_1 (\sigma_d - \sigma_s)}{l}$$

zu setzen ist. Das gibt für $\sigma = 4000 \text{ kg/cm}^2$

$$l \geq \frac{\pi d F_1}{l} \left(1 - \frac{\sigma_s}{4000}\right) = \frac{3,14 \cdot 55,3 \cdot 48,3}{390} \left(1 - \frac{2454}{4000}\right) = 8,3 \text{ cm}^2.$$

Die Wandstabilität ist daher, bei einfacher Sicherheit, mit $8 \cdot 4000 = 32000 \text{ kg/cm}^2$ anzurechnen. Dafür muß das Trägheitsmoment J_d jedes der beiden Wandstäbe ausreichen. Für einfache Sicherheit erhält man nach Euler

$$J_d = \frac{P l^2}{10 E} = \frac{16 \cdot 55,3^2}{10 \cdot 2100} = 2,33 \text{ cm}^4$$

Vorhanden ist

$$J_d = \frac{7 \cdot 1,6^3}{12} = 2,39 \text{ cm}^4.$$

Setzt man das zulässige $\tau = 0,8 \text{ t/cm}^2$, so ist

$$\frac{n d^2 \pi}{4} = \frac{4,0}{0,8} = 5 \text{ cm}^2.$$

Es genügt also ein Anschlußniet vom Durchmesser $d = 2,6 \text{ cm}$ mit $5,25 \text{ qcm}$ Querschnitt.

Der Gurt darf auf die Feldlänge $2c$ nicht eher ausknicken, als auf seiner Gesamtlänge l . Daher muß

$$2c \leq x_0 i_1 \leq 30 \cdot 2,56 = 76 \text{ cm}$$

bleiben. Angenommen war $2c = 97,5 \text{ cm}$.

Man würde deshalb nachträglich $2c = 1/5 l = 78 \text{ cm}$ setzen können und erhielte dann

$$x_0 = \sqrt{\left(\frac{2 \cdot 390}{26}\right)^2 + \left(\frac{20 \cdot 48,3}{26^2 \cdot 39}\right) \frac{46,9^3}{22,4}} = 32,7; \quad 2c \leq 32,7 \cdot 2,56 \leq 83,7 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_s = 2800 - 10,3 \cdot 32,7 = 2463 \text{ kg/cm}^2; \quad \mu = \frac{2460}{3100 - 11,4 \cdot 33} = 0,94,$$

$$s = \frac{2463 \cdot 96,6}{50} = 4,75; \quad f = \geq 7,0 \text{ cm}^2.$$

Neuere Veröffentlichungen über Knickfestigkeit:

Krohn, Zentralbl. der Bauverw. 1908, S. 559. Knickfestigkeit zweiteiliger Stäbe (vgl. auch Abschnitt Eisenhochbau III).

Lorenz, Z. Ver. deutsch. Ing. 1908, S. 827. Kritik der Eulerformel.

Müller-Breslau, Eisenbau 1911, Heft 9 und Neuere Methoden der Festigkeitslehre (4. Aufl. Leipzig 1913, S. 380). Annahme exzentrischen Lastangriffes in allen Druckstäben.

André, Eisenbau 1913, Heft 10 und Statik des Eisenbaues (Verlag Oldenbourg 1917), S. 1. Gegliederte Stäbe.

Elwitz, Zentralbl. der Bauverw. 1916, S. 641; 1917, S. 517 u. 525. Knickkraft eines Stabes mit elast. Querstützung.

Domke, Mitt. des Aachener Bez.-Vereins deutsch. Ing. Januar 1915.

Pröll, Zentralbl. der Bauverw. 1917, S. 389. Zusammengesetzte Stäbe, desgl. 1919, S. 13.

Über Knickversteifung mehrteiliger Querschnitte: Fischmann u. Weirich (Eisenbau 1916, Heft 11), Kayser (Eisenbau 1910, S. 146, 179, 181 u. 1917 S. 38), Haberkalt (Eisenbau 1917, S. 39).

Über Knicklänge bei Flächenlagerung u. Einspannung: Kirsch, Z. Ver. deutsch. Ing. 1905 (Knickversuche), Kayser, Z. Ver. deutsch. Ing. 1917, Nr. 5.

VII. Drehung.

41. Verdrehungsspannungen.

a) Der volle Kreisquerschnitt. Bei einer Verdrehung geht jede Längsfaser des Stabes (Fig. 58) in ein Stück einer Schraubenlinie über. Zwei Halbmesser $s \overline{m}$, die in zwei um die Länge l voneinander entfernten Querschnitten ursprünglich parallel lagen, schließen nach erfolgter Verdrehung den Winkel $d\varphi$ miteinander ein. Irgendein Punkt dF des Querschnittes im Abstände y von der Stabachse verdreht sich gegen den gleichen Punkt seines um dz entfernten Nachbarquerschnittes um

$$y d\varphi \frac{dz}{l}.$$



Fig. 58.

Die Verschiebungsrichtung steht rechtwinklig zum Halbmesser. Nach Fig. 2 und 16 ändert sich der ursprünglich rechte Winkel der Würfelflächen $dy \cdot dz$, um γdz .

$$\text{Aus } \gamma d\varphi \frac{dz}{l} = \gamma dz \quad \text{und (28)} \quad \gamma = \frac{\tau}{G} \quad \text{folgt:}$$

$$\tau = \frac{G \gamma d\varphi}{l} \quad (89a)$$

und wenn der Grenzwert der Schubspannungen mit τ_r , der Kreishalbmesser mit r bezeichnet wird, also $\tau : \tau_r = \gamma : r$ ist,

$$M = \int \tau dF \cdot \gamma = \frac{\tau_r}{r} \int_0^r \gamma^2 dF = \frac{\tau_r}{r} J_p, \quad (89b)$$

$$\text{und } \tau_r = \frac{M \cdot r}{J_p} \quad \text{und } \tau = \frac{M \cdot \gamma}{J_p}$$

wenn J_p das polare Trägheitsmoment vorstellt. Mit $J_p = \frac{\pi r^4}{2}$ folgt

$$\tau_r = \frac{2M}{\pi r^3} \quad \text{und nach (89a)} \quad d\varphi = \frac{2Ml}{\pi r^4 G}. \quad (90)$$

b) **Hohle kreisförmige Wellen.** Für einen äußeren Halbmesser r_a und inneren Halbmesser r_i erhält man

$$\tau_r = \frac{2M r_a}{\pi(r_a^4 - r_i^4)}, \quad d\varphi = \frac{2Ml}{\pi(r_a^4 - r_i^4)G}. \quad (91)$$

c) **Ovale und rechteckige Querschnitte¹⁾.** Die Voraussetzung ebenbleibender Querschnitte ist hier nicht aufrecht zu erhalten, weil die τ nicht in allen Querschnittspunkten rechtwinklig zum zugehörigen, von der Stabachse ausgehenden Fahrstrahle stehen.

Die Schubspannungen für einen vollen Ellipsenquerschnitt sind (nach Bach) in den Randpunkten der Halbachsen

$$\max \tau_1 = \frac{2M}{\pi a^2 b} \quad \text{und} \quad \max \tau_2 = \frac{2M}{\pi a b^2}, \quad (92)$$

je nachdem die Punkte der kleinen Halbachse der Länge a oder der großen von der Länge b angehören.

Verdrehungsspannungen für rechteckige und beliebig begrenzte Querschnitte kann man angenähert dadurch berechnen, daß man in den Querschnitt einen Kreis einbeschreibt und die Rechnung für den Kreisquerschnitt durchführt.

d) **Verdrehungsspannungen eines Sechsecks**, von dessen Winkeln fünf je gleich einem rechten sind, während der sechste gleich drei rechten ist, behandelte Kötter²⁾. Er verwendete seine etwas verwickelten Formeln für das Winkelleisen.

e) **Verdrehung von Beton- und Eisenbetonkörpern.** Über ausführliche Versuche auf diesem Gebiete vgl. Bach. Heft 16 der Veröffentlichungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Wilh. Ernst & Sohn, Berlin). Für 45 Tage alten Beton fand Bach $G = 137\,000 - 142\,000 \text{ kg/cm}^2$, während für denselben Beton $E_{\text{Druck}} = 263\,000 - 309\,000 \text{ kg/cm}^2$, $E_{\text{Zug}} = 268\,800 - 369\,500 \text{ kg/cm}^2$ sich ergaben. Föppl fand 1912 aus Versuchen mit Eisenbetonwellen $G = 113\,000 \text{ kg/cm}^2$ für feucht hergestellten Beton, $G = 138\,000 \text{ kg/cm}^2$ für

¹⁾ Bach, Elastizität und Festigkeit. 7. Aufl., 1917, S. 353 ff., worin lehrreiche Versuchsergebnisse zusammengefaßt sind.

²⁾ Kötter, Über die Torsion des Winkelleisens. Sitzungsbericht der Königl. Preuß. Akademie der Wissenschaften, 1908, XXXIX.

trocken gestampften Beton. Bei Verdrehung von quadratischen Betonprismen zeigen sich deutlich Verdrehungsrisse unter 45° gegen die Waagrechte geneigt (s. auch Hager, Theorie des Eisenbetons S. 210; Verlag Oldenbourg, 1916).

f) Zulässige Verdrehungsspannungen. Voraussetzung ist stoßfreie Belastung (drei Fälle):

- Verdrehungsmoment konstant;
- Verdrehungsmoment von 0 bis $+M$ wechselnd;
- Verdrehungsmoment von $-M$ bis $+M$ wechselnd.

r_{zul} in kg/cm^2 .

	Fall a	Fall b	Fall c
Flußstahl	1000	700	400
Flußeisen	700	500	250
Schweißeisen	400	300	140
Gußeisen	300	200	100
Holz	—	60	40
Beton	4	—	—

Literatur: Vgl. auch Luegers Lexikon der gesamten Technik: Torsion.

42. Beispiele.

1. Aufgabe. Ein Stab ab von kreisförmigem Querschnitt F (Fig. 59) sei bei a eingespannt, bis b nach einer ebenen Kreislinie vom Halbmesser ϱ gebogen und dort mit einem Hebelarme $bc = \varrho$ verbunden, so daß c mit dem Mittelpunkte der Kreislinie zusammenfällt. Im Punkte c greift eine rechtwinklig zur Kreisebene ab wirkende Kraft P an. Um wieviel verschiebt sich infolge des Verdrehungsmomentes $P\varrho = M$ der Punkt c in der Richtung von P .

Unter der Voraussetzung, daß die für den geraden Stab abgeleitete Formel für die Randschubspannungen τ_r des kreisförmigen Querschnittes auch noch für einen nach der Kreislinie gebogenen Stab hier als gültig angesehen werden darf, ist

$$\tau_r = \frac{2M}{\pi r^3} \quad (93)$$

worin r Halbmesser des Stabquerschnittes. Liegt bei m ein beliebiger Querschnitt des Stabes und bei m' ein Nachbarquerschnitt, so ist der Verdrehungswinkel $d\varphi$ beider Querschnitte gegeneinander für eine Stablänge l

$$d\varphi = \frac{2Ml}{\pi r^4 G}$$

Gehört zu l der Mittelpunktswinkel φ und bezeichnet Δv diejenige Verschiebung des Punktes c in der Richtung von P , die infolge der Verdrehung einer Länge $ds = \varrho d\varphi$ des Kreisbogens entsteht, so ist anzuschreiben

$$\Delta v = \frac{2M}{\pi r^4 G} \varrho^2 d\varphi$$

Die Gesamtverschiebung v des Punktes c für eine Länge l beträgt (für $M = P\varrho$)

$$v = \frac{2M\varrho^2}{\pi r^4 G} \int_0^\varphi d\varphi \quad (94)$$

Für einen in Halbkreisgestalt gebogenen Flußstahlstab ($\varrho = 1 \text{ m}$, $r = 10 \text{ cm}$, $G = 850 \text{ t/cm}^2$ und $P = 1,0 \text{ t}$) gibt das

$$v = \frac{2 \cdot P \cdot 100 \cdot 100^2}{\pi \cdot 100 \cdot 100 \cdot 850} \cdot \pi = 0,235 P = 2,35 \text{ mm.}$$

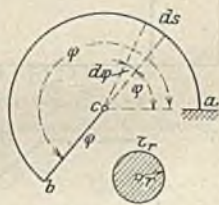


Fig. 59.

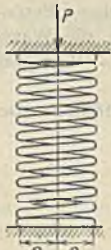


Fig. 60.

2. Aufgabe. Eine zylindrische Schraubfeder (Fig. 60) von n ganzen Kreiswindungen und kreisförmigem Stabquerschnitt trägt eine Achsenkraft P . Um wieviel federt sie sich zusammen und wie hoch werden dabei die größten Schubspannungen?

Nach Gl. (93) und (94) ist für $\varphi = 2\pi$

$$\nu = \frac{4n P \rho^3}{r^4 G}; \quad \tau_r = \frac{2 P \rho}{\pi r^3} = \frac{\nu \cdot r \cdot G}{2 n \pi \cdot \rho^2}$$

Für $P = 100 \text{ kg}$; $\rho = 10 \text{ cm}$; $r = 1 \text{ cm}$, $n = 10$ und $G = 850 \text{ t/cm}^2$ gibt das

$$\nu = \frac{4 \cdot 10 \cdot 100 \cdot 1000}{1 \cdot 850000} = 4,7 \text{ cm},$$

$$\tau_r = \frac{4,7 \cdot 850000 \cdot 1,0}{2 \cdot 10 \cdot 3,14 \cdot 100} = 650 \text{ atm.}$$

VIII. Zusammengesetzte Biegefestigkeit gerader Stäbe¹⁾.

43. Die allgemeine Spannungsverteilung.

Auf einen prismatischen Körper (Fig. 61) wirke eine Kraft P im Angriffspunkt A der wagerechten Fuge DC mit der Fläche F . Die Aufgabe besteht darin, die Spannungsverteilung im Querschnitt CD zu bestimmen. Das Gewicht des Prismas sei gegenüber den äußeren Kräften verschwindend klein und zu vernachlässigen. Von oben her wirkt somit in irgendeinem Punkt A eine Kraft P , von unten her eine Gruppe von Normalkräften $\sigma \cdot dF$, so daß die Gleichgewichtsgruppe

$$P = \sum \sigma dF$$

besteht. Die drei Gleichgewichtsbedingungen sind eine Projektionsgleichung und zwei Momentengleichungen, und zwar:

Projektionsgleichung auf die Lotrechte:

$$P = \int \sigma dF, \quad (95)$$

Momentengleichung für die Y -Achse:

$$P \cdot x_a = \int x \cdot \sigma dF, \quad (96)$$

Momentengleichung für die X -Achse:

$$P \cdot y_a = \int y \cdot \sigma dF. \quad (97)$$

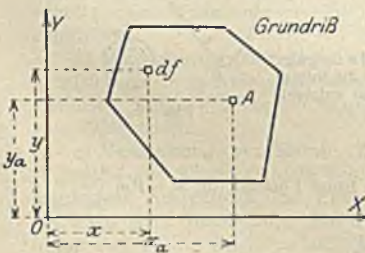
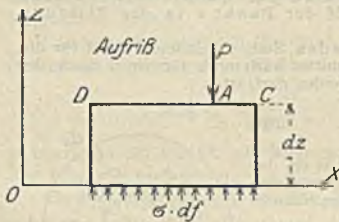


Fig. 61.

Diese drei Gleichungen enthalten unendlich viele Unbekannte σ . Daher ist die Aufgabe statisch unbestimmt. Zu ihrer Lösung ziehen wir daher den Versuch zu Hilfe. Die Erfahrung lehrt, daß die Ebene $C'D'$ (Fig. 62) nach der Formänderung eine ebene Fläche bleibt wie vorher die Ebene CD . Dann ist die Schnittlinie der beiden Ebenen CD und $C'D'$ die sog. Nulllinie, denn diese Gerade ändert sich nicht bei der Formänderung. Bezeichnen wir mit A den Angriffspunkt der Kraft P , mit S den Schwerpunkt der Fläche F , mit NN die Nulllinie, mit V

die durch A und S gelegte Schwerlinie, mit E die Elastizitätsziffer, mit s den Abstand des Schwerpunktes von der Nulllinie, also den Abstand der zur Null-

linie NN parallelen Achse UU durch den Schwerpunkt, mit a den Abstand des Punktes A von dieser Achse UU , mit n den Abstand des Flächenelementes dF von der Nulllinie, so ist nach dem Hookeschen Gesetz

$$\sigma = \lambda \cdot E = \frac{\Delta l}{l} \cdot E = \Delta l \cdot \left(\frac{E}{l}\right) = \Delta l \cdot \text{const.}$$

Ferner ist Δl proportional dem Abstand n von der Nulllinie, weil wir angenommen haben, daß die Querschnittsfläche eben bleibt, also:

$$\Delta l : \Delta l_s = n : s.$$

Ist nun die Spannung in der Schwerpunktsfaser σ_s , so ist:

$$\sigma : \sigma_s = \Delta l : \Delta l_s = n : s.$$

Da nach Fig. 62: $n = s + u$ ist, so folgt:

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma_s \cdot \frac{n}{s} = \sigma_s \cdot \frac{s + u}{s} \\ &= \sigma_s \cdot \left(1 + \frac{u}{s}\right). \end{aligned} \quad (98)$$

Setzen wir diesen Wert der Spannung in die Gl. (95) bis (97) ein, so erhalten wir aus (95):

$$P = \int \sigma \cdot dF = \int \sigma_s \left(1 + \frac{u}{s}\right) \cdot dF = \sigma_s \int dF + \frac{\sigma_s}{s} \int u \cdot dF.$$

Das zweite Integral $\int u \cdot dF$ ist das statische Moment der Fläche in Bezug auf die Schwerachse U , das bekanntlich Null ist. Folglich erhalten wir

$$P = \sigma_s \cdot F.$$

Die Spannung in der Schwerachse ist somit:

$$\sigma_s = \frac{P}{F}. \quad (99)$$

Sie ist also unabhängig von der Lage des Angriffspunktes A der Kraft P . Die Momentengleichung, bezogen auf die Schwerachse U , lautet:

$$\begin{aligned} P \cdot a &= \int u \cdot \sigma \cdot dF = \int u \cdot \sigma_s \left(1 + \frac{u}{s}\right) \cdot dF \\ &= \sigma_s \int u \cdot dF + \frac{\sigma_s}{s} \int u^2 \cdot dF. \end{aligned}$$

Bezeichnen wir mit $J_u = \int u^2 \cdot dF$ das Trägheitsmoment der Fläche, bezogen auf die U -Achse, so ist:

$$P \cdot a = \frac{\sigma_s}{s} \cdot J_u$$

und gemäß (99)

$$P \cdot a = \frac{P}{F} \cdot \frac{J_u}{s} = \frac{P}{F \cdot s} \cdot F \cdot i_u^2 = \frac{P \cdot i_u^2}{s},$$

wenn i_u den Trägheitshalbmesser der Fläche bezeichnet. Daraus folgt:

$$a \cdot s = i_u^2. \quad (100)$$

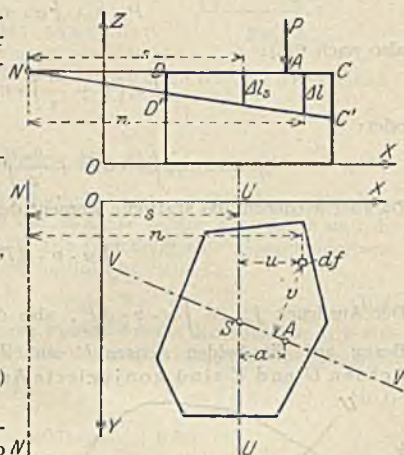


Fig. 62.

Der Abstand a des Angriffspunktes der Kraft P von der Schwerachse U , multipliziert mit dem Abstand der Nulllinie von derselben Achse, ist somit gleich dem Quadrat des Trägheitshalbmessers für diese Achse. (Satz von der mittleren Proportionalen.)

Schließlich lautet die Momentengleichung für die Achse V :

$$P \cdot 0 + \int \sigma \cdot dF \cdot v = 0$$

also nach (98):

$$\int \sigma_s \left(1 + \frac{u}{s}\right) \cdot v \cdot dF = 0$$

oder:

$$\sigma_s \int v \cdot dF + \frac{\sigma_s}{s} \int u \cdot v \cdot dF = 0.$$

Da aber wiederum das statische Moment der Schwerachse V gleich Null ist, wird:

$$\int u \cdot v \cdot dF = 0. \quad (101)$$

Der Ausdruck $J_{uv} = \int u \cdot v \cdot dF$, also das Zentrifugalmoment der Fläche in Bezug auf die beiden Achsen U und V , ist gleich Null, d. h. die beiden Achsen U und V sind konjugierte Achsen in Bezug auf den Schwerpunkt.

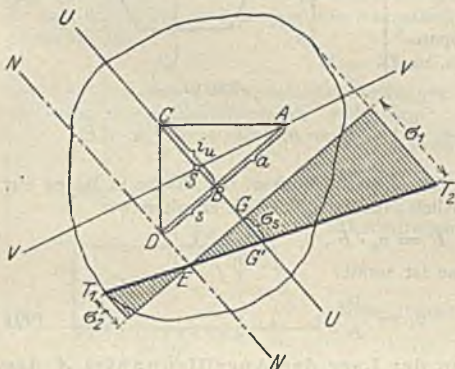


Fig. 63.

Mit den drei Beziehungen (99) bis (101) kann nun folgende Aufgabe gelöst werden (Fig. 63). Gegeben sei der Angriffspunkt A und die Größe einer Kraft P sowie eine Fläche F . Gesucht ist die Spannungsverteilung σ in dieser Fläche.

Verfahren: Um die Richtung der Nulllinie zu ermitteln, bestimme man zunächst den Schwerpunkt S der Fläche. Die Schwerpunktsgerade AS ist unsere Achse V . Sodann bestimmt man die zu V konjugierte Achse U , also diejenige,

für die das Zentrifugalmoment Null ist, z. B. mit Hilfe des Mohrschen Trägheitskreises¹⁾. Die Nulllinie N muß parallel zu dieser Achse laufen. Die Bestimmung der Lage der Nulllinie geschieht mit Hilfe des Satzes von der mittleren Proportionalen. Der Abstand s der Nulllinie von der Achse U ist nach (100) $s = i_u^2 : a$, wobei $i_u^2 = J_u : F$ und a der Abstand des Punktes A von der Achse U ist. Die Konstruktion der mittleren Proportionalen erfolgt mit Hilfe der Strecke $AB = a$ und $BC = i_u$, die auf der Achse U aufgetragen wird. Dann ergibt CD rechtwinklig zu AC den gesuchten Schnittpunkt D mit AB . Parallel durch D zur Achse U geht die gesuchte Nulllinie.

Die Spannungsverteilung wird meist rechtwinklig zur Nulllinie auf einer Achse aufgetragen. Sie ist bestimmt als gerade Linie durch zwei Punkte, und zwar durch den Punkt E der Nulllinie, wo die Spannung $\sigma_s = 0$ ist, und durch die Ordinate GG' im Schwerpunkt, wo die Spannung $\sigma_s = P : F$ ist. Damit ist die Spannungsverteilung ermittelt.

¹⁾ S. Mechanik, S. 117 f.

Ein Ausnahmefall liegt dann vor, wenn $P = 0$ und $a = \infty$ ist. Dann haben wir ein Kräftepaar (Fig. 64). Aus unserer Gleichung folgt dann:

$$s = \frac{i_u^2}{a} = \frac{i_u^2}{\infty} = 0.$$

In diesem Falle fällt also die Nulllinie mit der U -Achse zusammen.

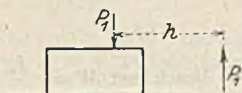


Fig. 64.

Ergebnis: Greift an Stelle der einzelnen Kraft P ein Kräftepaar an, das also ein Biegemoment ausübt, so geht die Nulllinie durch den Schwerpunkt [vgl. Gl. (33), S. 174].

44. Analytischer Ausdruck für die Spannung.

Durch den Schwerpunkt s eines Querschnittes von beliebigem Umriss werde ein Achsenkreuz so gelegt, daß die Y -Achse in die Kraftebene und die Z -Achse in die Stabachse fällt (Fig. 65). Die Gleichung einer Spannungsebene, für welche $s - s$ in Fig. 65 eine Spannungslinie ist, lautet:

$$\sigma = A + B \cdot x + C \cdot y, \quad (102)$$

worin σ die Spannung in einem beliebigen Punkte dF der Koordinaten x, y stellt und A, B, C Unveränderliche sind, die aus den Gleichgewichtsbedingungen

$$P = \int \sigma dF, \quad M = \int \sigma dF \cdot y, \quad 0 = \int \sigma dF \cdot x \quad (103)$$

zu ermitteln sind. Setzt man (102) in (103) ein, so folgt:

$$P = A \cdot \int dF + B \cdot \int x dF + C \cdot \int y dF,$$

$$M = A \cdot \int y dF + B \cdot \int x y dF + C \cdot \int y^2 dF,$$

$$0 = A \cdot \int x dF + B \cdot \int x^2 dF + C \cdot \int x \cdot y \cdot dF.$$

Da

$$\int x dF = \int y dF = 0, \quad \int dF = F, \quad \int x^2 dF = J_y,$$

$$\int y^2 dF = J_x, \quad \int x \cdot y \cdot dF = J_{xy},$$

so folgt:

$$\left. \begin{aligned} P &= A \cdot F, \\ M &= B \cdot J_{xy} + C \cdot J_x, \\ 0 &= B \cdot J_y + C \cdot J_{xy}. \end{aligned} \right\} (104)$$

Aus (104) ergeben sich die Unveränderlichen:

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{P}{F}, \\ B &= \frac{M \cdot J_{xy}}{J_x \cdot J_y - J_x \cdot J_{xy}}, \\ C &= -\frac{M \cdot J_y}{J_x \cdot J_y - J_x \cdot J_{xy}}. \end{aligned} \right\} (105)$$

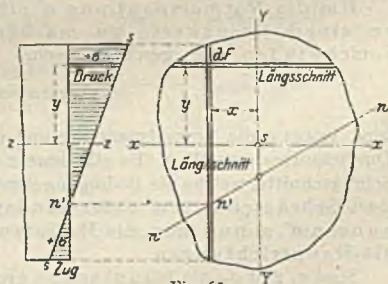


Fig. 65.

Mit (105) geht (102) über in:

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M \cdot (J_y \cdot y - J_{xy} \cdot x)}{J_x \cdot J_y - J_{xy}^2}. \quad (106)$$

Sind die X - und Y -Achsen Hauptachsen (s. Mechanik, S. 118), so wird das Zentrifugalmoment $J_{xy} = 0$, und die Spannung ist:

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M \cdot y}{J_x} \quad (107)$$

Bezeichnet $W = \frac{J_x}{e_{0,u}}$ das Widerstandsmoment der Querschnittsfläche, wobei $e_{0,u}$ der kleinere Abstand der beiden Randfasern von der Schwerachse $X - X$ ist, so ist die größte Randspannung:

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W} \quad (VI)$$



Fig. 66.

Für zugeordnete Achsen (schiefwinklige Koordinaten x' , y') (Fig. 66) ist ebenfalls $J'_{xy} = 0$ und daher:

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M \cdot y'}{J'_x} \quad (108)$$

wobei J'_{xy} das auf das schiefwinklige Koordinatensystem bezogene Zentrifugalmoment ist. Der Winkel β zwischen den zugeordneten Achsen (Fig. 66) muß der Bedingung entsprechen (s. Mechanik, S. 119):

$$\tan \beta = \frac{J_y}{J_{xy}}$$

Bezeichnet α_0 den Winkel, den eine Hauptachse mit der X -Achse einschließt, für welche J_x , J_y , J_{xy} berechnet worden sind, so ist (vgl. Mechanik, S. 118):

$$\tan 2\alpha_0 = \frac{2 J_{xy}}{J_y - J_x} \quad (109)$$

Ferner sind die Hauptträgheitsmomente:

$$\left. \begin{aligned} J_a &= J_x \cdot \cos^2 \alpha_0 + J_y \cdot \sin^2 \alpha_0 - J_{xy} \cdot \sin 2\alpha_0, \\ J_b &= J_x + J_y - J_a. \end{aligned} \right\} \quad (110)$$

45. Hauptspannungen und maßgebende Spannung.

a) Die gefährlichste Lage der Schrägschnitte¹⁾.

1. Um eine für die Berechnung maßgebende Spannung zu finden, ist die Frage zu beantworten, für welche Lage eines Schrägschnittes die Spannungen in irgendeinem seiner Punkte ihre Grenzwerte erreichen.

Um die Normalspannung σ' eines Schrägschnittes bc (Fig. 67) zu einem Grenzwerte zu machen, muß die Schubspannung τ' verschwinden. Das geschieht, wenn

$$\tan 2\alpha = -\frac{2\tau}{\sigma} \quad (111)$$

wird, wobei σ die Normalspannung und τ die Schubspannung im Punkte m des Querschnittes vorstellen. Es gibt immer zwei um 90° gegeneinander verdrehte Schrägschnitte, welche die Bedingung der Gl. (111) erfüllen. Die in diesen beiden Schrägschnitten auftretenden Grenzwerte der Normalspannungen σ' nennt man die Hauptspannungen und ihre Richtungen die Haupttrichtungen.

Sind σ_I und σ_{II} die Hauptspannungen, so berechnet man ihre Größe aus

$$\sigma_I = \frac{\sigma}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}; \quad \sigma_{II} = \frac{\sigma}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}; \quad (112)$$

$$\sigma_I + \sigma_{II} = \sigma.$$

¹⁾ Vgl. Mehrtens, Vorlesungen 1. Teil, I. Band, S. 369 ff. (Leipzig 1909.)

σ_I ist ein Zug und die größte, σ_{II} ein Druck und die kleinste Hauptspannung. Betrachtet man allgemein das rechtwinkelige Koordinatensystem mit den Achsen X, Y, Z und den Schubspannungen τ_x, τ_y, τ_z , so ist:

$$\tau^2 = \tau_x^2 + \tau_y^2,$$

weil die Prismenfläche abc (Fig. 67) in die Richtung von τ fällt. In den meisten praktischen Fällen darf eine dieser Schubspannungen, z. B. τ_x vernachlässigt werden; dann geht τ in $\tau_y = \tau_z$ über.

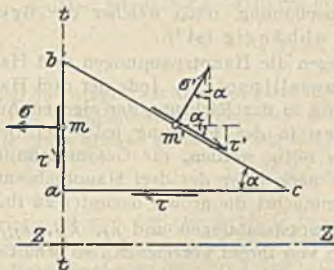


Fig. 67.

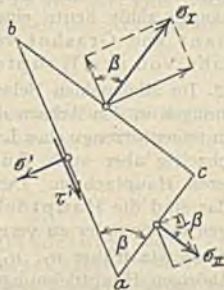


Fig. 68.

2. Die Grenzwerte der Schubspannungen τ' nennt man die Hauptschubspannungen (Fig. 68).

Die Flächen ab , in denen die Schubspannungen ihre Grenzwerte erreichen, halbieren die Winkel zwischen den Hauptrichtungen.

Sind τ_I und τ_{II} die Hauptschubspannungen, so ist

$$\begin{aligned} \text{für } \beta = 90^\circ: \tau_I &= +\frac{1}{2}\sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}; \\ \text{„ } \beta = 270^\circ: \tau_{II} &= -\frac{1}{2}\sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}. \end{aligned} \quad (113)$$

3. Für den ebenen Spannungszustand ist (mit Bezug auf die Fig. 69 und 67) nachzuweisen:

Wenn die im Punkte m' beliebiger Schrägschnitte auftretende Spannung τ' nach ihrer jedesmaligen Größe und Richtung durch eine von m' ausgehende Strecke dargestellt wird, so liegt der Endpunkt aller dieser Strecken in einer Ellipse, der sog. Spannungsellipse, von welcher zwei zugeordnete Durchmesser die Richtung von τ und τ' haben¹⁾.

Die Achsen der Spannungsellipse sind die Hauptrichtungen, in denen die Hauptspannungen liegen.

Für den allgemeinen Spannungszustand (Fig. 9) kann man gleichermaßen nachweisen, daß die Spannung in einem beliebigen Punkte als Strecke aufgetragen, durch die Fahrstrahlen eines sog. Spannungsellipsoides dargestellt werden kann, in dessen Achsen die Hauptspannungen liegen.

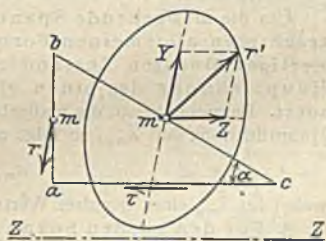


Fig. 69.

b) Hauptspannungen und maßgebende Spannung.

1. In den einfachen Fällen der Festigkeit liegt ein linearer Spannungszustand vor, in welchem innerhalb der Proportionalitätsgrenze Spannungen,

¹⁾ Vgl. W. Ritter, Anwendungen der graph. Statik, 1. Teil, S. 8 ff. (Zürich 1888.)

Dehnungen und Gleitungen proportional zueinander wachsen. Deshalb sind die berechneten Spannungen zugleich auch maßgebende Spannungen, und wenn sie die zulässigen Grenzen nicht überschreiten, ist dabei die Sicherheit des Tragwerkes gewahrt.

Bei zusammengesetzten Belastungsfällen wachsen Spannungen und Formänderungen auch innerhalb der Proportionalitätsgrenze, nicht proportional miteinander, und es ist dabei auch nicht bestimmt zu sagen, welche Ursachen in erster Linie den Bruch in irgendeinem Punkte bedingen. Die meisten Anhänger zählt heute eine, seinerzeit besonders von Poncelet; de Saint-Venant und Grashof verfochtene Anschauung, nach welcher die Bruchgefahr von den Hauptdehnungen abhängig ist¹⁾.

2. Im allgemeinen Belastungsfalle liegen die Hauptspannungen und Hauptdehnungen in den Achsen des Spannungselipsoides. Jede der drei Hauptspannungen erzeugt eine Längsdehnung in der Richtung der eigenen Achse, gleichzeitig aber auch Querdehnungen in der Richtung jeder der beiden anderen Hauptachsen. Deshalb wird es nötig werden, die Gesamtdehnungen — das sind die Hauptdehnungen — nach jeder der drei Hauptachsenrichtungen miteinander zu vergleichen, um zunächst die größte darunter zu finden.

Sind wie früher $\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III}$ die Hauptspannungen und $\lambda_I, \lambda_{II}, \lambda_{III}$ die zugehörigen Hauptdehnungen (abgesehen von ihrem Vorzeichen), so erhält man unter Berücksichtigung der erwähnten Querdehnungen:

$$\begin{aligned}\lambda_I &= \frac{1}{E} \left\{ \sigma_I - \frac{1}{m} (\sigma_{II} + \sigma_{III}) \right\}; \\ \lambda_{II} &= \frac{1}{E} \left\{ \sigma_{II} - \frac{1}{m} (\sigma_I + \sigma_{III}) \right\}; \\ \lambda_{III} &= \frac{1}{E} \left\{ \sigma_{III} - \frac{1}{m} (\sigma_I + \sigma_{II}) \right\}.\end{aligned}\quad (114)$$

Einer der obigen drei Werte wird der größte und deshalb für isotrope Körper als der für die Beurteilung der Sicherheit maßgebende Wert anzusehen sein. Im allgemeinen wird aber nicht der größte, sondern der gefährlichste Wert von λ maßgebend sein, d. h. derjenige Wert, der in Anbetracht der vorliegenden besonderen Festigkeitseigenschaften des betreffenden Stoffes die Bruchgefahr zuerst herbeiführen wird.

Um die maßgebende Spannung zu erhalten, führt man den betrachteten allgemeinen Formänderungszustand auf einen gleichwertigen linearen Zustand zurück, indem man die maßgebende Hauptdehnung des einen gleich der Längsdehnung des anderen setzt. Bezeichnet man die maßgebende Spannung mit σ_{ma} und die maßgebende Hauptdehnung mit λ_{ma} , so folgt nach dem Elastizitätsgesetz:

$$\sigma_{ma} = E \cdot \lambda_{ma},$$

wobei für λ_{ma} einer der drei Werte der Gl. (114) einzusetzen ist.

3. Für den ebenen Spannungszustand erhält man danach

$$\sigma_{ma} = \frac{m-1}{2m} \sigma \pm \frac{m+1}{2m} \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}.$$

Der größeren Sicherheit wegen ist für die Poissonzahl der größere Wert 4 zu nehmen. Dann ergibt sich:

$$\sigma_{ma} = \frac{3}{8} \sigma \pm \frac{5}{8} \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}. \quad (115)$$

¹⁾ Einen beachtenswerten Beitrag zu dieser heute noch offenen Frage lieferte Mohr in seinen Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik. 2. Aufl. 1914, S. 203—235.

Damit ist für zusammengesetzte Fälle der Biegung (Biegung mit Abscherung oder Verdrehung oder mit Abscherung und Verdrehung) die Berechnung einer Spannung im Punkte m eines beliebigen Schrägschnittes auf die Berechnung der Spannungen im Punkte m eines Querschnittes zurückgeführt.

46. Die Verteilung der Schubspannungen über den Querschnitt¹⁾.

a) Die Schubverteilungszahl. Auf der Strecke dz zwischen zwei Nachbarquerschnitten ist nach Gl. (30 b) die Formänderungsarbeit der Schubspannungen

$$d\mathcal{A}_s = \frac{dz}{2G} \int \tau^2 dF,$$

wobei die Integration über den ganzen betrachteten Querschnitt F zu erstrecken ist.

Die Formänderungsarbeit der die Schubspannungen τ erzeugenden Querkraft Q ist ebenso groß. Daraus folgt

$$\frac{1}{2} Q(\gamma dz) = \frac{dz}{2G} \int \tau^2 dF, \quad (116)$$

worin γ die von der Querkraft Q bewirkte Winkeländerung, also γdz die gegenseitige Verschiebung der Nachbarquerschnitte vorstellt.

Bezeichnet man die durch eine mittleres τ erzeugte Winkeländerung mit γ_m , so wird

$$\gamma = \kappa \gamma_m$$

gesetzt werden dürfen, wenn κ ein Verhältniszahl bedeutet, die größer als 1 und für jeden Querschnittsumriß besonders zu berechnen ist²⁾. Aus den Gleichungen (28) und (116) erhält man

$$\gamma_m = \frac{\tau}{G}, \quad \kappa = \frac{F}{Q^2} \int \tau^2 dF, \quad (117)$$

wobei das Integral über die ganze betrachtete Querschnittsfläche F zu nehmen ist. κ ist die Schubverteilungszahl und $\gamma = \kappa \gamma_m$ die mittlere Gleitung.

b) Anwendungen für den Rechteckquerschnitt. Für ein Rechteck der Höhe $2a$ und der Breite $2b$ (Fig. 70), erhält man bei einem Schnitte $m m'$, der die Ordinate y hat,

$$S = (a - y) 2b \left(y + \frac{a - y}{2} \right);$$

$$J = \frac{1}{12} \cdot 2b \cdot (2a)^3;$$

$$\tau_s = \frac{3Q}{2F} \left(1 - \frac{y^2}{a^2} \right); \quad (118)$$

$$\kappa = \frac{9}{4F} \int_{-b}^{+b} dx \int_{-a}^{+a} \left(1 - \frac{y^2}{a^2} \right)^2 dy = \frac{6}{5}. \quad (119)$$

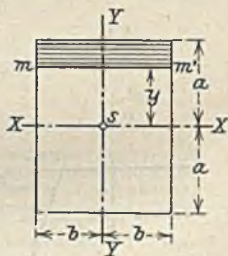


Fig. 70.

Für genietete Vollwandträger, deren Stehblech 0,9 cm stark ist und mit Hilfe von vier Saumwinkeln an je zwei Gurtbleche von 22 cm Breite und je 0,9 cm Stärke angeschlossen ist, erhielt v. Tetmajer³⁾ für die Trägerhöhe

$h = 40$	50	60	70 cm
$\kappa = 2,96$	2,71	2,49	2,35

Ritter-Zürich hat eine graphische Darstellung der Verteilungszahl veröffentlicht⁴⁾.

¹⁾ Siehe Mehrrens, Vorlesungen a. a. O. S. 364 ff.

²⁾ Winkler, Theorie der Brücken. 1. Heft, 3. Aufl., 1886, S. 92.

³⁾ v. Tetmajer, Die angewandte Elastizitäts- und Festigkeitslehre. 3. Aufl., 1905, S. 49.

⁴⁾ Ritter, Anwendungen der graphischen Statik. 1888, I, S. 84.

47. Die Formänderungsarbeit und Abgeleitete der Formänderungsarbeit für gerade Stäbe.

a) Verschiebung des Angriffspunktes einer Kraft.

Die Mohrsche Gleichung von der virtuellen Arbeit (vgl. Statik, 23a):

$$\bar{1} \cdot \delta = \sum \bar{S} \cdot \Delta s \quad (120)$$

bietet uns das einfachste Mittel zur Berechnung irgendeiner Verschiebung infolge irgendeiner Ursache. Castigliano setzt an Stelle dieses Verfahrens die Abgeleitete, den Differentialquotienten, der wirklichen Formänderungsarbeit und findet:

$$\delta_m = \frac{\partial \mathfrak{U}}{\partial P_m} \quad (121)$$

In Worten: Der Weg δ_m einer Kraft P_m ist gleich der nach P_m genommenen Abgeleiteten der wirklichen Formänderungsarbeit des Tragwerks. Die Kraft P_m kann auch eine überzählige, statisch unbestimmte Größe X sein.

b) Die Formänderung eines geraden Stabes.

Unter Vernachlässigung des Einflusses der Querkraft Q ist die Beanspruchung in einem Querschnitt nach Gl. (VI):

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M}{W}$$

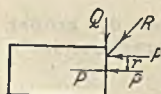


Fig. 71.

wobei P die Längskraft, normal zum Schnitte wirkend, und M das Biegemoment $P \cdot r$ ist (Fig. 71). Der Clapeyronsche Satz lautet nun:

$$\mathfrak{U} = \frac{1}{2} \cdot X \cdot \delta, \quad (122)$$

wobei X eine Kraft, die von 0 bis zu einer bestimmten Größe wächst, und δ der Weg des Angriffspunktes ist. Die Verdrehung des Querschnittes infolge M sei $d\varphi$, und die Zusammendrückung durch die Kraft P ist dv (Fig. 72), dann ist die Arbeit:

$$\mathfrak{U} = \frac{1}{2} \int M \cdot d\varphi + \frac{1}{2} \int P \cdot dv$$

Nach Hooke, Gl. (4), ist:

$$\frac{dv}{dx} = \frac{\sigma}{E} = \frac{P}{EF}$$

und nach (III) (S. 180):

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{M}{EJ}$$

also nach Fig. 72

$$d\varphi = \frac{dx}{\varrho} = dx \cdot \frac{M}{EJ}$$

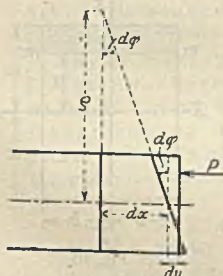


Fig. 72.

Somit wird:

$$\mathfrak{U} = \frac{1}{2} \int \frac{M^2}{EJ} \cdot dx + \frac{1}{2} \int \frac{P^2}{EF} \cdot dx \quad (123)$$

Differenzieren wir diesen Ausdruck nach der beliebig gewählten Kraft X , so erhalten wir:

$$\frac{\partial \mathfrak{U}}{\partial X} = \frac{1}{2} \int \frac{2M}{EJ} \cdot \frac{\partial M}{\partial X} \cdot dx + \frac{1}{2} \int \frac{2P}{EF} \cdot \frac{\partial P}{\partial X} \cdot dx,$$

$$\text{also: } \delta = \frac{\partial \mathfrak{U}}{\partial X} = \int \frac{M}{EJ} \cdot \frac{\partial M}{\partial X} \cdot dx + \int \frac{P}{EF} \cdot \frac{\partial P}{\partial X} \cdot dx. \quad (VII)$$

c) Einfluß der Wärmeänderung.

Die Temperatur ist unabhängig von M und P , aber sie bewirkt Formänderungen und leistet damit Arbeit. Tritt in der oberen Randfaser eines Balkenelementes eine Wärmeänderung t_o , in der unteren eine Änderung t_u und in der Neutralfaser eine solche von t_m ein und nehmen wir an, daß die Querschnitte nach der Verformung eben bleiben, dann ist die Wärmeänderung in irgendeiner Faser im Abstand v von der Nulllinie (Fig. 73 und 74):

$$t = t_m + v \cdot \operatorname{tg} \alpha = t_m + v \cdot \frac{t_o - t_u}{h}.$$

Die Verdrehung des Querschnittes ist also (ε Wärmeausdehnungsziffer):

$$d\varphi_t = \frac{\varepsilon \cdot (t_o - t_u)}{h} \cdot dx \quad (124)$$

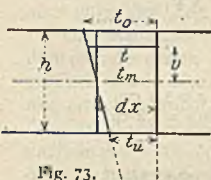


Fig. 73.



Fig. 74.

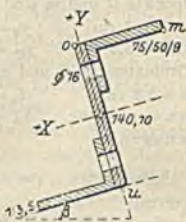


Fig. 75.

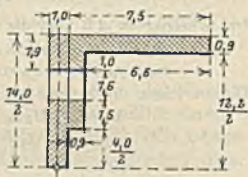


Fig. 76.

und seine Parallelverschiebung:

$$dv_t = \varepsilon \cdot t_m \cdot dx, \quad (125)$$

also ist die Arbeit infolge Wärmeänderung:

$$\mathcal{A}_t = \int M \cdot d\varphi_t + \int P \cdot dv_t. \quad (126)$$

$$\mathcal{A}_t = \int \frac{M \cdot \varepsilon \cdot (t_o - t_u)}{h} \cdot dx + \int \frac{P \cdot \varepsilon \cdot t_m \cdot dx}{E \cdot F}. \quad (\text{VII a})$$

Als Diagramm der Arbeit der Wärme ist nicht ein Dreieck (Fig. 11), sondern ein Rechteck anzunehmen, weshalb der Faktor $\frac{1}{2}$ nicht auftritt.

48. Beispiele.

1. Aufgabe. Die Grenzwerte der Spannungen in einer eisernen Dachpfette (Fig. 75) sind zu berechnen. Es betrage: die Dachneigung 1:3,5 ($\beta = 15^\circ 57'$), der Binderabstand 4,8 m, der Pfettenabstand 2,0 m. Die Dachlasten sind: 28 kg/m² des Grundrisses Eigengewicht, desgleichen 72 kg/m² Schneedruck und 55 kg/m² Winddruck rechtwinklig zur Dachschräge.

Für die Berechnung der Hauptachsen (s. VIII, 41) diene das Achsenkreuz XY . Man berechne (Fig. 75):

$$J_x = \frac{1}{12} [8,5 \cdot 14^3 - 6,6 \cdot 12,2^3 - 0,9 \cdot 4] - \frac{1}{10} [1,9 (10,2^3 - 7^3)] = 940 - 114 = 826 \text{ cm}^4,$$

$$J_y = \frac{1}{12} [0,9 \cdot 16^3 + 4,1 \cdot 2,8^3 + 9 \cdot 1^3] - \frac{2 \cdot 16}{3} [1,4^3 + 0,5^3] = 315 - 3 = 312 \text{ cm}^4,$$

$$J_{xy} = \sum f xy = 2[-0,9 \cdot 6,6 \cdot 6,55 \cdot 4,7 - 5,0 \cdot 0,9 \cdot 4,5 \cdot 0,95 - 7,0 \cdot 1,0 \cdot 3,5 \cdot 0] - 2 \cdot [-1,6 \cdot 1,9 \cdot 4,3 \cdot 0,48] = -404 + 13 = -391 \text{ cm}^4,$$

wobei J_{xy} für das Stehblech $ou = 0$ ist.

Die Lage der Hauptachsen A und B ist für den unverschwächten Querschnitt zu bestimmen und findet sich nach Gl. 109 zu:

$$\operatorname{tg} 2\alpha_0 = \frac{2J_{xy}}{J_y - J_x} = \frac{-788}{-514} = +1,53307, \quad \alpha_0 = 28^\circ 27'.$$

Bei den zur Berechnung der Biegungsspannungen zu benutzenden Trägheitsmomenten ist jedoch die örtliche Verschwächung durch die Niete zu berücksichtigen, demnach wird Gl. 110:

$$J_a = J_x \cos^2 \alpha_0 + J_y \sin^2 \alpha_0 - J_{xy} \sin 2\alpha_0 = 1040 \text{ cm}^4, \quad J_b = J_x + J_y - J_a = 98 \text{ cm}^4.$$

Für 1 m Länge berechnet sich die Belastung einer Pfette aus Eigengewicht und Schneedruck mit $q_e = 2(28 + 72) = 200 \text{ kg/m}$, aus Winddruck mit $q_w = 2 \cdot 55 = 110 \text{ kg/m}$.

Durch Zerlegen findet man (Fig. 77) in der Richtung der Hauptachse A :

$$q_A = q_v \sin(\alpha - \beta) + q_w \sin \alpha = 96 \text{ kg/m},$$

in der Richtung der Hauptachse B :

$$q_B = q_e \cos(\alpha - \beta) + q_w \cos \alpha = 292 \text{ kg/m}.$$

Danach berechnet sich das Biegemoment in der BZ -Ebene: $M_a = \frac{0,292 \cdot 4,8^2}{8} = 0,84 \text{ mt}$, in der AZ -Ebene: $M_b = \frac{0,096 \cdot 4,8^2}{8} = 0,28 \text{ mt}$.

Die Ordinaten der Randpunkte O und m sind im Achsenkreuz XY :

$$x_0 = 0,5 \text{ cm}; \quad y_0 = 7,0 \text{ cm};$$

$$x_m = -8,0 \text{ cm}; \quad y_m = 6,1 \text{ cm}.$$

Im Achsenkreuz AB sind die Ordinaten für O und m :

$$a_0 = y_0 \sin \alpha + x_0 \cos \alpha = 3,8 \text{ cm}; \quad b_0 = y_0 \cos \alpha - x_0 \sin \alpha = 5,9 \text{ cm}.$$

$$a_m = y_m \sin \alpha - x_m \cos \alpha = -4,1 \text{ cm}; \quad b_m = y_m \cos \alpha + x_m \sin \alpha = 9,2 \text{ cm}.$$

Daraus folgen die Randspannungen

$$\sigma_0 = \frac{M_a b_0}{J_a} + \frac{M_b a_0}{J_b} = 1,56 \text{ t/cm}^2; \quad \sigma_m = \frac{M_a b_m}{J_a} + \frac{M_b a_m}{J_b} = 0,43 \text{ t/cm}^2.$$

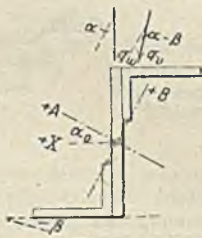


Fig. 77.

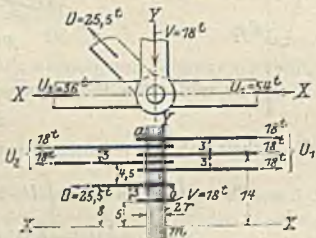


Fig. 78.

2. Aufgabe. In der Fig. 78 ist die Knotenverbindung eines Kettengurtes dargestellt. Es sind auf jeder Seite des Gurtes fünf wagerechte Kettenstäbe U über einen Bolzen geschoben worden. Außerdem greifen an dem Bolzen an: zwei lotrecht gestellte Stäbe V und zwei unter 45° geneigte Stäbe D . Sämtliche Stabkräfte, die am Bolzen Gleichgewicht untereinander halten, sind in der Fig. 78 ihrer Größe nach eingeschrieben, ebenso (in cm) die Abstände der Stäbe untereinander. Zu berechnen ist die Bolzenstärke $d = 2r$ aus Biegung und Abscherung.

In der Bolzenmitte bei m tritt reine Biegung auf, denn es ist:

$$Q_x = 54 - 36 - 18 = 0, \quad Q_y = 18 - 18 = 0,$$

$$M_x = (54 - 36) 14 - 18 \cdot 8 = 108 \text{ cmt}, \quad M_y = 18(8 - 5) = 54 \text{ cmt},$$

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2} = \sqrt{108^2 + 54^2} = 120,75 \text{ cmt}.$$

Man erhält für $\sigma = 1,0 \text{ t/cm}^2$:

$$\sigma = \frac{M r}{J} = \frac{120,75 \cdot r}{\frac{\pi}{4} r^4} = \frac{483}{\pi r^3}, \quad r = 5,36 \text{ cm}.$$

In Bolzenquerschnitt bei b unmittelbar vor V (Fig. 78) erhält man

$$Q_x = 0; \quad Q_y = 18 \text{ t}; \quad M = 120,75 \text{ cmt}.$$

In diesem Querschnitt ist also aus σ und r die maßgebende Spannung σ_{ma} zu berechnen. Nimmt man an, daß r hier (wie berechnet) 5,36 cm Stärke behält, so ist

$$\sigma = 1000 \text{ atm}; \quad r = \frac{18000}{\pi \cdot 5,36^2} = 200 \text{ atr};$$

$$\sigma_{ma} = \frac{1 \cdot 1000}{8} + \frac{5}{8} \sqrt{1000^2 + 4 \cdot 200^2} = 1048 \text{ atm}.$$

IX. Kern.

49. Begriffserklärung.

Schneidet die Nulllinie NN (Fig. 63) den Querschnitt, so entstehen zwei Zonen, die Zugzone und die Druckzone. Die Forderung, daß in einer Zone keine Zugspannungen auftreten sollen, bedeutet, daß die Nulllinie den Querschnitt nicht schneidet, äußerstenfalls gerade berührt. Zeichnet man nun für alle möglichen Nulllinien, die einen Querschnittsumriß berühren, die zugehörigen Angriffspunkte der Längskräfte, so beschreiben diese Punkte eine Linie, die man Kernlinie nennt und deren Punkte Kernpunkte heißen. Die von der Kernlinie eingeschlossene Fläche heißt der Kern des Querschnittes (Fig. 79). Solange der Angriffspunkt der Längskraft innerhalb des Kerns bleibt, herrscht in allen Querschnittspunkten einerlei Normalspannung, also entweder Zug oder Druck, je nach der Richtung der Längskraft.



Fig. 79.

Die Kenntnis der Kernlinien hat für solche Querschnitte praktische Bedeutung, in denen aus Sicherheitsgründen ein Spannungswechsel nicht zugelassen wird. Namentlich gilt dies für Querschnitte von Steinbauten, die nur auf Druck beansprucht werden sollen.

Für einen vieleckigen Querschnittsumriß betrachte man jede Vielecksseite nacheinander als Nulllinie und suche zu jeder dieser Linien mit Hilfe unserer drei Beziehungen (99), (100), (101) den zugehörigen Angriffspunkt der Längskraft. Verbindet man die erhaltenen Punkte durch Linien, so schließen diese den Kern ein. Bildet der Umriß des Querschnittes eine krumme Linie, so darf man diese als ein Vieleck mit einer genügend großen Zahl von Ecken oder Seiten betrachten und den Kern nach dem angegebenen Verfahren zeichnen. In diesem Falle bildet der Kern eine krumme Linie.

50. Die reziproken Beziehungen zwischen der Nulllinie und der Achse durch den Angriffspunkt.

a) Die Angriffspunkte von parallelen Nulllinien liegen auf einer Geraden (Fig. 80). Es ist: $a_1 \cdot s_1 = i_u^2$, $a_2 \cdot s_2 = i_u^2$, $a_3 \cdot s_3 = i_u^2$.

Führt man für die Nulllinien N_1 und N_2 das Verfahren durch, so ist für jede von beiden eine Parallele durch den Schwerpunkt zu ziehen. Dieses ist die Achse U . Da nun N_1 und N_2 parallel sind, so fällt U_1 mit U_2 zusammen. Die Achse V durch den Angriffspunkt und durch den Schwerpunkt finden wir stets als die konjugierte Achse zu U . Da die Achsen U_1 und U_2 zusammenfallen, decken sich auch die Achsen V_1 und V_2 , d. h. die Angriffspunkte A_1, A_2 liegen auf einer Geraden durch den Schwerpunkt.

Zu beachten ist, daß stets der Satz von der mittleren Proportionalen gelten muß, also $a \cdot i_z = i_u^2 = \text{konst.}$ Je weiter die parallelen Nulllinien vom Kern abrücken, je größer also a wird, um so näher muß A an den Schwerpunkt heranrücken. Für $a = \infty$ wird $s = 0$, d. h. der unendlich fernen Geraden entspricht als Angriffspunkt der Schwerpunkt.

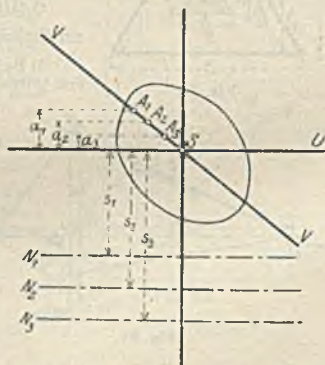


Fig. 80.

b) Gehen zwei Nulllinien durch ein und denselben Punkt, so liegen die Angriffspunkte auf einer Geraden. Bilden die Nulllinien ein Strahlenbüschel, so liegen die Angriffspunkte auf einer Geraden (Fig. 81).

c) Liegt der Angriffspunkt W auf einer zu w konjugierten Achse v , so liegt auch der Angriffspunkt V auf dieser Achse w .

51. Beispiele.

a) Rechteck (Fig. 82). Es ist:

$$J_x = \int y^2 dF = \frac{1}{12} \cdot d \cdot h^3, \quad J_y = \int x^2 dF = \frac{1}{12} h \cdot d^3, \quad F = d \cdot h, \quad i_y^2 = \frac{J_x}{F} = \frac{1}{12} h^2,$$

$$i_y^2 = \frac{1}{12} d^2, \quad s_x = \frac{h}{2}, \quad s_y = \frac{d}{2}, \quad a_x = \frac{i_y^2}{s_x} = \frac{h}{6}, \quad a_y = \frac{i_x^2}{s_y} = \frac{d}{6}.$$

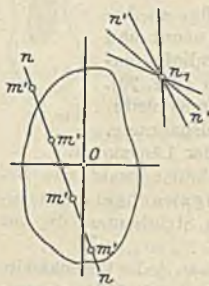


Fig. 81.

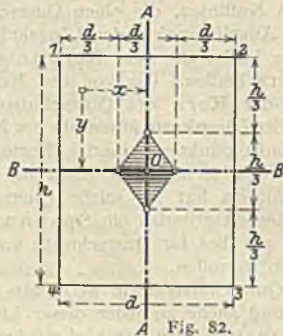


Fig. 82.



Fig. 83.

Die Kernfläche nimmt somit in der Breite und in der Höhe gemessen das innere Drittel der Rechteckfläche ein.

b) Kreis (Fig. 83). Das polare Trägheitsmoment ist:

$$J_p = 2J = \int_0^r \rho^2 (2\rho \pi \cdot d\rho) = \frac{\pi \cdot r^4}{2}, \quad i_x^2 = i_y^2 = \frac{J}{F} = \frac{r^2}{4}, \quad s_x = s_y = r,$$

$$a_x = a_y = \frac{i_x^2}{s_x} = \frac{i_y^2}{s_y} = \frac{r}{2}.$$

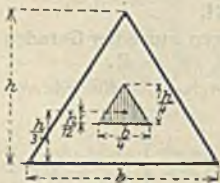


Fig. 84.

Der Kern ist also eine Kreisfläche vom Durchmesser $\frac{r}{2}$.

c) Gleichschenkliges Dreieck (Fig. 84). Der Kern ist ein ähnliches Dreieck von der Grundlinie $\frac{b}{4}$ und Höhe $\frac{h}{4}$.

d) Beliebiger Umriß für Hauptachsen (Fig. 85). Eine den Querschnitt berührende Nulllinie nn schneide auf den Hauptachsen die Strecken: $\overline{OA} = s_a$ und $\overline{OB}_c = s_b$ ab. Dann ist:

$$i_a^2 = a_a \cdot b; \quad i_b^2 = a_b \cdot s_a.$$

Man trage i_a und i_b als Strecken \overline{OC} und \overline{OD} in den Richtungen der zu ihnen gehörigen Achsen auf. Verbinde A mit D und B mit C . Sodann ziehe man CE rechtwinklig zu BC und DF rechtwinklig zu AD . Nach dem Satze von der mittleren Proportionalen sind dann $OE = a_a$ und $OF = a_b$, die Koordinaten des Angriffspunktes m der Längskraft, welchem die Nulllinie nn entspricht. m ist also der gesuchte Kernpunkt.

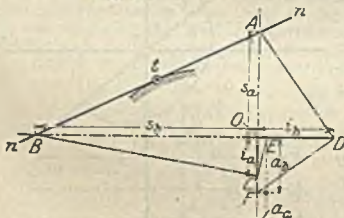


Fig. 85.

e) Zeichnerische Ermittlung der Randspannungen für den Rechteckquerschnitt (Fig. 86). Ist d die Breite, $b = 1$ die Tiefe des Querschnitts, c der Abstand der Kraft P vom Schwerpunkt S , dann ist die Spannung im Punkte A nach (II), S. 214, für $F = 1 \cdot d$, $M = P \cdot c$ und $J : c$

$$\sigma_A = \frac{P}{d}$$

$$= W = \frac{1 \cdot d^3}{6};$$

und die Randspannung im Punkte A nach (II), S. 214, für $F = 1 \cdot d$, $M = P \cdot c$ und $J : c$

$$\sigma_a = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} = \frac{P}{d} + \frac{6 \cdot P \cdot c}{d^2} = \sigma_a \cdot \left(1 + \frac{6c}{d}\right)$$

oder:

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_s} = \frac{d}{6} + c \quad (128)$$

Daraus ergibt sich die in Fig. 86 ersichtliche zeichnerische Ermittlung der Randspannungen. Man trage im Schwerpunkt S die Strecke $\overline{SC} = \sigma_s = \frac{P}{F}$ auf, verbinde den Kernpunkt K_1 mit

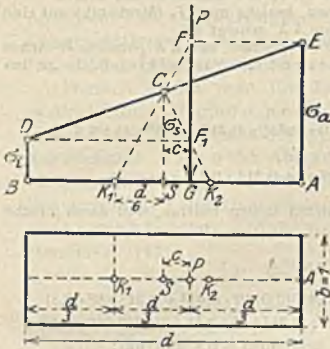


Fig. 86.

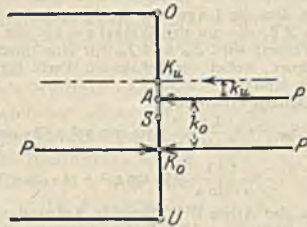


Fig. 87.

dem Punkte C und verlängere K_1C bis zum Schnitt F mit der Kraft P . Zieht man dann FE parallel BA , so ergibt die Linie ECD die Art der Spannungsverteilung. Beweis: Aus der Betrachtung der ähnlichen Dreiecke CK_1S und FK_1G folgt (128).

Welchen Kernpunkt man mit dem Punkte C verbindet, ist gleichgültig; zweckmäßig nimmt man den Kernpunkt, der auf derjenigen Seite der Querschnittshälfte liegt, in welcher die Einzelkraft nicht angreift.

f) Kernpunktsmomente für den Rechteckquerschnitt. Im Schnitt $o-u$ (Fig. 87) greife im Punkte A eine Einzelkraft P an. K_0 und K_u seien die Kernpunkte, S der Schwerpunkt der rechteckigen Querschnittsfläche. Anstatt nun im Schwerpunkt S zwei entgegengesetzt gerichtete Kräfte P anzubringen, bringe man sie in einem Kernpunkt, z. B. K_0 , an. Dann ergibt sich ein Kräftepaar P mit dem Hebelsarm k_0 und eine Einzelkraft P , im Punkte K_u angreifend. Diese erzeugt aber im Randpunkte O die Spannung Null, während das Kräftepaar P mit dem Hebelsarm k_u die Randspannung:

$$\sigma_0 = \frac{P \cdot k_u}{W} = \frac{M_{ku}}{W} \quad (129a)$$

hervorruft, wobei W das Widerstandsmoment des Querschnitts ist. Den Ausdruck $P \cdot k_u = M_{ku}$ bezeichnet man als Kernpunktsmoment. Entsprechend ergibt sich:

$$\sigma_u = \frac{P \cdot k_0}{W} = \frac{M_{k_0}}{W} \quad (129b)$$

Anwendung insbesondere bei Gewölberechnungen.

g) Winkeleisen. Für das ungleichschenklige, 1 cm starke Winkeleisen Nr. 5/10 sollen Schwerpunkt, Hauptachsen und Kern berechnet werden (Fig. 88—89).

$$F = 10 \cdot 1 + 1 \cdot 4 + 0,215 \cdot 0,9^2 - 2 \cdot 0,215 \cdot 0,45^2 = 14,087 \text{ cm}^2.$$

1. Für die Achsen U und V :

$$S_u = \frac{1}{2} \cdot 10^2 + \frac{4}{2} \cdot 1^2 + 0,9^2 (0,215 \cdot 1,9 - 0,167 \cdot 0,9)$$

$$- 0,45^2 [0,215 (10 - 0,45) + 0,167 \cdot 0,45] - 0,45^2 (0,215 \cdot 0,55 + 0,167 \cdot 0,45) = 51,74 \text{ cm}^3.$$

$$J_u = \frac{1}{3} (1 \cdot 10^3 + 4 \cdot 1^3) + 0,9^2 (0,215 \cdot 1,9^2 - 0,333 \cdot 1,9 \cdot 0,9 + 0,137 \cdot 0,9^2)$$

$$- 0,45^2 [0,215 (10 - 0,45)^2 + 0,333 (10 - 0,45) \cdot 0,45 + 0,137 \cdot 0,45^2]$$

$$- 0,45^2 (0,215 \cdot 0,55^2 + 0,333 \cdot 0,55 \cdot 0,45 + 0,137 \cdot 0,45^2) = 330,62 \text{ cm}^4.$$

$$S_v = \frac{1}{2} \cdot 5^2 + \frac{9}{2} \cdot 1^2 + 0,9^2 (0,215 \cdot 1,9 - 0,167 \cdot 0,9)$$

$$- 0,45^2 [0,215 (5 - 0,45) + 0,167 \cdot 0,45] - 0,45^2 (0,215 \cdot 0,55 + 0,167 \cdot 0,45) = 16,96 \text{ cm}^3.$$

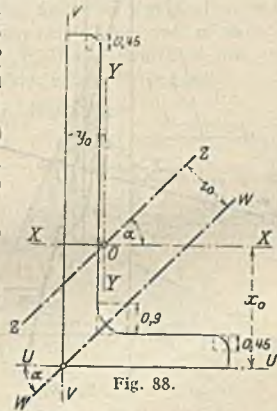


Fig. 88.

$$J_v = \frac{1}{3} (1 \cdot 5^3 + 9 \cdot 1^3) + 0,9^2 (0,215 \cdot 1,9^3 - 0,333 \cdot 1,9 \cdot 0,9 + 0,137 \cdot 0,9^2) \\ - 0,45^2 [0,125 (5 - 0,45)^2 + 0,333 (5 - 0,45) 0,45 + 0,137 \cdot 0,45^2] \\ - 0,45^2 [0,215 \cdot 0,55^2 + 0,333 \cdot 0,55 \cdot 0,45 + 0,137 \cdot 0,45^2] = 43,84 \text{ cm}^4.$$

Die Schwerpunktsabstände von den Achsen U, V sind:

$$x_0 = \frac{S_u}{F} = 3,673 \text{ cm}; \quad y_0 = \frac{S_v}{F} = 1,204 \text{ cm}.$$

Die zu den Achsen UV parallelen Schwerpunktsachsen sind mit XX und YY bezeichnet.

Es wird: $J_x = J_u - F x_0^2 = 140,58 \text{ cm}^4$, $J_y = J_v - F y_0^2 = 23,42 \text{ cm}^4$.

2. Um die Lage der Hauptachsen zu berechnen, beziehe man J_z (Mechanik) auf eine Achse ZZ , die um den Winkel $\alpha = 45^\circ$ zur Schwerachse XX geneigt ist.

Vorerst wird S_w und J_w für eine durch die Ecke W gehende, zur ZZ parallele W -Achse berechnet, wobei die bekannten Werte für ein Trapez und eine Viertelkreisfläche zu benutzen sind¹⁾.

Danach erhält man:

$$S_w = + \frac{1 \cdot 1}{6 \cdot \sin \alpha} [(10 \cdot \sin \alpha)^2 + (9 \cdot \sin \alpha)^2 + 9 \cdot 10 \cdot \sin^2 \alpha] - 0,215 \cdot 0,45^2 \cdot 9 \cdot \sin \alpha \\ - \frac{1 \cdot 1}{6 \cdot \sin \alpha} [(5 \cdot \sin \alpha)^2 + (4 \cdot \sin \alpha)^2 + 5 \cdot 4 \cdot \sin^2 \alpha] + 0,215 \cdot 0,45^2 \cdot 4 \cdot \sin \alpha.$$

Die in der Achse WW liegende Ausrundung liefert hierzu keinen Beitrag, weil deren Fläche symmetrisch zu beiden Seiten der Achse liegt.

$$J_w = \frac{1 \cdot 1}{12 \cdot \sin \alpha} [(10 \cdot \sin \alpha + 9 \cdot \sin \alpha) (10^2 \cdot \sin^2 \alpha + 9^2 \cdot \sin^2 \alpha) \\ + (5 \cdot \sin \alpha + 4 \cdot \sin \alpha) (5^2 \cdot \sin^2 \alpha + 4^2 \cdot \sin^2 \alpha)] - 0,45^2 (0,0119 \cdot 0,45^2 + 0,215 \cdot 9^2 \cdot 0,5) \\ - 0,45^2 (0,0119 \cdot 0,45^2 + 0,215 \cdot 4^2 \cdot 0,5) + 0,9^2 (0,019 \cdot 0,9^2).$$

Für $\sin \alpha = 0,7071$ und $\sin^2 \alpha = 0,5$ gibt das:

$$S_w = 24,59 \text{ cm}^3, \quad J_w = 156,56 \text{ cm}^4.$$

S_w kann dazu dienen, die Richtigkeit der Abstände x_0 und y_0 nachzuprüfen. Ist x_0 der Schwerpunktsabstand von der WW , so ist anzuschreiben

$$z_0 = \frac{S_w}{F} = 1,746 \text{ cm}.$$

Den gleichen Wert erhält man aus

$$z_0 = (x_0 - y_0) \sin 45^\circ,$$

$$z_0 = (3,673 - 1,204) 0,7071 = 1,746 \text{ cm}.$$

Das noch fehlende Trägheitsmoment J_z ergibt sich mit

$$J_z = J_w - F z_0^2 = 113,62 \text{ cm}^4.$$

Aus den drei Trägheitsmomenten J_x, J_y und J_z berechnet sich das Zentrifugalmoment J_{xy} mit

$$J_{xy} = \frac{1}{2} (J_x + J_y) - J_z = 31,62 \text{ cm}^4.$$

Die Lage der Hauptachsen ist gegeben durch:

$$\tan 2 \alpha_0 = \frac{2 J_{xy}}{J_y - J_x} = +0,53978.$$

$$2 \alpha_0 = 28^\circ 22' \text{ und } \alpha_0 = 14^\circ 11'.$$

Ohne Berücksichtigung der Schenkelabrundungen erhält man

$$\alpha_0 = 14^\circ 20'.$$

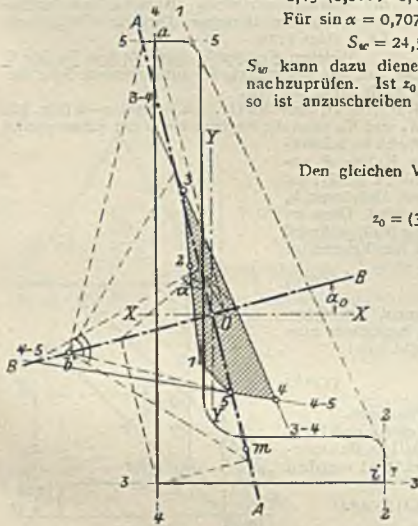


Fig. 89.

3. Es folgen die Hauptträgheitsmomente:

$$J_a + J_b = J_x + J_y = 164,00,$$

$$J_a - J_b = \frac{J_x - J_y}{\cos 2 \alpha_0} = \frac{117,16}{0,57994} = 133,15.$$

$$J_a = 148,575 \text{ cm}^4; \quad J_b = 15,425 \text{ cm}^4.$$

Zeichnet man jetzt zu den in der Fig. 88 angegebenen Lagen $I-1, 2-2, 3-3, 4-4$ und $5-5$ der Nulllinie die zugehörigen Kernpunkte, so erhält man, wie in der Fig. 89 graphisch ausgeführt, die Kernlinie $I-2-3-4-5$. Die Hilfslinien zur Bestimmung des Kernpunktes I sind durch Punktieren ausgezeichnet.

¹⁾ Mehrstens, Vorlesungen, 2. Aufl., 1. Bd., S. 296—299, und Mechanik, S. 119.

52. Lage der Nulllinie bei fehlender oder versagender Zugzone.

a) Allgemeines. Eine Biegung bei fehlender Zugzone kann nur eintreten, wenn der Angriffspunkt der Längskraft zwischen einem Randpunkte und einem benachbarten Kernpunkte zu liegen kommt. In diesem Falle schneidet die Nulllinie die Querschnittsfläche, und es wird also darauf ankommen, die Lage der Nulllinie allgemein unter der Bedingung festzulegen, daß nur die Druckzone wirksam ist, während die Zugzone (z. B. bei freistehenden Mauern ohne Mörtelverbindung und dgl.) versagt. Für die oberhalb der Nulllinie nn (Fig. 90) liegende (allein wirksame) Druckzone sind in diesem Falle Schwerpunkt und Flächengrößen nicht mehr für den gegebenen Querschnittsumriß, sondern nur für den von der nn begrenzten schraffierten Umriß der Druckzone zu berechnen.

Danach findet man für die Lage der Nulllinie eine der maßgebenden Bedingungen in der Gleichung $i_x^2 = v y_n$, worin i_x der Trägheitshalbmesser für die der Nulllinie parallele Schwerachse XX , v der Abstand des Angriffspunktes m der Längskraft und y_n der Abstand der Nulllinie nn von dem Schwerpunkte s der Druckzone bedeuten. Alle diese Maße rechtwinklig zur XX gemessen. Außerdem ist (s. Mechanik, S. 117)

$$J_n = J_x + F y_n^2.$$

Daraus erhält man die erste wichtigste Bedingung für die Lage der Nulllinie mit

$$v + y_n = \frac{J_n}{S_n}. \quad (130)$$

Darin bedeuten J_n das Trägheitsmoment und S_n das statische Moment der Druckzone F bezogen auf die Nulllinie. Die zweite Bedingung besagt, daß die Mittelkraft aller σ gleich und parallel der Längskraft P sein und ihre Richtung durch deren Angriffspunkt m verlaufen muß.

Sind beide Bedingungen erfüllt, so ist bei gegebener Lage von m auch die Spannungsverteilung im Querschnitt bestimmt. Fällt die Kraftlinie mit einer Hauptachse zusammen, so genügt die Erfüllung der ersten Bedingung.

b) Der rechteckige Querschnitt (Fig. 91). Nach der Gl. (130) erhält man

$$v + y_n = \frac{2}{3} d$$

und

$$c = d - (v + y_n) = \frac{d}{3}.$$

Daraus folgt die Breite der Druckzone mit

$$d = 3c. \quad (131a)$$

Mit d ist die Spannungsverteilung gegeben. Zur Darstellung der Spannungslinie braucht man nur noch die Achsenspannung σ_s im Schwerpunkt s der Druckzone zu berechnen. Es ist

$$\sigma_s = \frac{P}{b \cdot d}.$$

Trägt man σ_s als Strecke $s s'$ in der Schwerpunktsenkrechten auf, verlängert die ns' , bis die Randpunktsenkrechte durch a in a' geschnitten wird, so ergibt sich die Randspannung σ_a doppelt so groß als die mittlere Spannung σ_s . Es ist also mit Verwendung von (131a)

$$\sigma_a = \frac{2P}{bd} = \frac{2P}{3bc}. \quad (131b)$$

Anwendung besonders bei Ermittlung der Spannungen in einer Bodeufuge.

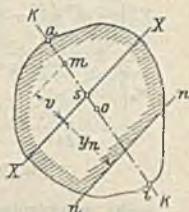


Fig. 90.

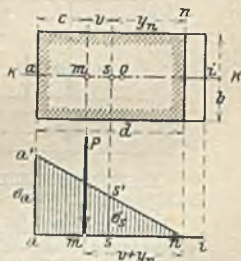


Fig. 91.

c) Beispiele: 1. Aufgabe. Ein Brückenpfeiler (Fig. 92) steht ohne Mörtelverbindung auf einer wagrecht abgeglichenen Grundmauer. Sein Gewicht beträgt 2000 kg/m^3 . Außerdem trägt der Pfeiler noch zwei in der YZ -Ebene und symmetrisch zur ZZ gelegene lotrechte Lasten A von je $24,6 \text{ t}$. Wie groß muß eine in der Symmetrieebene YZ und in der Pfeilerkronen wirkende wagerechte Kraft H sein, um zu bewirken, daß die Nulllinie nn der Pfeilergrundfläche durch den Mittelpunkt k des Kreises läuft, der den Pfeilerquerschnitt an einem Ende abschließt? Wie groß ist dann die Randspannung σ_a ?

Aus der Gl. (130)

$$v + y_n = \frac{J_n}{S_n}$$

findet man

$$\frac{J_n}{S_n} = \frac{\frac{1}{2} r^4 \pi - \frac{1}{2} r^2 \pi y_0^2 + \frac{1}{2} r^2 \pi (y_0 + l)^2 + \frac{2 r l^3}{3}}{\frac{1}{2} r^2 \pi (y_0 + l) + \frac{2 r l^2}{2}}$$

Darin ist y_0 der Schwerpunktsabstand $\overline{k's'}$ der Halbkreisfläche mit dem Mittelpunkt k' .

Also

$$y_0 = \frac{4r}{3\pi}. \quad \text{Das gibt} \quad v + y_n = \frac{402,224}{86,750} = 4,64 \text{ m.}$$

Fig. 92.

Die Mittelkraft R aller Lasten muß durch den im Abstande $(v + y_n)$ von der Nulllinie liegenden Angriffspunkt m verlaufen. Dadurch ist der Winkel α , den R mit der Pfeilerachse ZZ einschließt, gegeben:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{G + 2A} = \frac{v + y_n - \frac{l}{2}}{h}$$

also

$$H = \frac{v + y_n - \frac{l}{2}}{h} (G + 2A) \quad (132 a)$$

Die Randspannung σ_a ist bestimmt durch ihr Verhältnis zur Achsenspannung σ_s der Druckzone:

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_s} = \frac{r + l}{y_n}$$

Der Schwerpunktsabstand y_n berechnet sich mit

$$y_n = \frac{\frac{1}{2} r^2 \pi (y_0 + l) + \frac{2 r l^2}{2}}{\frac{1}{2} r^2 \pi + 2 r l} = 3,30 \text{ m.}$$

Ferner ist

$$\sigma_s = \frac{G + 2A}{\frac{1}{2} r^2 \pi + 2 r l}$$

Daraus

$$\sigma_a = \frac{r + l}{y_n} \frac{G + 2A}{\frac{1}{2} r^2 \pi + 2 r l} \quad (132 b)$$

G berechnet sich mit

$$G = (r^2 \pi + 2 r l) h \cdot 2 = 390,8 \text{ t.}$$

und aus (132 b) folgt $H = 156,9 \text{ t}$

$$\sigma_a = 3,55 \text{ atm.}$$

2. Aufgabe. Der vorstehend behandelte Brückenpfeiler soll, 2 m tief unter seiner Sockelfläche, auf rechteckiger Sohle gegründet werden, so daß die Grundmauer in zwei Absätzen, oben von $5 \cdot 10$ und unten von $6 \cdot 11 \text{ m}$, angelegt werden kann (Fig. 93). Wie

groß wird der größte Bodendruck, wenn das Gewicht der Grundmauer, wie des Pfeilers, 200 kg/m^3 beträgt?

Der Winkel α , den die Mittelkraft R mit der Pfeilerachse ZZ bildet, ist

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{G + 2A + G'}$$

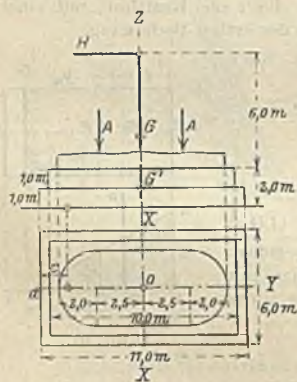


Fig. 93.

worin $G' = (5 \cdot 10 + 6 \cdot 11) 2 = 232,0$ t das Grundmauergewicht vorstellt. Aus

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{y}{2+6} \quad \text{und} \quad y = 405 \text{ cm}$$

erhält man den Abstand des Angriffspunktes m der lotrecht wirkenden Kräfte von der Schwerachse XX . Bezeichnet man die Summe dieser Kräfte mit P , so ist

$$P = G + 2A + G' = 672,0 \text{ t.}$$

Der Abstand c zwischen dem Rande der Druckzone und dem Punkte m ist

$$c = \frac{1100}{2} - y = 145 \text{ cm.}$$

Die gesuchte Randspannung σ_a erhält man aus Gl. (131 b) mit

$$\sigma_a = \frac{2P}{3 \cdot c \cdot 600} = 5,15 \text{ atm.}$$

Literatur: Zeitschrift für Bauwesen 1892. Land, Spannungsverteilung und Kern. Mehrrens, Vorlesungen. 2. Aufl. I. Band. Verlag Engelmann, Leipzig. Mohr, Abhandlungen aus dem Gebiete der Technischen Mechanik. 2. Aufl. S. 264. W. Ernst & Sohn, Berlin. Müller-Breslau, Die graph. Statik der Baukonstruktionen 5. Aufl. I. Band. S. 23 ff. Verlag Kröner-Leipzig.

X. Gekrümmte Stäbe.

53. Grundlagen der Berechnung.

a) Dehnungen. Ein Querschnitt tt zerlege die Stabachse (Fig. 94 a) in zwei Teile oa und ob . Die Mittelkraft der auf dem Teile oa wirkenden äußeren Kräfte sei R . Kraftebene und Krümmungsebene sind (für ebene Träger) gleichbedeutend.

Die Querschnittsebene verläuft durch den Mittelpunkt c der Krümmung im Punkte o . Der Krümmungshalbmesser oc sei ρ . Eine Tangente ZZ in o schließe mit der U -Achse den Winkel φ ein. Dann bildet der Krümmungshalbmesser mit der V -Achse ebenfalls den Winkel φ . Der Abstand om des Angriffspunktes der Mittelkraft R vom Schwerpunkte o sei v .



Fig. 94 a.

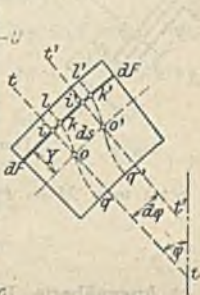


Fig. 94 b.

In jedem Querschnitt falle die Kraftlinie mit einer Hauptachse zusammen. Dann wird die Stabachse nach erfolgter Formänderung in der Kraftebene verbleiben. Neben o , in der Entfernung $oo' = ds$ (in Bogenmaß gemessen), lege man durch den Achsenpunkt o' einen Nachbarquerschnitt $t't'$ (Fig. 94 b). Vor ihrer Formänderung hatte eine beliebige Stabfaser im Abstände y eine Länge $dl = ii'$. Nach erfolgter Stabbiegung ist ihre Länge kk' geworden. Die Schnittlinien der beiden Querschnitte mit der Kraftebene mögen eine Krümmung annehmen, wie sie in der Fig. 94 b durch die Linien ql und $q'l'$ dargestellt ist. Außerdem darf angenommen werden, daß die Verschiebungen ik und $i'k'$ der Faserpunkte i und i' bei der Biegung immer gleich groß ausfallen. Daraus ergibt sich

$$kk' = ii',$$

in Worten: In der Kraftebene gemessen ist, die Längenänderung einer Faser im Abstand y gleich der Änderung der Entfernung zwischen den Faserpunkten i und i' der beiden ursprünglichen geraden Querschnittslinien tt und $t't'$.

Unter der weiteren Annahme, daß y während der Formänderung unveränderlich bleibt, erhält man für die Dehnung λ die Gleichung

$$\lambda = \frac{\varrho}{\varrho + y} \left(\frac{\Delta ds}{ds} + y \frac{\Delta d\varrho}{ds} \right). \quad (133)$$

b) Normalspannungen¹⁾. Die im Punkte m des Schnittes tt angreifende Mittelkraft R zerlege man in eine Längskraft P und eine Querkraft Q .

P sei negativ oder positiv, je nachdem es dem betrachteten Querschnitte zugekehrt oder abgekehrt gerichtet ist. Q sei negativ oder positiv, je nachdem es nach dem Krümmungsmittel c oder entgegengesetzt gerichtet ist.

Aus Gl. (133) erhält man, weil $\sigma = E \cdot \lambda$ ist, die Bedingungen

$$\begin{aligned} \frac{P}{E} &= \frac{\Delta ds}{ds} \int \frac{\varrho \cdot dF}{\varrho + y} + \frac{\Delta d\varrho}{ds} \int \frac{\varrho y dF}{\varrho + y}, \\ \frac{M}{E} &= \frac{\Delta ds}{ds} \int \varrho y \cdot dF + \frac{\Delta d\varrho}{ds} \int \frac{\varrho y^2 dF}{\varrho + y}. \end{aligned}$$

Nach erfolgter Verwandlung des Bruches $\varrho : (\varrho + y)$ in eine unendliche Reihe, von welcher nur drei Glieder genommen werden, sind die Integrationen ausführbar. Man erhält

$$\frac{\Delta ds}{ds} = \frac{P}{EF} + \frac{M}{EF\varrho}. \quad (134)$$

$$\frac{\Delta d\varrho}{ds} = \frac{P}{EF\varrho} + \frac{M}{EJ_0} + \frac{M}{EF\varrho^2},$$

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M}{F\varrho} + \frac{M\varrho y}{J_0(\varrho + y)}.$$

$$J_0 = \int \frac{\varrho y^2 dF}{\varrho + y}. \quad (135)$$

Setzt man $M = Pv$, so gibt das

$$\sigma = \frac{P}{F} \left(1 + \frac{v}{\varrho} + \frac{v\varrho y F}{J_0(\varrho + y)} \right). \quad (136)$$

c) Angenäherte Berechnungen. Für Querschnitte, die in bezug auf die X -Achse symmetrisch sind (Fig. 95), verschwinden alle mit ungeradem Exponenten behaftete Glieder von y in der Reihe für J_0 . Das gibt

$$J_0 = J_x + \frac{1}{\varrho^2} \int y^4 \left(1 + \frac{y^2}{\varrho^2} + \frac{y^4}{\varrho^4} + \dots \right) dF. \quad (137)$$

Ist in solchen Fällen die Querschnittshöhe klein gegenüber dem Krümmungshalbmesser, so darf man den zweiten Summanden von J_0 vernachlässigen. Dann folgt aus den Gl. (134):

$$\frac{\Delta ds}{ds} = \frac{P}{EF}; \quad \frac{\Delta d\varrho}{ds} = \frac{M}{EJ}; \quad \sigma = \frac{P}{F} + \frac{My}{J_x}.$$

d. h. die Berechnung kann so erfolgen, als ob der Stab zwischen den betrachteten Nachbarquerschnitten tt und $t't'$ (Fig. 94) gerade wäre.

d) Spannungslinie, Nulllinie und Schubspannungen. Man erhält die Normalspannung als Ordinaten einer Hyperbel, deren eine Asymptote $z'z''$

¹⁾ Siehe Mehrtens, Vorlesungen 1. Teil, 2. Band, S. 166 (Leipzig 1910).

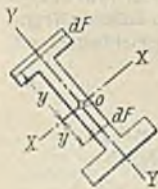


Fig. 95.

Darin ist

urch das Krümmungsmittel c verläuft (Fig. 96). Dabei fällt ihr Nullpunkt n nicht mit dem Schwerpunkte o des Querschnittes zusammen. Die Lage der Nulllinie bestimmt sich aus (136) für $\sigma = 0$

$$y_n = - \frac{\varrho + v}{1 + \frac{v}{\varrho} + \frac{\varrho \cdot v \cdot F}{J_0}}, \quad (138)$$

wenn y_n den Abstand des Nullpunktes n vom Schwerpunkte o vorstellt.

Bei der Berechnung von krummen Trägern fallen die Querkräfte Q gegenüber den Längskräften P in der Regel sehr klein aus. Deshalb erscheint es hier mehr als bei geraden Trägern zulässig, die Schubspannungen zu vernachlässigen.

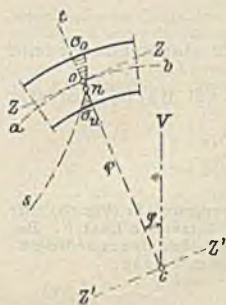


Fig. 96.

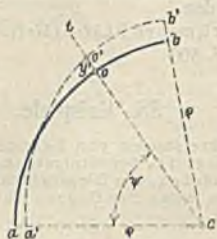


Fig. 97 a.



Fig. 97 b.

54. Elastische Linien krummer Stäbe¹⁾.

a) Formänderungen. Aus den Gl. (134)–(136) und Fig. 93 a und b folgt:

$$\Delta s = \frac{1}{E} \int \left(\frac{P}{F} + \frac{M}{F\varrho} \right) ds; \quad \Delta \varphi = \frac{1}{E} \int \left(\frac{M}{J_0} ds + \frac{\Delta ds}{\varrho} \right). \quad (139)$$

Geht ϱ nach erfolgter Formänderung in ϱ' über, so ist

$$\frac{1}{\varrho'} - \frac{1}{\varrho} = \frac{M}{E J_0} \frac{1}{1 + \frac{P}{EF} + \frac{M}{EF\varrho}}, \quad (140)$$

angenähert

$$\frac{1}{\varrho'} - \frac{1}{\varrho} = \frac{M}{E J_0}. \quad (140a)$$

Ist die Stabhöhe groß gegenüber ϱ , so geht J_0 in $J = \int y^2 dF$ über.

Bei gegebenem ϱ kann Gl. (140) dazu dienen, um für einen beliebig belasteten krummen Stab die nach erfolgter Formänderung eintretende elastische Linie mit Hilfe der Berechnung verschiedener Werte von ϱ' darzustellen.

b) Differentialgleichung der elastischen Linie eines nach einem Kreisbogen gekrümmten Stabes (Fig. 97 a). Krümmungshalbmesser im beliebigen Punkte o' ist

$$\varrho' = \frac{\pm \left[r^2 + \left(\frac{dr}{d\psi} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}}}{r^2 + 2 \left(\frac{dr}{d\psi} \right)^2 - r \frac{d^2 r}{d\psi^2}}. \quad (141)$$

ψ Winkel zwischen den Fahrstrahlen ac und oc . Ist die Verschiebung $oo' = y'$, so erhält man

$$E J_0 \frac{d^2 y'}{ds^2} = \pm M. \quad (142)$$

¹⁾ Siehe Mehrtens, a. a. O., S. 298 ff.

Für ein rechtwinkliges Achsenkreuz (Fig. 97b) ist:

$$y' = \frac{v}{\cos \varphi}; \quad ds = \frac{du}{\cos \varphi}.$$

$$E J_0 \frac{d^2 v}{d u^2} = \pm M, \quad (143)$$

ist y die Projektion der bogenrecht gemessenen Verschiebung y' auf die V -Achse, so kann J_0 in vielen Fällen durch

$$J = \int y^2 dF$$

ersetzt werden. Gl. (143) läßt sich zur Darstellung der elastischen Linie von Korbbögen verwenden.

Über sehr stark gekrümmte Stäbe (Kettenhaken) vgl. Bach, Elastizität und Festigkeit, 7. Aufl., S. 500.

55. Beispiele.

1. Aufgabe. Ein Halbkreisbogen von I-förmigem Querschnitte (Fig. 98) mit drei Gelenken (Fig. 99) trägt im Scheitelgelenk c eine lotrechte Last V . Bei welcher Größe von V erreichen die Biegungsspannungen des Bogens die zulässige Grenze von 1000 atm, wenn der Bogenhalbmesser 10 m beträgt?

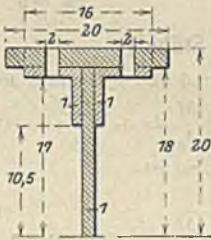


Fig. 98.

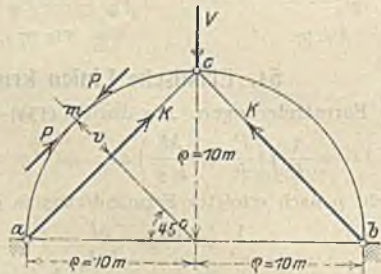


Fig. 99.

Das größte Moment M entsteht im Querschnitte m , in der Mitte eines Bogenschenkels (Fig. 99). Darin ist

$$\begin{aligned} \text{die Achsenkraft } P &= -K = -0,707 V, \\ \text{der Hebelarm } v &= 2,071 \text{ m.} \end{aligned}$$

Ist h die bogenrechte Höhe des Querschnittes (Fig. 98), so folgt nach Gl. (136)

$$\sigma = \frac{P}{F} \left[1 + \frac{v}{\varrho} + \frac{v \varrho \frac{h}{2} F}{J_0 \left(\varrho + \frac{h}{2} \right)} \right]. \quad (144)$$

Darin ist

$$J_0 = \int \frac{\varrho y^2 dF}{\varrho + y}$$

Für den vorliegenden symmetrischen Querschnitt gibt das nach Gl. 137:

$$J_0 = J + \frac{1}{\varrho^2} \int y^4 \left(1 + \frac{y^2}{\varrho^2} + \frac{y^4}{\varrho^4} + \dots \right) dF.$$

Es genügt, nur das erste Glied dieser Reihe zu berücksichtigen. Man erhält dann

$$J_0 = J + \frac{2}{\varrho^2} \left[\int_{18}^{20} (20-4)y^4 dy + \int_{17}^{18} (16-4)y^4 dy + \int_{10,5}^{17,0} 3y^4 dy + \int_0^{10,5} 1 \cdot y^4 dy \right].$$

$$J = 38760 \text{ cm}^4.$$

$$J_0 = 38760 + 12,2 = 38722 \text{ cm}^4.$$

Daraus nach Gl. (144) für $\sigma = 1000 \text{ kg/cm}^2$ die Kraft $V = 12\,529 \text{ kg}$.
 Hätte man die Nachbarquerschnitte bei m als solche eines geraden Stabes betrachtet, so wird

$$\sigma = 1000 = \frac{P}{F} + \frac{M h/2}{J}; \quad V = 12\,448 \text{ kg}.$$

2. Aufgabe. Wie groß ist die lotrechte Verschiebung irgendeines Achsenpunktes m des Bogenträgers der vorigen Aufgabe, wenn sein Scheitelgelenk in Fortfall kommt und der Stützpunkt b auf Rollen wagrecht verschieblich angeordnet wird? (Fig. 100.)

Aus Fig. 100 und der Gl. (143) folgt

$$E J_0 \frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{V}{2} x,$$

wenn V die im Bogenscheitel angreifende lotrechte Last und y die dadurch verursachte Verschiebung eines beliebigen Kreispunktes der Abszisse X vorstellt. Nach zweimaliger Integration und Bestimmung der Unveränderlichen erhält man

$$E J_0 y = \frac{V}{2} \left(\frac{w^2}{2} x - \frac{x^3}{6} \right).$$

Das gibt z. B. für den Scheitelpunkt o

$$y_c = \frac{V w^3}{6 \cdot E J_0} = \frac{V \cdot 1000^3}{6 \cdot 2000 \cdot 38\,772} = 0,46\,526.$$

Setzt man J_0 annähernd gleich J , so gibt das

$$y_c = \frac{+V \cdot 1000^3}{6 \cdot 2000 \cdot 38\,760} = \frac{V}{0,46\,512} \text{ cm}.$$

3. Aufgabe. Für den Bogen der vorigen Aufgabe ist y_c zu berechnen, verursacht durch eine in b angreifende wagerechte Last V .

Aus

$$E J_0 \frac{d^2 y}{dx^2} = +V w$$

folgt

$$y_c = \frac{-V w^3}{2 E J_0} = \frac{-V}{0,155\,09}$$

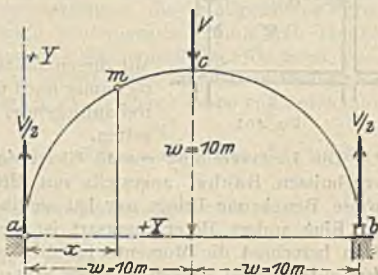


Fig. 100.

XI. Allseitig aufgelagerte Platten, Pilzdecken.

56. Vierseitig gestützte Platten.

a) Rechteck- und Trapezplatten¹⁾. Stärke s einer Rechteckplatte (der Seiten a und b , wobei $a > b$), die am Umfange frei gestützt ist und eine gleichmäßig stetige Last p für die Flächeneinheit zu tragen hat,

$$s \geq c \sqrt{\frac{\varphi \cdot p}{2 \sigma}} \quad (145)$$

Dabei ist das von einer Ecke des Rechtecks auf die Diagonale gefällte Lot $c = ab/d$, wenn d die Diagonale gleich $\sqrt{a^2 + b^2}$ bezeichnet, φ eine aus Versuchen ermittelte Berichtigungszahl und σ die zulässige Biegungsspannung. Trägt die Platte in der Mitte eine Einzellast P , so ist

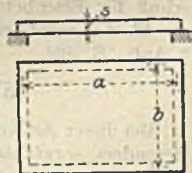


Fig. 101.

$$s \geq \sqrt{\frac{3 \varphi \cdot c \cdot P}{2 \cdot d \cdot \sigma}} \quad (146)$$

wobei $d = \sqrt{a^2 + b^2}$. Trapezförmige Platten werden zu ihrer Berechnung in ein Rechteck von gleicher Höhe und mittlerer Breite verwandelt. Größe von φ siehe Quadratplatten.

¹⁾ Vgl. Bach, Elastizität und Festigkeit, 7. Aufl., S. 637. (Jul. Springer, Berlin, 1917.)

Angenäherte Berechnung (für Eisenbeton zugelassen durch die Eisenbetonbestimmungen 1916). Der Lastanteil in der Richtung a ist:

$$p_a = p \cdot \frac{b^4}{a^4 + b^4}, \quad (147a)$$

derjenige in Richtung b :

$$p_b = p \cdot \frac{a^4}{a^4 + b^4}. \quad (147b)$$

Mit diesen Belastungswerten an Stelle von p ist die Berechnung nach denselben Regeln durchzuführen, die für frei aufliegende, eingespannte oder durchgehende Platten gelten.

Die Lastverteilung gemäß Gleichung (147) stimmt gut mit den Versuchsergebnissen Bachs, angestellt mit Eisenbetonplatten¹⁾ überein. Die kreuzweise Bewehrung bringt nur bei annähernd quadratischen Platten Vorteil.

Eine andere Berechnungsart ist die mit Hilfe der Diagonalmomente. Man berechnet die Momente für die Diagonale des Rechtecks, d. h. für einen frei aufliegenden Balken von der Stützweite gleich der Diagonallänge und bemißt die Platte nach dem Größtmoment für die Diagonale. Bei Eisenbetonplatten, bei denen die Eisen nicht in Diagonalrichtung, sondern in Richtung der beiden Auflagerkanten liegen, ist das Diagonalmoment in die zwei Komponenten der Richtung der Eiseneinlagen zu zerlegen.

Weitere Annäherungsformeln siehe Anwendungen des Eisenbetons im Hochbau.

Eine genaue Berechnung als räumliches Tragsystem liefert Hager mit Hilfe trigonometrischer Reihen²⁾.

b) Quadratplatten.

$$\text{Bei gleichmäßiger Last } p: \quad s \geq \frac{a}{2} \sqrt{\frac{\varphi \cdot p}{\sigma}}, \quad (148)$$

$$\text{bei einer Einzellast } P: \quad s \geq \sqrt{\frac{3 \varphi \cdot P}{4 \cdot \sigma}}.$$

Die Berichtigungszahl ist nach den Versuchen von Bach durchschnittlich mit $\varphi = 0,8$ bis $1,2$ anzunehmen. Das kleinere φ gilt für Einspannung des Plattenrandes, der größere Wert für frei am Rande aufliegende Platten. Im allgemeinen wächst danach die Widerstandsfähigkeit ebener Platten proportional ihrer Stärke s .

c) Versuche mit vierseitig aufgelagerten Platten. Siehe Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 30, Bach und Graf, Berlin 1915.

Über kreisförmige Platten siehe Bach, Elastizität und Festigkeit, 7. Aufl., S. 594.

57. Trägerlose Decken (Pilsdecken).

Bei dieser Art von Decken sind die Platten direkt mit den Säulen verbunden. Besonders sorgfältiger Ausbildung bedarf der Säulenkopf, vor allem wegen der Scherspannungen. Über die Berechnung der Pilsdecken vgl. Hager, Theorie des Eisenbetons, S. 266, Oldenbourg-München; Probst, Vorlesungen über Eisenbeton, I. Bd., Springer-Berlin 1917; Max Mayer, Deutsche Bauztg. 1912, Betonbeilage S. 162; Lewe, Beton u. Eisen 1915, S. 121; Grashof, Theorie der Elastizität und Festigkeit, 2. Aufl. 1878, S. 358.

¹⁾ Heft 30 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

²⁾ Hager, Berechnung ebener rechteckiger Platten mittels trigonometrischer Reihen. München-Berlin 1911; Deutsche Bauztg. 1912, Betonbeilage 1, sowie Theorie des Eisenbetons, Oldenbourg-München 1916, S. 237, und Leitz, Berechnung der frei aufliegenden Platte, Berlin 1914 (Wilh. Ernst & Sohn), endlich Mörsch, Deutsche Bauztg. 1916, Nr. 3.

XII. Druck auf Körper mit gewölbter Oberfläche¹⁾.

Bei Lagern und Gelenken erfolgt die Druckübertragung theoretisch je nach der Konstruktion in Linien oder Punkten. Die einwandfreie Lösung dieses Festigkeitsproblems ist bis jetzt noch nicht gelungen. Die zahlreich vorliegenden Formeln stützen sich durchweg auf Voraussetzungen, die in allgemeiner Form nicht bewiesen werden können. Die erste befriedigende Lösung gab Hertz 1881 in dem Journal für reine und angewandte Mathematik, S. 156. Seine Voraussetzungen sind zwar nicht immer ganz erfüllt, doch können sie wenigstens für Stahlkörper bei nicht allzu hohem Druck als zu Recht bestehend anerkannt werden. Hertz setzt voraus:

1. daß die Berührungsflächen der Körper verhältnismäßig sehr klein im Verhältnis zu ihren Gesamtoberflächen sind;
2. daß in der Berührungsfläche nur Normalspannungen auftreten;
3. daß die Stoffe der Berührungskörper Proportionalitätsgrenzen besitzen und die Formänderungen nur elastisch sind;
4. daß die Baustoffe beider Körper homogen und isotrop sind;
5. daß die Druckkraft in der Richtung der Schwerpunkte beider Berührungskörper wirkt.

Nach Entwicklung der allgemeinen Elastizitätsbedingungen und Annahme ellipsenförmiger Verteilung der Spannungen innerhalb der Druckflächen findet man für die Poissonzahl $m = \frac{1}{2}$ folgende Formeln:

a) **Kugel gegen Kugel.** Drückt man zwei Kugeln von den Halbmessern r_1 und r_2 , Elastizitätsziffern E_1 und E_2 und der Poissonzahl $m = \frac{1}{2}$ mit der Kraft P gegeneinander, so berühren sie sich nach Hertz längs einer Kreisfläche von dem Halbmesser (Fig. 103):

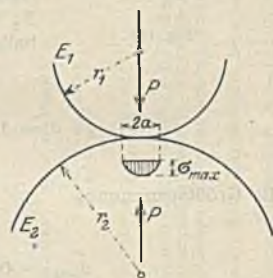


Fig. 103.

$$a = 0,88 \cdot \sqrt[3]{P \cdot \frac{1}{\frac{E_1}{r_1} + \frac{E_2}{r_2}}} \quad (149)$$

und die größte Druckbeanspruchung in der Berührungsfläche ist:

$$\sigma_{\max} = 1,5 \cdot \frac{P}{\pi \cdot a^2} \quad (150)$$

Die Mittelpunkte beider Kugeln nähern sich dabei um das Maß:

$$\lambda = 0,77 \cdot \sqrt[3]{P^2 \cdot \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}\right)^2 \cdot \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}\right)} \quad (151)$$

Bestehen beide Kugeln aus demselben Material, ist also $E_1 = E_2$, und haben beide Kugeln denselben Halbmesser r , so ist:

$$a = 0,88 \cdot \sqrt[3]{\frac{P \cdot r}{E}}, \quad \sigma_{\max} = 0,39 \cdot \sqrt[3]{\frac{P \cdot E^2}{r^2}}, \quad \lambda = 1,54 \cdot \sqrt[3]{\frac{P^2}{E^2 \cdot r}} \quad (152)$$

¹⁾ Vgl. II, 15, Streifenförmige Belastung (S. 168).

Wird eine konvexe Kugelfläche gegen eine konkave gedrückt, so ist für letztere r_2 als negativer Wert in die obigen Formeln einzusetzen.

b) Kugel gegen ebene Platte (Fig. 104). Man setzt in den Gleichungen (149) bis (151) $r_1 = r$ und $r_2 = \infty$ und erhält

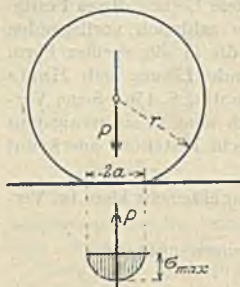


Fig. 104.

$$a = 1,11 \cdot \sqrt[3]{\frac{P \cdot r}{E}} \quad \sigma_{\max} = 0,39 \cdot \sqrt[3]{\frac{P \cdot E^2}{r^2}}$$

$$\lambda = 1,23 \cdot \sqrt[3]{\frac{P^2}{E \cdot r}} \quad (153)$$

c) Kreiszyylinder gegen Kreiszyylinder (Fig. 103). Drückt man zwei Kreiszyylinder, die sich längs einer Mantellinie von der Länge l berühren und die Halbmesser r_1 und r_2 , sowie die Elastizitätsziffern E_1 und E_2 haben, mit der Kraft P gegeneinander, so ist die halbe Breite der Eindrucksfläche:

$$a = 1,08 \cdot \sqrt{\frac{\frac{P}{l} \cdot \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}} \quad (154 a)$$

die Größtspannung:

$$\sigma_{\max} = 0,59 \cdot \sqrt{\frac{\frac{P}{l} \cdot \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}}} \quad (154 b)$$

d) Kreiszyylinder gegen ebene Platte (Fig. 104). In den Gleichungen (154 a) und (154 b) setzt man $r_1 = r$ und $r_2 = \infty$ und findet:

$$a = 1,08 \cdot \sqrt{\frac{P \cdot r}{l} \cdot \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right)}, \quad \sigma_{\max} = 0,59 \cdot \sqrt{\frac{P}{l \cdot r} \cdot \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right)} \quad (155)$$

Bestehen Platte und Zylinder aus demselben Baustoff, so ist:

$$a = 1,52 \cdot \sqrt{\frac{P \cdot r}{l \cdot E}} \quad \text{und} \quad \sigma_{\max} = 0,418 \cdot \sqrt{\frac{P \cdot E}{l \cdot r}} \quad (156)$$

Für Stahl ($E = 2200 \text{ t/cm}^2$) und die Last $P_0 = \frac{P}{l}$ in t/cm Walzenlänge erhält man folgende Dimensionierungstabelle:

zulässiges $\sigma_{\max} =$	3,0	4,0	5,0	5,5	6,0	t/cm^2
$r =$	$41,0 \cdot P_0$	$23,1 \cdot P_0$	$14,8 \cdot P_0$	$12,3 \cdot P_0$	$10,1 \cdot P_0$	

Als zulässiges σ_{\max} kann man für Stahlager ohne Bedenken $6,0 \text{ t/cm}^2$ setzen, erhält also angenähert

$$r \text{ cm} = 10 \cdot P_0 \text{ t/cm.} \quad (157)$$

Literatur: Versuche mit Rollenlagern s. Stamer, Fortschrittsheft auf dem Gebiete der Ingenieurwissenschaften, Heft 178/179; s. auch Dr.-Ing. Kollmar, Spannungsverteilung und Wirkungsweise von Flächenlagern, Bleigelenken, Kipplagern und Walzgelenken. W. Ernst & Sohn, Berlin.

b) Holz.

Holzart	Festigkeit					Elastizitäts- ziffer E t/cm ²	Proportionalitäts- grenze σ_p t/cm ²	Zulässige Beanspruchung ²⁾					Bemerkungen
	Zug parallel zur Faser	Druck	Biegung	Schub				Zug	Druck	Biegung	Schub		
	t/cm ²	t/cm ²		t/cm ²	parallel			rechtw. zur Faser	parallel zur Faser		kg/cm ²	kg/cm ²	
Eiche . . .	1,00	0,35	0,60	0,075	0,30 ¹⁾	100 bis etwa 110	0,15 bis etwa 0,50	100 bis 120	70 bis 90	80 bis 120	15 bis 20	30 bis 50	Die Zahlen gelten für einen Feuchtigkeitsgrad der Hölzer von durchschnittlich etwa 20 v. H. Mit wachsender Feuchtigkeit nimmt die Festigkeit wesentlich ab. Proportionalitätsgrenze unsicher.
Buche . . .	1,35	0,30	0,65	0,085	—	130 bis etwa 180	0,10 bis etwa 0,60	100 bis 120	70 bis 90	80 bis 100	10	—	
Kiefer . . .	0,80	0,30	0,50	0,045	0,26 ¹⁾	90 bis etwa 110	0,15 bis etwa 0,20	80 bis 100	50 bis 60	60 bis 100	10 bis 15	20 bis 30	
Fichte . . .	0,75	0,25	0,40	0,040	—	90 bis etwa 110	0,15 bis etwa 0,23	80 bis 100	50 bis 60	60 bis 100	10 bis 15	20 bis 30	

1) Vgl. Zentralblatt der Bauverwaltung 1912. S. 540.

2) Diese richtet sich insbesondere nach der Art des Bauwerks, ob für vorübergehende Bauten, für Dachbauten, Balkenlagen oder Brückenbauten u. dgl.

c) Steine, Beton und Mörtel.

Baustoff	Elastizitäts- ziffer ¹⁾ <i>E</i>	<i>K_d</i> Druckfestig- keit	<i>K_z</i> Zugfestigkeit	Zulässige Druckbean- spruchung	Bemerkungen			
	in t/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²				
Basalt	100—300	1000—2000	$\frac{1}{3} \sigma_D$	60	in Auflagersteinen.			
Porphyr		500—2000						
Granit, Diorit, Syenit		800—2000				45	in Pfeilern u. Gewölb-	
Kalkstein		400—1800				25	25	in sehr schlank. Pfeilern
							30	und Säulen.
							30	in Auflagersteinen.
							20	in Pfeilern u. Gewölb-
Sandstein		600—1800				25	12	in sehr schlank. Pfeilern
							30	und Säulen.
Klinker		300—1000				20	30	in Auflagersteinen.
	15		in Pfeilern u. Gewölb-					
Ziegel:								
Hartbrand	250—600	20						
Mittelbrand	150—250							
Schwachbrand	100—150							
Portlandzement- mörtel ²⁾			$\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \sigma_D$					
1 RT. Zement								
3 RT. Sand	150—300	200—450	15—35					
Kalkmörtel 1:4:								
a) kellengerecht ein- gefüllt		2—7	1,5—3,0					
b) eingeschlagen		20—40	2,5—6,0		Alter 28 Tage.			
Stampfbeton ³⁾ :								
1:3:4	100—250	150	$\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \sigma_D$	20	Alter 28 Tage.			
1:5:7		100		15				
1:6:8		75		10				
1:7:9		50		8				
Eisenbeton	210*) und 140**)	150—180 ⁴⁾		35 ⁵⁾ 40—50 ⁶⁾	„Nach den Eisenbeton- bestimmungen 1916“ *) für Formänderungs- berechnung (stat. un- bestimmte Systeme). **) für Bruch b. Biegung			

1) Die Elastizitätsziffer ist abhängig von der Spannung, s. S. 161.

2) 28 Tage erhärtet, davon 27 Tage unter Wasser.

3) Stampfbeton aus Portlandzement, Kiessand und Hartsteinschlag, erdfeucht verarbeitet.

4) Mindestwürzelfestigkeiten (20 cm) nach 28 Tagen bzw. 45 Tagen, für Säulen 180 bis 210.

5) Bei reinem Druck.

6) Bei Druck mit Biegung. Ist Temperatur- und Schwindeinfluß berücksichtigt, dann σ_b bis 60.

Bei Eisenbahnbrücken über Eisenbahngleisen 30.

Baustoff	Elastizitäts- ziffer ¹⁾ <i>E</i>	<i>K_d</i> Druckfestig- keit	<i>K_z</i> Zugfestigkeit	Zulässige Druckbean- spruchung	Bemerkungen
	in t/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	
Mauerwerk aus: gew. Ziegel in Kalk- mörtel 1:3 . .	30	120—140		7—10	Alter 28 Tage.
Hartbrandziegel in Kalkzementmör- tel 1:2:6 . .		200—250		10—15	
Klinker in Zement- mörtel 1:3 . .		250—300		15—25	
Porige Ziegel in Kalkmörtel . .		20—30		2,5—4,0	
Bruchstein in Kalk- mörtel	60	80—130		5—10	

¹⁾ Die Elastizitätsziffer ist abhängig von der Spannung, s. S. 161.

Die Grundzüge der Theorie des Eisenbetonbaues.

Bearbeitet von

Geheimer Hofrat Professor Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden.

Vorbemerkung. Für die „Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“ und die für ihre Berechnung maßgebenden Grundzüge sind durch den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton¹⁾ im Jahre 1916 neue Bestimmungen aufgestellt worden — vom 13. Januar 1916 —, die zur Zeit in ganz Deutschland im allgemeinen anerkannt sind. Diese Bestimmungen sind auch der folgenden Bearbeitung zugrunde gelegt. An geeigneten Stellen ist überall auf sie kurz verwiesen worden; auch ist der wichtigste Abschnitt am Schlusse der Darlegungen zum Abdruck gebracht.

I. Besondere Material- und Festigkeitsfragen.

a) Der verwendete Zement ist vielfach Portlandzement normaler Art und langsam bindend. Daneben finden auch Eisenportlandzement und Hochofenzemente (frisch zu verwenden!) Anwendung, die gleich dem Portlandzement zu Eisenbetonbauten uneingeschränkt zugelassen sind, und deren Eigenschaften sich nach den für diese Bindemittel erlassenen Normen (vgl. S. 437 ff.) richten. Im besonderen scheinen nach den bisherigen Erfahrungen die mit Hilfe von Eisenschlacken gewonnenen Zemente sich gut für eine Verwendung im Seebau zu eignen. Die Frage, ob unter geeigneten Umständen ein Zusatz von Traß zum Portlandzementmörtel für den Verbundbau angebracht sei, ist zur Zeit noch nicht ausreichend geklärt. Da aber aus den bisherigen Versuchsergebnissen und vielgestaltigen Erfahrungen der Praxis ein Traßzusatz in richtigem Verhältnis (etwa 0,25—0,4 R.-T. Traß auf 1 R.-T. Portlandzement) die Zugfestigkeit des Mörtels vergrößert und ihn zugleich dichter macht, daneben gerade beim flüssig eingebrachten Beton aber auch dessen Druckfestigkeit verbessert, ist die Zweckmäßigkeit eines Traßzusatzes im Verbundbau und bei Verwendung von Portlandzement nicht zu verneinen. Freilich wird hierbei auch die Frage der Ausrüstungszeit eine Rolle spielen, da ein Traßzusatz die Erhärtung des Mörtels herauschiebt. Bei Verbundbauten an der See ist zudem ein Zusatz von Traß in Höhe von 50 v. H. des Portlandzementes und in Mischung von 3 Portlandzement zu 1,5 Traß und 4 Sand besonders geeignet, gegen die Einwirkung der Salze im Seewasser Zementmörtel durch Bindung des im letzteren oft noch enthaltenen Kalkes widerstandsfähig zu machen.

Bei dünneren Konstruktionsteilen findet meist nur ein Zusatz von gemischtkörnigem, groben Sande Verwendung, während sonst, im Hinblick auf die alsdann vermehrte Dichtigkeit des Betons, Sand + Kies bzw. Schottersteine bis zu etwa 3 cm Durchmesser in den verschiedensten Größen bevorzugt werden.

¹⁾ Weiterhin abgekürzt mit D. A. f. E. bezeichnet.

Nach den deutschen Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton vom 13. Januar 1916 müssen die Steine wetterbeständig sein; zudem ist das Korn der Zuschläge so zu gestalten, daß die Hohlräume des Gemisches möglichst gering werden und die größten Körner sich noch, ohne die Eisenclagen zu verschieben, zwischen diese bzw. sie und die Schalung einbringen lassen. Für leichte, schalldämpfende, isolierende, nicht belastete Decken u. dgl. findet Bims Kies aus dem Neuwieder Becken zu „Bimsbeton“ zweckmäßig Anwendung, so zur Ausbildung von Dachhäuten usw.¹⁾; soll hierbei aber der Beton dicht werden, wie es ein Rostschutz des Eisens durchaus verlangt, so bedingt der ausreichende Zementgehalt und der gemischtkörnige Sand ein Raumgewicht von etwa 1,7 i. M.¹⁾. Als Zuschlag kann auch Hochofenschlacke benutzt werden, deren Eignung — auch in chemischer Hinsicht — hierfür allerdings besonders zu prüfen und nachzuweisen ist. Da die bisherigen Versuche kein leicht erkennbares Merkmal zur Unterscheidung geeigneter und unbrauchbarer Schlacken geliefert haben, wird die Verantwortung für deren Bewährung dem Lieferanten zu überlassen sein. Geeignete Hochofenschlacke ist aber sonst als ein durchaus guter Zuschlagsstoff zu bezeichnen. Ein Zusatz von chemisch geeigneter Schlacke zum Beton kann zudem von dem Vorteil begleitet sein, daß der Beton hierbei etwa 14 Tage so weich bleibt, daß man Holzschalungen usw. durch Nagelung mit ihm zu verbinden vermag. In Deutschland werden die Mischungsverhältnisse nach Raumteilen angegeben. Für gewöhnlich ist das Mischungsverhältnis: 1 Zement : 4—5 Sand bzw. Kies.

Sand, Kies, Grus und Steinschlag werden für den Beton nach Raumteilen, Zement nach Gewicht bemessen. Zur Umrechnung ist das Gewicht des Zementes nach losem Einfüllen in ein Hektolitergefäß zu bestimmen; hierbei steht im allgemeinen ein Wert von 1300 kg/cbm zu erwarten. Der Wasserzusatz wird meist in Gewichtsteilen des lufttrockenen Gesamtgemisches angegeben; er beträgt bei für den Verbundbau besonders geeignetem weichen bzw. flüssigen Beton 7,5—10 bzw. 10—13,5 v. H. Nach den Bestimmungen soll das Betongemenge so viel Sand und Zuschlagstoffe enthalten, daß ein dichter, die Rostsicherheit des Eisens verbürgender Beton entsteht; erfahrungsgemäß wird dies erreicht, wenn in 1 cbm Betonmischung mindestens $\frac{1}{2}$ cbm Mörtel enthalten ist. Hierbei kann gerechnet werden, daß das Verhältnis von Sand zu Steinen etwa 1 : 1,5 bis 1 : 2 beträgt. Das Mischungsverhältnis von Zement zu Sand und Steinschlag im Verbundbau beträgt in der Regel 1 : 4 bis 1 : 5. Die Mischung 1 : 3 findet nur selten und bei dünnen, stark belasteten Bauteilen Anwendung.

Der verwendete Beton soll nach 28 Tagen eine Mindest-Würfelfestigkeit von 150, nach 45 Tagen von wenigstens 180 kg/qcm haben; bei Säulenbeton sind diese Zahlen: 180 bzw. 210 kg/qcm. Da die Festigkeit des Betons — namentlich in der ersten Zeit — mit steigendem Wasserzusatz abnimmt, muß im allgemeinen zur Erreichung der verlangten Festigkeit die Menge an Zement um so höher sein, je größer der Wassergehalt des Betons ist. Das gleiche gilt von dem Gehalt der Betonmasse an Sand.

Die Betonmasse kann von Hand, muß aber bei größeren Bauausführungen durch Maschinen gemischt werden; sie ist sogleich nach dem Mischen und ohne Unterbrechung zu verarbeiten; ausnahmsweise darf bei genügendem Schutz gegen Austrocknen bei trockener Witterung der Beton eine Stunde, bei nassem Wetter bis zu zwei Stunden unverarbeitet liegenbleiben. Beim Einbringen ist die Gleichmäßigkeit der Masse zu erhalten und alle Masse „frisch auf frisch“ einzubringen; statisch zusammengehörende Teile sind stets in einem Arbeitsgange zu betonieren. Bei stärkerem Frost als -3° C darf nur betoniert werden, wenn dafür gesorgt ist, daß der Frost keine Gefahr bringt; im besonderen ist Beton, der im Abbinden ist, sorgfältig vor Kälte zu schützen.

¹⁾ Vgl. hierüber S. 636, die Mitteilungen über die Ergebnisse von Biegeversuchen mit Bims Kiesbeton und die Angaben auf S. 634 bis 636 betr. die Bimsbetondacheindeckung mit fertigen Platten bzw. bei Herstellung an Ort und Stelle.

Die Elastizitätszahlen des Betons auf Druck und Zug (E_{b_d} und E_{b_z} bzw. nur E_b) sind verschieden und zudem jede für sich nicht konstant.

Die Elastizitätszahl des Betons auf Druck = E_{b_d} vermindert sich mit Zunahme der Beanspruchung des Betons, d. h. seiner Druckspannung und dem Wasserzusatz, erhöht sich aber nicht unerheblich im Laufe der Zeit, ist zudem veränderlich mit dem Mischungsverhältnisse, dem Bindemittel und den Zuschlägen und der Art der Verdichtung. Über die wichtigsten Abhängigkeiten gibt die nachfolgende Tabelle (nach Mörsch) für wasserreichen Beton ermittelt, Auskunft.

" in kg/qcm	Mischung 1 : 3			Mischung 1 : 4	
	E_{b_d} in kg/qcm bei einem Wasserzusatz von				
	8%	14%		8%	14%
	nach 3 Monaten	nach 3 Monaten	nach 2 Jahren	nach 3 Monaten	nach 3 Monaten
3,0	300 000	272 000	—	273 000	250 000
6,1	290 000	265 000	305 000	265 000	226 000
9,2	287 000	260 000	—	257 000	219 000
12,2	284 000	254 000	290 000	250 000	215 000
15,3	278 000	246 000	—	247 000	210 000
18,3	273 000	241 000	286 000	241 000	203 000
24,5	266 000	235 000	283 000	235 000	198 000
30,6	261 000	227 000	280 000	230 000	191 000
36,8	257 000	222 000	278 000	225 000	185 000
49,0	247 000	216 000	272 000	218 000	177 000
61,3	240 000	209 000	268 000	211 000	170 000
73,7	—	—	263 000	—	—
86,0	—	—	257 000	—	—

Trotz der starken Abweichung der E_{b_d} -Werte wird für Rechnungen der Praxis ein — konstanter — Mittelwert angenommen und das für die statische Berechnung der Verbundbauten grundlegende Verhältnis der beiden Elastizitätszahlen der im Verbund vereinigten Stoffe

$$n = \frac{E_e}{E_b} = \text{rd. } 15$$

angenommen (Bestimmungen § 17 Ziffer 2). Geht man von E_e für Flußeisen = 2 150 000 kg/qcm aus, so ist für E_b demgemäß ein Wert von rd. 140 000 kg/qcm zugrunde gelegt, wie er bei einer Betonmischung von 1 : 4 und 1 : 5 und flüssigem Beton bereits einer sehr hohen Spannung entspricht. Da bei der statischen Berechnung der Verbundbauten in der Regel der Beton in der Zugzone keine Berücksichtigung findet, man ihn also hier bereits als gerissen annimmt, hat der vorstehende, verhältnismäßig geringe Wert von E_b seine Berechtigung. Rechnet man hingegen mit einer statischen Mitarbeit des Betons in der Zugzone, so würde, den vorstehenden E_b -Werten entsprechend, ein $n = 10$ vertreten werden können. Auf der anderen Seite wird man bei Nachrechnen von Bruchversuchen oder zum Bruche gelangten Verbundteilen sogar mit einem noch höheren Werte von n (= 20 bzw. 25) rechnen müssen. Bei der Ermittlung der unbekanntenen Größen statisch unbestimmter Tragwerke ist (Bestimmungen § 16 Ziffer 2) der Wert $n = 10$, also $E_b \approx 210\,000$ zu nehmen.

Über die für den Eisenbetonbau weniger wichtige Größe der Elastizitätszahl des Betons bei Zugbeanspruchung (E_{b_z}) gibt die nachfolgende Zusammenstellung (nach Versuchen von Mörsch) Auskunft:

Zugspannung in kg/qcm	Mischung 1 : 3			Mischung 1 : 4	
	E_b in kg/qcm bei einem Wassergehalt von				
	8%	14%		8%	14%
	nach 3 Monaten	nach 3 Monaten	nach 2 Jahren	nach 3 Monaten	nach 3 Monaten
1,6	267 000	230 000	390 000	266 000	250 000
3,1	238 000	207 000	316 000	240 000	226 000
4,6	230 000	200 000	311 000	224 000	200 000
6,2	221 000	194 000	310 000	200 000	194 000
7,7	203 000	175 000	308 000	190 000	—
9,2	196 000	—	303 000	—	—
10,8	Zugfestigkeit	Zugfestigkeit	303 000	Zugfestigkeit	Zugfestigkeit
12,3	12,6 kg/qcm	10,5 kg/qcm	301 000	9,2 kg/qcm	8,8 kg/qcm
13,8			298 000		
			Zugfestigkeit		
			15,8 kg/qcm		

Die Zahlen lassen erkennen, daß auch hier ähnliche Verhältnisse vorliegen wie bei der Druckbelastung.

Bezüglich des elastischen Verhaltens des Betons in Verbindung mit dem Eisen haben einwandfreie Versuche dargetan, daß der Beton hierbei sein elastisches Verhalten durchaus nicht ändert. Vor dem Eintreten von Betonrissen treten Wasserflecke auf der Zugseite der Balken auf, welche als Vorläufer der Risse anzusehen sind, und zeigen, daß der Beton bereits begonnen hat, sich zu lockern. Bei Erhärtung oder Lagerung eines Verbundkörpers unter Wasser dehnt der Beton sich aus, während er bei Abbindung oder Aufbewahrung an der Luft sich zusammenzieht. Infolge der festen Haftung zwischen Eisen und Beton werden hierbei Anfangsspannungen entstehen, und zwar im ersteren Falle im Beton Druck-, im Eisen Zugspannungen, im zweiten Falle im Beton Zug-, im Eisen Druckspannungen. Weitere Anfangsspannungen werden durch die erste Belastung im Verbundkörper ausgelöst, da der Beton hierbei dauernde Formänderungen bekommt, an denen das Eisen gezwungen teilnehmen muß; es bedingt die erste Druckbelastung Zug im Beton, Druck im Eisen, die erste Zugbeanspruchung die entgegengesetzten Spannungen. Diese Anfangsspannungen werden in der Praxis mit Recht nicht berücksichtigt, da sie auf das endgültige Spannungsergebnis einen nur unerheblichen Einfluß ausüben. Verhältnismäßig gering sind ebenfalls die Anfangsspannungen, hervorgerufen durch Wärmeformänderungen des Verbundes. Der Unterschied der Ausdehnungszahlen für 1°C Temperaturveränderung ist nicht erheblich; bei Eisen 0,000012, beim Beton i. M. 0,000010. Zudem ist Beton auch ein wärmeträger Körper. Für gewöhnliche Hochbauten sind nach den Bestimmungen (§ 15) Wärmeschwankungen für die statischen Berechnungen außer acht zu lassen und ihnen nur durch Anordnung von Trennungsfugen (in etwa 25–40 m Entfernung), von Gelenken usw. Rechnung zu tragen. Hingegen ist bei Ingenieurbauten, namentlich statisch unbestimmten Konstruktionen, die Wärmespannung zu berücksichtigen. Ausgehend von $+10^\circ\text{C}$ ist hier im allgemeinen mit $\Delta t = \pm 15^\circ\text{C}$ zu rechnen; unter Umständen kann aber auch ein Unterschied (Sonneneinstrahlung u. dgl.) von $\pm 20^\circ\text{C}$ bzw. nur von $\pm 5^\circ\text{C}$ (hohe Überschüttung, sehr starke Abmessung) am Platze sein.

Nicht ohne Bedeutung für Verbundbauten ist das Schwinden des Betons (bis zu $\frac{1}{2}$ mm auf 1 m bei Zementmörtel 1 : 3 und 1 : 5 gefunden). Während hierdurch in den Druckgliedern eine Entlastung des Betons und eine in der Regel erwünschte stärkere Heranziehung des Eisens eintritt, wächst in der Zugzone die Rißgefahr im Beton. Nach den Bestimmungen ist der den Temperatur-

wirkungen zuzurechnende Einfluß des Schwindens an der Luft einem Wärmeabfall von 15° C gleich zu achten — eine Bestimmung, die naturgemäß nur für statisch unbestimmte Systeme gilt, da nur bei ihnen Wärmeschwankungen Systemsspannungen auslösen.

Die normale Druckfestigkeit des Betons ist selbst für dasselbe Mischungsverhältnis keine vollkommen konstante Größe. Im vorliegenden Falle sind für sie die auf S. 240 genannten Mindestgrößen 150 bzw. 180 und 180 bzw. 200 — letztere für Stützenbeton — zwar verlangt, tatsächlich in der vorgeschriebenen Zeit aber in der Regel kaum erfüllbar.

Die Biegedruckfestigkeit — berechnet nach Navier — ist aus Versuchsergebnissen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton rund = dem 1,7fachen der Würfeldruckfestigkeit. Dieses Verhältnis kann als ziemlich konstant angesehen werden, da nachweislich weder das Mischungsverhältnis noch Abweichungen in dem üblichen Wasserzusatz, noch die Art der Lagerung während der Erhärtung diese Zahl erheblich beeinflussen.

Die normale Zugfestigkeit des Betons spielt im allgemeinen, da der Beton in der Zugzone meist als statisch nicht wirksam angenommen wird, keine erhebliche Rolle. Ihr Mittelwert kann für die bei Verbundbauten vorliegenden Verhältnisse — bei Normalbeanspruchung — zu rd. 12 kg/qcm nach 45 Tagen angenommen werden. Da auch hier die nach Navier ermittelte Biegezugfestigkeit das 1,8—2fache der Normalzugfestigkeit beträgt, so ist die (relative) Biegezugfestigkeit zu etwa 22—24 kg/qcm anzusetzen. Aus Versuchsergebnissen des deutschen Ausschusses zeigt sich sogar, daß diese Zahl noch etwas höher, zu rd. 27,4 kg/qcm für einen normalen Verbund, angenommen werden kann, so daß also eine Zahl von 24 kg/qcm als durchaus berechtigt zugrunde zu legen ist. Dieser Wert hat deshalb eine besondere Bedeutung, weil bei Inrechnungstellung der Zugwirkung des Betons erst von dieser Grenze an mit dem Auftreten von Zugrissen im Beton zu rechnen ist. Wird demgemäß die Forderung in besonderen Fällen (Verbundbauten über Eisenbahngleisen usw.) gestellt, daß der Beton in der Zugzone als rißfrei bleibend nachzuweisen ist, so wird der Beton in der äußersten Zugfaser bei Biegung keine stärkere Zugspannung als 24 kg/qcm aufweisen dürfen.

Die Schubfestigkeit des Betons kann zu rd. 30 kg/qcm gerechnet werden. Ihr Verhältnis zur Normaldruck- und -zugfestigkeit drückt sich durch die von Mohr erwiesene Beziehung:

$$\tau_b = \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_{b_d} \cdot \sigma_{b_z}} \quad (1)$$

aus, eine Gleichung, die auch tatsächlich mit vielen Versuchen gut übereinstimmende Ergebnisse liefert.

Als Eiseneinlage wird in der Regel Flußeisen verwandt, welches den Vorschriften für die Lieferung von Eisen und Stahl, aufgestellt vom Verein deutscher Eisenhüttenleute (1911), entspricht, die für Bauwerkseisen aufgestellt sind. Demgemäß soll das Eisen bei Stärken von 7—28 mm eine Zugfestigkeit von 37—44 kg/qmm und eine Dehnung von mehr als 20 v. H., bei Stärken von 4—7 mm eine Zugfestigkeit von 37—46 kg/qmm und eine Dehnung von mindestens 18 v. H. besitzen. Besonders wertvoll ist für den Verbundbau im Hinblick auf die vielgestaltige Biegung der Eiseneinlagen die Kaltbiegeprobe, die, auf jeder Baustelle ausführbar, verlangt, daß der Durchmesser der zusammengebogenen Schleife an der Biegestelle gleich dem Durchmesser des zu prüfenden Rundeisens sein soll. Nach Versuchen des deutschen Betonvereins und des D. A. f. E. hat sich deutsches Handelsflußeisen dem Bauwerkseisen — soweit die Verwendung im Betonbau in Frage kommt — als durchaus gleichwertig erwiesen; es kann deshalb ohne Bedenken als Konstruktionseisen für den Eisenbetonbau Verwendung finden.

In der Beanspruchung und dem Zusammenarbeiten des Verbundes liegt begründet, daß als Sicherheitsgrenze für das Eisen seine Quetsch- bzw. Streck-

a) Tabelle für Rundeisen (Flußeisen).

Durchmesser mm	Gewicht f. 1 lfm kg	Fläche qcm	Fläche von 2 Stück. qcm	3 St. qcm	4 St. qcm	5 St. qcm	6 St. qcm	7 St. qcm	8 St. qcm	9 St. qcm	10 St. qcm
1	0,006	0,0079	0,016	0,024	0,031	0,039	0,047	0,055	0,063	0,071	0,079
2	0,024	0,031	0,063	0,094	0,128	0,157	0,188	0,222	0,25	0,28	0,31
3	0,055	0,07	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,56	0,63	0,71
4	0,098	0,13	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,00	1,13	1,26
5	0,154	0,20	0,39	0,59	0,78	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6	0,222	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
7	0,302	0,38	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85
8	0,395	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52	5,03
9	0,499	0,64	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,73	6,36
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
11	0,746	0,95	1,90	2,85	3,80	4,75	5,70	6,65	7,60	8,55	9,50
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,91	9,05	10,18	11,31
13	1,042	1,33	2,65	3,98	5,31	6,64	7,96	9,29	10,62	11,95	13,27
14	1,208	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,77	12,32	13,86	15,39
15	1,387	1,77	3,53	5,30	7,07	8,84	10,60	12,37	14,14	15,91	17,67
16	1,578	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,11
17	1,782	2,27	4,54	6,81	9,08	11,35	13,62	15,89	18,16	20,43	22,70
18	1,998	2,54	5,09	7,63	10,18	12,72	15,26	17,81	20,36	22,90	25,45
19	2,226	2,84	5,67	8,51	11,34	14,18	17,02	19,85	22,68	25,52	28,35
20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,28	31,42
21	2,719	3,46	6,93	10,39	13,85	17,32	20,78	24,24	27,17	31,70	34,64
22	2,948	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01
23	3,261	4,15	8,31	12,46	16,62	20,77	24,93	29,08	33,24	37,40	41,55
24	3,551	4,52	9,05	13,57	18,10	22,62	27,14	31,67	36,19	40,71	45,24
25	3,853	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
26	4,186	5,31	10,62	15,93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,47	47,78	53,09
27	4,495	5,73	11,45	17,18	22,90	28,63	34,35	40,08	45,80	51,53	57,26
28	4,834	6,16	12,31	18,47	24,63	30,79	36,94	43,10	49,26	55,42	61,58
29	5,185	6,60	13,21	19,81	26,42	33,02	39,62	46,23	52,84	59,44	66,05
30	5,549	7,07	14,14	21,21	28,27	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	70,68
31	5,430	7,55	15,09	22,64	30,19	37,74	45,29	52,83	60,38	67,93	75,48
32	6,313	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	80,42
33	6,720	8,55	17,11	25,66	34,21	42,76	51,32	59,87	68,42	76,97	85,53
34	7,127	9,08	18,16	27,24	36,32	45,40	54,48	63,56	72,63	81,71	90,79
35	7,560	9,62	19,24	28,86	38,48	48,11	57,73	67,34	76,97	86,59	96,21
36	7,999	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,26	81,43	91,61	101,79
37	8,450	10,75	21,50	32,26	43,01	53,76	64,51	75,27	86,02	96,77	107,52
38	8,893	11,34	22,68	34,02	45,36	56,70	68,04	79,38	90,73	102,07	113,41
39	9,400	11,94	23,89	35,84	47,78	59,73	71,68	83,62	95,57	107,51	119,46
40	9,865	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,09	125,66
41	10,350	13,20	26,41	39,61	52,81	66,01	79,22	92,42	105,63	118,82	132,03
42	10,876	13,85	27,71	41,56	55,42	69,27	83,12	96,98	110,83	124,68	138,54
43	11,400	14,52	29,04	43,56	58,09	72,61	87,13	101,65	116,18	130,70	145,22
44	11,936	15,20	30,41	45,61	60,82	76,03	91,23	106,43	121,64	136,84	152,05
45	12,480	15,90	31,81	47,71	63,62	79,52	95,42	111,33	127,23	143,13	159,04

Durchmesser mm	Gewicht f. 1 lfm kg	Fläche qcm	Fläche von 2 Stück qcm	3 St. qcm	4 St. qcm	5 St. qcm	6 St. qcm	7 St. qcm	8 St. qcm	9 St. qcm	10 St. qcm
46	13,046	16,62	33,24	49,86	66,48	83,10	99,71	116,34	132,95	149,57	166,19
47	13,600	17,35	34,70	52,05	69,40	86,75	104,09	121,45	138,79	156,14	173,49
48	14,205	18,09	36,19	54,29	72,38	90,48	108,58	126,67	144,77	162,86	180,96
49	14,900	18,86	37,71	56,57	75,43	94,28	113,14	132,00	150,86	169,72	188,57
50	15,413	19,63	39,27	58,90	78,54	98,17	117,81	137,44	157,08	176,71	196,35

grenze in Frage kommt, da bei Überschreitung dieser eine Ablösung des Eisens aus dem umgebenden Beton zu befürchten steht. Deshalb ist ganz besonders auf die genügende Sicherheit gegenüber diesen Grenzen zu achten, die bei rd. 65 v. H. der entsprechenden Festigkeitswerte liegen, oder i. M. mit 2700 kg/qcm eingeführt werden können.

Die Elastizitätszahl des Flußeisens ist (vgl. S. 241) i. M. zu 2 150 000 kg/qcm zu wählen.

In Deutschland werden fast ausschließlich Rundeisen zur Bewehrung verwendet. Über ihre Gewichte und Querschnittsgrößen (auch in Mehrzahl) gibt die vorstehende Tabelle a Auskunft; hinzugefügt ist noch eine Tabelle b (S. 246), welche die Werte $u r^2 \pi = 15 r^2 \pi$ enthält, also für Querschnittbemessungszwecke bei $u = 15$ geeignet ist.

Die Stoßbildung der Rundeisen findet statt durch Zusammenschweißen (gut, aber teuer, immerhin aber an wenig beanspruchte Stellen zu legen), durch Verschraubung mittels aufgesetzter Muffenrohre (gut, teuer, aber nur dort zu verwenden, wo die Muffe keine „Spreng“wirkung auf den Beton auszuüben vermag), endlich durch Überdeckung, feste gegenseitige Bündelung und Aufbiegung der beiden Eisenden (heute bevorzugt — Fig. 1). Die Überdeckungslänge richtet sich hierbei nach der zulässigen Haftspannung und der Spannkraft in der gestoßenen Eiseneinlage; im allgemeinen liefert eine Überdeckung von 50 bis 80 cm Länge verbunden mit beiderseitiger Aufbiegung der Eisen eine gute Konstruktion. Ist Z die Zugkraft im Eisen, d sein Durchmesser, L die Länge der Stoßausbildung, r_h ¹⁾ die zulässige Haftspannung, so muß im obigem Sinne sein:

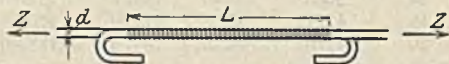


Fig. 1.

$$r_h \cdot d \cdot \pi \cdot L > Z \quad (2)$$

Auf die anderen Eisenformen, namentlich die amerikanischer Herkunft, welche durch Vorsprünge, Wülste, Einschnitte usw. ein besonders festes Haften im Beton sicherstellen, einzugehen, liegt im Hinblick auf die deutschen Verhältnisse kein Grund vor; es sei diesbezüglich auf die einschlägigen Sonderwerke verwiesen.

1. Als Sondereisen sind hervorhebenswert: Das zur Platten- und Wandbildung zweckmäßige, auch in Deutschland verwendete Streckmetall

(Fig. 2), welches aus einer Flußeisentafel in der Art hergestellt wird, daß in diese Einschnitte gemacht und alsdann die Tafeln derartig gestreckt werden, daß sie ein zusammenhängendes Gitter mit rautenförmigen Maschen bilden; zugleich werden die bandförmigen Streifen etwas aufgebogen und hierdurch die Gitter in wagerechter und senkrechter Richtung im Vergleiche zur



Fig. 2.

¹⁾ Die Bezeichnung soll ausdrücken, daß es sich hauptsächlich um eine Schubwirkung handelt (r), während der Index (h) die Art dieser, d. h. das Haften, zur Darstellung bringen soll.

b) Tabelle $n \cdot r^2 \pi$.Werte: $n \cdot r^2 \pi = 15 \cdot r^2 \pi$.

$d = 2r$ mm	$n \cdot 1 r^2 \pi$ qcm	$n \cdot 2 r^2 \pi$ qcm	$n \cdot 3 r^2 \pi$ qcm	$n \cdot 4 r^2 \pi$ qcm	$n \cdot 5 r^2 \pi$ qcm	$n \cdot 6 r^2 \pi$ qcm	$n \cdot 8 r^2 \pi$ qcm
1	0,118	0,235	0,353	0,471	0,590	0,706	0,942
2	0,471	0,942	1,413	1,884	2,355	2,826	3,768
3	1,06	2,12	3,18	4,24	5,30	6,36	8,48
4	1,88	3,76	5,64	7,52	9,40	11,28	15,04
5	2,95	5,90	8,85	11,80	14,75	17,70	23,60
6	4,25	8,50	12,75	17,00	21,25	25,50	34,00
7	5,70	11,40	17,10	22,80	28,50	34,20	45,60
8	7,50	15,00	22,50	30,00	37,50	45,00	60,00
9	9,54	19,08	28,62	38,16	47,70	57,24	76,32
10	11,85	23,70	35,55	47,40	59,25	71,10	94,80
11	14,25	28,50	42,75	57,00	71,25	85,50	114,00
12	17,00	34,00	51,00	68,00	85,00	102,00	136,00
13	19,95	39,90	59,85	79,80	99,75	119,70	159,60
14	23,10	46,20	69,30	92,40	115,50	138,60	184,80
15	26,50	53,00	79,50	106,00	132,50	159,00	212,00
16	30,16	60,32	90,48	120,64	150,80	180,96	241,28
17	34,05	68,10	102,15	136,20	170,25	204,30	272,40
18	38,10	76,20	114,30	152,40	190,50	228,60	304,80
19	42,52	85,04	127,56	170,08	212,60	255,12	340,16
20	47,10	94,20	141,30	188,40	235,50	282,60	376,80
22	57,02	114,04	171,06	228,08	285,10	342,12	456,16
24	67,85	135,70	203,55	271,40	339,25	407,10	542,80
25	73,65	147,30	220,95	294,60	368,25	441,90	589,20
26	79,65	159,30	238,95	318,60	398,25	477,90	639,20
28	92,36	184,72	277,08	369,44	461,80	554,16	738,88
30	106,00	212,00	318,00	424,00	530,00	636,00	848,00
32	120,64	241,28	361,92	482,56	603,20	723,84	965,12
34	136,18	272,36	408,54	544,72	680,90	817,08	1089,4
35	144,31	288,62	432,93	577,24	721,55	865,86	1154,5
36	152,67	305,34	458,01	610,68	763,35	916,02	1221,4
38	170,10	340,20	510,30	680,40	850,50	1020,6	1360,8
40	188,50	377,00	565,50	754,00	942,50	1131,0	1508,0
42	207,75	415,50	623,25	831,00	1038,7	1246,5	1662,0
43	228,10	456,20	684,30	912,40	1140,5	1368,6	1824,8
45	238,50	477,00	715,50	944,00	1192,5	1431,0	1888,0
46	249,30	498,60	747,90	997,2	1246,5	1495,8	1994,4
48	271,35	542,70	814,05	1085,4	1356,7	1628,1	2170,8
50	294,52	589,04	883,56	1178,1	1472,6	1767,1	2356,2

Platte erheblich biegeester gemacht; ferner wird hierdurch auch auf eine Erhöhung der Haftung im Beton hingewirkt. Da die Biegefestigkeit im Sinne der Maschenlänge größer ist als senkrecht hierzu, sind die Streckmetallplatten mit ihrer Maschenlängsrichtung senkrecht zu den Trägern, überhaupt parallel zur Haupttragachse zu legen; da die Streckmetallblätter in dieser Richtung nur 2,40 bzw. 4,80 m lang sind, ist mithin die Stützweite von tragenden Platten usw., mit ihnen bewehrt, auf diese Masse begrenzt; im Sinne der kurzen Maschenweite findet der Stoß durch Drahtbündelung auf rd. 15 cm Überdeckungsbreite statt ($L_{\max} = 25$ m, in der Regel aber = 20 m).

Über die für den Verbundbau geeigneten Streckmetall-Profile gibt die nachfolgende Zusammenstellung Auskunft:

Streckmetall von Schlichtermann & Kremer, Dortmund (1914).

Nr.	Maschenweite in Richtung der Tafellänge mm	Steg-		Gewicht (ohne Gewähr) kg/qm	Quer- schnitt f. 1 Meter- streifen qcm	Größte Länge m	Größte Breite m
		Breite mm	Stärke mm				
14	150	4,5	3	1,45	1,80	25	2,4
12	150	6	3	2,04	2,40	18	2,4
13	150	6	4,5	3,12	3,60	20	2,4
15	75	3	3	2,17	2,35	18	4,8
16	75	3	2	1,25	1,60	15	4,8
9	75	4,5	3	3,15	3,60	12	4,8
8	75	6	3	4,34	4,80	9	4,8
11	75	4,5	4,5	5,00	5,40	13	4,8
10	75	6	4,5	6,25	7,20	9,5	4,8
17	75	8	5	9,00	10,60	7	4,8

2. Kahneisen (vgl. Fig. 3 und die oberhalb der Tabelle gezeichneten Profilformen). Sie werden aus Flußstahl gewalzt und besitzen nach Versuchen Zugfestigkeiten von über 5000 kg/qcm. Ihre Sonderart besteht in dem Aufschneiden der seitlichen Flügellappen und deren Aufbiegen, d. h. in der Schaffung von Bügeln bzw. Abbiegungen in unmittelbarem Zusammenhange mit dem Profile selbst. Die Eisen werden aber in dieser Hinsicht ihre Aufgabe nur alsdann einwandfrei erfüllen, wenn die abgebogenen Teile genügend lang sind, um von einem Gurte aus in den anderen zu reichen, bei Plattenbalken also auch ausreichend weit in die Platte hineingreifen. Ferner ist für die Aufnahme der schiefen Hauptzugspannungen in diesem Sinne ein ausreichendes Übergreifen über die neutrale Zone als Bedingung zu stellen. Erfüllen die Kahneisen diese Bedingungen, so wirken sie weniger auf die Reißlast, erheblicher aber auf die Bruchlast im Vergleiche zu Rundeisen günstig ein. Bei den stärkeren Profilen erhalten die Flügel meist Längen von 15—90 cm, bei den kleineren von 10—20 cm Ausdehnung. Ihre Neigung beträgt normal 45° zum verbleibenden Kernteil. Kahneisen kommen, entsprechend dem Entwurf, vollkommen verlegungsfähig auf die Baustelle.

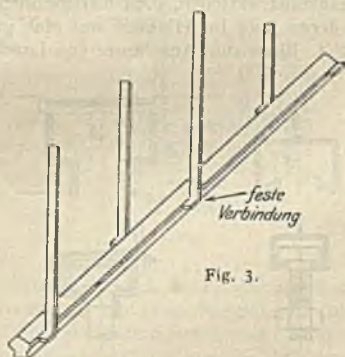
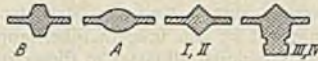


Fig. 3.

Die vorhandenen Profile läßt die nachfolgende Zusammenstellung erkennen :



Kahneisen der Deutschen Kahneisen-Gesellschaft Jordahl & Co., Berlin W 35. D und C haben Trapezquerschnitt.

Profil	Voller Querschnitt qcm	Gewicht für ein laufendes Meter kg	Querschnitt ohne Bügel qcm	Querschnitt eines Bügels qcm
D	2,20	1,70	1,64	0,28
C	1,80	1,40	1,58	0,21
B	0,70	0,56	—	—
A	0,85	0,65	—	—
I	2,55	2,00	1,59	0,48
II	5,10	4,00	3,34	0,88
III	9,50	7,4	7,70	0,90
IV	12,75	10,0	10,28	1,23

3. Nietlose Gitterträger, aus Blechen (Fig. 4) oder flachgestalteten Walzprofilen verschiedensten Querschnittes durch Einschneiden und Auseinanderbiegen der einzelnen Teile gewonnen, wobei gitterartig gegliederte Raumbilde entstehen. Die Träger werden heute mit einfachen oder doppelten Diagonalen gebildet. Sie haben den Vorzug, wegen ihrer Tragfähigkeit die Schalung frei tragen zu können, sind aber in wirtschaftlicher

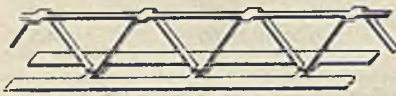


Fig. 4.

Beziehung der Verwendung von Rundeseisen unterlegen, namentlich bei der Heranziehung zu durchgehenden Tragkonstruktionen, dem hier geforderten Übergang von einem Trägergurt zum anderen, und im Hinblick auf eine gute Ausnutzung der Diagonalstäbe.

4. Eisen zum Anschlusse von Lagern usw. an Verbundunterzüge — Jordahl-

Fig. 4. Eisen zum Anschlusse von Lagern usw. an Verbundunterzüge — Jordahl-



Fig. 5 a, b.

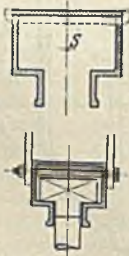


Fig. 6 a, b.



Fig. 7 a.

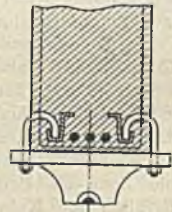


Fig. 7 b.

Bauer- und Mauz-Eisen (Fig. 5, 6 und 7). Über ihre Querschnittsgrößen, Trägheits- und Widerstandsmomente gibt die nachfolgende Zusammenstellung Auskunft :

	Deutsche Kahn-Gcs. Ankerschienen-, System Jordahl	D. K.-G.- Ankerschienen-, System Dr. Bauer	„L-Schienen“, System Baurat Manz	
			L 6	L 8
Gesamtquerschnitt . . . qcm	6,75	9,2	6,46	10,42
Querschnitt „	6,50	8,8	nach Abzug d. Löcher für die Verankerungsbügel	
Gewicht für 1 lfd. m . . kg	5,45	7,75		
Trägheitsmoment J_x . . cm ⁴	14,6	36,6	25,14	75,08
Trägheitsmoment J_y . . „	—	—	9,96	18,35
Widerstandsmoment W_x cm ³	4,51	9,9	6,75	16,04
Widerstandsmoment W_y „	—	—	3,93	7,18

Die (patentgeschützten) Profile sind wegen ihrer festen Einbettung in Beton als Bewehrungsreifen mit in Rechnung zu stellen.

Während die Bauer- und Jordahl-Eisen für die nachträgliche Einführung der Befestigungsbolzen an beliebiger Stelle offene Rinnen bilden und durch besondere Bügeleisen — bei Bauer an den Seiten, bei Jordahl an dem zentralen oberen Stege — im Beton gut verankert werden, verlangt das vollkommen eingebettete Manz-Eisen ein Abstemmen des Betons an der Befestigungsstelle und das Anschließen des Lagers usw. vermittelt von Hakenschrauben¹⁾.

In ihrer Wirkung den vorgenannten Profileisen verwandt sind gußeiserne Dübelhülsen verschiedener Form, in die die Hängebolzen — meist unter Ausführung einer Drehbewegung — nach der Ausschalung eingehängt werden. Für leichte Gegenstände genügen die „Bacula-Träger-Hülsen“.

Nach den Bestimmungen (§ 9) ist das Eisen oberflächlich gereinigt und in richtiger Form und Lage einzubauen. Hierbei ist auf eine gute Verknüpfung der durchlaufenden Zug- und Druckeisen mit Verteilungseisen und Bügeln zu achten. Über die Form der Umbiegung am Ende der Eisen und der Abbiegung geben Fig. 8 a u. b Aufschluß. Der lichte Abstand der Eisen voneinander ist in jeder Richtung mindestens gleich dem Eisendurchmesser, aber > 2 cm zu machen (a' in Fig. 9); lassen sich geringere Abstände nicht vermeiden, so ist durch einen feinen und fetten Mörtel für dichte Umhüllung der Eisen Sorge zu tragen. Die

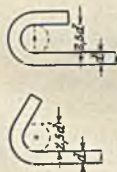


Fig. 8 a.

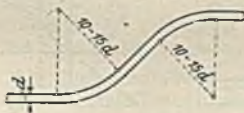


Fig. 8 b.

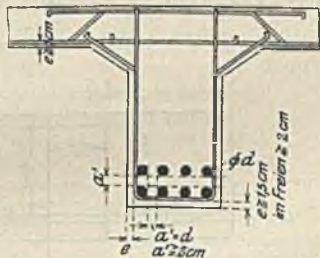


Fig. 9.

Betonüberdeckung der Eisen an der Außenseite soll mindestens 1 cm betragen, die der Bügel wenigstens 1,5 bzw. im Freien 2,0 cm (Fig. 9). Bei sehr ungünstigen Verhältnissen reicht in jedem Fall bei sonst gutem Beton und einwandfreier Ausführung ein Überdeckungsmaß von 3,0—3,5 cm aus, um einen sicheren

¹⁾ Als Spezialeisen sei noch das Bulbeisen der Pohlmann-Decke (Steffens & Nolle A.-G. Berlin) erwähnt, das in drei Höhen (150, 165, 170 mm) mit Trägheitsmomenten von 638, 997, 1290 cm⁴ und Widerstandsmomenten $\left\{ \begin{matrix} W_{1x} = 163,3; 237,4; 305,6 \\ W_{1y} = 57,5; 81,1; 100,9 \end{matrix} \right\}$ sowie Gewichten von: 20,85, 26,89 und 33,64 kg/lfdm geliefert wird.

Rostschutz der Eisen zu gewähren. Werden diese zum besonders guten Haften im Beton mit Zementmilch gestrichen, so hat dies erst kurz vor der Zuführung des Betons zu erfolgen, da nur eine frische Zementhaut die erhofften Vorteile bringt, sonst eher schädlich ist.

Die Haftfestigkeit zwischen Eisen und Beton. Diese nimmt zu mit dem Alter, wird verstärkt durch Haken an den Enden der Eisen, ist größer bei Eisen mit Walzhaut als bei solchen in abgedrehtem Zustande, ist bei stärkerem Durchmesser größer als bei kleinerem, nimmt ab mit zunehmender Länge des einbetonierten Eisens und ist beim gedrückten Eisen größer als beim gezogenen.

Handelt es sich um eine normale zentrische Beanspruchung der Eisen in dem umgebenden Beton, so kann die Haftfestigkeit zu etwa 15 kg/qcm i. M. angenommen werden; liegt aber eine Biegebungsbeanspruchung der Verbundquerschnitte vor, so ist sie höher, etwa 22,5 kg/qcm; jedoch sei bemerkt, daß gerade hier die Versuchsergebnisse nicht unerheblich voneinander abweichen. Bei Wahl der zulässigen Haftspannung erscheint demgemäß Vorsicht durchaus geboten: auch ist notwendig, hierbei die Scherfestigkeit des Betons zu berücksichtigen, weil trotz hoher Haftung ein Abschieben der Betonfasern nahe der Eisenoberfläche durch Beseitigung der Schubfestigkeit im Beton eintreten kann. Demgemäß ist die zulässige Haftspannung nach den Bestimmungen auch zu 4,5 kg/qcm, d. h. etwa zu dem Wert der erlaubten Betonschubspannung ($\tau_0 = 4,0 \text{ kg/qcm}$) festgesetzt.

Durch Versuche ist erwiesen, daß nicht nur gerade verbleibende Eisen, sondern auch hochgebogene, d. h. unter 45° abgebogene Eisen sich an der Übertragung der Schubkräfte beteiligen und demgemäß bei Ermittlung der auftretenden Haftspannung Berücksichtigung finden müssen.

Im Hinblick darauf, daß die Eisen durch Umbiegung in C-Form an ihren Enden fest im Beton verankert werden und von einer alsdann am Eisenumfange auftretenden Gefährdung der Haftspannung kaum mehr gesprochen werden kann, auch die Verteilung der Haftspannung außerordentlich unsicher wird, ferner richtig konstruierte Verbundbauten wohl niemals durch Überwindung der Haftspannungen zum Bruche gelangt sind, setzen die Bestimmungen (§ 17, 4) fest, daß Haftspannungen bei richtiger Endverankerung der Eisen (Fig. 8a) nicht zu berechnen sind, wenn die Eisen nicht stärker als 26 mm sind¹⁾.

Wird ein Rundeisenstab (Durchmesser = d , Länge = l) in seiner Achse durch eine Kraft = P belastet, so wird seine Haftspannung:

$$\tau_h \cdot d \pi \cdot l = P; \quad \tau_h = \frac{P}{d \pi l}. \quad (3)$$

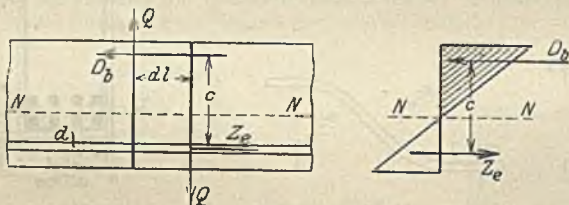


Fig. 10.

Beträgt (Fig. 10) die annähernd als konstant angenommene Querkraft in zwei um dl entfernten Querschnitten eines gebogenen, im Untergurt bewehrten Balkens Q , so wird:

$$Q \cdot dl = Z_e \cdot c = \tau_h \cdot U \cdot dl \cdot c; \quad \tau_h = \frac{Q}{U \cdot c}. \quad (4)$$

¹⁾ Die oben angegebene Grenze liegt in Versuchen begründet, welche zeigen, daß bei Bewehrung von Verbundbalken mit 25 mm-Eisen diese unter der Bruchlast bei guter Verankerung fast die Streckgrenze erreichen, daß also die konstruktive Festlegung der Eisen ein Lösen zwischen Eisen und Beton im Bruchstadium nicht verhindert.

worin U den Umfang des Eisens, c den Hebelsarm der inneren Kräfte darstellt. Liegen oben und unten Eisen je vom Umfange U_1 , U_2 , ist also der Balken doppelt bewehrt, so wird angenähert:

$$r_h = \frac{Q}{(U_1 + U_2) c}$$

und wenn $U_1 = U_2 = U$ ist:

$$r_h = \frac{Q}{2 U c} \quad (5)$$

Letztere Gleichung deckt sich auch mit der Festsetzung der Bestimmungen (§ 18, 11), daß, wenn Eisen abgebogen sind und die gesamten schrägen Zugspannungen aufzunehmen vermögen, für die Berechnung der Haftspannungen für die unten gerade geführten Eisen nur die halbe Querkraft in Ansatz zu bringen ist.

2. Die zulässigen Spannungen im Beton und im Eisen.

Die zulässigen Spannungen für Beton sind (vgl. auch S. 240) durch die neuen Bestimmungen unter der Voraussetzung festgelegt, daß der Beton, auch der flüssig angemachte, nach 28 Tagen Erhärtung eine Würfel Festigkeit von mindestens 150 kg/qcm und nach 45 Tagen von wenigstens 180 kg/qcm hat. Ist der Beton für Säulen bestimmt, so muß seine Würfel Festigkeit in den vorgenannten Zeitabschnitten mindestens 180 bzw. 210 kg/qcm betragen¹⁾. Im Streitfall entscheidet die Prüfung nach 45 Tagen (§ 18, 6). Wird jedoch bei Beton, auch dem flüssig angemachten, nach 45 Tagen eine Würfel Festigkeit von mehr als 245 kg/qcm nachgewiesen, so darf bei Hochbauten der Beton in Säulen und Stützen mit $\frac{1}{7}$, in Rahmen und Bögen mit $\frac{1}{8}$ der nachgewiesenen Würfel Festigkeit, jedoch höchstens mit 50 kg/qcm beansprucht werden²⁾ (§ 18, 2). Die letztere Zahl gilt auch als Höchstwert für die zulässige Druckbeanspruchung an den Schrägen und Vouten von Plattenbalken am Anschlusse an die Mittelstütze; hier darf die Druckspannung im Hinblick auf die Vermeidung einer Häufung von Eisen und eine einwandfreie Einbettung dieser im Beton um $\frac{1}{3}$ der sonst erlaubten erhöht werden (§ 18, 6).

1. Als zulässige Belastung für zentrischen Druck sind zugelassen:

- | | |
|---|-----------|
| a) bei Hochbauten allgemein | 35 kg/qcm |
| b) bei Säulen mehrgeschossiger Gebäude im Dachgeschoß, in dem für die Stütze eine Mindest-Querschnittsseitenlänge von 25 cm empfohlen wird. | 25 „ |
| in dem darunterliegenden Geschoß | 30 „ |
| in den weiter nach unten folgenden | 35 „ |

In demselben Abstufungsverhältnisse ist auch die Spannung zu ermäßigen, wenn ein besonders druckfester Beton vorliegt und die zulässige Druckbelastung = $\frac{1}{7}$ der Würfel Druckfestigkeit für die untersten Stockwerke höhere Zahlen liefert.

Durch die Herabsetzung der Spannungen wird in zweckmäßiger Weise dem Umstande Rechnung getragen, daß im allgemeinen der Einfluß der Biegebelastrung und Verbiegung bei einheitlichen, mit den Säulen unwandelbar verbundenen Deckenbauten in den oberen Stockwerken wegen der geringeren Stützenquerschnitte größer ausfällt als weiter nach unten. Zudem werden auch aus dem gleichen Grunde dynamische Belastungen die oberen Säulen

¹⁾ Daß diese Anforderungen bei dem weichen Beton des Verbundbaues in der Praxis kaum erfüllbar sind, wurde bereits auf S. 243 erwähnt.

²⁾ Über die Ausführung der Würfelprobe vgl. S. 441. Die jetzt vorgeschriebenen Würfel haben Kantenlängen von je 20 cm im Gegensatz zu den früher verlangten mit 30 cm Seite.

stärker in Mitleidenschaft ziehen als die unteren, bei denen zudem eine Vollbelastung aller von ihnen getragenen Decken um so unwahrscheinlicher ist, in je tieferen Stockwerken sie stehen.

c) Bei Stützen von Brücken 30 kg/qcm (§ 18, 3)

2. Bei Biegung und exzentrischem Druck ist die zulässige Betonspannung bei Hochbauten mit vorwiegend ruhender Last (einschließlich Fabriken mit entsprechend geringer dynamischer Belastung) bei Rahmen und Bögen zu 40 kg/qcm festgesetzt. Für alle Platten von weniger als 10 cm Stärke, für Bauteile, die der unmittelbaren Einwirkung von Stößen und Erschütterungen durch Maschinen (also auch für die hierher gehörenden Industriebauten) ausgesetzt sind, für Haupttreppen, Tanzsäle usw., darf die Betonbelastung aber nur 35 kg/qcm betragen. Dasselbe gilt für die Teile von Straßenbrücken, die eine unmittelbare Erschütterung durch die Verkehrslast erfahren, während die übrigen Teile mit 40 kg/qcm beansprucht werden dürfen. Bei Brücken unter Eisenbahngleisen bei einem Schotterbett von mindestens 10 cm Stärke sind aus denselben Gründen nur 30 kg/qcm zugelassen (§ 18, 4).

Falls auf Verlangen der Baupolizei bei den dynamisch belasteten Hochbauten und Straßenbrücken die Einführung der veränderlichen Last mit dem 1,5 fachen ihres Betrages¹⁾ in Rechnung gestellt wird, ist stets der Wert $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ zuzulassen.

Bei Bauteilen, die exzentrisch auf Druck belastet sind, darf der Wert $\frac{P}{F}$ die unter 1. für zentrischen Druck angegebenen Spannungen nicht überschreiten. Wird zur Vereinfachung der Rechnung mit der Gleichung für homogenen Baustoff: $\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$ gerechnet, so darf der Beton an einem Rande mit einer Zugspannung von 5 kg/qcm belastet werden.

Werden in der statischen Berechnung außer der ständigen und der ungünstigsten Verkehrslast noch alle anderen möglichen Kräfte (Schnee, Wind, Brems- und Reibungskräfte, bei Säulen des Hochbaus Verbiegung aus dem festen Balkenanschlusse, Wärmeschwankungen und Schwindwirkungen bei statisch unbestimmten Systemen usw.) mit ihrem Größtmaß in Rechnung gestellt, so können die vorstehend unter 1. und 2. angegebenen Betonspannungen um 30 v. H. überschritten werden, dürfen aber höchstens 60 kg/qcm erreichen.

Noch höhere Beanspruchungen können nur ausnahmsweise bei Gelenken und anderen besonderen Bauteilen zugelassen werden, sollen jedoch in der Regel durch Versuchsergebnisse begründet sein.

3. Für die Schubspannung im Beton (τ_0) ist ein Wert von 4 kg/qcm festgesetzt. Wie später bei der Behandlung der Schubspannungen noch genauer ausgeführt und durch Beispiele erläutert wird, nimmt bei gebogenen Bauteilen der Beton, wenn $\tau_0 \leq 4 \text{ kg/qcm}$ ist, die Schubspannungen allein auf; abgebogene Eisen sind alsdann nicht erforderlich. Liegt τ_0 zwischen 4 und 14 kg/qcm, so treten Bügel und abgebogene Eisen bzw. letztere allein zur Mitübertragung der Schubspannungen hinzu. Überschreitet aber τ_0 die Grenze von 14 kg/qcm, so sind die Abmessungen der Bauteile unzureichend. Alsdann ist bei Rippenbalken, bei denen derartige Verhältnisse eigentlich nur vorkommen, die Rippenbreite zu verstärken, falls das nicht ausreicht oder angängig ist, die Balkenhöhe zu vergrößern; u. U. sind auch beide Maßnahmen zu treffen.

Über die zugelassene Haftspannung und die Sonderfälle, in denen deren Berechnung überhaupt durch die Bestimmungen vom 13. Januar 1906 noch gefordert wird, vgl. die Ausführungen auf S. 250.

¹⁾ Eine Erhöhung dieses Wertes ist nur für besonders starken Erschütterungen ausgesetzte Bauteile, z. B. bei Belastung mit Rotationsmaschinen, und auch nur bis 2 zulässig. Bei Brückenbauten ist hingegen der Beiwert 1,5 als Höchstwert einzuhalten. Ob der eine Weg: Erhöhung des Beiwertes oder Herabsetzung der Spannung σ_b , gewählt wird, bleibt der Entscheidung der ausschreibenden behördlichen Stelle bzw. der Baupolizei überlassen.

Die zulässige Beanspruchung des **Flußeisens** im Verbundbau und bei Hochbauten ist nach den neuen Bestimmungen im allgemeinen zu 1200 kg/qcm festgesetzt; nur bei Platten von geringerer Stärke als 10 cm, sowie bei Bauteilen, die stärkeren Erschütterungen ausgesetzt sind (also dort, wo auch die Betondruckspannung nur 35 kg/qcm betragen darf), ist 1000 kg/qcm vorgeschrieben.

Im Brückenbau sind die zulässigen Spannungen für die Eiseneinlage aber erheblich geringer; für die Teile der Straßenbrücken, die unmittelbar starker dynamischer Belastung ausgesetzt werden, sind nur 900 kg/qcm, für die übrigen Teile 1000 kg/qcm, für Brücken unter Eisenbahngleisen bei einem Schotterbett von mindestens 30 cm Stärke sogar nur 750 kg/qcm als erlaubt angegeben (§ 18, 4, d, e und f).

3. Die Konstruktionselemente des Verbundbaues und der Zweck der Eiseneinlagen.

Als Konstruktionselemente des Verbundbaues kommen in Frage: die Verbundsäule, die Verbundplatte, der Plattenbalken, das Verbundgewölbe.

1. Verbundsäulen können — abgesehen von Sonderausführungen für einzelne Fälle — auf zwei verschiedene Arten bewehrt werden:

a) Vorwiegend durch Längsstäbe und sie verbindende, in kleineren oder größeren Abständen angeordnete Querverbände — Bügel — längsbewehrte Säulen.

b) Durch Längsstäbe in inniger Verbindung mit einer sie umschließenden und den inneren Betonkern umschnürenden Eisenspirale — spiralbewehrte oder umschnürte Säulen.

a) Bei den längsbewehrten Säulen (Fig. 11) sind zwar die mit der Säulenachse parallel verlaufenden Längseisen die wichtigere Bewehrung, aber auch die Querbügel haben statische Bedeutung, indem sie die Querdehnung der Querschnitte zu verhindern haben und deshalb auch unwandelbar und spannungsfest an die Längseisen anzuschließen sind. Mit geringerem Abstände der Bügel nimmt die Festigkeit der Verbundsäule zu. In der Regel richtet sich ihr Abstand nach der kleinsten Querschnittsseite, bzw. bei runden (selten!) Säulenquerschnitte nach dessen Durchmesser und bleibt innerhalb dieser Grenzen. Zudem soll mit Rücksicht auf eine ausreichende Knicksicherheit der Eiseneinlagen deren Freilage zwischen den Bügeln, d. h. deren Abstand $\leq 12d$ sein, wenn der Durchmesser des einzelnen Längsbewehrungseisens = d ist.

Die Längseisen werden in der Regel nahe den Ecken, bei viereckigem Querschnitte also zu vier, bei achteckigem zu acht angeordnet; seltener finden zudem auch nahe den Seitenmitten noch weitere Längseisen Verwendung. Ihr Durchmesser liegt etwa zwischen 12 und 40 mm, ihre Querschnittsgröße soll nicht weniger als 0,8, aber auch nicht mehr als 3 v. H. des Betonquerschnittes betragen. Für die Bügel werden meist Rundeisen von 7 mm Durchmesser verwendet. Die Bügel selbst können einfach sein, die Längseisen einfach umschließen und bei einem derselben (allerdings in wech-



Fig. 11.



Fig. 12 a.



Fig. 12 b.



Fig. 12 c.

selnder Folge) mittels Umbiegung beginnen und endigen (Fig. 12a) oder je zwei Eisen schlingenartig umfassen (Fig. 12b). Die erstere Art ist die üblichere, erlangt bei gutem Anziehen Ringspannung und ist einfach in ihrer Handhabung, schwächt auch den Beton in möglichst geringem Maße. Zu vermeiden sind, wegen der starken Durchbrechung des Betons in seinem mittleren Teil, diagonal geführte Bügel, während — Fig. 12c — bei Längsstäben zwischen den Quer-

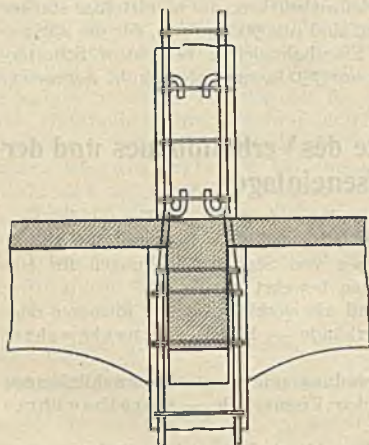


Fig. 13.

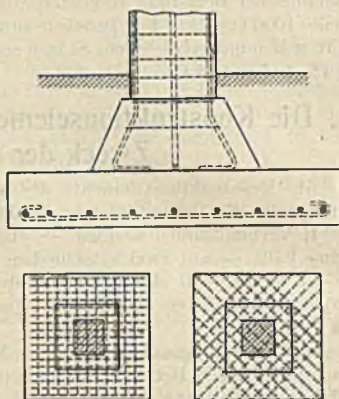


Fig. 14 a, b, c.

schnittsecken sich Durchbrechnungen des Betonkerns an einigen Stellen nicht vermeiden lassen. Die Längseisen sind so selten als angängig zu stoßen. Ist ein Stoß, namentlich aus Montagegründen, nicht zu umgehen, so wird er durch einfaches Übereinandergreifen der beiderseits mit Endhaken zu versehenen Eisen auf etwa 60—80 cm Länge und Bündelung durch Draht ausgeführt

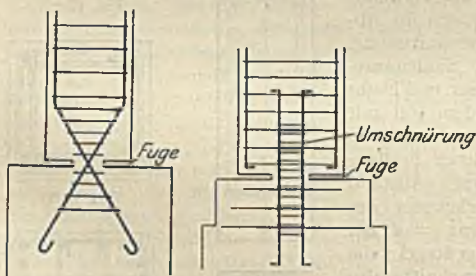


Fig. 15 a, b.

artig an ihre Fundamente angeschlossen werden, so geben die Fig. 15a, b hierfür zweckmäßige Ausbildungsmöglichkeiten.

b) Bei umschnürten Säulen (Fig. 16) sind sowohl die Spiralen als auch die Längsbewehrung gleichmäßig statisch wertvoll; sie ergänzen sich gegenseitig. Eine starke Spirale erfordert auch, um eine gute Verbundsäule zu erzielen, eine starke Längsbewehrung. Eine Bewehrung durch die Spirale allein ist also nicht angängig, abgesehen davon, daß auch die Längseisen notwendig sind, um die

(Fig. 13). Bei der Fundamentausbildung ist (Fig. 14a, b, c) die Säule mit allmählicher Querschnittsverstärkung auf eine Fußplatte aufzusetzen, die entweder senkrecht zu ihren Seiten oder parallel zu den Diagonalen zu bewehren und in ihrem Überstande als von unten aus durch den gleichmäßig verteilten Gegendruck der Erde belastet, als Konsolträger zu berechnen ist. Sollen Säulen gelenk-

Spirale zu halten und etwaige Verbiegungen aufzunehmen. Durch die Spirale wird der innere Säulenkern umschürt, der Beton hier also am seitlichen Ausweichen verhindert und somit seine Druckfestigkeit vergrößert. Zudem hat sich — wie weiterhin bei der Spannungsermittlung auf S. 267 noch ausführlicher dargestellt wird — auch das Eisen in der Spirale rund dreimal so wirksam erwiesen als wie das Eisen in den Längsstäben, voraussichtlich wegen der starken Ringspannungen, die es erhält und aufzunehmen vermag. Bei der starken Wirkung der Spirale ist es erklärlich, daß bei Probelastungen der äußere Betonmantel der Säule abplatzt, ehe die Säule selbst eine Zerstörung erfährt. Deshalb wird im statischen Sinne auch nur der von der Spirale umschlossene Kern als wirksam in Rechnung gestellt.

Nach den Bestimmungen (§ 17, 7 und 8) sind als umschürte Säulen nur solche mit Querbewehrung nach der Schraubenlinie und gleichwertigen Wicklungen, oder mit Ringbewehrung in Verbindung mit einem kreisförmigen Kernquerschnitt anzusehen, bei denen das Verhältnis der Ganghöhe zur Schraubenlinie oder des Abstandes der Ringe zum Durchmesser kleiner als ein Fünftel ist. Zudem soll der Abstand der Spiralwindungen bzw. der einzelnen Ringe nicht über 8 cm hinausgehen und die Längsbewehrung mindestens ein Drittel der Querbewehrung betragen. Üblich sind Steigungen der Spirale von ein Sechstel bis ein Achtel ihres Durchmessers.

Nach Mörsch soll die Summe der Längs- und Spiralbewehrung nicht unter 1,5 und nicht über 8 v. H. des umschürten Betonkerns betragen und die Querschnittsfläche der Längsstäbe sich zu einer gedachten, mit der Spirale inhaltsgleichen Längsbewehrung verhalten wie 1 : 1 bis 1 : 3.

Meist baut die umschürte Säule sich auf polygonalem, in der Regel achteckigem Querschnitt auf.

Eine besondere Art umschürter Stützen stellen die von v. Emperger-Wien erfundenen umschürten Gußeisensäulen dar — D. R. P. 291 068 (Fig. 17). Der Schutz bezieht sich auf die besondere Form der Spiralbewehrung, die zum mindesten ebensoweit von der Außenfläche absteht wie die Entfernung der Windungen beträgt. Der im Innern der Säule liegende hohle, aber auch volle Gußeisenquerschnitt irgendwelcher Form ist durch einen umschürten Verbundmantel umgeben, kann somit erheblich größere Stauchungen als sonst erleiden und führt somit zu in besonders hohem Grade tragfähigen Säulen. Gegenüber gleichartigen gußeisernen Stützen tragen umschürte Gußeisensäulen unter Umständen das Zweieinhalbfache der Last der ersten. In gleichem Sinne kann auch ein anderer hochdruckfester, wenn auch spröder Baustoff — Granit, Klinker usw. — zur Ausfüllung des umschürten Säulenkerns verwendet werden.

Für umschürtes Gußeisen finden die Bestimmungen vom 13. Januar 1916 keine Anwendung. Hier werden Versuchsnachweise im einzelnen Falle gefordert.

2. Die Verbundplatte. Hierunter ist der plattenförmige, ein- oder beiderseitig bewehrte Körper zu verstehen, der mit rechteckigem Querschnitt als selbständiger Konstruktionsteil auftritt, statisch ein Träger auf zwei oder mehr Stützen sein kann.

Nach den Bestimmungen ist die Stützweite von Platten auf zwei Stützen gleich der Lichtweite zuzüglich ihrer Stärke zu nehmen; nur dort, wo außer-

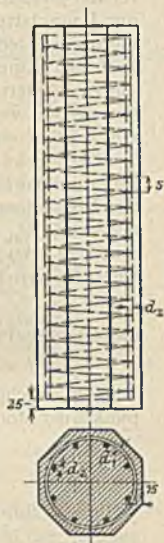


Fig. 16.



Fig. 17.

gewöhnlich große Auflagerflächen vorhanden sind, ist zur Ermittlung der Stützweite die Lichtweite je um 2,5 v. H. zu vergrößern, d. h. wenn letzteres Maß mit l_0 bezeichnet wird: $l = l_0 + 2 \cdot 0,025 l_0 = 1,05 l_0$ zu wählen, und für die Auflagerlänge je ein Wert von $0,05 l_0$ einzuführen. Bei durchgehenden Platten ist die Stützweite gleich der Entfernung zwischen den Mitteln der Stützen zu wählen.

Als geringste Plattenstärke ist allgemein 8 cm verlangt, ein Maß, das auch für die plattenförmigen Teile der Plattenbalken gilt; ausgenommen hiervon sind nur Dachplatten, untergehängte, zum Abschlusse dienende oder nur im Betrieb begangene Decken und fabrikmäßig fertig hergestellte Platten. Zudem braucht auch bei Rippendecken mit einem größten Abstände der Rippen von 0,6 m die Druckplatte alsdann nur 5 cm stark zu sein, wenn zur Verteilung der Last Querrippen von der Bewehrung der Hauptrippen, und zwar bei Stützweiten von 4–6 m eine solche, darüber zwei eingefügt werden.

Die wirksame Plattenhöhe soll mindestens $\frac{1}{27}$ der Stützweite betragen. Bei durchlaufenden Platten ist hierbei als Stützweite die größte Entfernung der Momentennullpunkte innezuhalten (§ 16, 10). Da die wirksame Plattenhöhe rund $\frac{9}{10}$ der tatsächlichen Plattenhöhe zu sein pflegt, so ergibt sich: $h : l = 1 : 27 \cdot 0,9 = 1 : 24$ und hieraus für frei aufliegende Verbundplatten bei einer Plattenstärke

$$= 8 \quad 9 \quad 10 \quad 11 \quad 12 \quad 13 \quad 14 \quad 15 \text{ cm}$$

die erlaubte Freilage:

$$l = 1,92 \quad 2,16 \quad 2,40 \quad 2,64 \quad 2,88 \quad 3,12 \quad 3,36 \quad 3,60 \text{ m.}$$

Für durchgehende Platten und unter Zugrundelegung der durch die Nullpunkte der Momentenlinien gegebenen hier in Frage kommenden Stützweiten von:

$$l_0 = 0,853 l \text{ in einem Randfelde und von}$$

$$l_0 = 0,756 l \text{ in einem Mittelfelde}$$

ergibt sich für ersteres ein Verhältnis von $h : l = 0,853 : 24 = \frac{1}{28,2}$, für letzteres von $0,756 : 24 = \frac{1}{32}$.

Hieraus folgt bei einer Plattenstärke:

$$= 8 \quad 9 \quad 10 \quad 11 \quad 12 \quad 13 \quad 14 \quad 15 \text{ cm}$$

für die erlaubte Freilage im Randfelde:

$$l = 2,26 \quad 2,54 \quad 2,82 \quad 3,10 \quad 3,38 \quad 3,66 \quad 3,94 \quad 4,22 \text{ m,}$$

für die erlaubte Freilage im Mittelfelde:

$$l = 2,56 \quad 2,88 \quad 3,20 \quad 3,52 \quad 3,84 \quad 4,16 \quad 4,48 \quad 4,80 \text{ m.}$$

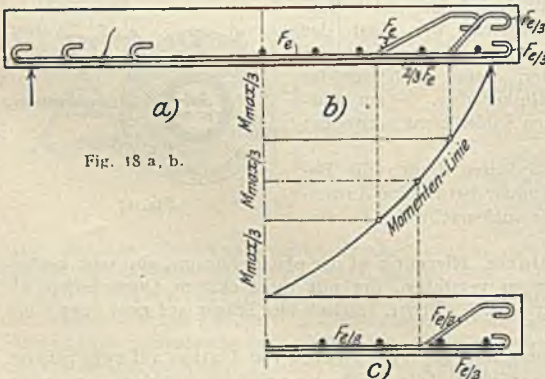


Fig. 18 a, b.

Die Bewehrung der Platte richtet sich naturgemäß nach der Größe des Momentes, dessen Vorzeichen und der Plattenstärke (d. h. dem hiervon z. T. abhängigen Hebelarm der inneren Kräfte). Wenn auch Platten auf zwei Stützen in der Regel nur eine im Untergurte liegende Bewehrung verlangen, auch eine Aufbiegung von

Eisen wegen der schiefen Hauptzugspannungen meist nicht erforderlich sein dürfte, so wird man doch auch hier entsprechend dem Verlaufe der Momente eine Anzahl Eisen nach oben abbiegen können (Fig. 18). (Hier sind im ersten Falle (18 b) entsprechend der Dreiteilung des größten Momentes $\frac{2}{3}$ der Eiseneinlagen, im zweiten Falle, angepaßt der Zweiteilung von M_{\max} (18 c) $\frac{1}{2}$ dieser nach oben abgelenkt.) Wird die Platte eingespannt oder ist unter Umständen auf eine solche Lagerung später zu rechnen, so sind naturgemäß die Eisen den posi-

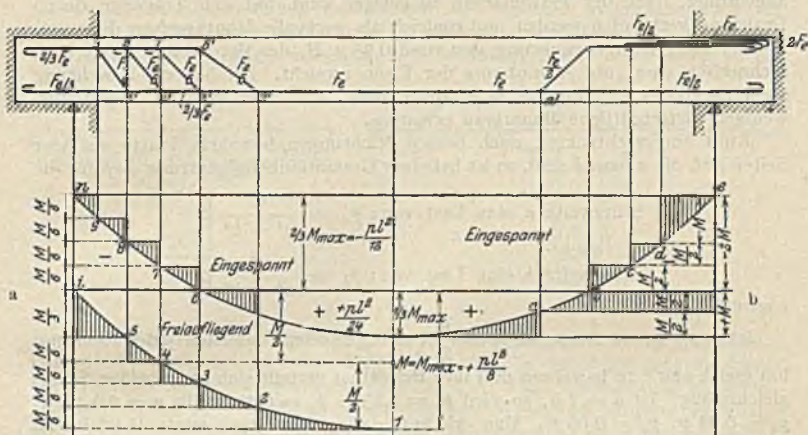


Fig. 19 a, b.

tiven und negativen Momentenflächen angepaßt abzubiegen; vgl. Fig. 19. (Hier ist links für ein berechnetes F_e im Zuggurte der Möglichkeit sowohl der Freilage als auch der vollen Einspannung Rechnung getragen. $M_{\max} = +\frac{q l^2}{8}$ bzw. $= +\frac{q l^2}{24}$ und $-\frac{q l^2}{12}$, während rechts nur eine vollkommene Einspannung ($M = -\frac{q l^2}{12}$ und $+\frac{q l^2}{24}$) zugrunde gelegt ist. Ist im letzteren Falle das Eisen im Untergurte nur für das $+M$ berechnet, so sind an der Einspannungsstelle Zulageeisen nicht zu umgehen¹⁾.

¹⁾ In Fig. 19a (links) ist zunächst $M_{\max} = +\frac{p l^2}{8}$ (entsprechend dem einfachen Balken) in 2 Teile, der untere alsdann nochmals in 3 Teile geteilt und in dem oberen Abschnitte noch einmal ein Wert $\frac{M_{\max}}{6}$ abgesetzt. Alsdann zeigt sich, daß in den Punkten 2, 3, 4 und 5 je das Moment sich um $\frac{M}{6}$ verringert und $\frac{F_e}{6}$ demgemäß hier je abgelenkt werden kann. Alsdann verbleibt zum Schluß die Summe $\frac{1}{2} F_e$ im Untergurte, während $\frac{1}{3} F_e$ nach dem Obergurte wegen der Einspannung abgelenkt werden. Diese Eisenmenge entspricht zugleich dem $-M_{\max} = -\frac{p l^2}{12} = \frac{2}{3} M_{\max} = \frac{2}{3} \cdot \frac{p l^2}{8}$; besonderer Zulageeisen bedarf es also hier nicht. In gleicher Weise bestimmen die Punkte 6, 7, 8 und 9 die Querschnitte, von denen an eine allmählich sich steigernde Bewehrung im Obergurte erfordert wird. In Fig. 19b ist die nur für $+M_{\max} = \frac{p l^2}{24}$ berechnete Eisenmenge in 2 Teile geteilt, von denen die Hälfte aufgebogen wird, während die andere bis zum Auflager im Untergurte verbleibt. Da das Einspannungsmoment $-M_{\max} = -\frac{q l^2}{12} = 2 \cdot +M_{\max} = 2 \cdot \frac{q l^2}{24}$ ist, wird bei entsprechenden Plattenverhältnissen die Bewehrung im Obergurte doppelt so groß sein müssen, als die im Untergurte. Deshalb sind hier Zulageeisen von 1.5 F_e notwendig, über deren allmähliche Hinzufügung die Momentenkurve in ihrem oberen Verlaufe Aufschluß gibt.

Die Tragstäbe der Platten erhalten meist Stärken von 8—20 mm; ihre Abstände sind gleich und nicht allzu groß zu wählen, damit eine möglichst gleichmäßige Krafteintragung in sie stattfindet. In diesem Sinne verlangen auch die Bestimmungen, daß in der Nähe der größten Momente die Trageisen keinen größeren Abstand als 15 cm erhalten dürfen. Der gleichmäßigen Kraftübertragung dienen auch Verteilungseisen, d. h. \perp zu den Trageisen gelegene Rundeseisen von etwa 5—8 mm Durchmesser, die in Abständen von 10—30 cm angeordnet, nach der Plattenachse zu gelegen sind, mit den Trageisen durch Drahtung verbunden werden und zugleich als wertvolle Montageeisen dienen.

Bei einer Hauptbewehrung von rund 0,75 v. H. des Betonquerschnitts wird rechnerisch eine gute Ausnutzung der Eisen erreicht. Bei höherer Bewehrung steht allerdings eine bessere Betonausnutzung, aber auch eine im allgemeinen weniger wirtschaftliche Bauart zu erwarten.

Ruht eine rechteckige, nach beiden Richtungen bewehrte Platte auf vier Seiten auf, die a bzw. b sind, so ist bei einer Gesamteinheitsbelastung $= p$ für die

$$\text{Stützweite } a \text{ eine Last von: } p_a = \frac{b^4}{a^4 + b^4} p$$

$$\text{Stützweite } b \text{ eine Last von: } p_b = \frac{a^4}{a^4 + b^4} p$$

zugrunde zu legen.

Ist $a = b$, so ist $p_a = p_b = \frac{p}{2}$, d. h. die Platte ist nach jeder Richtung hin gleich stark zu bewehren und ihre Belastung verteilt sich nach beiden Seiten gleichmäßig. Ist $a = \frac{3}{2} b$, so wird $p_b = 0,83 p$; $p_a = 0,17 p$; für $a = 2 b$ wird: $p_b = 0,94 p$; $p_a = 0,06 p$. Man erkennt, daß es höchstens wertvoll ist bis zu einem Verhältnis $a : b = 1,5 : 1$ die Platte doppelt zu bewehren und eine Lastübertragung nach beiden Richtungen in Rechnung zu stellen.

Haben Platten mit oder ohne verteilende Deckschicht von der Stützweite $= l$ Einzellasten, wie Raddrücke, Drücke von Maschinenfundamenten usw., aufzunehmen, so ist für die Druckverteilung der Einzellast in der Richtung senkrecht zu der Trageisen eine Verteilungslänge von $\frac{2}{3} l$ zu rechnen, während die Verteilungsbreite sich nach einem Winkel von 45° richtet (Fig. 20). Beträgt die Stärke der Deckschicht v , die Breite der Last in der Tragrichtung der Platte t , so ist mithin eine Breite für die Lastübertragung auf die Platte von $t + 2v$ (Fig. 20) in Rechnung zu stellen. Die Platte ist alsdann durch eine auf die Länge $= \frac{2}{3} l$ sich erstreckende gleichmäßig verteilte Last von der Breite $= t + 2v$ beansprucht (§ 16, 13).

Für die Ermittlung der Schubspannungen kann in Plattenmitte ebenfalls eine Verteilungslänge $= \frac{2}{3} l$, am Auflager dagegen nur von $t + 2(v + h)$ (s. Fig. 20) in Rechnung gestellt werden. Zwischenwerte sind einzuschalten, also je nach der Lastlage auf der Platte nach der Linie $i i'$ der Fig. 20 zu wählen.

Bügel werden in einfachen Platten, abgesehen von Verwendung bei Eisenbahnbrücken, in der Regel nicht erforderlich. Ihretwegen, sowie wegen der Platten der Rippenbalken sei auf die Ausführungen unter 3. verwiesen.

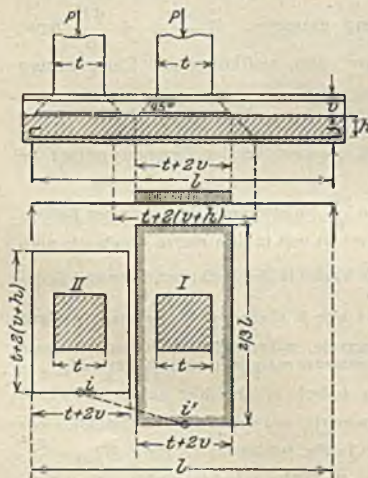


Fig. 20.

3. Der Plattenbalken — das wichtigste Konstruktionselement des Verbundbaus — besteht aus Platte und Rippe. Erstere ist zweckmäßig mit Verstärkungen — Vouten — in letztere einzuführen. Hierbei ist — Fig. 21 — für die Aufnahme des Stützenmomentes höchstens eine Neigung von 1 : 3 in Rechnung zu stellen, d. h. die Höhe h als Plattenhöhe über der Stütze der Berechnung zugrunde zu legen; außerhalb des Auflagers ist jedoch die tatsächlich vorhandene Höhe für die Spannungsermittlung maßgebend, also mit der wirklichen, auch der stärkeren Schräge als 1 : 3 zu rechnen. Werden bei den Platten Eisen aufgebogen und in die Schräge Bügel gelegt, so ist der Anfangspunkt der Schräge in der

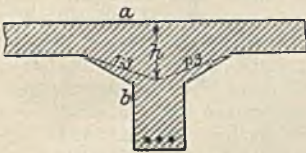


Fig. 21.

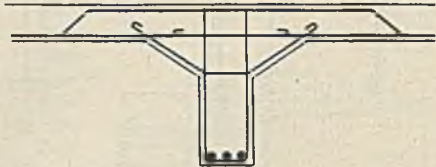


Fig. 22.

Plattenunterkante zur Vermeidung verwickelter Eisenanordnung nicht allzu nahe an den Abbiegungspunkt zu legen (Fig. 22). In der Regel geht die Platte über mehrere Rippen kontinuierlich durch. Eine Plattenberechnung als durchgehender Träger auf elastisch drehbaren und senkbaren Stützen ist hierbei nicht üblich, es sei denn, daß die Rippen ausnahmsweise dünn und nachgiebig sind. Nimmt man einen normalen, durchgehenden Träger an, der überall unwandelbar starr mit seinen Stützen, hier den Rippen, verbunden ist, so kann nach den Bestimmungen (§ 16, 7) das größte Feldmoment eines Mittelfeldes zu $\frac{p l^2}{14}$, eines Endfeldes zu $\frac{p l^2}{11}$, das Moment über der zweiten Stütze zu $-\frac{p l^2}{8}$, über den anderen Mittelstützen zu $-\frac{p l^2}{12}$ gerechnet werden.

Meist verbleibt, namentlich bei Hochbaukonstruktionen, auch wenn der Rippenbalken eingespannt ist, die Platte trotz dessen dauernd im Obergurt. Hingegen wird sie aus wirtschaftlichen Gründen bei eingespannten Balkenbrücken nicht selten vom Obergurt in Brückenmitte nach dem Untergurt nahe dem Auflager geführt, um hier wiederum in der Druckzone wirksam zu sein.

Da die Platte einmal als solche zur Übertragung von Lasten auf die Rippen, d. h. unmittelbar auf Biegung, zum anderen als Teil des Druckgurtes des Plattenbalkens auf Normalspannung belastet ist, ist ihre Gesamtbeanspruchung eine ziemlich verwickelte. Jedoch werden die durch diese Doppelaufgabe bedingten Zusatzspannungen nicht den jeweiligen Größtspannungen zugerechnet, da einmal die gefährlichsten Belastungspunkte durch Anhäufung von Material konstruktiv gesichert sind, z. T. auch Entlastungen eintreten, daneben aber die Praxis eine solche Zusammenfassung der Plattenbeanspruchung nicht als notwendig erwiesen hat.

Für die Stützweite der Balken ist die Entfernung der Mitten der Lagerflächen einzusetzen; nur bei sehr langen Auflagerungen ist auch hier $l = l_0 + 2 \cdot 0025 l_0 = 1,05 l_0$ zu rechnen.

Ist bei Hochbauten und kontinuierlich durchgeführten Balken die Breite der biegesicher mit den Balken verbundenen Stütze gleich oder größer als der

¹⁾ Hierbei ist der durchgehende Träger also über der ersten Stufe ($M = 0$) als frei gelagert angenommen und somit für die erste Öffnung der Lagerform des einseitig eingespannten, anderseitig freigelagerten Balkens maßgebend.

fünfte Teil der Stockwerkshöhe, und bei gleichen Stützweiten die Last eine nur ständige, so sind die Träger als voll eingespannt — also nicht mehr als durchgehende, frei drehbar gelagerte Balken zu berechnen. Demgemäß ist der Träger in die erstere Öffnung als auf der einen Seite frei aufliegend, auf der andern fest eingespannt zu betrachten, in den Mittelöffnungen aber beiderseits eine feste Einspannung anzunehmen (Fig. 23).

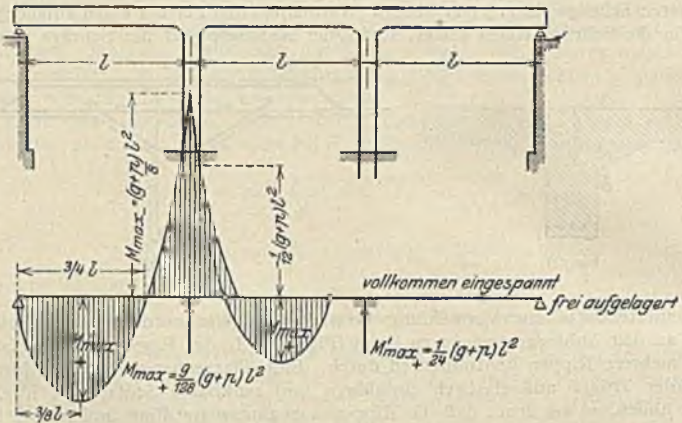


Fig. 23.

Sind Balken und Stütze nicht vollkommen biegefest verbunden, so ist hier der Nachweis tatsächlicher fester Einspannung zu geben, wobei die Stützweite des Balkens wiederum zu $l = 1,05 l_0$ zu rechnen ist. Dieser Beweis ist derart zu erbringen, daß der zwischen den hiernach festgelegten Stützpunkten der Träger über der breiten Zwischenstütze entstehende doppelt eingespannte (kleine) Balken eine solche Belastung besitzt, daß sie in der Lage ist, das erforderliche Einspannungsmoment zu erzielen. In den seltensten Fällen der Praxis werden Auflagerlasten vorhanden sein, welche hierzu ausreichen. Alsdann ist der Träger als normalgelagerter durchgehender Balken zu behandeln, von der obenstehenden Vergünstigung also kein Gebrauch zu machen.

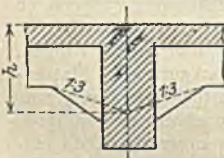


Fig. 24.

Gleich wie bei Platten sind auch bei Plattenbalken für Bestimmung der statischen Höhe bei Anordnung von Schrägen diese höchstens in Neigung von $f_1 : 3$ in Rechnung zu stellen (Fig. 24).

Bei fester Verbindung von Säulen und Balken sind erstere, namentlich im Brückenbau, auf Biegung zu untersuchen. Für den Hochbau genügt es in der Regel, die Endstütze als biegesicher für ein am Kopfe angreifendes Moment zu rechnen, das gleich dem Drittel des + Größtmomentes im ersten Felde ist. Unter Annahme einer festen Einspannung der Endstütze liegt alsdann der Momentennullpunkt in ein Drittel Höhe von unten und das Fußbeanspruchungsmoment ist halb so groß als das Kopfmoment.

Die wirksame Balkenhöhe, d. h. der Abstand von Oberkante Druckgurt bis Mitte Zugschienen, ist rund 0,95 der Gesamthöhe. Da bestimmungsgemäß die nutzbare Balkenhöhe $> \frac{1}{20} l$ sein soll, so ergibt sich:

$$h : l = 1 : 20 \cdot 0,95 = 1 : 19.$$

Die in Rechnung zu stellende, statisch wirksame gesamte Breite der Platte (b) ist an die folgenden vier Bedingungen gebunden (§ 16,9):

- 1) $b \leq 4$ fache Balkenhöhe,
- 2) $b \leq 8$ fache Rippenbreite,
- 3) $b \leq 16$ fache Plattendicke,
- 4) $b \leq$ Entfernung der Rippen.

Der kleinste, aus allen vier Möglichkeiten sich ergebende Wert ist zu wählen.

Bei einseitigen Plattenbalken in Γ -Form sind in gleichem Sinne maßgebend: 3fache Rippenbreite, 6fache Plattendicke, $1\frac{1}{2}$ fache Trägerhöhe.

Liegen bei einer Decke aus Haupt- und Nebenträgern die Deckeneisen nur parallel den Hauptträgern, so sind von ihnen aus, um ihre Platte gut in die Gesamtkonstruktion einbinden zu lassen, zudem konstruktive Eisen, und zwar mindestens je 8 vom Durchmesser $= 7$ mm auf 1 m anzuordnen (Fig. 25).

Die Haupteiseneinlagen in den Plattenbalken, d. h. in den Rippen, können — namentlich bei geringer Konstruktionshöhe oder starker Belastung — sowohl Druckverstärkungen des Obergurts als auch Zugbewehrungseisen sein.

Die zweckmäßige Größe der Zugbewehrung schwankt etwa zwischen 1 bis 1,3 v. H. des Betonquerschnitts.

Hierbei kann allerdings die zulässige Druckbelastung des Betons nicht vollkommen ausgenutzt werden; aber der Balken wird, da das Eisen eine gute Ausnutzung erfährt, wirtschaftlich richtig bemessen. Im allgemeinen empfiehlt es sich nicht, wenige starke, sondern eine größere Anzahl von Eisen mit mittlerem oder geringerem Querschnitt zu verwenden, da alsdann ihre Entfernung geringer wird, und eine gleichmäßigere Kräfteintragung die Folge ist. Hierauf deutet auch die Erfahrung hin, daß bei Biegung die Risse dort zuerst auftreten, wo die Eisen einen weiten Abstand haben.

Ferner sind Eisen notwendig, welche zur Aufnahme der namentlich in der Nähe der Auflager und mit ihrem Größtwert in der neutralen Zone auftretenden durch die Schubspannungen bedingten schiefen Hauptzugspannungen dienen, unter 45° abgebogen sind und sich aus den Zugeisen des Untergurts entwickeln (Fig. 26). Man kann im allgemeinen damit rechnen, daß etwa 70 v. H. der für die Aufnahme der Zugbeanspruchung erforderlichen Zugeisen aufzubiegen sind. Die Aufbiegung selbst soll zur Achse der Rippe symmetrisch und auf die Momente Rücksicht nehmend erfolgen (vgl. Fig. 19 a b auf S. 257). Die Aufbiegungen sind nicht alle bis zum Auflager durchzuführen; es genügt, wenn die beiden letzten bis dorthin durchgehen und jedes mittlere nur so weit geleitet wird, bis es in die Nähe der darauf folgenden Abbiegung kommt (Fig. 26). Solange

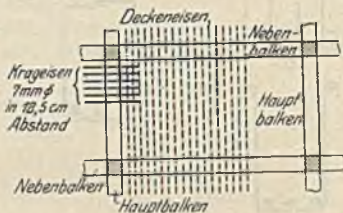


Fig. 25.

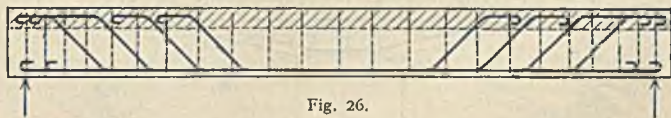


Fig. 26.

wie die abgelegenen Eisen zur Übertragung der schiefen Hauptzugspannungen (bzw. der Schubspannungen) ausreichen, sind die Bügel für diesen Zweck nicht heranzuziehen. Sie sind alsdann nur als Hilfsbewehrung zu betrachten, als solche aber als wertvolle Konstruktionsteile einzuschätzen, die eine Verbindung von Obergurt und Untergurt der Balken bewirken und somit den Verbund in hohem Grade statisch gut beeinflussen.

Genügen die Aufbiegungen der Zugeisen nicht zur Aufnahme der Schubkräfte, so sind die Bügel auch zu statischer Arbeit heranzuziehen. Die Bügel selbst sind meist aus Rundeseisen von 6–12 mm Durchmesser hergestellt; sie sollen satt an den Haupteisen anliegen und mit oben abgebogenen Teilen zum Eingreifen in den Beton versehen sein. Noch besser ist es hier, sie um Obergurteisen oder besondere Einlagen zum Zwecke sicherster Verankerung herumgreifen zu lassen. Da die Bügel zum mindestens konstruktiv wichtige Zwecke haben, so sind sie auch auf die ganze Trägerlänge hin anzuordnen, dürfen also nicht in Trägermitte fehlen (§ 9, 4). Der Abstand der Bügel wird dort, wo die Schubspannung im Beton $< 4 \text{ kg/qcm}$ ist, etwa = der Rippenbreite, über dieser Grenze zu $\frac{1}{2}$ von dieser gewählt. Die Formen

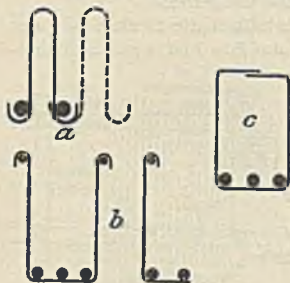


Fig. 27.

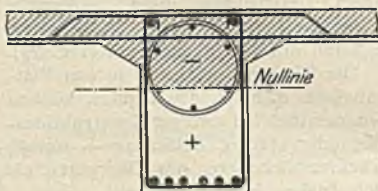


Fig. 28.

der Bügel sind in Fig. 27 dargestellt (*A* und *U* oder Umschließungsbügel). Beide Arten sind in ihrer statischen Wirkung nicht wesentlich verschieden.

Neben der Verstärkung der Druckzone des Betons durch Längseisen kann hier unter Umständen eine Umschnürung (Fig. 28), die allerdings alsdann auch auf die Zugzone übergreifen soll, Verwendung finden, oder auch ein besonders druckfestes Steinmaterial (unter Umständen auch Gußeisen oder ein besonders

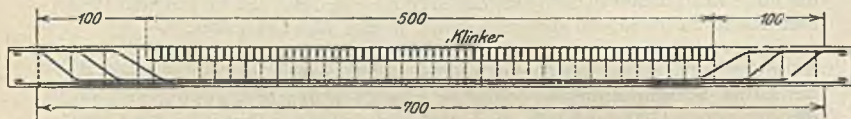


Fig. 29.

fetter Beton) eingefügt werden (vgl. Fig. 29: Verstärkung durch Klinker). Im letzteren Falle werden Klinker innerhalb der Strecke der Druckzone eingefügt, innerhalb der größere Druckspannungen auftreten, als sie der Beton aufnehmen darf.

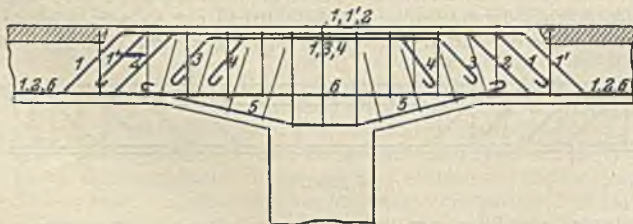


Fig. 30.

Für die Anordnung der Eisen bei negativem Moment, also über der Stütze eines durchgehenden Balkens, gibt Fig. 30 ein Beispiel. Neben aufgebogenen Eisen, die einmal die schiefen Hauptzugspannungen aufnehmen und weiterhin

die Zugzone im Obergurt über der Stütze verstärken, sind hier noch besondere Zulageisen (3 u. 4), Eisen in den Vouten (5), Temperatureisen (6), dem Schwinden und der Temperaturbewegung entgegnetend, vorhanden. An Bügeln sind zur guten Verankerung der Gurte und ihrer Eisen sowohl senkrecht geführte wie schräg gerichtete verwendet.

Auf dem Grundsatz des Plattenbalkens beruhen eine große Anzahl von Verbund- und Stein-Eisen-Decken, namentlich solche, bei denen zwischen

einzelne bewehrte Rippen Füllkörper sehr verschiedener Gestalt und Herkunft eingebaut werden, um alsdann mit einer Betondecke (den Druckgurt der Rippen bildend) überdeckt zu werden (Fig. 31 als Beispiel).

4. Das Verbundgewölbe als Konstruktionselement soll hier nur in seiner Gesamtanordnung kurz behandelt werden, da seine Anwendung vorwiegend in den

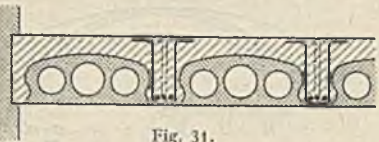


Fig. 31.

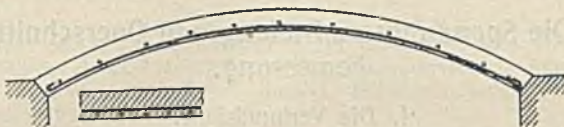


Fig. 32.

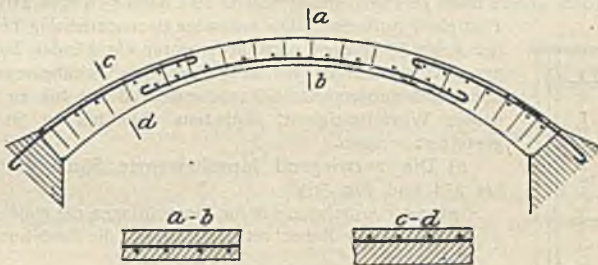


Fig. 33.

Brückenbau gehört und hier ausführlich auf sie eingegangen wird (vgl. dieses Kapitel). Der Querschnitt des Gewölbes kann (Fig. 32 und 33) rechteckig sein oder die Form eines Plattenbalkens erhalten (Fig. 34 und 35). Im ersteren Falle können

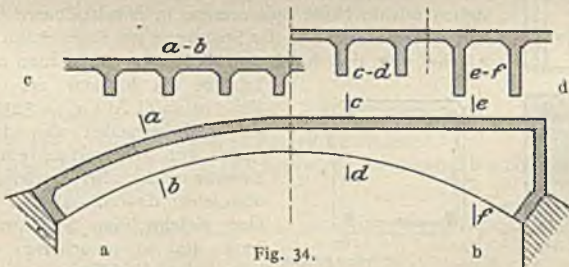


Fig. 34.

bei kleineren Spannweiten die Eiseneinlagen nur der unteren Gewölbeleibung folgen, hier mit Verteilungseisen ausgerüstet sein, oder — besser — entsprechend den Zugwirkungen der Momente in der Mitte der unteren Leibung und nahe

den Kämpfern am Gewölberücken anliegen; auch hier wird ihre Wirkung durch Verteilungseisen und Bügel unterstützt. Bei Gewölben nach Art der Platten-

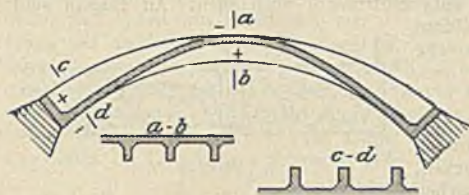


Fig. 35.

balken kann die Platte entweder dem Gewölbeverlaufe folgen (Fig. 34a) oder wagenrecht geführt werden (Fig. 34b), auch bei eingespanntem Gewölbe so gelegt sein, daß sie möglichst gut als Druckgurt ausgenutzt werden kann (Fig. 35).

Die Gewölbe können ihre Belastung durch Überschiebung auf ihre ganze Länge und Tiefe, durch Vermittlung von Einzelstützen oder auch (vorwiegend im Brückenbau) durch Anhängung einer Tragkonstruktion erhalten. Genaueres hierüber und Beispiele hierzu s. im Kapitel Eisenbeton-Brücken.

4. Die Spannungsermittlung und Querschnittsbemessung.

I. Die Verbundsäule.

Wie bereits auf S. 240 u. 251 hervorgehoben wurde, ist der Beton der Säulen ein besonders guter; nach 28 Tagen soll er bereits 180, nach 45 Tagen 210 kg/qcm Festigkeit aufweisen. Die zulässige Beanspruchung beträgt in der Regel 35 kg/qcm, wird aber unter Umständen bei mehrgeschossigen Säulen bis auf 25 kg/qcm herabgesetzt, kann aber auch andererseits bei sehr gutem Beton bis zu $\frac{1}{7}$ von dessen Würfel Festigkeit, höchstens aber bis zu 50 kg/qcm gesteigert werden.

a) Die vorwiegend längsbewehrte Säule (vgl. S. 253 bis 254 und Fig. 36).

Unter der Annahme, daß die Eiseneinlagen die gleiche Formänderung wie der Beton erleiden, findet die Beziehung statt:

$$\alpha_b = \frac{\sigma_b}{E_b} = \alpha_e = \frac{\sigma_e}{E_e} \quad (6)$$

worin α_b und α_e die Dehnungen der Beton- bzw. Eiseneinlage darstellen. Hieraus folgt für $\frac{E_e}{E_b} = n: \sigma_e = n \sigma_b$. Es

stehen mithin beide Spannungen in unmittelbarer Abhängigkeit voneinander und die Spannung im Eisen kann nur das n -fache von der im Beton betragen; läßt man z. B. für letztere 35 kg/qcm zu, so wird, für $n = 15$, $\sigma_e = 525$ kg/qcm. Es wird hierselbst also das Eisen nicht gut ausgenutzt; eine starke Bewehrung ist also unwirtschaftlich, abgesehen davon, daß bei ihr auch eine gleichmäßige Spannungsverteilung um so unsicherer wird, je höher ihr Verhältnis zum Betonquerschnitt ist. Aus Versuchsergebnissen ist zu ersehen, daß die Tragfähigkeit der Säulen durchaus nicht im Verhältnis der Verstärkung der Eiseneinlage steigt.



Fig. 36.

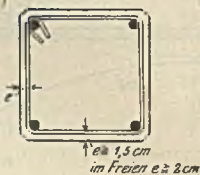


Fig. 37.

ergebnissen ist zu ersehen, daß die Tragfähigkeit der Säulen durchaus nicht im Verhältnis der Verstärkung der Eiseneinlage steigt.

Ist die Achsenkraft P , der Betonquerschnitt F_b , die Eiseneinlage F_e , σ_b die Beton-, σ_e die Eisendruckspannung, so ist (Fig. 37):

$$1. P = \sigma_b F_b + \sigma_e F_e = \sigma_b F_b + n \sigma_b F_e = \sigma_b (F_b + n F_e) = \frac{\sigma_e}{n} F_b + \sigma_e F_e \\ = \sigma_e \left(\frac{F_b}{n} + F_e \right); \quad (7)$$

$$2. \sigma_b = \frac{P}{F_b + n F_e}; \quad (8a) \quad 3. \sigma_e = \frac{P}{F_e + \frac{F_b}{n}} \quad (8b)$$

In Gl. (8a) stellt der Nenner den gleichtragfähigen Beton, in (8b) den gleichtragfähigen Eisenquerschnitt dar. Führt man für das Verhältnis $\frac{F_e}{F_b}$ die Zahl φ ein, so gehen die Gl. (8a) u. (8b) über in die Form:

$$2a. F_b = \frac{P}{\sigma_b (1 + n \varphi)}; \quad 3a. F_e = \frac{P}{\sigma_e \left(1 + \frac{1}{n \varphi} \right)} = \varphi \cdot F_b. \quad (9a, b)$$

Da nach den Bestimmungen (vgl. S. 253) die vorstehenden Gleichungen an ein Verhältnis $\varphi = 0,8$ bis $3,0$ v. H. des Betonquerschnitts gebunden sind, ist auch F_b im Verhältnis zu P beschränkt. Für eine zulässige Spannung $\sigma_b = 35$ kg/qcm und für

$$\varphi = 0,8, \quad 1,0, \quad 1,5, \quad 2,0, \quad 2,5, \quad 3,0 \text{ wird:}$$

$$F_b = 0,0255 P \quad 0,0250 P \quad 0,0232 P \quad 0,022 P \quad 0,0207 P \quad 0,0187 P,$$

und umgekehrt:

$$P = 39,2 F_b \quad 40,0 F_b \quad 43,0 F_b \quad 45,5 F_b \quad 48,3 F_b \quad 50,8 F_b.$$

Wird hierin P in kg eingesetzt, so ergibt sich F_b in qcm und umgekehrt.

Für einen quadratischen Querschnitt mit der Seite $= d_b$ und dem Bewehrungsverhältnis von $\varphi = \frac{F_e}{F_b}$ entsteht ein ideeller Querschnitt:

$$F_i = d_b^2 + 15 \varphi d_b^2 = d_b^2 (1 + 15 \varphi).$$

Wird P in t und $\sigma_b = 35$ kg/qcm $= 0,035$ t/qcm eingeführt, d_b aber in cm gelassen, so wird: $P = d_b^2 (1 + 15 \varphi) \cdot 0,035$

$$d_b = \sqrt{P} \cdot \frac{1}{\sqrt{0,035 (1 + 15 \varphi)}} = k_1 \sqrt{P}, \quad (10)$$

worin $k_1 = \frac{1}{\sqrt{0,035 (1 + 15 \varphi)}}$ ist.

Die Werte k_1 sind in der nachfolgenden Tabelle 1 auf S. 269 Spalte 2 ausgerechnet. Will man F_e erhalten, so wird:

$$F_e = \varphi F_b = \varphi d_b^2 = P \cdot \frac{\varphi}{0,035 (1 + 15 \varphi)} = k_2 P, \quad (11)$$

worin $k_2 = \frac{\varphi}{0,035 (1 + 15 \varphi)}$ ist.

Die Werte k_2 sind in Tafel 1, Spalte 3 enthalten.

Für den Achtecksquerschnitt wird bei einem Durchmesser des eingeschriebenen Kreises $= d_b$:

$$F_b = 0,8284 d_b^2 \quad (12) \quad \text{und somit für } \varphi = \frac{F_e}{F_b}$$

$$F_i = F_b + 15 \cdot F_e = 0,8284 d_b^2 (1 + 15 \varphi)$$

$$P = 0,8284 d_b^2 (1 + 15 \varphi) \cdot 0,035;$$

$$d_b = \sqrt{P} \cdot \frac{1}{\sqrt{0,8284 \cdot 0,035 (1 + 15 \varphi)}} = k_2 \sqrt{P}, \quad (13)$$

worin
$$k_2 = \frac{1}{\sqrt{0,8284 \cdot 0,035 (1 + 15 \varphi)}}$$

ist, vgl. Spalte 4 in Tabelle 1 auf S. 269.

Ferner ist, ähnlich wie oben:

$$F_e = \varphi F_b = P \cdot \frac{\varphi}{0,035 (1 + 15 \varphi)} = k_2 P; \quad (14)$$

s. Spalte 2 der Tabelle 1, S. 269.

eine Gleichung, die bei der Nachprüfung einer in ihren Abmessungen vollkommen gegebenen Säule von besonderem Vorteil sein kann.

Trennt man bei einer längsbewehrten Säule die Anteile, welche von P auf den Betonquerschnitt (P_b) und auf die Eisenbewehrung (P_e) entfallen, so ergibt sich:

$$P_b = \sigma_b F_b; \quad P_e = F_e n \sigma_b. \quad (15a, b)$$

Für den quadratischen Querschnitt (Seite = d_b) folgt hieraus für $\sigma = 0,0035 \text{ t/qcm}$:

$$P_b = 0,035 d_b^2; \quad P_e = F_e \cdot 15 \cdot 0,035$$

und für den Achtecksquerschnitt:

$$P_b = 0,8284 d_b^2 \cdot 0,035; \quad P_e = F_e \cdot 15 \cdot 0,035.$$

Die Werte P_b sind für $d_b = 25$ bis 100 cm in Tabelle 2a auf S. 270 in den Spalten 2 und 3 enthalten, während der Belastungsanteil von Eisen vom Durchmesser 1,4 bis 5,0 cm, und zwar für 4, 8, 12 und 16 Stück, und der ihnen entsprechende Wert P_e aus den Tabellen 2b und den Reihen 4—7 zu entnehmen ist.

Eine Berechnung der Bügel findet nicht statt. Ihr Abstand ist nach den Bestimmungen durch die Länge der kleinsten Querschnittsseite und zudem durch die Festsetzung begrenzt, daß er nicht über das Zwölfwache des Durchmessers des Eisens betragen darf, $\lambda_{\max} = 12 f_e$, vgl. Spalte 3 der Tabelle 2b.

Eine Berücksichtigung der Schwächung im Beton durch die Eisen ist für die Spannungen der Querschnittsbemessung ohne Bedeutung.

Rechnungsbeispiele, zugleich zur Anwendung der Tabellen auf S. 270. und 271.

1. Eine quadratische Säule hat eine Seite = 30 cm und ist durch 4 Eisen an ihren Ecken von je 2 cm Durchmesser bewehrt. $P = 30\,000 \text{ kg}$. Die auftretende Spannung wird gesucht:

$$\sigma_b = \frac{P}{F_b + n F_e} = \frac{30\,000}{900 + 15 \cdot 4 \cdot \frac{2,0^2 \pi}{4}} = \frac{30\,000}{900 + 186} = 27,5 \text{ kg/qcm};$$

$$\sigma_e = 15 \sigma_b = 15 \cdot 27,5 = 413 \text{ kg/qcm}.$$

Wollte man hier die Querschnittsschwächung durch die Eisen in Abzug bringen, so wäre zu rechnen:

$$\sigma_b = \frac{30\,000}{900 - 4 \cdot \frac{2,0^2 \pi}{4} + 15 \cdot 4 \cdot \frac{2,0^2 \pi}{4}} = \frac{30\,000}{1073} = 28,0 \text{ kg qcm}.$$

Es ergibt sich also gegenüber der vorstehenden Rechnung kein nennenswerter Unterschied.

2. Gegeben ist: $P = 180 \text{ t}$. φ sei zu 0,014 gewählt. Nach der Tabelle 1 auf S. 269 (Spalte 2) ergibt sich alsdann für den quadratischen Querschnitt:

$$a) \bar{d}_b = 4,86 \sqrt{180} = 65,2 \text{ cm}; \quad F_e = 0,331 \cdot 180 = 59,8 \text{ cm}^2 \text{ (Spalte 2).}$$

und für den Achtecksquerschnitt (Spalte 3):

$$b) \bar{d}_b = 5,34 \sqrt{180} = 71,6 \text{ cm}; \quad F_e = 0,331 \cdot 180 = 59,8 \text{ cm}^2 \text{ (wie vorher).}$$

Gewählt werden 8 Eisen vom Durchmesser = 30 mm ($F_e = 56,55$ qcm) Aus Tafel 2b auf S. 271 folgt für Fall a): $P_e = 29,69$ t (Spalte 5); mithin verbleibt $P_b = 180 - 29,69 = 150,31$ t. Nach Tabelle 2a (Spalte 2) gehört zu $P_b = 152,5$ t ein $d_b = 66$ cm. Wird mithin eine Säule gewählt von 66 cm Seite und einer Bewehrung von 8 Stück 30er Eisen, so kann die Säule tragen:

$$152,5 + 29,69 = 182,19 \text{ t} > 180 \text{ t.}$$

Die Tabellen 2a und 2b gestatten mithin, nachdem man die Anzahl und Durchmesser der Eiseneinlagen auf Grund der Rechnung bestimmt hat, die zu ihnen gehörende möglichst wirtschaftliche Betonabmessung zu finden.

Für b), also den Achtecksquerschnitt, ergibt sich in gleicher Weise $P_e = 29,69$ t und aus Tabelle 2a: für $P_b = 150,31$ t, $d_b = 72$ cm mit $P = 150,3$ t. Somit trägt diese Säule: $150,3 + 29,69 = \text{rd. } 180$ t.

3. Eine Säule soll mit 2 v. H. bewehrt werden, einen Rechtecksquerschnitt von 2 : 3 erhalten und $P = 40$ t tragen. Gesucht sind die Abmessungen.

Nach S. 265 und der dort gegebenen Zusammenstellung ist für die oben angegebene Prozentzahl:

$$F_b = 0,0222 P = 0,0222 \cdot 40\,000 = 888 \text{ qcm.}$$

Demgemäß ist: $F_e = \frac{2}{100} 888 = 17,76$ qcm. Gewählt werden 4 Rundeisen,

Durchmesser 24 mm. $F_e = 18,1$ qcm. Für die kleinere Rechtecksseite = a wird:

$$F_b = a \cdot 1,5 a = 1,5 a^2 = 888.$$

$$a = 24,33 \text{ cm} \cong 25 \text{ cm.}$$

Gewählt ein Rechteck von $25 \cdot 35,5 \text{ cm}^2 = 887,5 \text{ cm}^2$.

b) Zur Berechnung der umschnürten Verbundsäulen dient die auf Versuchen von Mörsch u. a. aufgebaute Gleichung:

$$P = \sigma_b (F_k + 15 F_e + 45 F_{e_s}) = 35 (F_k + 15 F_e + 45 F_{e_s}) = 35 F_t. \quad (16a)$$

Hierbei bedeutet P die Tragkraft der Säule, F_k den von der Spirale umhüllten Betonquerschnitt, also den spiral bewehrten Kern der Säule, F_e die Summe der Längseisen und F_{e_s} die Summe einer gedachten Längsbewehrung, die auf die Einheitslänge mit der Spirale inhaltsgleich ist.

Die Gleichung ist — bedingt durch die Versuchsgrundlagen, die zu ihr geführt haben — an die Bedingungen gebunden, daß

1. das Verhältnis der Ganghöhe der Schraubenlinie oder der Abstand der umschnürenden Ringe zum Durchmesser des Betonkerns (d_k) kleiner ist als $\frac{1}{5}$

$$s \leq \frac{d_k}{5}.$$

2. der Abstand der Schraubenwindungen oder Ringe < 8 cm ist $s < 8$ cm.

3. die Längsbewehrung F_e mindestens $\frac{1}{3}$ der Querbewehrung ist

$$F_e \geq \frac{F_{e_s}}{3}.$$

4. der ideelle Querschnitt nicht größer ist als der doppelte gesamte Betonquerschnitt (F_b)

$$F_t = (F_k + 15 F_e + 45 F_{e_s}) \leq 2 F_b.$$

Entsprechend den längsbewehrten Säulen soll auch hier F_e zwischen 0,8 und 3 v. H. von F_b liegen.

Die Größe von F_{e_s} folgt aus: $F_{e_s} = \frac{\pi d_k f_{e_s}}{s}$ (16 b), wenn πd_k die abgewinkelte Länge eines Umschnürungsringes vom Querschnitte = f_{e_s} und s den Abstand der Ringe bzw. die Steigung der Spirale darstellt.

Bedeutet F_k den Kernquerschnitt (Fig. 38), so gilt unter Innehaltung der vorstehenden Bezeichnungen für einen Achtecksquerschnitt der umschnürten Verbundsäule:

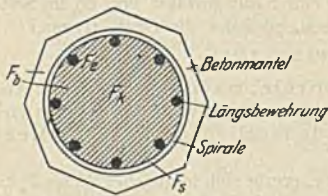


Fig. 38.

1. Gesamtbetonquerschnitt:

$F_b = 0,8284 d_b^2$, worin d_b den in das Achteck eingeschriebenen inneren Durchmesser darstellt.

2. Kernquerschnitt: $F_k = \frac{1}{4} d_k^2 \pi$.

3. Längsbewehrung: $F_e = \varphi F_k$.

4. Umschnürung auf 1 m Säule: $F_s = \alpha F_e = \alpha \varphi F_k$. Unter Einführung der Werte φ und α ergibt sich aus Gleichung (16 a):

$$P = \sigma_b (F_k + 15 F_e + 45 F_s) = \sigma_b (F_k + 15 \varphi F_k + 45 \alpha \varphi F_k) \\ = \sigma_b F_k (1 + 15 \varphi + 45 \alpha \varphi)$$

und für die mittlere zulässige Druckspannung $\sigma_b = 35 \text{ kg/qcm} = 0,035 \text{ t/qcm}$:

$$P = 0,035 \frac{1}{4} d_k^2 \pi (1 + 15 \varphi + 45 \alpha \varphi); \quad (17)$$

hieraus folgt:

$$d_k = \sqrt{P \cdot k_4}, \quad \text{worin } k_4 = \sqrt{\frac{4}{0,035 \pi (1 + 15 \varphi + 45 \alpha \varphi)}} \quad (18)$$

ist. Für eine Anzahl von Werten von α , innerhalb der erlaubten Grenzen liegend (vgl. Nr. 3 der Voraus. auf S. 269), und zwar für $\alpha = 1, 1,5, 2,0, 2,5$ und $3,0$ und Prozentzahlen φ , wie sie praktischen Ausführungsverhältnissen entsprechen, sowie auch hier wieder unter Wahrung der zulässigen Grenzen, sind in Tabelle 1 in Spalte 8 (S. 269) die Zahlen k_4 ermittelt.

Für die Längsbewehrung ist:

$$F_e = \varphi F_k = \varphi \frac{P}{0,035 (1 + 15 \varphi + 45 \alpha \varphi)} = P \cdot k_5, \quad (19)$$

worin also

$$k_5 = \frac{\varphi}{0,035 (1 + 15 \varphi + 45 \alpha \varphi)}$$

ist; sein Wert ist für die üblichen α - und φ -Werte in Spalte 9 der Tabelle 1 auf S. 269 angegeben.

Für F_s ergibt sich:

$$F_s = \alpha F_e = \alpha \varphi F_k = P \cdot \frac{\alpha \varphi}{0,035 (1 + 15 \varphi + 45 \alpha \varphi)} = P \cdot k_6 \quad (20)$$

(vgl. Spalte 10 der Tabelle 1).

Genau wie bei den vorwiegend längsbewehrten Säulen kann man auch hier berechnen, welcher Teil der Gesamtlast (P) aufgenommen wird 1. von dem Betonquerschnitt, 2. von den Längseisen und 3. von der Spirale. Während für die ersten beiden Größen (P_b und P_e) die vorstehend entwickelten Beziehungen sinngemäß gelten, ergibt sich für den Kraftanteil, entfallend auf die Umschnürung $= P_s$, die Beziehung:

$$P_s = 45 \cdot F_s \cdot \sigma_b = 45 \frac{\pi d_k}{s} f_s \frac{1}{s} \cdot \sigma_b = 45 \cdot \frac{3,14}{s} d_k f_s \cdot 0,035, \quad (21)$$

worin f_s den Querschnitt eines Ringeisens bzw. der Spirale darstellt. Hieraus ergibt sich:

$$P_s = 4,948 f_s \frac{d_k}{s}, \quad (22)$$

worin P_s im t erscheint. Hieraus folgt weiter:

$$f_{rs} = \frac{s P_s}{4,948 d_k} \quad (23)$$

wenn s angenommen wird, oder

$$s = 4,948 f_{rs} \frac{d_k}{P_s} \quad (24)$$




wenn f_{rs} gewählt wird.

Zahlenbeispiel (zugleich auch zur Anwendung der Tabellen auf den Seiten 269, 27 und 274):

1. Eine umschnürte Verbundsäule mit kreisförmigem Querschnitt hat einen äußeren Durchmesser von 45 cm, $d_k = 40$ cm, $F_k = 1256$ qcm, $F_e = 18,84$ qcm (6 Längseisen von 2 cm Durchmesser) und eine Spirale mit $s = 4,2$ cm, einer Stärke = 1,0 cm und $f_{rs} = 0,79$ qcm.

Tabelle 1 für die Querschnittsbemessung quadratischer und achteckiger Eisenbetonsäulen

bei $\sigma_b = 35$ kg/qcm. P in t , Längen in cm, F_r und F_{e_s} in qcm²).

Ohne Umschnürung					Mit Umschnürung				
$F_r : F_b$ = φ		$F_e =$		$F_e =$	$F_r : F_e$	$F_e : F_k$		$F_e =$	$F_{e_s} =$
	$d_b =$	$k_2 \cdot P$	$d_b =$	$k_2 \cdot P$			$d_k =$	$k_b \cdot P$	$k_6 \cdot P$
	$k_1 \cdot \sqrt{P}$	k_2	$k_3 \cdot \sqrt{P}$	k_2			$k_4 \cdot \sqrt{P}$	k_b	k_6
	k_1	k_2	k_3	k_2	α	φ	k_4	k_b	k_6
1	2	3	4	5	7	8	9	10	11
0,000	5,35	0	5,87	0		0,010	4,77	0,179	0,179
0,008	5,05	0,204	5,55	0,204		0,012	4,60	0,199	0,199
0,009	5,02	0,227	5,51	0,227		0,014	4,45	0,217	0,217
0,010	4,99	0,248	5,48	0,248		0,016	4,31	0,233	0,233
0,011	4,95	0,270	5,44	0,270	1,0				
0,012	4,92	0,291	5,41	0,291		0,018	4,18	0,247	0,247
0,013	4,89	0,311	5,37	0,311		0,020	4,07	0,260	0,260
0,014	4,86	0,331	5,34	0,331		0,022	3,96	0,271	0,271
0,015	4,83	0,350	5,31	0,350		0,024	3,86	0,281	0,281
0,016	4,80	0,369	5,27	0,369					
0,017	4,77	0,387	5,24	0,387		0,010	4,46	0,157	0,235
0,018	4,74	0,405	5,21	0,405		0,012	4,27	0,172	0,258
0,019	4,72	0,422	5,18	0,422	1,5	0,014	4,11	0,185	0,278
0,020	4,69	0,440	5,15	0,440		0,016	3,96	0,197	0,295
0,021	4,66	0,456	5,12	0,456		0,018	3,83	0,207	0,310
0,022	4,64	0,473	5,09	0,473					
0,023	4,61	0,489	5,06	0,489		0,010	4,21	0,139	0,278
0,024	4,58	0,504	5,04	0,504	2,0	0,012	4,01	0,152	0,303
0,025	4,56	0,519	5,01	0,519		0,014	3,84	0,162	0,324
0,026	4,53	0,534	4,98	0,534					
0,027	4,51	0,549	4,96	0,549	2,5	0,010	4,00	0,126	0,314
0,028	4,49	0,563	4,93	0,563		0,012	3,79	0,136	0,339
0,029	4,46	0,577	4,90	0,577					
0,030	4,44	0,591	4,88	0,591	3,0	0,010	3,81	0,114	0,343

1) Berechnet von B. Loeser, Dozent an der Techn. Hochsch. Dresden.

Tabelle 2a für Nachrechnung von Eisenbetonsäulen¹⁾.Belastungsanteil des Betons P_b in t bei $\sigma_b = 35$ kg/qcm.

d_b cm	Nicht umschnürt		Umschnürt		d_b cm	Nicht umschnürt		Umschnürt	
	$P_b =$	$P_b =$	d_k cm	$P_b =$		$P_b =$	$P_b =$	d_k cm	$P_b =$
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
25	21,87	18,12	20	11,00	64	143,4	118,8	58	92,47
26	23,66	19,60	21	12,12	65	147,9	122,5	59	95,69
28	27,44	22,73	23	14,54	66	152,5	126,3	60	98,95
30	31,50	26,10	25	17,18	68	161,8	134,1	62	105,7
32	35,84	29,69	27	20,06	70	171,5	142,1	64	112,6
34	40,46	33,52	29	23,10	72	181,4	150,3	66	119,7
35	42,87	35,52	30	24,75	74	191,7	158,8	68	127,1
36	45,36	37,59	31	26,08	75	196,9	163,1	69	130,5
38	50,54	41,86	33	29,93	76	202,2	167,5	70	134,7
40	56,00	46,37	35	33,67	78	212,9	176,4	72	142,2
42	61,74	51,13	37	37,63	80	224,0	185,6	74	150,5
44	67,76	56,14	39	41,83	82	235,3	194,9	76	158,8
45	70,87	58,73	40	44,00	84	247,0	204,6	78	167,2
46	74,06	61,35	41	46,20	85	252,9	209,5	79	171,6
48	80,64	66,81	43	50,82	86	258,9	214,4	80	175,9
50	87,50	72,48	45	55,65	88	271,0	224,5	82	184,8
52	94,64	78,40	47	60,73	90	283,5	234,8	84	194,0
54	102,1	84,56	49	66,01	92	296,2	245,4	86	203,3
55	109,9	87,71	50	68,74	94	309,3	256,2	88	212,9
56	109,8	90,93	51	71,51	95	315,9	261,7	89	217,7
58	117,7	97,54	53	77,21	96	322,6	267,2	90	222,7
60	126,0	104,4	55	83,16	98	336,1	278,5	92	232,7
62	134,5	111,4	56	86,21	100	350,0	289,9	94	242,9

Hieraus folgt: $F_{e_s} = \frac{3,14 \cdot 40}{4,2} \cdot 0,79 \approx 24$ qcm; $P = 35(1256 + 15 \cdot 18,84 + 45 \cdot 24) = 35 \cdot 2620 = 91700$ kg. Daß die Gleichung im vorliegenden Falle anwendbar ist, ergibt sich aus:

- $s : d_k = 4,2 : 40 < \frac{1}{3}$; 2. $s = 4,2 < 8$ cm; 3. $F_e = 18,84 > \frac{1}{3} F_{e_s} > \frac{1}{4} 24$;
- $F_t = 2620 < 2 \cdot F_b < 2 \cdot \frac{45^2 \pi}{4} < 3180$ qcm; 5. $F_e > 0,008 F_b < \frac{1}{100} F_b$;
 $F_e = 18,84 > 12,72 < 47,7$ qcm.

2. Für $P = 180$ t ergibt sich mit Hilfe der Tabelle 1 (S. 269) für schwache Umschnürung mit $\alpha = 1$, $q = 0,014$:

$$d_k = 4,45 \sqrt{180} = 59,6 \text{ cm.} \quad (\text{Spalte 8.})$$

$$F_e = 0,217 \cdot 180 = 39 \text{ cm}^2. \quad (\text{Spalte 9.})$$

$$F_{e_s} = 0,217 \cdot 180 = 39 \text{ cm}^2. \quad (\text{Spalte 10.})$$

Wählt man zur Umschnürung eine Spirale von 12 mm Durchmesser $f_e = 1,131$ (vgl. Spalte 8 und 9 der Tabelle 2b S. 271), so wird:

nach Gleichung (16b):

$$s = \frac{\pi d_k}{F_{e_s}} f_e = \frac{3,14 \cdot 59,6}{39} \cdot 1,131 = 5,45 \text{ cm.}$$

Ferner wählt man: $d_b = 59,6 + 5,4 = 65$ cm, gibt also der Spirale eine Betonüberdeckung von je 2,7 cm.

¹⁾ Berechnet von B. Loeser, Dresden.

Tabelle 2b für Nachrechnung von Eisenbetonsäulen¹⁾.Belastungsanteil der Längseisen P_e in l bei $\sigma_b = 35 \text{ kg/qcm}$.

d	l_e	$\lambda_{\max}^*)$ $= 12/l_e$	Belastungsanteil der Längseisen bei				Umschnür.-Eisen	
			4 Stück	8 Stück	12 Stück	16 Stück	d	l_{e_s}
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1,4	1,539	16,8	3,23	6,47	—	—	0,5	0,196
1,5	1,767	18,0	3,71	7,42	—	—	0,6	0,283
1,6	2,011	19,2	4,22	8,44	—	—	0,7	0,385
1,7	2,270	20,4	4,76	9,53	14,30	—	0,8	0,503
1,8	2,545	21,6	5,34	10,69	16,03	—	0,9	0,636
1,9	2,835	22,8	5,95	11,91	17,86	—	1,0	0,785
2,0	3,142	24,0	6,60	13,19	19,79	26,39	1,1	0,950
2,2	3,801	26,4	7,98	15,96	23,95	31,93	1,2	1,131
2,4	4,524	28,8	9,50	19,00	28,50	38,00	1,3	1,327
2,5	4,908	30,0	10,31	20,62	30,92	41,23	1,4	1,539
2,6	5,309	31,2	11,15	22,30	33,45	44,60	1,5	1,767
2,8	6,158	33,6	12,93	25,86	38,79	51,72	1,6	2,011
3,0	7,069	36,0	14,84	29,69	44,53	59,38	1,7	2,270
3,2	8,042	38,4	16,89	33,78	50,67	67,56	1,8	2,545
3,4	9,079	40,8	19,07	38,13	57,20	76,26	1,9	2,835
3,5	9,621	42,0	20,20	40,41	60,61	80,82	2,0	3,142
3,6	10,18	43,2	21,37	42,75	64,13	85,50		
3,8	11,34	45,6	23,82	47,63	71,45	95,26		
4,0	12,57	48,0	26,39	52,78	79,17	105,5		
4,2	13,85	50,4	29,09	58,19	87,28	116,4		
4,4	15,21	52,8	31,93	63,86	95,79	127,7		
4,5	15,90	54,0	33,40	66,80	100,2	133,6		
4,6	16,62	55,2	34,90	69,80	104,7	139,6		
4,8	18,10	57,6	38,00	76,00	110,0	152,0		
5,0	19,63	60,0	41,23	82,47	123,7	164,9		

$\lambda_{\max}^*) =$ Abstand
der Bügel

b) Für starke Bewehrung, $\alpha = 2$, $\varphi = 0,014$, wird (Tabelle 1):

$$d_k = 3,84 \sqrt{180} = 51,5 \text{ cm};$$

$$F_e = 0,162 \cdot 180 = 29,2 \text{ cm}^2;$$

$$F_{e_s} = 0,324 \cdot 180 = 58,4 \text{ cm}^2.$$

Wählt man für die Spirale einen Durchmesser von 1,6 cm, so wird: $l_{e_s} = 2,011 \text{ cm}^3$ (Spalte 9, Tabelle 2b):

$$s = \frac{3,14 \cdot 51,5}{58,4} \cdot 2,011 = 5,57 \text{ cm};$$

$$d_b = 51,5 + 5,5 = 57 \text{ cm}.$$

Da die Tafel 1 die Vorschrift $F_k + 15 F_e + 45 F_{e_s} \leq 2 F_b$ berücksichtigt, ist in dieser Hinsicht eine Kontrolle nicht erforderlich.

3. Ist für die Last $P = 180 \text{ t}$ ein $d_k = 53 \text{ cm}$ gegeben, so folgt aus Tabelle 2a, S. 270, Spalte 5: $P_b = 77,21 \text{ t}$. Für eine Bewehrung $F_e = 8$ Rundeseisen 22 wird $P_e = 15 \sigma_b F_e = 15 \cdot 0,035 \cdot 30,41 = 15,96 \text{ t}^2$. Hieraus folgt: $P_e = 180 - 77,21 - 15,96 = 86,85 \text{ t}$. Wird zur Umschnürung eine Spirale vom Durchmesser des Eisens = 1,6 cm, also $F_{e_s} = 2,011$ verwendet, so wird:

$$s = 4,948 \cdot 2,011 \cdot \frac{53}{86,83} = \text{rd. } 6,10 \text{ cm.} \quad (24)$$

¹⁾ Berechnet von B. Loeser, Dresden.

²⁾ Vgl. auch Tabelle 2b, Spalte 5.

Die Knicksicherheit der Verbundsäulen wird nur in wenigen Fällen nachzurechnen sein, da in der Regel die Stützen so bemessen werden, daß die Höhe nicht mehr als das 15fache der kleinsten Querschnittsabmessung beträgt (§ 17, 9). Für eine unter Umständen notwendig werdende Berechnung ist die Eulersche Gleichung vorgeschrieben, obwohl sie — wegen der mangelnden Elastizität der Verbundsäulen — zu große Ergebnisse liefert. Für den Normalfall der Lagerung der Säule wird:

$$P = \frac{\pi^2 E \cdot J_{\min}}{s l^2} = \frac{10 \cdot 140\,000 \cdot J_{\min}}{10 \cdot l^2} \quad (25a)$$

$$J_{\min} = \frac{P l^2}{140\,000}$$

Soll J in cm-Einheiten, P in t, l in m eingeführt werden, so ist auch E in t/qm einzusetzen und die rechte Seite der Gleichung mit 100^4 zu multiplizieren:

$$J_{\min} = \frac{P l^2 100^4}{1\,400\,000} \approx 70 P l^2. \quad (25b)$$

Besser als die Euler-Gleichung empfiehlt sich die von Ritter aus der Formänderungslinie des Betons abgeleitete Formel, von Mörsch verbessert, zur Bestimmung der zulässigen Knickspannung (σ_k):

$$\sigma_k = \frac{1,25 \sigma_b}{1 + 0,0001 \left(\frac{l}{i}\right)^2}, \quad (26a)$$

worin σ_b die zulässige Betondruckspannung darstellt, also in der Regel ein Wert zwischen 35 und 25 kg/qcm ist.

Für den quadratischen Querschnitt wird bei einer Seite = b :

$$J = \frac{b^4}{12}; \quad F = b^2; \quad \frac{J}{F} = \frac{b^2}{12} = i^2. \quad \frac{l}{i} = \frac{l}{b} \sqrt{12} = 3,464 \frac{l}{b}.$$

Hieraus folgt:

$$\sigma_k = \frac{1,25 \sigma_b}{1 + 0,0001 \left(3,464 \frac{l}{b}\right)^2} = \frac{1,25 \sigma_b}{1 + 0,0012 \left(\frac{l}{b}\right)^2}, \quad (26b)$$

eine Beziehung, die naturgemäß auch für einen rechteckigen Querschnitt der Säule gilt, wenn b die kleinere der Querschnittsabmessungen ist.

Ist die Stütze **exzentrisch** belastet, so sind neben dem Nachweise der Knicksicherheit die größten Spannungen nach der Gleichung

$$\sigma_b = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$$

zu berechnen.

Beträgt die Höhe der Stütze mehr als das Zwanzigfache der kleinsten Querschnittsabmessung, so ist M noch um den Wert $\frac{P l}{200}$, der der Wirkung der Knickkraft am Hebelarme $l = \frac{l}{200}$ der Durchbiegung Rechnung tragen soll, zu vermehren (§ 17, 10).

Zahlenbeispiel; 1. Eine Säule 30 · 30 hat $l = 4,80$ m. Die Bewehrung besteht aus 4 Rundeseisen von 23 mm Durchmesser ($f_e = 4,15$ qcm) im Abstände = 12 cm von der Säulenhaut. Die Tragfähigkeit der Säule auf Knicken bei 10facher Sicherheit ist zu bestimmen.

$$J = \frac{30,0^4}{12} + 4 \cdot 15 \cdot 4,15 \cdot 12^2 = 103\,350; \quad P = \frac{103\,350}{70 \cdot 4,8^2} = 10,64 \text{ t.} \quad (25b)$$

Nach der Gleichung von Ritter-Mörsch ergibt sich:

$$\sigma_k = \frac{1,25 \sigma_b}{1 + 0,0012 \left(\frac{l}{b}\right)^2} = \frac{1,25 \cdot 35}{1 + 0,0012 \left(\frac{480}{30}\right)^2} = \text{rd } 31,1 \text{ kg/qcm.}$$

Demgemäß vermag die Säule bei ausreichender Sicherheit zu tragen:

$$P = \sigma_k F_t = 31,1 (F_b + n F_e) = 33,1 (30 \cdot 30 + 15 \cdot 4 \cdot 4,15) = \text{rd } 35\,640 \text{ kg} = 35,64 \text{ t.}$$

Nach dieser Rechnung trägt die Säule also nur etwa 60 v. H. der Last, die sich aus der Euler-Gleichung ergibt. Nach dieser zeigt sich das unmögliche Ergebnis, daß die Säule bei einer Belastung von $10 \cdot 64 = 640 \text{ t}$ erst knicken würde.

2. Eine Verbundsäule $20 \cdot 20 \text{ cm}$, $l = 500 \text{ cm}$, sei durch eine im Abstände von der Achse $= 2 \text{ cm}$ exzentrisch wirkende Kraft $= 5000 \text{ kp}$ belastet. Wie hoch sind die Randspannungen nach der in den Bestimmungen gegebenen Näherungsrechnung, wobei F u. W nur aus den Betonabmessungen bestimmt werden sollen.

$$f = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2,5 \text{ cm.}$$

$$\sigma = -\frac{P}{F} \pm \frac{M}{W} = -\frac{P}{F} \pm \frac{P(e+f)}{W}$$

$$F = 20 \cdot 20 = 400 \text{ cm}^2.$$

$$W = -\frac{20^3}{6};$$

$$\sigma = -\frac{5000}{400} \pm \frac{5000(2+2,5) \cdot 6}{8000} = -12,5 \pm 12,5 \cdot \frac{4,5 \cdot 6}{20} = 12,5 (-1 \pm 1,35) \\ = -29,37 \text{ bzw. } = +4,38 \text{ kg/qcm.}$$

Über die genauere Art, exzentrisch belastete Querschnitte zu berechnen, vgl. S. 313 u. f.

Für das umschnürte Gußeisen lautet die Gleichung zur Bestimmung der zulässigen Knicklast P :

$$P = \sigma_b F_t + \pi d \delta \sigma_g = \sigma_b (F_k + 15 F_e + 30 F_{e_s}) + \pi d \delta \sigma_g. \quad (27)$$

Hierin bedeutet: F_k den von der Spirale umhüllten Betonquerschnitt, F_e die Längs-, F_{e_s} die Spiralbewehrung, $\pi d \delta$ ist der Ringquerschnitt der Gußeiseneinlage und σ_g die zugesicherte Mindestdruckfestigkeit des Gußeisens. Bei der meist vorhandenen geringen Umschnürungsbewehrung kann $F_t = 1,36 F_b$ gesetzt werden; unter F_b den gesamten Betonquerschnitt verstanden. Die obige Gleichung gilt nach v. Emperger und v. Thullie nur so lange, als das Gußeisen nicht mehr als 10 v. H. des Gesamtquerschnitts ausmacht. Bei stärkerer Gußeisenbewehrung tritt dem letzteren Summanden noch eine Knickungszahl K hinzu, die abhängig ist von dem Verhältnis $\frac{l}{D}$ bzw. $\frac{d}{D}$ der freien Säulenlänge bzw. dem äußeren Durchmesser (d) des gußeisernen Ringquerschnitts zum äußeren Säulen-Durchmesser (D). Demgemäß lautet der letzte Summand: $K \cdot d \pi \delta \cdot \sigma_g$. Über K gibt die nachfolgende Zusammenstellung Auskunft:

Tabelle des Knickbeiwertes K .

D	$\frac{d}{D}$				
	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4
5	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
6	0,65	0,65	0,64	0,63	0,62
7	0,64	0,63	0,62	0,61	0,59
8	0,62	0,61	0,60	0,57	0,55
9	0,60	0,58	0,56	0,53	0,47
10	0,58	0,55	0,51	0,46	0,37
11	0,56	0,52	0,46	0,39	0,25
12	0,54	0,48	0,40	0,30	0,10

II. Der einfach bzw. doppelt bewehrte, auf Biegung belastete Platten- oder einfache Rechtecksquerschnitt.

Angenommen wird, daß auch nach der Biegung die Verbundquerschnitte eben bleiben; alsdann sind auch die Längenänderungen der einzelnen Fasern proportional ihrem Abstände zur Nulllinie, und bei konstantem E verlaufen alsdann die Spannungen nach einer durchgehenden geraden Linie (Fig. 39 a). Da aber E — vgl. S. 241 — von sehr verschiedenen Einflüssen mehr oder weniger

abhängt, namentlich durch höhere Spannung stark verändert wird, auch alsdann sein Wert für die Druckzone ein anderer als für die Zugzone ist, so wird der Spannungsverlauf nicht einer geraden Linie folgen, sondern vielmehr durch Kurven, und zwar eine steilere auf der Zugseite (Fig. 39 b), gegeben sein.

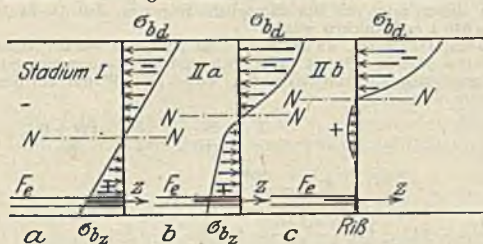


Fig. 39 a, b, c.

Bei der Spannungsverteilung werden im allgemeinen vier Stadien unterschieden, abhängig von der durch die eintretenden Formänderungen bedingten Beeinflussung der Querschnitte.

Stadium I. E ist konstant, die Spannung verläuft nach Fig. 39 a; bei höherer Spannung wird $E_{b,d}$ verschieden von $E_{b,z}$, an Stelle der Spannungsgeraden treten Kurven, der Beton bleibt aber noch rissfrei (vgl. Fig. 39 b). Stadium II a.

Bei fortschreitender Belastung tritt ein Zugriß im Beton ein. Der Beton in der Zugzone beteiligt sich in nur noch geringem Maße an der Spannungsaufnahme, das Eisen überwindet hier den größten Teil der Zugkraft bzw. im weiteren Stadium II b die ganze Zugkraft. Stadium II b (Fig. 39 c).

Bei der statischen Berechnung wird dieses Stadium in der Regel zugrunde gelegt, also der Beton nur in der Druckzone als statisch wirksam angenommen und in der Zugzone die gesamte Zugkraft dem Eisen zugewiesen. Mit Zunahme der Belastung und dem durch sie veränderten Spannungsverlauf schiebt sich Fig. (39 a—c) die Nulllinie immer mehr nach oben, und die Randspannung $\sigma_{b,d}$ im Beton nimmt zu.

An das Stadium II b schließt sich in allmählicher Weiterentwicklung das Bruchstadium „III“ an, das meist bei Biegung und normaler Bewehrungsgröße durch ein Überschreiten der Streckgrenze im Eisen und eine Aufhebung des Verbundes infolgedessen eingeleitet wird.

Rechnet man mit Stadium II b, so wird bei konstantem $E_{b,d}$ der Spannungsverlauf in der Druckzone einer Geraden folgen (Fig. 40). Da tatsächlich die

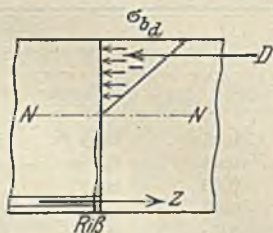


Fig. 40.

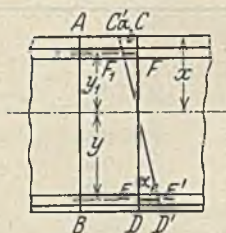


Fig. 41.

Voraussetzung $E_{b,d} = \text{konstant}$ nur unvollkommen zutrifft, so wird auch die Spannungsberechnung nur eine angenäherte sein. Sie hat sich aber durchaus

bewährt und führt auch, namentlich nahe der Bruchbelastung, wie Versuchsnachrechnungen ergeben, zu durchaus guten Ergebnissen.

Im Hinblick auf Fig. 41, in der AB und CD zwei benachbarte, vor der Formänderung parallele Verbundquerschnitte darstellen, die nach der Biegung in die Lage AB und $C'D'$ gekommen sein mögen, ergibt sich:

$$\alpha_b = \frac{\sigma_{bd}}{E_{bd}}; \quad \alpha_e = \frac{\sigma_e}{E_e}, \quad \frac{\alpha_b}{\alpha_e} = \frac{x}{y} = \frac{\sigma_{bd}}{\sigma_e} \frac{E_e}{E_{bd}} = n \frac{\sigma_{bd}}{\sigma_e},$$

worin σ_{bd} die Randspannung in der Betonzone, also in der Faser AC' , σ_e die Zugspannung im Eisen in der Faser BE' darstellt.

Aus der obigen Beziehung folgt:

$$\sigma_{bd} = \frac{\sigma_e}{n} \frac{x}{y} = \frac{1}{15} \sigma_e \frac{x}{y}, \quad (28a) \quad \sigma_e = n \sigma_{bd} \frac{y}{x} = 15 \sigma_{bd} \frac{y}{x}, \quad (28b)$$

das Hauptgesetz der auf reine Biegung beanspruchten Verbundquerschnitte. Liegt, wie in Fig. 41, auch in der Druckzone eine Bewehrung, so wird ebenso:

$$\sigma'_e = n \sigma_{bd} \frac{y'}{x} \quad \text{und:} \quad \sigma_e = \sigma'_e \frac{y}{y'}. \quad (28c \text{ u. d.})$$

A. Die Ermittlung der Biegungsspannung ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

a) Der Rechtecksquerschnitt (Plattenquerschnitt) ist doppelt bewehrt. Bei Ermittlung der Biegungsspannungen sei zunächst der allgemeinste Fall untersucht, daß sich sowohl im Ober- wie im Untergurte des betrachteten, durch ein Moment $= +M$ auf Biegung beanspruchten Querschnittes Eiseneinlagen befinden. Von dieser allgemeinen Anordnung kann nachher auf den Sonderfall — Eiseneinlage ausschließlich im Untergurte — dadurch geschlossen werden, daß in den weiter unten entwickelten Gleichungen die obere Eiseneinlage gleich Null gesetzt wird.

b) Betrachtet werde zunächst der in Fig. 42 dargestellte, doppelt bewehrte Querschnitt; NN ist die noch nicht bekannte Nulllinie des Querschnittes, die übrigen Bezeichnungen erklären sich aus der Abbildung: wie in

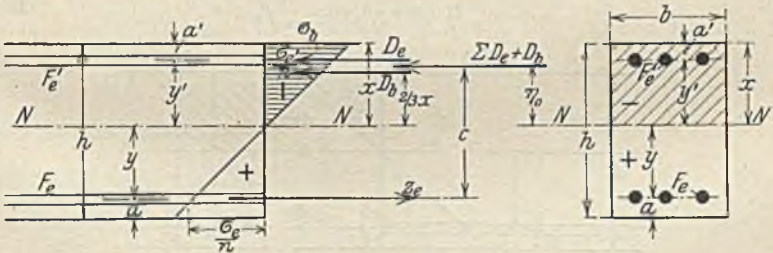


Fig. 42.

allen weiteren Entwicklungen beibehalten werden soll, stellt x die Entfernung der Nulllinie von der am stärksten gedrückten Platten- bzw. Balkenoberkante dar, y' bzw. y bezeichnen die Abstände der Eiseneinlage von der Nulllinie; F_b bedeutet den auf Druck beanspruchten Teil des Betonquerschnittes, F'_e die (obere) gedrückte, F_e die (untere) gezogene Eiseneinlage, σ_b , σ'_e und σ_e seien die zugehörigen Spannungen. Aus der Fig. 42 lassen sich dann die folgenden Gleichungen ableiten:

1. $Z = F_e \sigma_e = \Sigma D = \frac{1}{2} \sigma_b x b + F_e' \sigma_e' -$ (die inneren Kräfte in Zug- und Druckzone sind gleich).

2. $M = \frac{2}{3} x \sigma_b \frac{x b}{2} + \sigma_e' F_e' y' + \sigma_e F_e y$, die Momentengleichung bezogen auch Achse NN ; ferner ergibt sich aus dem vorstehend entwickelten Hauptgesetze:

$$3a. \quad \sigma_e = \sigma_b \cdot n \cdot \frac{y}{x}; \quad 3b. \quad \sigma_e' = \sigma_b \cdot n \cdot \frac{y'}{x}.$$

Setzt man die Werte σ_e und σ_e' in Gl. (1) ein, so erhält man die Beziehung:

$$4. \quad \frac{1}{2} \sigma_b x b + F_e' \sigma_b n \frac{y'}{x} - F_e \sigma_b n \frac{y}{x} = 0 = \frac{1}{2} x^2 b + n (F_e' y' - F_e y).$$

eine bekannte Beziehung, die besagt, daß die Summe der statischen Momente der gedrückten und gezogenen Querschnittsteile bezogen auf $NN = 0$ ist.

Durch Einführung der Werte aus 3a und 3b in 2 folgt weiter:

$$5. \quad M = \frac{2}{3} x^2 \sigma_b b + F_e' \sigma_b n \frac{y'^2}{x} + F_e \sigma_b n \frac{y^2}{x} = \frac{\sigma_b}{x} \left[\frac{1}{3} x^3 b + n (F_e' y'^2 + F_e y^2) \right].$$

eine Gleichung, welche zur Berechnung von σ_b dient.

Betrachtet man den Ausdruck in der Klammer von Gl. (5), so stellt derselbe das normale Trägheitsmoment des betrachteten Querschnittes vor, soweit er als tragfähig angenommen ist¹⁾ und bezogen auf die Achse $NN = J_n$. Mithin erhält man auch hier die allbekannte Beziehung in Form der Grundgleichung der Biegungsspannung:

$$6a. \quad \sigma_b = \frac{M \cdot x}{J_n} \quad (29)$$

Hieraus folgen auch die Spannungen σ_e und σ_e' :

$$6b. \quad \sigma_e = \frac{n \cdot M \cdot y}{J_n} \quad (30a) \quad 6c. \quad \sigma_e' = \frac{n M y'}{J_n} \quad (30b)$$

Aus Gl. 4 folgt schließlich, wenn man für y' seinen Wert $(x - a')$ und für y die Größe $(h - x - a)$ einsetzt (vgl. Fig. 42), der Wert x :

$$7. \quad x = - \frac{n \cdot (F_e' + F_e)}{b} + \sqrt{\frac{n^2 (F_e' + F_e)^2}{b^2} + \frac{2n}{b} (F_e' a' + F_e (h - a))}. \quad (31)$$

Hiermit ist die Lage der Nulllinie gefunden.

b) Ist eine Eiseneinlage nur in dem Zuggurte enthalten, liegt also ein einfach bewehrter Balken oder eine solche Platte vor, so wird der Wert F_e' in den obigen Gleichungen = 0. Man erhält alsdann, vgl. Fig. 43:

$$5a. \quad M = \frac{\sigma_b}{x} \left(\frac{1}{3} x^3 b + n F_e y^2 \right) = \frac{\sigma_b}{x} J_n, \quad (32)$$

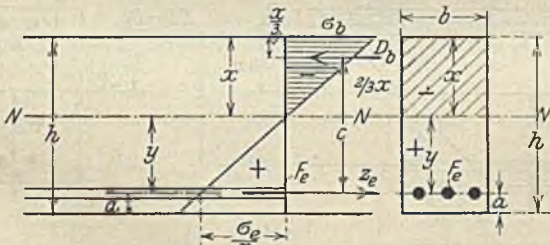


Fig. 43.

denn auch hier stellt der Klammerausdruck das Trägheitsmoment des in Frage stehenden Querschnittes bezogen auf die Nulllinie dar. Weiter folgt:

$$6d. \quad \sigma_b = \frac{M \cdot x}{J_n} \quad 6e. \quad \sigma_e = n \sigma_b \frac{y}{x} = \frac{n \cdot M \cdot y}{J_n}.$$

¹⁾ Es sind also nur gerechnet der obere auf Druck beanspruchte Beton-Querschnittsteil, sowie die beiden Eiseneinlagen.

Ferner läßt sich unmittelbar aus der Fig. 43 die Gleichung ableiten:

$$M = D \cdot c = \frac{b x \sigma_b}{2} \cdot c = Z_c c = \sigma_e F_e c,$$

worin c den Hebelsarm der inneren Kräfte darstellt. Demgemäß wird:

$$\sigma_b = \frac{2 M}{c \cdot b \cdot x} \quad (33)$$

und

$$\sigma_e = \frac{M}{c F_e}; \quad (34)$$

schließlich ergibt sich der Wert von x :

$$\begin{aligned} 7a. \quad x &= -\frac{n \cdot F_e}{b} + \sqrt{\frac{n^2 F_e^2}{b^2} + \frac{2 n}{b} F_e \cdot (h - a)} \\ &= \frac{n F_e}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b \cdot (h - a)}{n F_e}} \right) \end{aligned} \quad (35)$$

Fügt man an Stelle von c in der vorstehenden Gleichungen 33 und 34 seinen Wert:

$$c = h - a - \frac{x}{3} = h' - \frac{x}{3}$$

ein, so wird:

$$\sigma_b = \frac{2 M}{b x \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 M}{b x \left(h' - \frac{x}{3} \right)}, \quad (33 a)$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{M}{F_e \left(h' - \frac{x}{3} \right)}. \quad (34 a)$$

Will man auch bei doppelter Bewehrung für den einfachen Rechtecksquerschnitt den Hebelsarm der inneren Kräfte bilden, so wird (vgl. Fig. 42 S. 275):

$$c = h - a - x + \eta_0.$$

η_0 folgt aus der Beziehung: $\eta_0 \cdot \Sigma(D_b + D_e) = D_b \frac{x}{3} + D_e (x - a')$. Setzt man hierin $D_b = \frac{x \sigma_b}{2} \cdot b$; $D_e = F_e' \sigma_e'$,

so wird:

$$\eta_0 = \frac{\sigma_b \frac{x b}{2} \frac{x}{3} + F_e' \sigma_e' (x - a')}{\sigma_b \frac{x b}{2} + F_e' \sigma_e'}$$

woraus nach Einführung von:

$$\sigma_e' = n \sigma_b \frac{x - a'}{x},$$

sich ergibt:

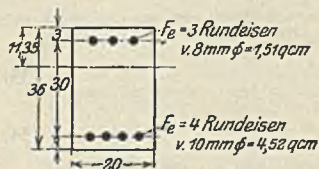
$$\eta_0 = \frac{\frac{b x^3}{3} + n F_e' (x - a')^2}{\frac{b x^2}{2} + n F_e' (x - a')} \quad (36)$$

Mit diesem Werte läßt sich alsdann, entsprechend wie bei einfacher Bewehrung, die Gleichung bilden:

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e' (h - a - x + \eta_0)}. \quad (37)$$

Zahlenbeispiele:

1. Eine Wohnbaudecke, 2 m weit gespannt, habe 10 cm Stärke; Bewehrung, 10 Rundeseisen von 8 mm Durchmesser auf 1 m Breite, d. h. $F_e = 5,02 \text{ qcm/m}$. $a = 1,5 \text{ cm}$. $M = 32\,500 \text{ kg} \cdot \text{cm}$. Es ergibt sich:



$$x = 15 \cdot \frac{5,02}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 8,5}{15 \cdot 5,02}} \right) = 2,9 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 32\,500}{100 \cdot 2,9 (8,5 - 0,97)} = 29,8 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = \frac{32\,500}{5,02 (8,5 - 0,97)} = 860 \text{ kg/qcm.}$$

Fig. 44.

2. Ein doppelt bewehrter Verbund-Rechtecksquerschnitt hat — Fig. 44 — die folgenden Abmessungen. $b = 20 \text{ cm}$, $F'_e = 1,51 \text{ qcm}$, $F_e = 4,52 \text{ qcm}$, $h = 36 \text{ cm}$, $a' = a = 3 \text{ cm}$; ferner sei: $M = 120\,100 \text{ kg} \cdot \text{cm}$. Es soll bei Ermittlung der Spannungen die Schwächung des Betons durch die Druckbewehrung in Abzug gebracht, also für letztere nicht der Wert $n F'_e$, sondern $(n - 1) F'_e$ in Rechnung gestellt werden. Sonst bleibt die Rechnung die gleiche wie vorstehend. Es ergibt sich:

$$x = - \frac{(n - 1) F'_e + n F_e}{b} + \sqrt{\left(\frac{(n - 1) F'_e + n F_e}{b} \right)^2 + \frac{2}{b} \left[(n - 1) F'_e a' + n F_e (h - a) \right]}$$

$$= - \frac{14 \cdot 1,51 + 15 \cdot 4,52}{20} + \sqrt{\left(\frac{14 \cdot 1,51 + 15 \cdot 4,52}{20} \right)^2 + \frac{2}{20} (14 \cdot 1,51 \cdot 3 + 15 \cdot 4,52 \cdot 33)} = 11,35 \text{ cm.}$$

Ferner wird:

$$\eta_0 = \frac{\frac{20 \cdot 11,35^3}{3} + 14 \cdot 1,51 \cdot 8,35^2}{\frac{20 \cdot 11,35^3}{2} + 14 \cdot 1,51 \cdot 8,35} = 7,67 \text{ cm.}$$

Hieraus folgt:

$$\sigma_e = \frac{120\,000}{4,52 (21,65 + 7,67)} = 908 \text{ kg/qcm.}$$

Endlich ist:

$$\sigma_b = \frac{1}{15} \sigma_e \frac{x}{y} = \frac{1}{15} \cdot 908 \frac{11,35}{21,65} = 31,7 \text{ kg/qcm.}$$

Zur Kontrolle dient:

$$\sigma_e = n \sigma_b \frac{h - a - x}{x} = 15 \cdot 31,7 \frac{21,65}{11,35} = 907 \text{ kg/qcm.}$$

$$\sigma'_e = n \frac{x - a'}{x} \sigma_b = 15 \cdot \frac{8,35}{11,35} \cdot 31,7 = 350 \text{ kg/qcm.}$$

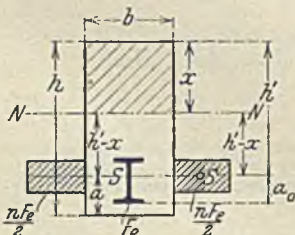


Fig. 45.

Besteht, Fig. 45, die Eiseneinlage nicht aus Rundeseisen, deren eigenes Trägheitsmoment bei der Bestimmung des Verbundträgheitsmomentes, oder im weiteren Verlaufe bei der Spannungsberechnung außer acht bleiben kann, so ist die Größe J_n nach der Beziehung zu finden:

$$J_n = \frac{b x^3}{3} + n F_e (h - a - x)^2 + n J_s, \quad (38)$$

worin J_s das Trägheitsmoment des Bewehrungseisens in bezug auf seine eigene, der Nulllinie parallele Schwerachse darstellt.

c) Vereinfachung der Gleichungen für den einfach bzw. doppelt bewehrten Rechtecksquerschnitt zum Zwecke der Berechnung mit Tabellen. Der einfach bewehrte Querschnitt ist nebst seiner Belastung vollkommen gegeben; es handelt sich um die Nachrechnung der auftretenden Spannungen.

F_c sei = $\frac{b h'}{m}$, worin h' die nutzbare Querschnittshöhe: $h - a$ darstellt (Fig. 43); m wird in der Regel in Teilen v. H. ausgedrückt. Nach Einführung dieses F_c -Wertes folgt:

$$x = \frac{n F_c}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2 b h'}{n F_c}} - 1 \right],$$

$$x = \frac{n}{m} \left[\sqrt{1 + \frac{2 m}{n}} - 1 \right] h' = k h'. \quad (39)$$

Ferner wird:

$$\sigma_b = \frac{2 M}{b x \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 M}{b k h' \left(h' - \frac{k h'}{3} \right)} = k' \frac{M}{b h'^2}, \quad (40)$$

worin

$$k' = \frac{2}{k \left(1 - \frac{k}{3} \right)} \text{ ist.}$$

$$\sigma_c = n \sigma_b \frac{y}{x} = n \sigma_b \frac{h' - x}{x} = n \sigma_b \frac{h' - k h'}{k h'} = n \sigma_b \frac{1 - k}{k} = k'' \sigma_b, \quad (41)$$

worin

$$k'' = \frac{n(1 - k)}{k} \text{ ist.}$$

Geht man von der Beziehung aus:

$$\sigma_c = \frac{M}{F_c \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{M}{F_c \left(h' - \frac{x}{3} \right)} = \frac{M}{\frac{b h'}{m} \left(h' - \frac{h' k}{3} \right)},$$

so wird:

$$\sigma_c = k''' \frac{M}{b h'^2}, \text{ worin } k''' = \frac{m}{1 - \frac{k}{3}} \text{ ist.} \quad (42)$$

Die Zahlenwerte k , k' , k'' und k''' sind in der nachfolgenden Tabelle 3 für eine Anzahl Werte von m angegeben. Mit Hilfe der Tabelle ist eine Nachrechnung eines Querschnitts sehr einfach.

Zahlenbeispiel: Bei dem Beispiel 1 auf S. 278: ergibt sich:

$$m = \frac{100 \cdot 8,5}{5,02} = \text{rd. } 170. \text{ Dieser Wert liefert aus der Tabelle: } k = 0,341; k' = 6,617; .$$

$k'' = 29,016; k''' = 192$. Demgemäß ergibt sich:

$$x = 0,341 \cdot 8,5 = 2,9 \text{ cm; } \sigma_b = \frac{6,617 \cdot 32500}{100 \cdot 8,5^2} = 29,8 \text{ kg/qcm; } \sigma_c = 29,016 \cdot 29,8$$

$$= 192 \cdot \frac{32500}{100 \cdot 8,5^2} = 865 \text{ kg/qcm.}$$

Tabelle 3.

Werte von F_c	Zugehörige Werte von $x = kh'$	Spannungen $\sigma_b = k' \frac{M}{b h'^2}$	Spannungen $\sigma_e = k'' \frac{M}{b h'^2} = k'' \sigma_b$
$\frac{b h'}{100}$	0,418 h'	$5,559 \cdot \frac{M}{b h'^2}$	$116 \frac{M}{b h'^2} = 20,867 \sigma_b$
$\frac{b h'}{110}$	0,403 h'	$5,735 \cdot \frac{M}{b h'^2}$	$127 \frac{M}{b h'^2} = 22,145 \sigma_b$
$\frac{b h'}{120}$	0,391 h'	$5,895 \cdot \frac{M}{b h'^2}$	$138 \frac{M}{b h'^2} = 23,409 \sigma_b$
$\frac{b h'}{130}$	0,379 h'	$6,040 \cdot \frac{M}{b h'^2}$	$149 \frac{M}{b h'^2} = 24,668 \sigma_b$
$\frac{b h'}{140}$	0,368 h'	$6,194 \cdot \frac{M}{b h'^2}$	$160 \frac{M}{b h'^2} = 25,831 \sigma_b$
$\frac{b h'}{150}$	0,358 h'	$6,344 \cdot \frac{M}{b h'^2}$	$170 \frac{M}{b h'^2} = 26,797 \sigma_b$
$\frac{b h'}{160}$	0,349 h'	$6,485 \cdot \frac{M}{b h'^2}$	$181 \frac{M}{b h'^2} = 27,911 \sigma_b$
$\frac{b h'}{170}$	0,341 h'	$6,617 \cdot \frac{M}{b h'^2}$	$192 \frac{M}{b h'^2} = 29,016 \sigma_b$
$\frac{b h'}{180}$	0,333 h'	$6,756 \cdot \frac{M}{b h'^2}$	$203 \frac{M}{b h'^2} = 30,049 \sigma_b$
$\frac{b h'}{190}$	0,326 h'	$6,883 \cdot \frac{M}{b h'^2}$	$213 \frac{M}{b h'^2} = 30,946 \sigma_b$
$\frac{b h'}{200}$	0,320 h'	$7,000 \cdot \frac{M}{b h'^2}$	$224 \frac{M}{b h'^2} = 32,000 \sigma_b$

Handelt es sich bei gegebenem Biegemoment und gegebenen zulässigen Spannungen um Bestimmung der Querschnittsabmessungen, namentlich um die Auffindung der nutzbaren Höhe und aus ihr der Gesamtquerschnittshöhe und der Größe der Eisenbewehrung, so ist der folgende Weg zu gehen:

Der Querschnitt ist einfach bewehrt.

Aus der Beziehung:

$$\frac{x}{h' - x} = \frac{n \sigma_b}{\sigma_c}$$

also der Proportionalität der Spannungen mit ihren Abständen von der Nulllinie folgt (nach dem bekannten mathematischen Gesetze:

$$\frac{a}{b} = \frac{c}{d} = \frac{a}{b+a} = \frac{c}{d+c} \quad);$$

$$\frac{x}{h' - x + x} = \frac{n \sigma_b}{\sigma_c + n \sigma_b};$$

$$x = \frac{n \sigma_b}{\sigma_c + n \sigma_b} h' = k_1 h'. \quad (43)$$

Hierin wird also x als eine Funktion der nutzbaren Querschnittshöhe, erweitert mit einer Konstanten, dargestellt, die nur abhängig ist von dem Werte $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ und den für Beton und Eisen zugelassenen Biegunngsspannungen.

Die Zahlenwerte k_1 sind für eine große Anzahl von σ_b -Werten und die für σ_c , üblichen Werte = 750 bzw. = 900 bzw. = 1000 bzw. = 1200 in den Tabellen auf den Seiten 282 u. 283 enthalten.

Nach Auffindung von x ist auch c , der Hebelsarm der inneren Kräfte, bekannt.

$$c = h' - \frac{x}{3} = h' - \frac{k_1 h'}{3} = \left(1 - \frac{k_1}{3}\right) h' = k_2 h', \quad (44)$$

worin also

$$k_2 = \left(1 - \frac{k_1}{3}\right) \text{ ist.}$$

Die entsprechenden k_2 -Werte sind in Reihe 3 der vorgenannten Tabellen enthalten.

Setzt man in die Gleichung (33 a):

$$\sigma_b = \frac{2M}{b x \left(h' - \frac{x}{3}\right)} \text{ den Wert } x = k_1 h' \text{ ein, so ergibt sich:}$$

$$h' = \sqrt[3]{\frac{2}{\left(1 - \frac{k_1}{3}\right) k_1 \sigma_b} \cdot \frac{M}{b}} = k_3 \sqrt[3]{\frac{M}{b}}, \quad (45)$$

worin k_3 den ersten $\sqrt[3]{\quad}$ -Ausdruck darstellt; dessen Werte sind in Spalte 4 der Tabelle auf S. 282 u. 283 berechnet.

Weiter folgt (Fig. 43) aus der Beziehung, daß das Moment der inneren Kräfte = dem der äußeren Kraft sein muß:

$$Z_e c = F_e \cdot \sigma_e k_2 h' = M.$$

Demgemäß ist

$$F_e = \frac{M}{h' \sigma_e k_2} \quad (46)$$

und da:

$$h' = k_3 \sqrt[3]{\frac{M}{b}}$$

und somit

$$M = \frac{h'^2 \cdot b}{k_3^2}$$

ist, so wird:

$$F_e = \frac{h'^2 \cdot b}{k_3^2 h' \sigma_e k_2} = \frac{h' b}{k_4}$$

worin $k_4 = \sigma_e k_2 k_3^2$ ist (vgl. Reihe 5 der Tabelle).

Setzt man in obige Gleichung (46) für h' den Wert $k_3 \sqrt[3]{\frac{M}{b}}$ ein, so wird:

$$F_e \sigma_e k_2 k_3 \sqrt[3]{\frac{M}{b}} = M.$$

$$F_e = \frac{M}{\sqrt[3]{\frac{M}{b}} \sigma_e k_2 k_3} = \frac{\sqrt[3]{M \cdot b}}{\sigma_e k_2 k_3} = \sqrt[3]{\frac{M \cdot b}{k_5}}$$

worin also $k_5 = (\sigma_e k_2 k_3)^2$ ist (vgl. Reihe 6 der mehrfach genannten Tabelle). Endlich ergibt eine Zusammenfassung der oben gefundenen Beziehungen für F_e :

$$F_e = \frac{b h'}{k_4} = \sqrt[3]{\frac{M \cdot b}{k_5}} \text{ eine Gleichung für } M.$$

$$M = \frac{b h'^2 \cdot k_6}{k_4^2} = \frac{b h'^2}{k_6/k_4^2} = \frac{b h'^2}{k_6}$$

Die bezüglichen Werte vgl. in Reihe 7 der Tabellen.



für einfach bewehrte Rechtecksquerschnitte (ohne Berücksichtigung der Zugspannungen im Beton).
Spannungen in t/qcm, Momente in t · cm, Längen in cm, Bewehrung in qcm¹).

4a

4b

σ_b	$\sigma_e = 0,750 \text{ t/cm}^2$						$\sigma_e = 0,900 \text{ t/cm}^2$					
	$x = k_1 \cdot h'$	$c = k_2 \cdot h'$	$k' = k_3 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$F_s = \frac{b \cdot h'}{k_4}$	$F_c = \sqrt{\frac{M \cdot b}{k_5}}$	$M = \frac{b \cdot h'^2}{k_6}$	$x = k_1 \cdot h'$	$c = k_2 \cdot h'$	$k' = k_3 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$F_s = \frac{b \cdot h'}{k_4}$	$F_c = \sqrt{\frac{M \cdot b}{k_5}}$	$M = \frac{b \cdot h'^2}{k_6}$
1	2	3	4	5	6	7	2	3	4	5	6	7
0,010	0,167	0,944	35,6	900	638	1271	0,143	0,952	38,3	1260	1080	1470
0,012	0,194	0,935	30,3	646	453	920	0,167	0,944	32,5	900	765	1059
0,014	0,219	0,927	26,5	490	340	704	0,189	0,937	28,4	629	573	806
0,015	0,231	0,923	25,0	433	300	626	0,200	0,933	26,7	600	504	714
0,016	0,242	0,919	23,7	387	267	561	0,211	0,930	25,3	534	447	639
0,018	0,265	0,912	21,5	315	215	460	0,231	0,923	22,8	433	358	522
0,020	0,286	0,905	19,67	263	178	387	0,250	0,917	20,9	360	297	436
0,022	0,306	0,898	18,20	223	150	331	0,268	0,911	19,29	305	250	372
0,024	0,324	0,892	16,97	193	129	288	0,286	0,905	17,96	263	214	322
0,025	0,333	0,889	16,43	180	120	270	0,294	0,902	17,37	245	199	302
0,026	0,342	0,886	15,93	169	112	254	0,302	0,899	16,82	229	185	283
0,028	0,359	0,880	15,03	149	98,5	226	0,318	0,894	15,85	202	163	251
0,030	0,375	0,875	14,25	133	87,5	203	0,333	0,889	15,00	180	144	225
0,032	0,390	0,870	13,57	120	78,4	184	0,348	0,884	14,26	162	129	203
0,034	0,405	0,865	12,96	109	70,7	168	0,362	0,879	13,60	146	116	185
0,035	0,412	0,863	12,68	104	67,3	161	0,368	0,877	13,30	140	110	177
0,036	0,419	0,860	12,42	99,5	64,2	154	0,375	0,875	13,01	133	105	169
0,038	0,432	0,856	11,93	91,4	58,7	142	0,388	0,871	12,49	122	95,7	156
0,040	0,444	0,852	11,49	84,3	53,9	132	0,400	0,867	12,01	113	87,8	144
0,042	0,457	0,848	11,09	78,2	49,7	123	0,412	0,863	11,58	104	80,8	134
0,044	0,468	0,844	10,73	72,8	46,1	115	0,423	0,859	11,18	96,7	74,8	125
0,045	0,474	0,842	10,56	70,3	44,4	111	0,429	0,857	11,00	93,3	72,0	121
0,046	0,479	0,840	10,39	68,1	42,9	108	0,434	0,855	10,82	90,2	69,4	117
0,048	0,490	0,837	10,08	63,8	40,0	102	0,444	0,852	10,49	84,4	64,7	110
0,050	0,500	0,833	9,80	60,0	37,5	96,0	0,455	0,848	10,18	79,2	60,5	104
0,060	0,545	0,818	8,64	45,8	28,1	74,7	0,500	0,833	8,95	60,0	45,0	80,0
σ_b	k_1	k_2	k_3	k_4	k_5	k_6	k_1	k_2	k_3	k_4	k_5	k_6

σ_b	$\sigma_e = 1,000 \text{ t/cm}^2$						$\sigma_e = 1,200 \text{ t/cm}^2$					
	$x = k_1 \cdot h'$	$c = k_2 \cdot h'$	$h' = k_3 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$F_e = \frac{b \cdot h'}{k_4}$	$F_e = \sqrt{\frac{M \cdot b}{k_5}}$	$M = \frac{l \cdot h'^2}{k_6}$	$x = k_1 \cdot h'$	$c = k_2 \cdot h'$	$h' = k_3 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$F_e = \frac{b \cdot h'}{k_4}$	$F_e = \sqrt{\frac{M \cdot b}{k_5}}$	$M = \frac{b \cdot h'^2}{k_6}$
1	2	3	4	5	6	7	2	3	4	5	7	7
0,010	0,130	0,957	40,0	1533	1467	1603	0,111	0,963	43,2	2160	2496	1869
0,012	0,153	0,949	33,9	1092	1037	1151	0,130	0,957	36,6	1533	1760	1336
0,014	0,174	0,942	29,6	823	776	874	0,149	0,950	31,8	1151	1312	1009
0,015	0,184	0,939	27,8	726	681	773	0,158	0,947	29,9	1013	1152	891
0,016	0,194	0,936	26,3	646	604	691	0,167	0,944	28,2	900	1020	974
0,018	0,213	0,929	23,8	523	486	565	0,184	0,939	25,4	726	818	645
0,020	0,231	0,923	21,7	433	400	470	0,200	0,933	23,2	600	672	536
0,022	0,248	0,917	19,99	366	336	400	0,216	0,928	21,3	506	563	446
0,024	0,265	0,912	18,58	315	287	345	0,231	0,923	19,78	433	480	391
0,025	0,273	0,909	17,96	293	267	323	0,238	0,921	19,11	403	445	365
0,026	0,281	0,907	17,39	274	249	302	0,245	0,918	18,48	376	415	342
0,028	0,296	0,901	16,37	241	218	268	0,259	0,914	17,37	331	362	302
0,030	0,310	0,897	15,48	215	193	240	0,273	0,909	16,40	293	320	269
0,032	0,324	0,892	14,70	193	172	216	0,286	0,905	15,55	263	285	242
0,034	0,338	0,887	14,01	174	155	196	0,298	0,901	14,80	237	256	219
0,035	0,344	0,885	13,69	166	147	187	0,304	0,899	14,46	225	243	209
0,036	0,351	0,883	13,40	158	140	180	0,310	0,897	14,13	215	231	200
0,038	0,363	0,879	12,84	145	127	165	0,322	0,893	13,53	196	210	183
0,040	0,375	0,875	12,34	133	117	152	0,333	0,889	12,99	180	192	169
0,042	0,387	0,871	11,89	123	107	141	0,344	0,885	12,50	166	176	156
0,044	0,399	0,867	11,48	114	99,2	132	0,355	0,882	12,05	154	163	145
0,045	0,403	0,866	11,28	110	95,5	127	0,360	0,880	11,84	148	156	140
0,046	0,408	0,864	11,10	106	92,0	123	0,365	0,878	11,65	143	151	136
0,048	0,419	0,861	10,75	99,5	85,6	116	0,375	0,875	11,27	133	140	127
0,050	0,429	0,857	10,43	93,3	78,3	109	0,385	0,872	10,92	125	131	119
0,060	0,474	0,842	9,14	70,4	59,2	83,6	0,429	0,857	9,53	93,3	96	90
σ_b	k_1	k_2	k_3	k_4	k_5	k_6	k_1	k_2	k_3	k_4	k_5	k_6

1) Berechnet von B. Loeser, Dresden.

Die Tabelle ist aufgestellt für Spannungsverhältnisse in der Einheit von t/qcm und für Momente in $t \cdot cm$; b und h' sowie F_e ergeben sich aber in cm -Einheit, bzw. sind in dieser einzuführen. Hierdurch ist erreicht, daß die Reihen 4—7 der Tabellen große Zahlen enthalten und die für die Rechnung lästigen Dezimalen entfallen.

Als Beispiel der Beiwertberechnung seien die Zahlen für eine Spannung im Beton $= \sigma_b = 40 \text{ kg/qcm} = 0,04 \text{ t/qcm}$ und für eine solche in Eisen $= 1000 \text{ kg/qcm} = 1 \text{ t/qcm}$ nachstehend berechnet. Es ergibt sich:

$$k_1 = \frac{n \sigma_b}{\sigma_b + n \sigma_s} = \frac{15 \cdot 0,04}{1 + 15 \cdot 0,04} = \frac{0,60}{1,60} = \frac{3}{8} = 0,375.$$

$$k_2 = 1 - \frac{k_1}{3} = 1 - \frac{0,375}{3} = 0,875.$$

$$k_3 = \sqrt{\frac{2}{\left(1 - \frac{k_1}{3}\right) k_1 \cdot \sigma_b}} = \sqrt{\frac{2}{\left(1 - \frac{0,375}{3}\right) 0,375 \cdot 0,040}} \\ = \sqrt{\frac{2}{(1 - 0,125) 0,375 \cdot 40}} \cdot \sqrt{1000} = 0,390 \cdot 31,72 = 12,34.$$

$$k_4 = \sigma_s k_2 k_3^2 = 1 \cdot 0,875 \cdot 12,34^2 = 0,875 \cdot 152,28 = 133.$$

$$k_5 = (\sigma_s k_2 k_3)^2 = (1 \cdot 0,875 \cdot 12,34)^2 = (10,8)^2 \\ = 116,6 = \text{rd. } 117.$$

$$k_6 = \frac{k_4^2}{k_5} = \frac{133^2}{117} = \frac{17689}{117} = 152.$$

Zahlenbeispiele zur Anwendung der Tabellen:

Es sei: $M = 950 \text{ t} \cdot \text{cm}$, $b = 30 \text{ cm}$. Als Spannungen sind zugelassen: $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$,

$\sigma_s = 1000 \text{ kg/qcm}$. Nach Tafel 4c wird: Nutzhöhe $h' = 12,34 \sqrt{\frac{M}{b}} = 12,34 \sqrt{\frac{950}{30}} = 69,5 \text{ cm}$;
 $F_e = \frac{69,5 \cdot 30}{133} = 15,66 \text{ cm}^2$. Gewählt werden: 5 Rundeseisen von 20 mm Durchmesser ($F_e = 15,71 \text{ qcm}$), die mit je 4 cm lichtem Abstände bei $b = 30 \text{ cm}$ verlegt werden können. Gewählt wird $h = 69,5 + 2,5 = 72 \text{ cm}$. Ist $\sigma_s = 1200 \text{ kg/qcm}$ zugelassen, so folgt aus Tabelle 4d:

$$h' = 12,99 \sqrt{\frac{950}{30}} \approx 73 \text{ cm}.$$

$$F_e = \frac{73 \cdot 30}{180} = 12,2 \text{ qcm}.$$

Hier sind alsdann nur 4 20-mm-Eisen ($F_e = 12,57$) notwendig. Die Querschnittshöhe wird zu 75,5 bis 76 cm zu wählen sein.

Will man nun F_e berechnen, ohne erst (bei Vergleichsrechnung) h' zu finden, so würde hierzu die Beziehung: $F_e = \sqrt{\frac{M b}{k_5}}$ am schnellsten zum Ziele führen (für $\sigma_s = 1000 \text{ kg/qcm}$):

$$F_e = \sqrt{\frac{950 \cdot 30}{117}} = \sqrt{243} = 15,58 = 15,6 \text{ cm}^2 \text{ wie vorstehend.}$$

Die Tabellen sind zudem aber auch sehr geeignet, eine Nachprüfung eines gegebenen Querschnittes bei bekannten Momenten und zugelassenen Spannungen zu bewirken — also im baupolizeilichen Sinne zu prüfen.

Beispiel: 1) Es sei für $M = 120000 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 120 \text{ t} \cdot \text{cm}$ sowie für $\sigma_b = 40$, $\sigma_s = 1000 \text{ kg/qcm}$ ein Querschnitt in Vorschlag gebracht von: $b = 100 \text{ cm}$; $h' = 16 \text{ cm}$. $h = 18,5$, $F_e = 9,08 \text{ qcm}$, d. h. bewehrt mit 4 17-mm-Rundeseisen. Will man die Richtigkeit der Rechnung mit Hilfe der Tabelle prüfen, so kann man z. B. a) entweder die auftretende Betonspannung σ oder auch b) das Moment aus der Tabelle ableiten, welches der Querschnitt einwandfrei überträgt. Es ergibt sich hiernach:

1) mit Hilfe von Reihe 5 der Tabelle 4c

$$k_4 = \frac{b h'}{F_e} = \frac{100 \cdot 16}{9,08} = 176.$$

Aus der Tabelle ergibt sich, daß die auftretende Betondruckspannung zwischen 34 und 33 kg/qcm liegt, also die erlaubte Grenze 40 kg/qcm nicht erreicht ist. Hierin liegt, da die Tabelle für $\sigma_e = 1000$ kg/qcm aufgestellt ist, auch der Beweis, daß die Eisenspannung diesen Wert nicht übersteigen kann. (Das gleiche Ergebnis hätte sich auch — allerdings nicht so einfach und schnell — aus Tabelle 3 auf S. 280 ableiten lassen; hier ist $n = \frac{b h'}{F_e} = \frac{1600}{9,08} = \text{rd. } 176$. Demgemäß liefert die Tabelle — nach Interpolation — $\sigma_b = 6,70 \frac{M}{b h'^2} = 6,70 \cdot \frac{120\,000}{100 \cdot 16^2} = \text{rd. } 32 < 40$ kg/qcm; weiter wird alsdann $\sigma_e \approx 29,7 \cdot 32 = \text{rd. } 950$ kg/qcm.)

b) Nach Reihe 7 der Tabelle 4c folgt:

$M = \frac{b h'^2}{k_4}$ für die hier zugelassenen σ_b und σ_e = Werte wird $k_4 = 152$ und demgemäß kann der Querschnitt im Moment übertragen von: $M = \frac{100 \cdot 16^2}{152} = \text{rd. } 164 \text{ t} \cdot \text{cm} > 120 \text{ t} \cdot \text{cm}$.

2) Es sei gefunden für $M = 1000 \text{ t} \cdot \text{cm}$, $h' = 80 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$, $F_e = 10,18 \text{ qcm}$ (4 Rund-eisen von 18 mm Durchmesser). Die zulässigen Spannungen dieser betragen höchstens $\sigma_b = 40$, $\sigma_e = 1200$ kg/qcm. Im Hinblick auf Tabelle 4d, Spalte 5 folgt:

$$k_4 = \frac{b h'}{F_e} = \frac{30 \cdot 80}{10,18} = 226;$$

man erkennt, daß eine Betonspannung von nicht ganz 35 kg/qcm auftritt.

Der Querschnitt trägt ein $M = \frac{b h'^2}{k_4} = \frac{30 \cdot 80^2}{169} = \text{rd. } 1135 \text{ t} \cdot \text{cm}$ also $> 1000 \text{ t} \cdot \text{cm}$.

Für Bemessungsfragen des einfachen Rechtecksquerschnittes und weiterhin des doppeltbewehrten, sowie auch für die Entscheidung der Frage, ob eine Bewehrung auch in der Druckzone notwendig ist, werden die Tabellen 5a—c auf S. 288—293 in sehr vielen Fällen zweckmäßige Anwendung finden. Sie setzen voraus, daß das Moment in $\text{t} \cdot \text{cm}$, die Längen in cm, die Spannungen in t/cm^2 , die Bewehrung in qcm eingeführt sind. M_1 ist das Moment, welches der Querschnitt $h \cdot 100$, d. h. also auf 100 cm Breite $= b_1$, bei einer einfachen Bewehrung $= f_{e1}$, aufnimmt.

Die Herleitung der Tabellen beruht auf den folgenden Gleichungen und Überlegungen.

Für den einfach bewehrten Querschnitt ist (Fig. 43):

$$a) \quad x = \frac{15 \sigma_b}{15 \sigma_b + \sigma_e} h'; \quad (47)$$

$$b) \quad c, \text{ der Hebelarm der inneren Kräfte} = h' - \frac{x}{3} = \frac{10 \sigma_b + \sigma_e}{15 \sigma_b + \sigma_e} h'; \quad (48)$$

$$c) \quad D_b = \frac{1}{2} b_1 x \sigma_b = 50 x \sigma_b = 50 \cdot \frac{15 \sigma_b}{15 \sigma_b + \sigma_e} \cdot \sigma_b h'; \quad (49)$$

$$Z_e = f_{e1} \cdot \sigma_e; \quad D_b = Z_e, \text{ also auch } f_{e1} \sigma_e = 50 x \sigma_b;$$

$$d) \quad f_{e1} = \frac{50 x \sigma_b}{\sigma_e} = 50 \cdot \frac{15 \sigma_b}{15 \sigma_b + \sigma_e} \frac{\sigma_b}{\sigma_e} h'; \quad (50)$$

$$\begin{aligned} \text{Ferner ist e) } M_1 &= D \cdot c = 50 x \sigma_b c = 50 \cdot \frac{15 \sigma_b}{15 \sigma_b + \sigma_e} h' \cdot \frac{10 \sigma_b + \sigma_e}{15 \sigma_b + \sigma_e} h' \sigma_b \\ &= \frac{750 \sigma_b (10 \sigma_b + \sigma_e)}{(15 \sigma_b + \sigma_e)^2} h'^2. \end{aligned} \quad (51)$$

Wie auf S. 298 späterhin nachgewiesen wird, ist die Schubspannung im Beton $= \tau_0 = \frac{Q}{b \cdot c}$, bzw. für für den 100 cm breiten Querschnitt $\tau_0 = \frac{Q}{100 c}$.

Für die Grenze der Schubspannung $\tau_0 = 4 \text{ kg/qcm} = 0,004 \text{ t/qcm}$, von der an eine Aufnahme aller Schubspannungen durch Eisen erfolgen muß und die Grenze $\tau_0 = 14 = 0,014 \text{ t/qcm}$, bei der der gewählte Querschnitt als unzureichend abzuändern ist, ergeben sich Q -Werte:

$$f) Q_4 = 100 c \cdot 0,004 = 0,4 h' \frac{10 \sigma_b + \sigma_e}{15 \sigma_b + \sigma_e} \quad (52)$$

$$g) Q_{14} = 1,4 h' \frac{10 \sigma_b + \sigma_e}{15 \sigma_b + \sigma_e} \quad (53)$$

Es sind somit alle vorentwickelten Gleichungen a—g als Funktion der nutzbaren Querschnittshöhen h' und der zulässigen Spannungen dargestellt, also bei Festlegung von σ_b und σ_e als einfache Größen von h' darstellbar.

Nimmt man für die Spannungen die Verhältnisse von

$$\begin{array}{ll} \sigma_b = 0,035 \text{ t/qcm} & \sigma_e = 1,000 \text{ t/qcm} \\ \sigma_b = 0,040 \text{ „} & \sigma_e = 1,200 \text{ „} \\ \sigma_b = 0,050 \text{ „} & \sigma_e = 1,200 \text{ „} \end{array}$$

so ergeben sich, auf h' bezogen, die vorgenannten Werte allgemein in der nachfolgenden Zusammenstellung:

Gleichung	Spannungen	$\sigma_b = 0,035$	$\sigma_b = 0,040$	$\sigma_b = 0,050$
		$\sigma_e = 1,000$	$\sigma_e = 1,200$	$\sigma_e = 1,200$
a	Höhe der Druckzone der inneren Kräfte $x =$	$\frac{21}{61} h'$	$\frac{1}{3} h'$	$\frac{5}{13} h'$
b	Hebelsarm $c =$	$\frac{54}{61} h'$	$\frac{8}{9} h'$	$\frac{34}{39} h'$
c	Druckkraft $D_b =$	$\frac{147}{244} h'$	$\frac{2}{3} h'$	$\frac{25}{26} h'$
d	Bewehrung $f_{e1} =$	$\frac{147}{244} h'$	$\frac{h'}{1,8}$	$\frac{25}{31,2} h'$
e	Moment $M_1 =$	$\frac{3969}{7442} h'^2$	$\frac{16}{27} h'^2$	$\frac{425}{507} h'^2$
f	Querkraft bei $\tau_0 = 0,004 \text{ t/qcm}$ $Q_4 =$	$\frac{21,6}{61} h'$	$\frac{3,2}{9} h'$	$\frac{13,6}{39} h'$
g	Querkraft bei $\tau_0 = 0,014 \text{ t/qcm}$ $Q_{14} =$	$\frac{75,6}{61} h'$	$\frac{11,2}{9} h'$	$\frac{47,6}{39} h'$

Für nutzbare Höhen $h' = 5\text{--}100 \text{ cm}$ sind in den nachfolgenden Tabellen 5 a—c die Werte für die oben angegebenen Spannungsverhältnisse berechnet.

Für die Verwendung bei einfach bewehrtem Querschnitt gestatten die Tabellen die Lösung folgender Aufgaben:

1. Gegeben M und b ; gesucht h' und F_e . Man berechnet aus M und b den Wert $M_1 = \frac{100 M}{b}$, sucht zu diesem Werte M_1 in Spalte 4 die zugehörige Nutzhöhe h' aus Spalte 1 und aus 5 f_{e1} , und findet demgemäß:

$$F_e = \frac{b f_{e1}}{100}$$

2. Gegeben M und h' ; gesucht b und F_e . Mit Hilfe von h' wird M_1 gefunden in Spalte 4. Hieraus folgt: $b = \frac{100 M}{M_1}$ und $F_e = b f_{e1} = f_{e1} \cdot 100 \cdot \frac{M}{M_1}$, wobei Spalte 5 den Wert f_{e1} liefert.

3. Gegeben h' und b ; gesucht F_e und M . Hier findet man: $F_e = \frac{f_{e_1} \cdot b}{100}$; $M = \frac{M_1 b}{100}$, wobei f_{e_1} und M_1 für die gegebene Höhe h' aus Spalte 4 und 5 entnommen werden.

4. Die Tabelle gestattet sofort, über die Notwendigkeit von aufzubiegendem Eisen oder die Ungeeignetheit des gewählten Querschnittes Aufschluß zu erlangen. Auf 100 cm Breite wird

$$Q_1 = \frac{100 Q}{b}$$

Ist $Q_1 < Q_4$, so sind keine besonderen Eisen zur Aufnahme der Schubkräfte notwendig; ist $Q_1 > Q_{14}$, so versagt der gewählte Querschnitt. Innerhalb der Grenzen $Q_1 < Q_4 > Q_{14}$ sind Eisen abzubiegen bzw. solche und Bügel erforderlich.

Eine doppelte Bewehrung (Fig. 42 S. 275) eines Rechteckquerschnittes ist alsdann notwendig, wenn $\frac{M \cdot b}{100} > M_1$ ist, worin M_1 das Moment in Spalte 4 der Tabellen darstellt. Nennt man das eine Druckbewehrung bedingende Moment mit M_e , so ergibt sich aus der Beziehung (Fig. 42):

$$M_e = Z'_e (h' - a) = f_{e_2} \sigma_e (h' - a),$$

die Größe der durch M_e bedingten Verstärkung der Eiseneinlage in der Zugzone

$$f_{e_2} = \frac{M_e}{\sigma_e (h' - a)} = \frac{M - \frac{M_1 b}{100}}{k} = \frac{M - 0,01 M_1 b}{k} \quad (54)$$

worin $k = \sigma_e (h' - a)$ ist. Hierbei ist also vorausgesetzt, daß die Größen h' und a gegeben sind. Die Druckbewehrung F'_e ist aus der Bedingung abzuleiten, daß die Nulllinie gegenüber der durch $x = \frac{15 \sigma_b}{15 \sigma_b + \sigma_e} h'$ festgelegten Lage eine Veränderung nicht erfährt und für sie ein statisches Moment $= 0$ entsteht.

$$F'_e \cdot (x - a') = f_{e_2} (h' - x) \\ F'_e = f_{e_2} \frac{h' - x}{x - a'} = \frac{M - 0,01 M_1 b}{\sigma_e (h' - a)} \cdot \frac{h' - x}{x - a'} \quad (55 a)$$

Hieraus folgt:

$$F'_e = \frac{M - 0,01 M_1 b}{k_1} = \frac{M_e}{k_1} \quad (55 b)$$

worin bei bekannten Werten h' , a und a' , Spannungswerten und somit auch x

$$k_1 = \frac{\sigma_e (h' - a) (x - a')}{h' - x} \text{ ist.}$$

In den Tabellen 5a—c auf S. 288 bis 293 sind die Größen k und k_1 für die angenommenen Spannungsverhältnisse und für die angegebenen h' -Werte ausgerechnet; hierbei ist weiter angenommen, daß der Wert $a = a'$ bei niedriger Querschnittshöhe 1,5 und 2,0 cm beträgt, bei größerem h' -Werte aber bis zu 4,0 cm steigt; hierüber geben die Tabellen selbst Auskunft.

Zahlenbeispiele zur Anwendung der Tabelle:

1. Gegeben sei $k = 65$ cm; $a = 3$ cm; $h' = 62$ cm; $b = 36$ cm; $M = 980$ t·cm;

$$\sigma_b = 0,040 \text{ t/qcm}; \sigma_e = 1,2 \text{ t/qcm.}$$

Aus der Tabelle 5 b wird unmittelbar entnommen: Für $h' = 62$ cm; $M_1 = 2278$ t·cm; $f_{e_1} = 34,4$ cm²; $k = 70,8$ (für $a = 3$ cm); $k_1 = 30,3$.

Tabelle 5a für Rechtecksquerschnitte bei $\sigma_s = 0,035 \text{ t/qcm}$ und $\sigma_s = 1,000 \text{ t/qcm}^1$.

h' cm	Einfache Bewehrung für $b_1 = 100 \text{ cm}$						Doppelte Bewehrung			
	x cm	e cm	M_1 t · cm	f_{ct} cm ²	Q_1 t	$Q_{1,1}$ t	$\alpha = \alpha' = 1,5 \text{ cm}$		$\alpha = \alpha' = 2,0 \text{ cm}$	
							k	k_1	k	k_1
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
5,0	1,72	4,43	13,33	3,01	1,770	6,197	3,50	0,236	—	—
5,5	1,89	4,87	16,13	3,31	1,947	6,816	4,00	0,436	—	—
6,0	2,06	5,31	19,20	3,61	2,124	7,434	4,50	0,647	4,00	0,067
6,5	2,24	5,75	22,53	3,92	2,302	8,056	5,00	0,865	4,50	0,251
7,0	2,41	6,20	26,13	4,22	2,479	8,675	5,50	1,09	5,00	0,446
7,5	2,58	6,64	30,00	4,52	2,656	9,295	6,00	1,32	5,50	0,651
8,0	2,75	7,08	34,13	4,82	2,833	9,915	6,50	1,55	6,00	0,862
8,5	2,93	7,52	38,54	5,12	3,010	10,53	7,00	1,79	6,50	1,08
9,0	3,10	7,97	43,20	5,42	3,187	11,15	7,50	2,03	7,00	1,30
9,5	3,27	8,41	48,13	5,72	3,364	11,77	8,00	2,27	7,50	1,53
10,0	3,44	8,85	53,33	6,02	3,541	12,32	8,50	2,52	8,00	1,76
10,5	3,61	9,30	58,80	6,33	3,718	13,01	9,00	2,76	8,50	1,99
11,0	3,79	9,74	64,53	6,63	3,895	13,63	9,50	3,01	9,00	2,23
11,5	3,96	10,2	70,53	6,93	4,072	14,25	10,0	3,26	9,50	2,47
12,0	4,13	10,6	76,80	7,23	4,249	14,87	10,5	3,51	10,0	2,71
12,5	4,30	11,1	83,33	7,53	4,426	15,49	11,0	3,76	10,5	2,95
13,0	4,48	11,5	90,13	7,83	4,603	16,11	11,5	4,01	11,0	3,19
13,5	4,65	12,0	97,20	8,13	4,780	16,73	12,0	4,27	11,5	3,44
14,0	4,82	12,4	104,5	8,43	4,957	17,35	12,5	4,52	12,0	3,69
14,5	4,99	12,8	112,1	8,74	5,134	17,97	13,0	4,77	12,5	3,93
							$\alpha = \alpha' = 2,0 \text{ cm}$		$\alpha = \alpha' = 3,0 \text{ cm}$	
15	5,16	13,3	120,0	9,04	5,311	18,52	13,0	4,18	12,0	2,64
16	5,51	14,2	136,5	9,64	5,666	19,83	14,0	4,68	13,0	3,11
17	5,85	15,0	154,1	10,2	6,020	21,07	15,0	5,18	14,0	3,58
18	6,20	15,9	172,8	10,8	6,373	22,31	16,0	5,69	15,0	4,06
19	6,54	16,8	192,5	11,4	6,728	23,55	17,0	6,20	16,0	4,55
20	6,88	17,7	213,3	12,0	7,082	24,79	18,0	6,70	17,0	5,05
21	7,23	18,6	235,2	12,7	7,436	26,03	19,0	7,22	18,0	5,53
22	7,57	19,5	258,1	13,3	7,790	27,27	20,0	7,73	19,0	6,02
23	7,92	20,4	282,1	13,9	8,144	28,50	21,0	8,24	20,0	6,52
24	8,26	21,2	307,2	14,5	8,498	29,74	22,0	8,75	21,0	7,02

1) Die Tabellen 5a—c sind von B. Loeser, Dresden, berechnet.

h' cm	Einfache Bewehrung für $b_1 = 100$ cm						Doppelte Bewehrung			
	x cm	e cm	M_1 t · cm	f_{e1} cm ²	Q_1 t	Q_{11} t	$\alpha = \alpha' = 2,0$ cm		$\alpha = \alpha' = 3,0$ cm	
							k	k_1	k	k_1
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
25	8,61	22,1	333,3	15,1	8,852	30,98	23,0	9,27	22,0	7,52
26	8,95	23,0	360,5	15,7	9,207	32,22	24,0	9,78	23,0	8,03
27	9,30	23,9	388,8	16,3	9,561	33,46	25,0	10,3	24,0	8,53
28	9,64	24,8	418,1	16,9	9,915	34,70	26,0	10,8	25,0	9,04
29	9,98	25,7	448,5	17,5	10,27	35,94	27,0	11,3	26,0	9,55
30	10,3	26,6	480,0	18,1	10,62	37,18	28,0	11,9	27,0	10,1
32	11,0	28,3	546,1	19,3	11,33	39,65	30,0	12,9	29,0	11,1
34	11,7	30,1	616,5	20,5	12,04	42,14	32,0	13,9	31,0	12,1
36	12,4	31,9	691,2	21,7	12,75	44,62	34,0	15,0	33,0	13,1
38	13,1	33,6	770,1	22,9	13,46	47,09	36,0	16,0	35,0	14,2
							$\alpha = \alpha' = 3,0$ cm		$\alpha = \alpha' = 4,0$ cm	
40	13,8	35,4	853,3	24,1	14,16	49,57	37,0	15,2	36,0	13,4
42	14,5	37,2	940,8	25,3	14,87	52,05	39,0	16,2	38,0	14,4
44	15,1	39,0	1033	26,5	15,58	54,53	41,0	17,3	40,0	15,5
46	15,8	40,7	1129	27,7	16,29	57,01	43,0	18,3	42,0	16,5
48	16,5	42,5	1229	28,9	17,00	59,49	45,0	19,3	44,0	17,5
50	17,2	44,3	1333	30,1	17,70	61,97	47,0	20,4	46,0	18,5
52	17,9	46,0	1442	31,3	18,41	64,45	49,0	21,4	48,0	19,6
54	18,6	47,8	1555	32,5	19,12	66,92	51,0	22,5	50,0	20,6
56	19,3	49,6	1673	33,7	19,83	69,40	53,0	23,5	52,0	21,6
58	20,0	51,3	1794	34,9	20,54	71,88	55,0	24,5	54,0	22,7
60	20,6	53,1	1920	36,1	21,25	74,36	57,0	25,6	56,0	23,7
62	21,3	54,9	2050	37,4	21,95	76,84	59,0	26,6	58,0	24,7
64	22,0	56,7	2184	38,6	22,66	79,32	61,0	27,7	60,0	25,8
66	22,7	58,4	2323	39,8	23,37	81,80	63,0	28,7	62,0	26,8
68	23,4	60,2	2466	41,0	24,08	84,28	65,0	29,7	64,0	27,9
70	24,1	62,0	2613	42,2	24,79	86,75	67,0	30,8	66,0	28,9
72	24,8	63,7	2765	43,4	25,50	89,23	69,0	31,8	68,0	29,9
74	25,5	65,5	2920	44,6	26,20	91,71	71,0	32,9	70,0	31,0
76	26,2	67,3	3080	45,8	26,91	94,19	73,0	33,9	72,0	32,0
78	26,9	69,0	3245	47,0	27,62	96,67	75,0	35,0	74,0	33,1
80	27,5	70,8	3413	48,2	28,33	99,15	77,0	36,0	76,0	34,1
82	28,2	72,6	3586	49,4	29,04	101,6	79,0	37,1	78,0	35,1
84	28,9	74,4	3763	50,6	29,74	104,1	81,0	38,1	80,0	36,2
86	29,6	76,1	3944	51,8	30,45	106,6	83,0	39,2	82,0	37,2
88	30,3	77,9	4130	53,0	31,16	109,1	85,0	40,2	84,0	38,3
90	31,0	79,7	4320	54,2	31,87	111,5	87,0	41,3	86,0	39,3
92	31,7	81,4	4514	55,4	32,58	114,0	89,0	42,3	88,0	40,4
94	32,4	83,2	4712	56,6	33,29	116,5	91,0	43,3	90,0	41,4
96	33,0	85,0	4915	57,8	33,99	119,0	93,0	44,4	92,0	42,5
98	33,7	86,8	5122	59,0	34,70	121,5	95,0	45,4	94,0	43,5
100	34,4	88,5	5333	60,2	35,41	123,2	97,0	46,5	96,0	44,5

Tabelle 5b für Rechtecksquerschnitte bei $\sigma_b = 0,040 \text{ t/cm}^2$ und $\sigma_e = 1,200 \text{ t/cm}^2$.

h' cm	Einfache Bewehrung für $b_1 = 100 \text{ cm}$						Doppelte Bewehrung			
	x cm	c cm	M_1 t · cm	f_{e1} cm ²	Q_1 t	Q_{14} t	$\alpha = \alpha' = 1,5 \text{ cm}$		$\alpha = \alpha' = 2,0 \text{ cm}$	
							k	k_1	k	k_2
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
5,0	1,67	4,44	14,82	2,78	1,778	6,222	4,20	0,210	—	—
5,5	1,83	4,89	17,93	3,06	1,956	6,844	4,80	0,436	—	—
6,0	2,00	5,33	21,33	3,33	2,133	7,467	5,40	0,675	—	—
6,5	2,17	5,78	25,04	3,61	2,311	8,089	6,00	0,923	5,40	0,208
7,0	2,33	6,22	29,04	3,89	2,489	8,711	6,60	1,18	6,00	0,429
7,5	2,50	6,67	33,33	4,17	2,667	9,333	7,20	1,44	6,60	0,660
8,0	2,67	7,11	37,93	4,44	2,844	9,956	7,80	1,71	7,20	0,900
8,5	2,83	7,56	42,81	4,72	3,022	10,58	8,40	1,98	7,80	1,15
9,0	3,00	8,00	48,00	5,00	3,200	11,20	9,00	2,25	8,40	1,40
9,5	3,17	8,44	53,48	5,28	3,378	11,82	9,60	2,53	9,00	1,66
10,0	3,33	8,89	59,26	5,56	3,556	12,44	10,2	2,81	9,60	1,92
10,5	3,50	9,33	65,33	5,83	3,733	13,07	10,8	3,09	10,2	2,18
11,0	3,67	9,78	71,70	6,11	3,911	13,69	11,4	3,37	10,8	2,45
11,5	3,83	10,2	78,37	6,39	4,089	14,31	12,0	3,65	11,4	2,73
12,0	4,00	10,7	85,53	6,67	4,267	14,93	12,6	3,94	12,0	3,00
12,5	4,17	11,1	92,59	6,94	4,444	15,56	13,2	4,22	12,6	3,28
13,0	4,33	11,6	100,2	7,22	4,622	16,18	13,8	4,51	13,2	3,55
13,5	4,50	12,0	108,0	7,50	4,800	16,80	14,4	4,80	13,8	3,83
14,0	4,67	12,4	116,2	7,78	4,978	17,42	15,0	5,09	14,4	4,11
14,5	4,83	12,9	124,6	8,06	5,156	18,04	15,6	5,38	15,0	4,40
							$\alpha = \alpha' = 2,0 \text{ cm}$		$\alpha = \alpha' = 3,0 \text{ cm}$	
15	5,00	13,3	133,3	8,33	5,333	18,66	15,6	4,68	14,4	2,88
16	5,33	14,2	151,7	8,89	5,689	19,91	16,8	5,25	15,6	3,41
17	5,67	15,1	171,3	9,44	6,044	21,16	18,0	5,82	16,8	3,95
18	6,00	16,0	192,0	10,0	6,400	22,40	19,2	6,40	18,0	4,50
19	6,33	16,9	213,9	10,6	6,756	23,64	20,4	6,98	19,2	5,05
20	6,67	17,8	237,0	11,1	7,111	24,88	21,6	7,56	20,4	5,61
21	7,00	18,7	261,3	11,7	7,467	26,13	22,8	8,14	21,6	6,17
22	7,33	19,6	286,8	12,2	7,822	27,38	24,0	8,73	22,8	6,74
23	7,67	20,4	313,5	12,8	8,178	28,62	25,2	9,31	24,0	7,30
24	8,00	21,3	341,3	13,3	8,533	29,87	26,4	9,90	25,2	7,88

h' cm	Einfache Bewehrung für $b_1 = 100$ cm						Doppelte Bewehrung			
	a cm	c cm	M_1 t · cm	F_{c1} cm ²	Q_1 t	Q_{11} t	$\alpha = \alpha' = 2,0$ cm		$\alpha = \alpha' = 3,0$ cm	
	2	3	4	5	6	7	k	k_1	k	k_1
1										
25	8,33	22,2	370,4	13,9	8,889	31,11	27,6	10,5	26,4	8,45
26	8,67	23,1	400,6	14,4	9,244	32,35	28,8	11,1	27,6	9,02
27	9,00	24,0	432,0	15,0	9,600	33,60	30,0	11,7	28,8	9,23
28	9,33	24,9	464,6	15,6	9,956	34,84	31,2	12,3	30,0	10,2
29	9,67	25,8	498,4	16,1	10,31	36,09	32,4	12,8	31,2	10,8
30	10,0	26,7	533,3	16,7	10,67	37,33	33,6	13,4	32,4	11,3
32	10,7	28,4	606,8	17,8	11,38	39,82	36,0	14,6	34,8	12,5
34	11,3	30,2	685,0	18,9	12,09	42,31	38,4	15,8	37,2	13,7
36	12,0	32,0	768,0	20,0	12,80	44,80	40,8	17,0	39,6	14,9
38	12,7	33,8	855,7	21,1	13,51	47,29	43,2	18,2	42,0	16,0
							$\alpha = \alpha' = 3,0$ cm		$\alpha = \alpha' = 4,0$ cm	
40	13,3	35,6	948,2	22,2	14,22	49,78	44,4	17,2	43,2	15,1
42	14,0	37,3	1045	23,3	14,93	52,27	46,8	18,4	45,6	16,3
44	14,7	39,1	1147	24,4	15,64	54,76	49,2	19,6	48,0	17,5
46	15,3	40,9	1254	25,6	16,36	57,24	51,6	20,8	50,4	18,6
48	16,0	42,7	1365	26,7	17,07	59,73	54,0	21,9	52,8	19,8
50	16,7	44,4	1482	27,8	17,78	62,22	56,4	23,1	55,2	21,0
52	17,3	46,2	1602	28,9	18,49	64,71	58,8	24,3	57,6	22,2
54	18,0	48,0	1728	30,0	19,20	67,20	61,2	25,5	60,0	23,3
56	18,7	49,8	1858	31,1	19,91	69,69	63,6	26,7	62,4	24,5
58	19,3	51,6	1994	32,2	20,62	72,18	66,0	27,9	64,8	25,7
60	20,0	53,3	2133	33,3	21,33	74,67	68,4	29,1	67,2	26,9
62	20,7	55,1	2278	34,4	22,04	77,16	70,8	30,3	69,6	28,1
64	21,3	56,9	2427	35,6	22,76	79,64	73,2	31,5	72,0	29,3
66	22,0	58,7	2581	36,7	23,47	82,13	75,6	32,7	74,4	30,4
68	22,7	60,4	2740	37,8	24,18	84,62	78,0	33,8	76,8	31,6
70	23,3	62,2	2904	38,9	24,89	87,11	80,4	35,0	79,2	32,8
72	24,0	64,0	3072	40,0	25,60	89,60	82,8	36,2	81,6	34,0
74	24,7	65,8	3245	41,1	26,31	92,09	85,2	37,4	84,0	35,2
76	25,3	67,6	3423	42,2	27,02	94,58	87,6	38,6	86,4	36,4
78	26,0	69,3	3605	43,3	27,73	97,06	90,0	39,8	88,8	37,6
80	26,7	71,1	3793	44,4	28,44	99,56	92,4	41,0	91,2	38,8
82	27,3	72,9	4020	45,6	29,16	102,0	94,8	42,2	93,6	39,9
84	28,0	74,7	4181	46,7	29,87	104,5	97,2	43,4	96,0	41,1
86	28,7	76,4	4442	47,8	30,58	107,0	99,6	44,6	98,4	42,3
88	29,3	78,2	4589	48,9	31,29	109,5	102	45,8	101	43,5
90	30,0	80,0	4800	50,0	32,00	112,0	104	47,0	103	44,7
92	30,7	81,8	5016	51,1	32,71	114,5	107	48,2	106	45,9
94	31,3	83,6	5236	52,2	33,42	117,0	109	49,4	108	47,1
96	32,0	85,3	5461	53,3	34,13	119,5	112	50,6	110	48,3
98	32,7	87,1	5691	54,4	34,84	122,0	114	51,8	113	49,5
100	33,3	88,9	5926	55,6	35,56	124,4	116	53,0	115	50,7

Tabelle 5c für Rechtecksquerschnitte bei $\sigma_b = 0,050 \text{ t/cm}^2$
und $\sigma_e = 1,200 \text{ t/cm}^2$.

h'	Einfache Bewehrung für $b_1 = 100 \text{ cm}$						Doppelte Bewehrung			
	a	e	M_1	f_{e1}	Q_1	Q_{14}	$\alpha = \alpha' = 1,5 \text{ cm}$		$\alpha = \alpha' = 2,0 \text{ cm}$	
cm	cm	cm	t · cm	cm ²	t	t	k	k_1	k	k_1
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
5,0	1,92	4,36	20,96	4,01	1,744	6,102	4,20	0,58	—	—
5,5	2,12	4,79	25,36	4,41	1,918	6,713	4,80	0,87	4,20	0,143
6,0	2,31	5,23	30,18	4,81	2,092	7,323	5,40	1,18	4,80	0,400
6,5	2,50	5,67	35,42	5,21	2,267	7,933	6,00	1,50	5,40	0,675
7,0	2,69	6,10	41,08	5,61	2,441	8,544	6,60	1,83	6,00	0,964
7,5	2,88	6,54	47,15	6,01	2,615	9,154	7,20	2,16	6,60	1,26
8,0	3,08	6,97	53,65	6,41	2,790	9,764	7,80	2,50	7,20	1,58
8,5	3,27	7,41	60,56	6,81	2,964	10,37	8,40	2,84	7,80	1,89
9,0	3,46	7,85	67,90	7,21	3,138	10,98	9,00	3,19	8,40	2,21
9,5	3,65	8,28	75,53	7,61	3,313	11,59	9,60	3,54	9,00	2,55
10,0	3,85	8,72	83,83	8,01	3,487	12,20	10,2	3,89	9,60	2,88
10,5	4,04	9,15	92,42	8,41	3,661	12,82	10,8	4,24	10,2	3,22
11,0	4,23	9,59	101,4	8,81	3,836	13,42	11,4	4,60	10,8	3,56
11,5	4,42	10,0	110,9	9,21	4,010	14,04	12,0	4,96	11,4	3,90
12,0	4,62	10,5	120,7	9,62	4,185	14,65	12,6	5,32	12,0	4,25
12,5	4,81	10,9	131,0	10,0	4,359	15,26	13,2	5,68	12,6	4,60
13,0	5,00	11,3	141,7	10,4	4,533	15,87	13,8	6,03	13,2	4,95
13,5	5,19	11,8	152,8	10,8	4,708	16,48	14,4	6,40	13,8	5,30
14,0	5,38	12,2	164,3	11,2	4,882	17,09	15,0	6,76	14,4	5,66
14,5	5,58	12,6	176,2	11,6	5,056	17,70	15,6	7,12	15,0	6,01
							$\alpha = \alpha' = 2,0 \text{ cm}$		$\alpha = \alpha' = 3,0 \text{ cm}$	
15	5,77	13,1	188,6	12,0	5,231	18,31	15,6	6,37	14,4	4,32
16	6,15	14,0	214,6	12,8	5,579	19,53	16,8	7,09	15,6	5,00
17	6,54	14,8	242,3	13,6	5,928	20,75	18,0	7,81	16,8	5,68
18	6,92	15,7	271,6	14,4	6,277	21,97	19,2	8,53	18,0	6,38
19	7,31	16,6	302,6	15,2	6,626	23,19	20,4	9,26	19,2	7,07
20	7,69	17,4	335,3	16,0	6,974	24,41	21,6	9,99	20,4	7,78
21	8,08	18,3	369,7	16,8	7,323	25,63	22,8	10,7	21,6	8,49
22	8,46	19,2	405,7	17,6	7,672	26,85	24,0	11,5	22,8	9,20
23	8,85	20,1	443,4	18,4	8,021	28,07	25,2	12,2	24,0	9,91
24	9,23	20,9	482,8	19,2	8,369	29,29	26,4	12,9	25,2	10,6

h' cm	Einfache Bewehrung für $b_1 = 100$ cm						Doppelte Bewehrung			
	α cm	c cm	M_1 t · cm	f_{e1} cm ²	Q_1 t	Q_{14} t	$\alpha = \alpha' = 2,0$ cm		$\alpha = \alpha' = 3,0$ cm	
							k	k_1	k	k_1
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
25	9,62	21,8	523,9	20,0	8,718	30,51	27,6	13,7	26,4	11,4
26	10,0	22,7	566,7	20,8	9,067	31,73	28,8	14,4	27,6	12,1
27	10,4	23,5	611,1	21,6	9,415	32,95	30,0	15,1	28,8	12,8
28	10,8	24,4	657,2	22,4	9,764	34,17	31,2	15,9	30,0	13,5
29	11,2	25,3	705,0	23,2	10,11	35,39	32,4	16,6	31,2	14,3
30	11,5	26,2	754,4	24,0	10,46	36,62	33,6	17,4	32,4	15,0
32	12,3	27,9	858,4	25,6	11,16	39,06	36,0	18,8	34,8	16,5
34	13,1	29,6	969,0	27,2	11,86	41,50	38,4	20,3	37,2	17,9
36	13,9	31,4	1086	28,9	12,55	43,94	40,8	21,8	39,6	19,4
38	14,6	33,1	1210	30,5	13,25	46,38	43,2	23,3	42,0	20,9
							$\alpha = \alpha' = 3,0$ cm		$\alpha = \alpha' = 4,0$ cm	
40	15,4	34,9	1341	32,1	13,95	48,82	44,4	22,3	43,2	20,0
42	16,2	36,6	1479	33,7	14,65	51,26	46,8	23,8	45,6	21,4
44	16,9	38,4	1623	35,3	15,34	53,70	49,2	25,3	48,0	22,9
46	17,7	40,1	1774	36,9	16,04	56,14	51,6	26,8	50,4	24,4
48	18,5	41,9	1931	38,5	16,74	58,58	54,0	28,3	52,8	25,9
50	19,2	43,6	2096	40,1	17,44	61,02	56,4	29,8	55,2	27,3
52	20,0	45,3	2267	41,7	18,13	63,47	58,8	31,2	57,6	28,8
54	20,8	47,1	2444	43,3	18,83	65,91	61,2	32,7	60,0	30,3
56	21,5	48,8	2629	44,9	19,53	68,35	63,6	34,2	62,4	31,8
58	22,3	50,6	2820	46,5	20,23	70,79	66,0	35,7	64,8	33,2
60	23,1	52,3	3018	48,1	20,92	73,23	68,4	37,2	67,2	34,7
62	23,9	54,1	3222	49,7	21,62	75,67	70,8	38,7	69,6	36,2
64	24,6	55,8	3434	51,3	22,32	78,11	73,2	40,2	72,0	37,7
66	25,4	57,5	3652	52,9	23,02	80,55	75,6	41,7	74,4	39,2
68	26,2	59,3	3876	54,5	23,71	82,99	78,0	43,2	76,8	40,7
70	26,9	61,0	4108	56,1	24,41	85,44	80,4	44,6	79,2	42,2
72	27,7	62,8	4346	57,7	25,11	87,88	82,8	46,1	81,6	43,6
74	28,5	64,5	4590	59,3	25,80	90,32	85,2	47,6	84,0	45,1
76	29,2	66,3	4842	60,9	26,50	92,76	87,6	49,1	86,4	46,6
78	30,0	68,0	5100	62,5	27,20	95,20	90,0	50,6	88,8	48,1
80	30,8	69,7	5365	64,1	27,90	97,64	92,4	52,1	91,2	49,6
82	31,5	71,5	5687	65,7	28,60	100,1	94,8	53,6	93,6	51,1
84	32,3	73,2	5915	67,3	29,29	102,5	97,2	55,1	96,0	52,6
86	33,1	75,0	6200	68,9	29,99	104,9	99,6	56,6	98,4	54,1
88	33,9	76,7	6492	70,5	30,69	107,4	102	58,1	101	55,6
90	34,6	78,5	6790	72,1	31,38	109,8	104	59,6	103	57,9
92	35,4	80,2	7095	73,7	32,08	112,3	107	61,1	106	58,5
94	36,2	82,0	7407	75,3	32,78	114,7	109	62,6	108	60,0
96	36,9	83,7	7725	76,9	33,48	117,2	112	64,1	110	61,5
98	37,7	85,4	8051	78,5	34,17	119,6	114	65,6	113	63,0
100	38,5	87,2	8383	80,1	34,87	122,1	116	67,1	115	64,5

Es ergibt sich hieraus: $M_e = M - 0,01 b M_1 = 980 - 22,78 \cdot 36 = 159,9 \text{ t} \cdot \text{cm}$. Dementsprechend ist eine obere Druckbewehrung und die Verstärkung der Zugbewehrung notwendig:

$$F'_e = \frac{M_e}{k_1} = \frac{159,9}{30,3} = 5,27 \text{ qcm.}$$

$$f_{c2} = \frac{M_e}{k} = \frac{159,9}{70,8}$$

Hierzu tritt noch

$$F_e = \frac{b \cdot f_{e1}}{100} = \frac{36 \cdot 34,4}{100}$$

so daß die Gesamtbewehrung in der Zugzone wird:

$$\Sigma F_e = 0,36 \cdot 34,4 + \frac{159,9}{30,3} = 14,64 \text{ qcm.}$$

2. Gegeben sei bei einem durchlaufenden Balken über der Stütze ein konstanter Querschnitt von $h = 46 \text{ cm}$; $b = 20 \text{ cm}$; $M = 510 \text{ t} \cdot \text{cm}$; $a' = a = 4 \text{ cm}$; $\sigma_b = 40$, $\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$. Aus der Tabelle 5b folgt für $h' = 42 \text{ cm}$ ein $M_1 = 1045 \text{ t} \cdot \text{cm}$, für $b = 100 \text{ cm}$. Da hier nun $b = 0,20 \text{ m}$ ist, so ist nur mit einem Fünftel von M_1 zu rechnen:

$$M_1 = \frac{1045}{5} = 209 \text{ t} \cdot \text{cm.}$$

$$M_e = M - M_1 = 510 - 209 = 301 \text{ t} \cdot \text{cm.}$$

Ferner ist

$$k = 45,6; k_1 = 16,3 \text{ (für } a_1 = 4 \text{ cm).}$$

Demgemäß wird:

$$F'_e = \frac{301}{k_1} = \frac{301}{16,3} = 18,5 \text{ qcm.}$$

$$f_{c2} = \frac{301}{45,6} + \frac{20 \cdot f_{e1}}{100} = 6,6 + \frac{20 \cdot 23,3}{100} = 6,6 + 4,7 = 11,3 \text{ qcm.}$$

B. Die Zugspannungen im Beton finden Berücksichtigung.

Auf S. 243 wurde nachgewiesen, daß bei normalem Verbunde eine Betonzugbiegespannung von etwa 24 kg/qcm noch nicht Risse zur Folge hat, daß also bis zu dieser Grenze die Gefahr ihres Auftretens nicht vorliegt. Berücksichtigt man die Zugzone im Beton, so ist die Berechnung der auftretenden Spannungen genau so wie bei einem homogenen Querschnitte vorzunehmen, nur mit dem Unterschiede, daß man dem Verbunde Rechnung tragend, die Eisen- einlage je mit dem n -fachen ihres Querschnittes einzuführen hat.

Über die geeignete Wahl des Verhältnisses von $\sigma_e : \sigma_b$, die verhindern soll, daß bei Platten bzw. Rechtecksquerschnitten Zugrisse auftreten, vgl. u. a. die Grundzüge des Eisenbetonbaus vom Verfasser dieses Kapitels S. 161 ff. Durch eine solche geeignete Wahl kann eine besondere Kontrollrechnung erspart werden. Es ergibt sich, daß nur bei den Spannungsverhältnissen $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ und $\sigma_e = 1200-1000 \text{ kg/qcm}$ eine Überschreitung der Grenze von 24 kg/qcm zu erwarten steht, daß also eine Nachrechnung von Platten- und Rechtecksquerschnitten sich bis auf die Fälle, welche innerhalb der obigen Grenzen liegen, erübrigt.

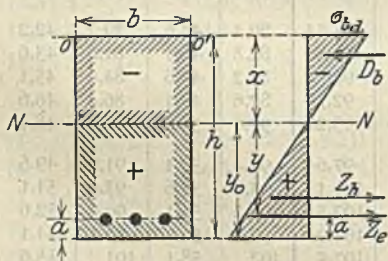


Fig. 46.

a) Der Querschnitt ist einfach bewehrt. Der ideelle Querschnitt (F_i) ergibt sich Fig. 46 unter Berücksichtigung des verschiedenen elastischen Wertes des Betons und des Eisens zu:

$$F_i = b \cdot h + n F_e,$$

worin $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$ zu setzen ist.

Der Abstand der neutralen Achse von der oberen Querschnittskante = x kann aus der Beziehung $x = \frac{S_0}{F_i}$ bestimmt werden, worin S_0 das statische Moment des ideellen Querschnittes bezogen auf die Plattenoberkante darstellt und F_i der vorstehende Wert ist.

Es folgt aus Fig. 46.

$$S_o = \frac{b h \cdot h}{2} + n F_e (y + x).$$

und somit:

$$x = \frac{\frac{b h^3}{2} + n F_e (y + x)}{b h + n F_e} \quad (56)$$

J_o d. i. das Trägheitsmoment des Verbundquerschnittes bezogen auf die Plattenoberkante wird $\frac{b h^3}{2} \cdot \frac{2}{3} h + n F_e (y + x)^2$.

Nach Auffindung von J_o und x ist auch J_n — auf die neutrale Achse bezogen — unmittelbar bekannt $J_n = J_o - F_e x^2$. Natürlich kann man auch J_n unmittelbar finden:

$$J_n = \frac{b x^3}{3} + \frac{b (h - x)^3}{3} + n F_e (h - x - a)^2. \quad (57)$$

Nach Auffindung von x und J_n bestimmen sich, wie beim homogenen Querschnitte, die Spannungen, wenn M das Biegemoment für die Plattenbreite = b darstellt:

$$\left. \begin{aligned} \text{Größte Druckspannung in Beton: } \sigma_{bd} &= \frac{M \cdot x}{J_n} \\ \text{Größte Zugspannung in Beton: } \sigma_{bz} &= \frac{M y_o}{J_n} \\ \text{Größte Zugspannung in Eisen: } \sigma_e &= n \cdot \frac{M y}{J_n} \end{aligned} \right\} \text{vgl. Fig. 46.} \quad (58 \text{ a, b, c})$$

Ist der Querschnitt doppelt bewehrt, so treten nur für J_n , x und y die entsprechenden Werte ein; der Gang der Rechnung bleibt derselbe.

Wird die Bewehrung in der Druckzone mit F_e' bezeichnet — Fig. 47 — so wird bei Balken und Platten:

$$1. \quad x = \frac{\frac{b h^3}{2} + n [F_e' \cdot a' + F_e (h - a)]}{b h + n (F_e' + F_e)} \quad (59)$$

$$2. \quad M = \left[\frac{b x^3}{3} + \frac{b (h - x)^3}{3} + n (F_e' (x - a')^2 + (F_e (h - a - x))^2 \right] \frac{\sigma_{bd}}{x} = J_n \frac{\sigma_{bd}}{x} \quad (60)$$

Sind die oberen und unteren Eisenstäbe von gleichem Querschnitte, so wird $x = \frac{h}{2}$ und

$$2a. \quad M = \left[\frac{b h^3}{6} + \frac{4 n F_e}{h} \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 \right] \sigma_{bd}. \quad (61)$$

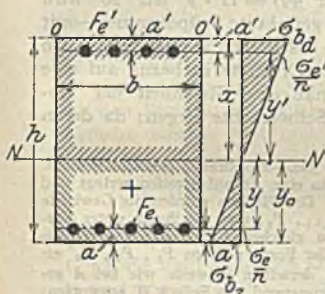


Fig. 47.

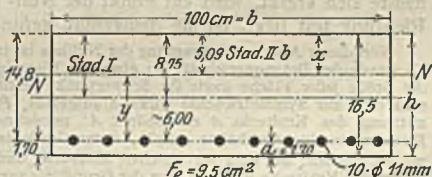


Fig. 48.

Bei ausnahmsweise starker Bewehrung im Druckgurte kann die Schwächung des Betons durch die Druckeisen dadurch in Rechnung gestellt werden, daß man an Stelle von $n F_e'$ den Wert $(n - 1) F_e' = 14 F_e'$ einführt.

Zahlenbeispiel. Der in Fig. 48 dargestellte Verbundquerschnitt, einfach bewehrt, beansprucht durch ein $M = 116\ 600 \text{ kg} \cdot \text{cm}$, soll auf die Gefahr des Auftretens von Zugrissen in der Betonzugzone untersucht werden:

Es ergibt sich:

$$x = \frac{\frac{b h^3}{2} + n F_e (y + x)}{b h + n F_e} = \frac{100 \cdot 16,5^2}{2} + 15 \cdot 9,5 \cdot 14,8}{100 \cdot 16,5 + 15 \cdot 9,5} = 8,75 \text{ cm.}$$

$$y = h - a - x = 14,8 - 8,75 \approx 6,0 \text{ cm.}$$

$$h - x = 16,5 - 8,75 \approx 7,8 \text{ cm.}$$

$$J_n = \frac{100 \cdot 8,75^3}{3} + \frac{100 \cdot 7,8^3}{3} + 15 \cdot 9,5 \cdot 6,0^2 = 43\,200 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bd} = \frac{M}{J_n} x = \frac{116\,600 \cdot 8,75}{43\,200} = -23,6 \text{ kg/qcm.}$$

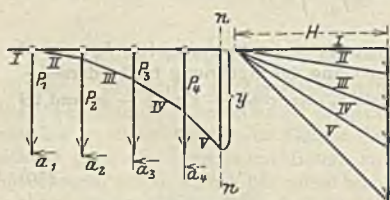
$$\sigma_{bz} = \frac{M}{J_n} (h - x) = \frac{116\,600 \cdot 7,8}{43\,200} = +21,0 \text{ kg/qcm.}$$

$$\sigma_e = \frac{n M y}{J_n} = 15 \cdot \frac{116\,600 \cdot 6,0}{43\,200} \approx +240 \text{ kg/qcm.}$$

Ein Auftreten von Zugrissen im Beton steht also nicht zu befürchten.

C. Die graphische Bestimmung der Nulllinie in gebogenen, zur Kraftebene symmetrischen Querschnitten.

Bei einem Gleichgewichtszustande im gebogenen Querschnitte muß die gesamte Druckkraft gleich der Zugkraft sein. Hierbei ist ein ideeller, homogener Querschnitt zugrunde zu legen, d. h. es muß die Eisenfläche in eine statisch gleichwertige Betonfläche umgewandelt werden, also an Stelle der Kräfte F_e treten solche in Form von $n F_e$. Bildet man alsdann zu den beiden Kräften D und Z die Mittelkraft, so geht diese durch die Nulllinie, mit der die Schwerachse des homogenen, nur auf Biegung belasteten Querschnittes zusammenfällt. Da D und Z zueinander parallel verlaufen und ihr Moment auf die Schwerachse bezogen gleich groß ist, und ferner das Moment einer Anzahl paralleler Kräfte bezogen auf eine zu ihnen selbst parallele Gerade (nn) (Figur 49) = $H \cdot y$ ist, so wird



$$M_{nn} = P_1 a_1 + P_2 a_2 + P_3 a_3 + P_4 a_4 = H y$$

Fig. 49.

man die Schwerachse durch zwei gegeneinander gerichtete Seilpolygone — mit derselben (sonst beliebigen) Polweite konstruiert — bestimmen können; dort, wo die beiden Seilpolygone sich schneiden, also dieselbe Ordinate in bezug auf ihre gemeinsame Schlußlinie aufweisen, und demgemäß eine Gleichheit der Momente sich ergibt, wird ein Punkt der Null- und Schwerachse liegen; da deren Richtung fest liegt, ist sie demgemäß gefunden.

Von dieser Art der Bestimmung der Nulllinie ist in Fig. 50a—d Gebrauch gemacht worden. Es wurde der Betonquerschnitt bis etwa zur Eiseneinlage in eine Anzahl Streifen zerlegt und die Größe jeder Fläche sowie ihr Schwerpunkt bestimmt. Die Flächen wurden als Gewichte senkrecht zur Symmetrieachse wirkend aufgefaßt, $P_1, P_2 \dots P_6$, und zu ihnen unter Vermittlung des Kräftecks A ein Seileck A' gezeichnet. In gleicher Weise wurde auch das Eisen in einzelne Abschnitte geteilt, deren Gewichte in der Form $n F_e$ zu P_1', P_2', P_3' ermittelt wurden; aus dem im gleichen Maßstabe und mit derselben Polweite wie bei A gezeichneten Kräfteck B wurde, von der Grundlinie von A' ausgehend, das Seileck B' entworfen; es bauen sich also beide Seilecke auf der Geraden cb parallel zu rs auf. Die gezeichneten Seilecke schneiden sich in Punkt n , der durch ein Lot auf rs die Nulllinie bestimmt; die gemeinsame Seileckordinate ist „ n “.

Zugleich stellt auch — nach Mohr — die schraffierte Seileckfläche $\cdot 2H$ das Trägheitsmoment des Querschnittes dar, bezogen auf nn :

$$J_n = 2H \cdot \text{Fläche} (c n b) .$$

Die Berechnung der zweiseitig durch Kurven begrenzten Fläche $c n b$ erfolgt mit Hilfe der Simpsonschen Regel, und zwar — Fig. 51 — in der Form:

$$F = \frac{s}{6} (y_0 + 4 y_1 + y_2) .$$

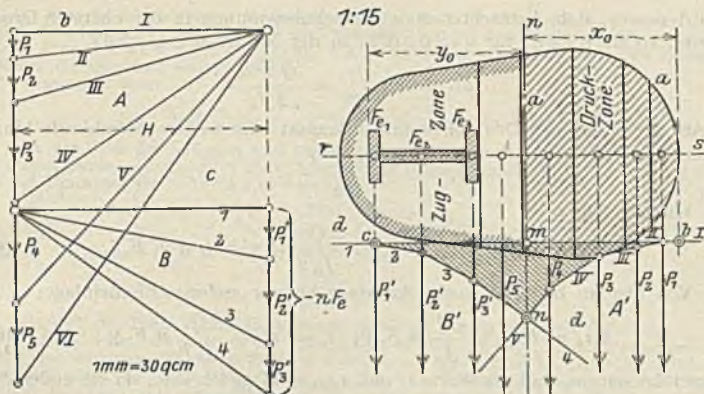


Fig. 50 a-d.

In Fig. 50 ist der Zeichnungsmaßstab 1 : 15; hieraus folgt durch Abgreifen: $s = m = n = 10 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$; $y_0 = 0$; $y_1 = 12 \text{ mm} = 18 \text{ cm}$; $y_2 = 39 \text{ mm} = 59 \text{ cm}$; $F = \frac{15}{6} (0 + 4 \cdot 18 + 59) \text{ qcm} = 330 \text{ qcm}$. Da die Kräftecke im Kräftemaßstabe $30 \text{ qcm} = 1 \text{ mm}$ gezeichnet sind, stellt $H = 33,33 \text{ mm}$ einen Wert von 1000 qcm dar. Demgemäß wird $J_n = 2 \cdot 1000 \cdot 330 \text{ cm}^4 = 660 000 \text{ cm}^4$.

Endlich sind die Spannungen in der bekannten Form zu finden:

$$\sigma_{b_{\max}} = \frac{M \cdot x_0}{J_n}; \quad \sigma_{\epsilon_{\max}} = \frac{n M \cdot y_0}{J_n}$$

In gleicher Weise kann auch ein durchgehend bewehrter Querschnitt behandelt werden: man hat alsdann auf der Druckseite sowohl einfache Betongewichte, als auch solche in der Form $n F'_e$; die Reihenfolge ist durch die Aueinanderfolge der einzelnen Schwerpunkte gegeben. Auch bleibt die Art der Rechnung genau dieselbe, wenn die Eisen als einzelne getrennte Querschnitte im Beton verstreut sind. Ob hierbei die von den Eisen in der Druckzone eingenommenen Betonquerschnitte in Abzug gebracht werden oder nicht, ist in der Regel nicht erheblich.

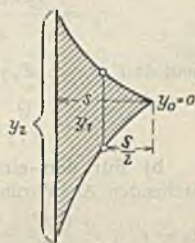


Fig. 51.

D. Die Schubspannungen im einfachen Rechtecksquerschnitt (Plattenquerschnitt).

a) Es liegt doppelte Bewehrung vor.

Auf eine Querschnittsbreite $= b$ wird (Fig. 42) in einer bestimmten Faser oberhalb der oberen Druckeisenanlage die bei Biegung auftretende wagerechte Schubkraft, wenn die Schubspannung τ_b im Beton beträgt $T = b \tau_b = \frac{Q S_n}{J_n}$, worin J_n das Trägheitsmoment des ganzen Verbundquerschnitts, S_n das statische Moment des oberhalb der Faser liegenden Querschnittsteils und Q die Querkraft im vorliegenden Querschnitt darstellen. Hat die betrachtete wagerechte Faser einen Abstand von v von der Nulllinie, so wird:

$$b \tau_b = \frac{Q \cdot b (x^2 - v^2)}{2 J_n}$$

Wird $v = x$, d. h. betrachtet man die Schubspannung in der obersten Druckkante, so ist $\tau_b = 0$; für $v = 0$, d. h. in der Neutralachse, wird:

$$b\tau_b = b\tau_{b_{\max}} = \frac{Qx^2b}{2J_n}$$

An der Stelle der Druckeiseineinlage kommt eine weitere Schubkraft hinzu:

$$b\tau'_e = \frac{Q \cdot n y' F'_e}{J_n}$$

Hieraus folgt:

$$\Sigma \tau = \tau_0 = \tau_{\max} + \tau'_e = \frac{Q}{J_n b} \left(\frac{1}{2} x^2 b + n y' F'_e \right). \quad (62)$$

Von hier an bleibt $\Sigma \tau = \tau_0$ konstant bis zur unteren Eiseineinlage:

$$b\tau_c = b\tau_0 = \frac{Q}{J_n} n F_e y; \quad \tau_c = \tau_0 = \frac{Q}{J_n b} n F_e y. \quad (63)$$

Dies folgt daraus, daß die Werte τ_c und $\tau_{\max} + \tau'_e$ gleich sind, da sie außer dem ihnen gleichen Faktor $\frac{Q}{J_n \cdot b}$ nur durch die Werte $\frac{1}{2} x^2 b + n y' F_e$ und $n F_e y$ sich unterscheiden, diese aber unter sich, als die statischen Momente der gedrückten und gezogenen Querschnittsteile gleich sind. Führt man den Wert c des Hebelsarm der inneren Kräfte ein, so kann man schreiben:

$$\tau_0 = \frac{Q \cdot n F_e y}{J_n} = \frac{Q n F_e \cdot \sigma_e \cdot y \cdot c}{J_n \sigma_e c}$$

und da $F_e \sigma_e y = Z_e y = M$, ferner $\sigma_e = \frac{n M \cdot y}{J_n}$ ist, so wird:

$$\tau_0 = \frac{Q}{b \cdot c} = \frac{Q}{b(h - a - x + \eta_0)} = \frac{Q}{b(h' - x + \eta_0)}.$$

b) Für den einfach bewehrten Querschnitt ist nur F'_e in den voranstehenden Ausführungen = 0 zu setzen:

$$\tau_b = \tau_{\max} = \frac{Qx^2}{2J_n} = \frac{Q \cdot n y F_e}{J_n b} = \frac{Q}{b c} = \frac{Q}{b \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{Q}{b \left(h' - \frac{x}{3} \right)}. \quad (65)$$

c) Das Verhältnis von Haft- und Schubspannung: Es wurde auf S. 250 gefunden:

$$\tau_h = \frac{Q}{U \cdot c}; \quad \text{ferner ist: } \tau_0 = \frac{Q}{b c}.$$

Hieraus folgt:

$$\tau_h : \tau_0 = b : U; \quad \tau_h = \frac{\tau_0 b}{U}. \quad (66 a)$$

Ist $b > U$, so ist $\tau_h > \tau_0$ und umgekehrt. Zugleich kann man auch τ_h darstellen in der Form:

$$\text{am gezogenen Eisen: } \tau_h = \frac{Q}{J_n U} n y F_e \quad (66 b)$$

$$\text{und am gedrückten Eisen: } \tau_h = \frac{Q}{J_n U} \left(\frac{1}{2} x^2 b + n y' F_e \right). \quad (66 c)$$

Hierin bedeutet überall U den Umfang der in Frage gezogenen Eisen.

Zahlenbeispiele:

1. Bei einer frei aufliegenden Platte sei am Auflager: $Q = 3000$ kg, sowie $b = 100$; $h' = 8,5$ cm; $x = 3,0$ cm. Demgemäß wird:

$$\tau_0 = \frac{3000}{100 \left(8,5 - \frac{3,0}{3} \right)} = \frac{3000}{100 \cdot 7,5} = 4 \text{ kg/qcm.}$$

2. Ein doppelt bewehrter Rechtecksquerschnitt habe in der Zugzone 4 Rundeseisen von 10 mm Durchmesser $F_e = 4,52 \text{ qcm}$, in der Druckzone 3 von je 8 mm Durchmesser $F_d' = 1,51 \text{ qcm}$; es sei ferner $b = 30$, $h = 36$, $h' = 33 \text{ cm}$, $a = a' = 3 \text{ cm}$; x sei zu $11,4 \text{ cm}$, η_0 zu $7,7 \text{ cm}$ gefunden, die Querkraft betrage 3600 kg .

• Demgemäß wird:

$$\tau_0 = \frac{3600}{30(33 - 11,4 + 7,7)} = \frac{3600}{30 \cdot 29,3} = 4,1 \text{ kg/qcm.}$$

In der Nähe des Auflagers wird also eine geringe Schubbewehrung erforderlich sein. Die Haftspannungen, die eigentlich nicht berechnet zu werden brauchen (§ 17,4), ergeben sich zu: in der Druckzone ($U' = 3 \cdot 0,8 \cdot 3,14 = 7,45$):

$$\tau_h' = \frac{3600}{7,45 \cdot 29,3} \approx 12,5 \text{ kg/qcm.}$$

und in der Zugzone ($U = 4 \cdot 1,0 \cdot 3,14 = 12,56$):

$$\tau_h = \frac{3600}{12,56 \cdot 29,3} \approx 7,5 \text{ kg/qcm.}$$

Es sind also beide Eiseneinlagen durch Umbiegen fest im Beton zu verankern.

3. Beispiel zur Anwendung der Tabellen 5a—c auf S. 288—293. Ein Rechtecksquerschnitt habe eine nutzbare Höhe $h' = 50 \text{ cm}$, $b = 40 \text{ cm}$, $a = 2 \text{ cm}$; dann ist unter Zugrundelegung der Spannungen von Tabelle 5b aus dieser: $Q_1 = 0,4 \cdot 17,78 \text{ t} = 7,11 \text{ t}$, $Q_2 = 0,4 \cdot 62,22 \text{ t} = 24,89 \text{ t}$. Gehört der Querschnitt einem Balken an, der bei 8 m Stützweite durch eine Last von $1,6 \text{ t lfm.}$ gleichmäßig belastet wird, so wird: $Q_{\max} = A = 1,6 \cdot 4 = 6,4 \text{ t}$, d. h. im vorliegenden Falle werden die Schubspannungen nirgends das Maß von 4 kg/qcm überschreiten, also auch für ihre Aufnahme keine besonderen Eisen notwendig sein. Eine Kontrollrechnung liefert: $x = 0,333 \cdot 50 = 16,6 \text{ cm}$; $c = 50 - \frac{x}{3} = 44,5 \text{ cm}$).

$$\tau_0 = \frac{Q}{b \cdot c} = \frac{6400}{40 \cdot 44,5} = \frac{6400}{1780} = 3,6 \text{ kg/qcm.}$$

Wäre jedoch die Belastung des Balkens 3 t lfm. , so würde $Q_{\max} = 12 \text{ t}$ und somit zwar der Querschnitt als erlaubt nachgewiesen, aber zugleich gezeigt, daß eine Aufbiegung bzw. sie und eine Bügelbewehrung nicht zu umgehen sind. Die Stelle — gemessen von Trägermitte aus —, von welcher an dies notwendig wird (x_0), ergibt sich aus $Q_1 = 7,11 \text{ t}$

$$7,11 : x_0 = 12 : \frac{l}{2} = 12 : 4,0; \quad x = 2,37 \text{ m.}$$

III. Der Plattenbalken.

Platte und Rippe sind (vgl. S. 259) monolithisch verbunden, in der Regel unter Verwendung von Verstärkungsschrägen beim Anschlusse. Die Platte geht kontinuierlich durch, verlangt also über den Rippen wegen der hier auftretenden negativen Momente eine Bewehrung (senkrecht zur Rippenrichtung) im Obergurt, die von hier unter 45° nach dem Plattenuntergurt verläuft. Hierbei ist darauf zu achten, daß einmal (Fig. 52) die stärkeren Stützenmomente vielfach besondere Zulageeisen verlangen, und zum anderen die Abbiegungen so zu bewirken sind, daß sie außerhalb des Maßes b_2 erst stattfinden. Das ist namentlich notwendig, wenn eine Druckbewehrung der Schrägen sich als erforderlich herausstellt. Die Bewehrung des Plattenbalkens kann doppelt sein, ist aber in der Regel einfach. Nur bei positiven Momenten bildet die im oberen Rippenteil liegende Platte einen Druckgurt; bei negativem Momente liegt sie in der Zugzone und demgemäß kommt statisch hier nur ein einfach oder — meist — doppelt bewehrter Rechtecksquerschnitt für die Spannungsermittlung in Frage.

Nur selten, und auch nur im Brückenbau, wird die Platte bei eingespannten oder kontinuierlichen Hauptbalken, entsprechend dem Verlaufe der

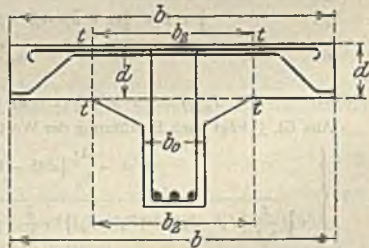


Fig. 52.

¹⁾ Diese Werte ergeben sich auch unmittelbar aus den Tabellen 4 und 5.

Momente, um soweit erreichbar in der Druckzone zu verbleiben, vom Obergurt in Balkenmitte nach dem Trägeruntergurt nahe dem Auflager gezogen.

Über die statisch wirksame Plattenbreite vgl. S. 261.

A. Die Zugspannungen in der Betonzone bleiben unberücksichtigt.

Der Plattenbalkenquerschnitt ist doppelt bewehrt.

Das den Querschnitt beanspruchende Moment sei positiv. Die Nulllinie kann entweder die Platte schneiden bzw. an ihrer Unterkante berühren oder die Rippe schneiden (Fig. 53, Lage I, II und III). Diesen Lagen entsprechend sind die Indizes der Querschnittselemente gewählt.

Für Fall I und II gelten die auf den Seiten 275 ff., d. h. für einfache Rechtecksquerschnitte, doppelt bewehrt und ohne Berücksichtigung der Betonzugzone, bereits ermittelten, nachstehend kurz zusammengestellten Beziehungen:

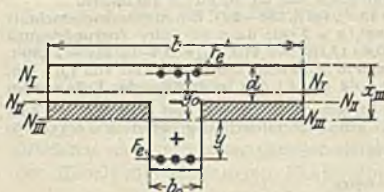


Fig. 53.

1. $\frac{1}{2} \sigma_b x \cdot b + \sigma_e' F_e' = \sigma_e F_e$.
2. $M = \frac{1}{8} x^2 \sigma_b b + \sigma_e' F_e' y' + \sigma_e F_e y$.
3. $\sigma_e = \sigma_b n \frac{y}{x}$.
4. $\sigma_e' = \sigma_b n \frac{y'}{x}$.
5. $\frac{1}{2} x^2 b + n (F_e' y' - F_e y) = 0$.
6. $\sigma_b = \frac{M \cdot x}{I_n}$,

worin:

$$I_n = \frac{1}{3} x^3 \cdot b + n (F_e' y'^2 + F_e y^2)$$

ist.

Schließlich folgt x aus Gl. 5:

$$7. \quad x = -\frac{n(F_e' + F_e)}{b} + \sqrt{\frac{n^2(F_e' + F_e)^2}{b^2} + \frac{2n}{b}(F_e' a' + F_e(h-a))}$$

Eine Berücksichtigung der Querschnittsschwächung durch das Eisen in der Druckzone ist nicht üblich, im allgemeinen auch leicht durch Einführung der Zahl $(n-1) = 14$ für F_e' durchführbar.

Bei Lage II ist unmittelbar $x = d$, d. h. die gesamte Platte, aber nur sie allein ist Druckgurt. Im Fall III ist $x > d$; es ist hier mithin gegenüber einem einfachen Rechtecksquerschnitte die gedrückte Zone um zwei seitlich von der Rippe gelegene Rechtecksflächen verkleinert, welche zwischen der Achse $N_{III} N_{III}$ und der Plattenunterkante liegen. Es nehmen demgemäß hier die vorstehenden Gl. 5 und 6 die Form an:

$$5'. \quad \frac{1}{2} x^2 b - \frac{1}{2} (x-d)^2 (b-b_0) + n (F_e' y' - F_e y) = 0.$$

$$6'. \quad \sigma_b = \frac{M \cdot x}{I_{nIII}}$$

worin:

$$I_{nIII} = \frac{1}{3} x^3 b - \frac{1}{3} (x-d)^3 (b-b_0) + n (F_e' y'^2 + F_e y^2). \quad (67)$$

Aus Gl. 5' folgt nach Einführung der Werte von $y' = (x-a')$ und $y = (h-x-a)$

$$7. \quad \left\{ \begin{aligned} x &= -\frac{1}{b_0} \{d(b-b_0) + n(F_e' + F_e)\} \\ &+ \sqrt{\frac{1}{b_0^2} \{d(b-b_0) + n(F_e' + F_e)\}^2 + \frac{2}{b_0} \left\{ \frac{1}{2} d^2 (b-b_0) + n(F_e' a' - F_e(h-a)) \right\}} \end{aligned} \right\}. \quad (68)$$

Ist die Einlage einfach, d. h. bei positiv angenommenem Momente eine Eisenbewehrung nur im Untergurte der Rippe angebracht, so ist in sämtlichen obigen Gleichungen der Wert von $F_e' = 0$ zu setzen.

Es ergibt sich:

$$1'. \quad \frac{1}{2} x^2 b - \frac{1}{2} (x-d)^2 (b-b_0) = n F_e y.$$

$$2'. \quad \sigma_b = \frac{M \cdot x}{I_{nIII}}$$

worin:

$$3'. \quad I_{nIII} = \frac{1}{3} x^3 b - \frac{1}{3} (x-d)^2 (b-b_0) + n F_c y^2. \quad (69)$$

ist.

$$4'. \quad \left\{ \begin{aligned} x &= -\frac{1}{b_0} \{d(b-b_0) + n F_c\} \\ &+ \sqrt{\frac{1}{b_0^2} \{d(b-b_0) + n F_c\}^2 + \frac{2}{b_0} \left\{ \frac{1}{2} d^2 (b-b_0) + n F_c (h-a) \right\}} \end{aligned} \right\}. \quad (70)$$

Zur Vereinfachung der Rechnung wird zweckmäßig auf die verhältnismäßig geringe Anteilnahme des Druckbetons zwischen Plattenunterkante und Nulllinie verzichtet, also bei der Spannungsermittlung der in Fig. 54 schraffierte Querschnittsteil als unwirksam angesehen. Unter Innehaltung der Bezeichnungen der Figur ergibt sich alsdann:

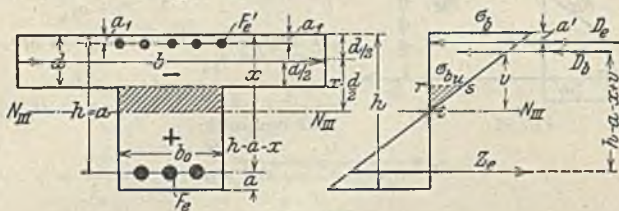


Fig. 54.

a) für den doppelt bewehrten Plattenbalken:

$$1) \quad \sigma_{hu} = \sigma_b \frac{x-d}{x}; \quad \sigma_c' = n \sigma_b \frac{x-a'}{x};$$

$$\sigma_c = n \sigma_b \frac{y}{x} = n \sigma_b \frac{h-a-x}{x}.$$

$$2) \quad D_b + D_c = \Sigma D = \frac{\sigma_b + \sigma_{bu}}{2} d \cdot b + \sigma_c' F_c' = Z_c = \sigma_c F_c.$$

Setzt man hierin die Werte aus 1) ein, so wird:

$$x = \frac{\frac{d^2 b}{2} + n (F_c' a' + F_c [h-a])}{d \cdot b + n (F_c' + F_c)} \quad (71)$$

eine Beziehung, die sich auch aus den statischen Momenten der wirksamen Querschnittsteile auf die Querschnittsoberkante ableiten läßt.

Für I_{nIII} ergibt sich hier:

$$I_{nIII} = \frac{1}{3} x^3 b - \frac{1}{3} (x-d)^2 \cdot b + n (F_c' y^2 + F_c y^2). \quad (72)$$

Sind die Eiseneinlagen nicht durch Rundeisen, sondern durch stärkere Walzprofile gebildet, deren Eigenträgheitsmoment nicht vernachlässigt werden darf, so ist:

$$I_{nIII} = \frac{1}{3} x^3 b - \frac{1}{3} (x-d)^2 b + n I_o' + n F_c' y^2 + n I_o + n F_c y^2, \quad (72a)$$

worin J_o' und J_o die Trägheitsmomente der oberen bzw. unteren Eisenbewehrung, bezogen auf ihre eigene, zur Nulllinie parallele Schwerachse, darstellen¹⁾.

b) Der Querschnitt ist einfach, d. h. nur in der Zugzone bewehrt. Alsdann ergibt sich im Hinblick auf Fig. 55:

$$1. \quad \sigma_{bu} = \sigma_b \frac{x-d}{x}; \quad \sigma_c = n \sigma_b \frac{h-c-x}{x} = n \sigma_b \frac{y}{x}.$$

¹⁾ Wird der Querschnittsteil in der Druckzone zwischen Nulllinie und Plattenunterkante im Steg nicht abgezogen, so tritt in der obigen Gleichung an Stelle von b im zweiten Summanden nur der Wert: $(b - \delta_0)$.

Aus $D = Z$ folgt:

$$2. \quad \frac{\sigma_b + \sigma_{bu}}{2} b \cdot d = \sigma_e F_e.$$

Setzt man hierin die Werte aus 1. und 2. ein, so folgt eine Bestimmungsgleichung für x :

$$3. \quad x = \frac{(h-a) n F_e + \frac{b d^2}{2}}{n F_e + b d} = \frac{2 h' n F_e + b d^2}{2 (n F_e + b d)}. \quad (73)$$

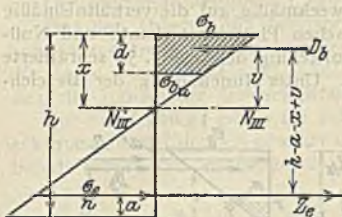


Fig. 55.

Da der Abstand des Schwerpunktes des Drucktrapes, in welchem D angreift, von der Oberkante $= x - v$ durch die Beziehung gegeben ist:

$$4. \quad x - v = \frac{d}{3} \cdot \frac{\sigma_b + 2\sigma_{bu}}{\sigma_b + \sigma_{bu}}, \quad (74)$$

so folgt weiter nach Einsetzung des obigen Wertes von σ_{bu} :

$$5. \quad v = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)} \quad (75)$$

und demgemäß:

$$6. \quad \sigma_e = \frac{M}{F_e (h-a-x+v)} = \frac{M}{F_e c} \quad (76)$$

$$7. \quad \sigma_b = \sigma_e \frac{x}{n \cdot y}.$$

Zahlenbeispiel: Ein einfach bewehrter Plattenbalken wird beansprucht durch ein $M = 800\,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$. Gegeben sind die Abmessungen: $d = 10 \text{ cm}$, $h = 60 \text{ cm}$; $b = 120 \text{ cm}$; $b_0 = 20 \text{ cm}$; $F_e = 15,27 \text{ qcm}$ (6 Rundeseisen von 18 mm Durchmesser); $a = 4 \text{ cm}$. Die gesuchten Spannungen ergeben sich mit Hilfe der folgenden Gleichungen:

$$x = \frac{1}{2} \frac{1}{0} [10(120-20) + 15 \cdot 15,27] + \sqrt{\frac{1}{2} \frac{1}{0} [10(120-20) + 15 \cdot 15,27]^2 + \frac{2}{0} \left[\frac{1}{2} 10^2 (120-20) + 15 \cdot 15,27 (60-4) \right]} = 13,1 \text{ cm.}$$

$$J_{nIII} = \frac{x^3}{3} b - \frac{(x-d)^3}{3} (b-b_0) + n F_e y^2;$$

$$y = h - a - x = 60 - 4 - 13,1 = 42,9 \text{ cm.}$$

$$J_{nIII} = \frac{13,1^3 \cdot 120}{3} - \frac{(13,1-10,0)^3}{3} (120-20) + 15 \cdot 15,27 \cdot 42,9^2 = 511\,000 \text{ cm}^4.$$

Hieraus folgt;

$$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{J_{nIII}} = \frac{800\,000 \cdot 13,1}{511\,000} = 20,5 \text{ kg/qcm};$$

$$\sigma_e = \frac{n M y}{J_{nIII}} = \frac{15 \cdot 800\,000 \cdot 42,9}{511\,000} = 1010 \text{ kg/qcm.}$$

Die geringe Ausnutzung des Betons hat ihren Grund in der verhältnismäßig großen Steghöhe.

Rechnet man mit den Annäherungsgleichungen, also unter Vernachlässigung der kleinen Druckzone unter der Plattenunterkante, so wird:

$$x = \frac{h' n F_e + \frac{b d^2}{2}}{n F_e + b d} = \frac{56 \cdot 15 \cdot 15,27 + \frac{120 \cdot 10^2}{2}}{15 \cdot 15,27 + 120 \cdot 10} = \text{rd. } 9,5 \text{ cm.}$$

Es verbleibt also die Nulllinie innerhalb der Platte. Es wird:

$$J_n = \frac{1}{3} x^3 b + n F_e y^2.$$

$$y = 56 - 9,5 = 46,5 \text{ cm.}$$

$$J_n = \frac{1}{3} 9,5^3 \cdot 120 + 15 \cdot 15,27 \cdot 46,5^2 = \text{rd. } 530\,300 \text{ cm}^4.$$

Demgemäß wird:

$$\sigma_b = \frac{800\,000 \cdot 9,5}{530\,300} = \text{rd. } 14,3 \text{ kg/qcm.}$$

$$\sigma_e = \frac{15 \cdot 800\,000 \cdot 46,5}{530\,300} = \text{rd. } 1040 \text{ kg/qcm.}$$

Die Abweichung zwischen den genaueren und der Annäherungsrechnung sind demgemäß wenn auch erklärliche, so doch in der Betondruckzone nicht unbedeutende.

B. Die Zugspannungen im Beton finden Berücksichtigung.

Alsdann liegt, wenn man das Eisen wiederum mit seinem n -fachen Werte einführt, es also in Beton umwertet, ein homogener Querschnitt vor, der nach den für ihn geltenden allgemeinen Grundsätzen in genau derselben Weise zu berechnen ist, wie es auf S. 294 ff. für den Rechtecksquerschnitt gezeigt wurde.

a) Bei dem doppelt bewehrten Querschnitte wird (vgl. Fig. 54 auf S. 301):

$$x = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) d^2 + 2n [F_c' a' + F_c (h - a)]}{2b_0 h + 2(b - b_0) d + 2n (F_c' + F_c)};$$

$$J_{nIII} = \frac{b_0 x^3}{3} + \frac{b_0 (h - x)^3}{3} + \frac{(b - b_0) x^3}{3} - (b - b_0) \frac{(x - d)^3}{3} + n F_c' y'^2 + n F_c y^2. \quad (77)$$

$$\sigma_{b_d} = - \frac{M \cdot x}{J_{nIII}}; \quad \sigma_{b_z} = + \frac{M y_0}{J_{nIII}} = + \sigma_{b_d} \frac{(h - x)}{x};$$

$$\sigma_c = + n \frac{M y}{J_{nIII}} = + n \sigma_{b_d} \frac{h - x - a'}{x}.$$

b) In gleicher Weise wird für den einfach bewehrten Plattenbalkenquerschnitt (vgl. Fig. 55):

$$x = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) d^2 + 2n F_c (h - a)}{2b_0 h + 2(b - b_0) d + 2n F_c};$$

$$J_{nIII} = \frac{b_0 x^3}{3} + \frac{b_0 (h - x)^3}{3} + \frac{(b - b_0) x^3}{3} - \frac{(b - b_0) (x - d)^3}{3} + n F_c (h - a - x)^2. \quad (78)$$

Stellt man in bezug auf die Nulllinie die statischen Momente aller inneren Kräfte auf, so ergibt sich, wenn σ_c , σ_b , σ_{b_u} , v , d , x , b , h , b_0 , a und F_c die vorstehend vielfach angegebene Bedeutung haben (Fig. 55 S. 302):

$$M = b \frac{\sigma_b + \sigma_{b_u}}{2} \cdot d \cdot v + b_0 \frac{\sigma_{b_u}}{2} \cdot \frac{2}{3} (x - d)^2 + b_0 \frac{h - x}{2} \sigma_{b_z} \frac{2}{3} (h - x) + \sigma_c F_c (h - a - x),$$

Hieraus folgt nach Einführung der Werte von

$$\sigma_{b_u} = \sigma_b \frac{x - d}{x},$$

$$\sigma_c = n \sigma_b \frac{y}{x}$$

und

$$\sigma_{b_z} = \sigma_b \frac{h - x}{x},$$

$$M = \left[\frac{b}{2} \cdot d \cdot v (2x - d) + \frac{b_0}{3} ((x - d)^3 + (h - x)^3) + n F_c (h - a - x)^2 \right] \frac{\sigma_b}{x} \quad (79)$$

aus welcher Beziehung alsdann σ_b sich ermittelt. Im allgemeinen wird der Rechnungsweg mit J_n einfacher sein.

Die Gleichungen für die Spannungsberechnung sind naturgemäß die gleichen wie unter a) angeben.

Zahlenbeispiel: Bei den in Fig. 56 dargestellten, einfach bewehrten Plattenbalken sind die Spannungen zunächst mit Vernachlässigung, alsdann unter Hinzubeziehung der Zugzone zu berechnen. Es ist: $F_e = 29,45$ qcm (6 Rundisen von je 25 mm Durchmesser) und $M = 912\,600$ kg · cm. Wenn der auf Zug beanspruchte Beton statisch nicht gerechnet wird, und auch der gedrückte Beton zwischen Nulllinie und Plattenunterkante nicht berücksichtigt wird, ergibt sich:

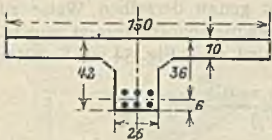


Fig. 56.

$$x = \frac{\frac{150 \cdot 10^3}{2} + 15 \cdot 29,45 \cdot 36}{150 \cdot 10 + 15 \cdot 29,45} = 12,05 \text{ cm.}$$

$$v = 12,05 - 5 + \frac{10^3}{6(2 \cdot 12,05 - 10)} = 8,23 \text{ cm.}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e (h - a - x + v)} = \frac{912\,600}{29,45(36 - 12,05 + 8,23)} = 963 \text{ kg/qcm.}$$

$$\sigma_b = \frac{963 \cdot 12,05}{15(36 - 12,05)} = 32,3 \text{ kg/qcm.}$$

Unter Hinzunahme der Zugkraft im Beton stellt sich die Rechnung folgendermaßen:

$$x = \frac{25 \cdot 42^2 + 125 \cdot 10^2 + 2 \cdot 15 \cdot 29,45 \cdot 36}{2 \cdot 25 \cdot 42 + 2 \cdot 125 \cdot 10 + 2 \cdot 15 \cdot 29,45} = 16,12 \text{ cm.}$$

$$y = 36 - 16,12 = 19,88 \text{ cm; } y_0 = 42 - 16,12 = 25,88 \text{ cm.}$$

$$J_n III = \frac{25 \cdot 16,12^3}{3} + \frac{25 \cdot (42 - 16,12)^3}{3} + \frac{125 \cdot 16,12^3}{3} - \frac{125(6,12)^3}{3} + 15 \cdot 29,45 \cdot (36 - 16,12)^2 = \text{rd. } 524\,000 \text{ cm}^4.$$

Demgemäß wird:

$$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{J_n} = \frac{912\,600 \cdot 16,12}{524\,000} = 28,2 \text{ kg/qcm.}$$

$$\sigma_c = 15 \cdot \frac{19,88}{16,12} \cdot 28,2 = 528 \text{ kg/qcm.}$$

$$\sigma_{b_z} = \frac{25,88}{16,12} \cdot 28,2 = 45,6 \text{ kg/qcm (!)}$$

Will man für die letztere Rechnung die Gleichung (79), S. 303 anwenden, so ist zunächst v zu bestimmen:

$$v = 16,12 - 5 + \frac{10^3}{6(32,24 - 10)} = 11,87 \text{ cm.}$$

Alsdann ist:

$$M = 912\,600 =$$

$$\left[150 \cdot 10 \cdot \frac{11,87}{2} (2 \cdot 16,12 - 10) + \frac{25}{3} [(16,12 - 10)^2 + (42 - 16,12)^2] + 15 \cdot 29,45 (36 - 16,12)^2 \right] \frac{\sigma_b}{16,12}$$

$$\sigma_b = 28,4 \text{ kg/qcm,}$$

also ein, dem vorstehend, auf anderem Wege gefundenem, sehr ähnlicher Wert.

C. Die Querschnittsbemessung der Plattenbalken.

a) Der Balken ist einfach bewehrt, die Zugzone im Beton bleibt unberücksichtigt.

Die gleichzeitige Innehaltung der zugelassenen Größtspannungen σ_b und σ_c führt in der Regel nicht zu dem wirtschaftlich besten Querschnitte. Die hierdurch bedingte verhältnismäßig geringe Trägerhöhe hat meist starke Eisenbewehrung zur Folge.

Soll bei beschränkter Konstruktionshöhe mit einem Mindestmaß dieser ausgekommen werden, so kann dieses jedoch an die Bedingung der Innehaltung der zulässigen Größtspannungen im Beton und im Eisen geknüpft werden. Unter dieser Voraussetzung bestimmt Stock (Arm. Beton 1910, S. 316—320) die Mindesthöhe des einfach bewehrten Plattenbalkens für eine Lage III der Nulllinie aus den Beziehungen:

$$(h - a)_{\min} = h'_{\min} = z + \sqrt{z^2 - w d^2}, \quad (80)$$

$$z = \frac{M}{2 \sigma_b \cdot b \cdot d} + m \cdot d. \quad (81)$$

Am 24. 11. 13.

Habe diese Formel kontrolliert und als gut befunden.

Hierin bedeuten m und w Beiwerte, die für eine gegebene zulässige Beanspruchung von Beton und Eisen konstant sind und den nachfolgenden Tabellen für $n = 15$ entnommen werden können; b und d sind Plattenbreite und -stärke, z ist durch Gl. (81) erklärt — d. h. ein Hilfswert der Rechnung. Da in Gl. (80) der zweite Summand unter der Wurzel klein ist im Verhältnis zu z^2 , so kann bei Annäherungsrechnungen bzw. beim Ausprobieren eines Querschnittes zunächst der Wert $-w d^2$ fortgelassen werden, um so mehr, als dies die Sicherheit der Rechnung erhöht. Alsdann wird:

$$h'_{\min} = 2z. \quad (80a)$$

Um sich zu vergewissern, ob auch Fall III, d. h. Lage der Nulllinie innerhalb des freien Rippentails vorliegt, ist es zweckmäßig, eine kurze Versuchsrechnung anzustellen. Nach S. 280 ist für den einfachen Rechtecksquerschnitt:

$$x = k_1 (h - a) = k_1 h' = x',$$

worin x' den besonderen, einer Mindesthöhe bei Ausnutzung der zulässigen Werte von σ_b und σ_e entsprechenden Nulllinienabstand bezeichnet. Ferner ist $h' = r \sqrt{\frac{M}{b}}$ und somit:

$$x' = r \cdot k_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = v \sqrt{\frac{M}{b}}$$

eine Beziehung, die zur Auffindung der Nulllinie führt; die Beiwerte v sind in den nachstehenden Tabellen enthalten. Ist $x' > d$, so liegt Fall III vor.

Tabelle 6.

Stock'sche Tabelle für die Koeffizienten m , w und v : $n = 15$ 1. $\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm.}$ 2. $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm.}$

$\sigma_b \text{ kg/qcm}$	m	w	v	$\sigma_b \text{ kg/qcm}$	m	w	v
70	0,786	0,714	0,126	70	0,740	0,651	0,130
60	0,833	0,778	0,129	60	0,780	0,671	0,136
50	0,900	0,867	0,133	50	0,833	0,778	0,141
45	0,944	0,926	0,135	45	0,870	0,827	0,144
40	1,000	1,000	0,137	40	0,917	0,889	0,146
35	1,071	1,095	0,139	35	0,976	0,968	0,149
30	1,167	1,222	0,141	30	1,056	1,074	0,152
25	1,300	1,400	0,144	25	1,167	1,222	0,155

Die einfache Ermittlung des Wertes für h'_{\min} ist bei Hochbaukonstruktionen deshalb besonders bedeutsam, weil man bei Überschreitung dieser Höhe eine geringere Beanspruchung als zugelassen im Beton auf Druck und hierin die Sicherheit erhält, daß nur eine untere Bewehrung in der Zugzone erfordert wird. Zu ihrer Bestimmung dient alsdann aber die Gleichung:

$$F_e = \frac{M}{\sigma_e (h - a - x + v)}$$

Die für h'_{\min} notwendige Zugbewehrung findet man aus den Beziehungen (vgl. Fig. 55):

$$M = D_b (h - a - x + v);$$

$$D_b = \frac{(\sigma_b + \sigma_{b_u}) b d}{2} = b d \sigma_b \left(1 - \frac{d}{2x}\right) = Z_e = \sigma_e F_e,$$

worin für σ_{b_u} sein Wert: $\sigma_{b_u} = \sigma_b \frac{x-d}{x}$ eingesetzt ist. Hieraus folgt:

$$F_e = \frac{\sigma_b b}{\sigma_e} d \left(1 - \frac{d}{2x}\right). \quad (81a)$$

Zahlenbeispiele: 1. Ein Unterzug von 4,5 m Spannweite habe ein Moment von 1 400 000 kg · cm aufzunehmen. Zugelassen sind: $\sigma_b = 40$ kg/qcm; $\sigma_e = 1000$ kg/qcm; d sei = 13,5 cm; $n = 15$; $b = 150$ cm; Es ergibt sich (vgl. Tabelle 6b):

$$x' = 0,146 \sqrt{\frac{1\,400\,000}{150}} = 14,1 \text{ cm} > d,$$

$$z = \frac{1\,400\,000}{2 \cdot 40 \cdot 150 \cdot 13,5} + 0,917 \cdot 13,5 = 21,0 \text{ cm},$$

$$h' = 21,0 + \sqrt{21^2 - 0,889 \cdot 13,5^2} = 37,7 \text{ cm}.$$

Ferner ist:

$$F_e = \frac{\sigma_b}{\sigma_e} \left(1 - \frac{d}{2x}\right) \cdot d \cdot b = \frac{40}{1000} \left(1 - \frac{13,5}{2 \cdot 14,1}\right) \cdot 13,5 \cdot 150 = 42,4 \text{ qcm}.$$

Bestimmt man bei dem vorliegenden Beispiel die Mindesthöhe nach der Näherungsformel, so erhält man:

$$h' = 2z = \frac{1\,400\,000}{40 \cdot 150 \cdot 13,5} + 2 \cdot 0,917 \cdot 13,5 = 17,3 + 24,7 = 42,0 \text{ cm (wie oben)}.$$

2. In obigem Beispiel betrage die Deckenstärke nur 8,0 cm.

$$M = 1\,400\,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}; \quad b = 150 \text{ cm}; \quad d = 8,0 \text{ cm};$$

$$x' = 0,146 \sqrt{\frac{1\,400\,000}{150}} = 14,1 \text{ cm} > d.$$

$$z = \frac{1\,400\,000}{2 \cdot 40 \cdot 150 \cdot 8} + 0,917 \cdot 8 = 14,6 + 7,3 = 21,9 \text{ cm}.$$

$$h' = 21,9 + \sqrt{21,9^2 - 0,889 \cdot 8^2} = 21,9 + 20,6 = 42,5 \text{ cm}.$$

Nach der Annäherungsformel erhält man

$$h' = \frac{1\,400\,000}{40 \cdot 150 \cdot 8} + 2 \cdot 0,917 \cdot 8 = 29,2 + 14,7 = 43,9 \text{ cm}.$$

Man sieht mithin, daß mit kleinerer Plattenstärke die Annäherung eine immer bessere wird.

Sind bei einem einfach bewehrten Plattenbalken die äußeren Abmessungen: b , b_0 , d und a' , h' , sowie M und die zulässigen Spannungen gegeben, und wird hier die Größe von F_e gesucht, so hat man zu bestimmen:

$$1. \quad x = h_1 \cdot h' = h_1 \cdot (h - a),$$

$$2. \quad v = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)}$$

und kann alsdann mit Hälfte des Hebelarmes der inneren Kräfte ($h - a - x + v$) finden;

$$F_e = \frac{M}{\sigma_e (h - a - x + v)}.$$

Für die wirtschaftliche Bemessung des einfach bewehrten Plattenbalkens entwickelt Bark (in Arm. Beton 1917, S. 201) die Beziehungen:

$$b_0 = 6 - \frac{1}{300} r \frac{M}{\sigma_e} + 0,7 \cdot \sqrt{\frac{r M}{\sigma_e}} \quad (82)$$

oder angenähert:

$$b_0 = 10 \sqrt{r} + 0,45 \cdot \sqrt{\frac{M}{\sigma_e}}; \quad (82a)$$

$$m = h - a - \frac{d}{2} = \sqrt{\frac{M}{\sigma_e}} \sqrt{\frac{r \cdot \mathfrak{E}}{b_0 \mathfrak{B} + 2 \mathfrak{C}}}; \quad (83)$$

$$F_e = \frac{M}{\sigma_e \cdot m}. \quad (84)$$

Hierin bedeuten: M das beanspruchende Biegemoment, σ_e die zugelassene Zugspannung im Eisen, r einen Beiwert, der bei frei aufliegenden Trägern = 1, bei durchgehenden = 1,4 zu nehmen ist, b_0 die Breite der Rippen, h die Gesamtquerschnittshöhe, a den Abstand der Eisen von der Rippenunterkante, d die

Plattenstärke, m den Abstand von Plattenmitte bis Zugeisenmitte, \mathfrak{E} den Einheitspreis des Eisens, \mathfrak{B} den des Betons (für $\frac{1}{100}$ cbm dieser Baustoffe) und \mathfrak{S} die Kosten für 1 qm Trägerschalung.

Zahlenbeispiel: Es sei $\mathfrak{B} = 0,24 M$, $\mathfrak{E} = 18 M$; $\mathfrak{S} = 2,50 M$; $r = 1,4$ (der Träger ist also kontinuierlich). $M = 3\,000\,000$ kg · cm. $\sigma_e = 1200$ kg/qcm. Es ergibt sich:

$$b_0 = \delta - \frac{1}{300} \cdot 1,4 \cdot \frac{3\,000\,000}{1200} + 0,7 \sqrt{1,4 \cdot \frac{3\,000\,000}{1200}} = 35,7 \text{ cm};$$

$$m = \sqrt{\frac{3\,000\,000}{1200}} \sqrt{\frac{1,4 \cdot 18}{35,7 \cdot 0,24 + 2 \cdot 2,50}} = 68,3 \text{ cm};$$

$$F_e = \frac{3\,000\,000}{1200 \cdot 68,3} = 36,6 \text{ qcm}.$$

Ist d vorher aus der Berechnung der Platte zu 10 cm gefunden, a zu 2,7 cm gewählt, so wird:

$$h = m + a + \frac{d}{2} = 68,3 + 2,7 + 5 = 76 \text{ cm}.$$

Mit der Annäherungsgleichung hätte sich ergeben:

$$b_0 = 10 \sqrt{1,4 + 0,45 \sqrt{\frac{3\,000\,000}{1200}}} = 34,3 \text{ cm}$$

und hiermit: $m = 69,0$ cm; $F_e = 36,3$ qcm, d. h. die Unterschiede sind unerheblich.

Durch Versuchsrechnungen überzeugt man sich, daß einem Steigen des Eisenpreises eine Zunahme der Trägerhöhe, einem Steigen des Beton- und Schalungspreises aber ein Sinken dieser Größe entspricht.

b) Bei der Querschnittsbemessung doppelt bewehrter Plattenbalken kann man auf angenähertem Wege und unter Vernachlässigung der Druckzone innerhalb der Rippe zwischen Nulllinie und Plattenunterkante, zunächst das Moment aufstellen, welches der Beton auf Druck aufzunehmen vermag und von ihm aus darauf schließen, ob eine obere Bewehrung notwendig ist und diese sowie die untere auf bekannte Art unter Einführung des je auftretenden Hebelsarms der inneren Kräfte finden. Bezeichnet man bei gegebenem Moment $= M$ das Teilmoment, welches der Beton auf Druck aufnimmt, mit M_1 , so wird:

$$M_1 = D_b (h - a - x + v) = b \frac{\sigma_b + \sigma_{b_u}}{2} d (h - a - x + v).$$

Setzt man hierin:

$$\sigma_{b_u} = \sigma_b \frac{x - a}{x},$$

so wird:

$$M_1 = \frac{b d \sigma_b}{2} \left(2 - \frac{d}{x} \right) (h - a - x + v). \quad (85)$$

Hierin sind x und v die bekannten, nur von den zulässigen Spannungen bzw. zugleich von d abhängigen Werte.

Ist $M > M_1$ und verbleibt somit ein Wert $M_r = M - M_1$, so ist eine obere Eiseneinlage erforderlich und diese nach dem Momente M_r zu bemessen. Liegt sie im Abstände $= a'$ von oben, so wird hier:

$$\sigma_{b_1} = \sigma_b \frac{x - a'}{x}; \quad \sigma_{e'} = n \sigma_{b_1}.$$

Für diese Eiseneinlage ist der Hebelsarm der inneren Kräfte $= h - a - a'$ und demgemäß:

$$M_r = F_e' \sigma_{e'} (h - a - a');$$

$$F_e = \frac{M_r}{\sigma_{e'} (h - a - a')}. \quad (86)$$

In gleicher Weise ergibt sich für die Zugeiseneinlage und die beiden Momente M_r und M_1 die Gesamtsumme $= F_e$.

$$F_e = F_{er} + F_{e1} = \frac{M_r}{\sigma_e(h - a - a')} + \frac{M_1}{\sigma_e(h - a - x + v)}$$

$$= \frac{1}{\sigma_e} \left(\frac{M_r}{h - a - a'} + \frac{M_1}{h - a - x + v} \right). \quad (87)$$

Will man die Berechnung von v vermeiden, so kann man für

$$\frac{M_1}{h - a - x + v}$$

nach der vorstehenden Gleichung (85) den Wert

$$\frac{b d \sigma_b}{2} \left(2 - \frac{d}{x} \right)$$

einführen.

$$F_e = \frac{M_r}{\sigma_e(h - a - a')} + \frac{b d \sigma_b}{2 \sigma_e} \left(2 - \frac{d}{x} \right).$$

Hierin bedeutet σ_e die zugelassene Höchstspannung im Eisen, also in der Regel 1200 kg/qcm.

Zahlenbeispiel: Es sei $M = 1400000$ kg · cm; $b = 100$ cm; $b_0 = 30$ cm; $d = 10$ cm; $h = 50$ cm; $a = a' = 5$ cm; $\sigma_b = 40$ kg/qcm; $\sigma_e = 1200$ kg/qcm.

Es wird:

$$x = k_1(h - a) = 0,333 \cdot 45 = 15 \text{ cm};$$

$$v = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)} = 15 - 5 + \frac{100}{6(30 - 10)} \approx 10,8 \text{ cm};$$

$$M_1 = \frac{100 \cdot 10 \cdot 40}{2} \left(2 - \frac{10}{15} \right) \cdot (45 - 15 + 10,8) = 1088000 \text{ kg} \cdot \text{cm}.$$

Es ist also $M_1 < M$. Demgemäß ist: $M_r = M - M_1 = 1400000 - 1088000 = 312000$ kg · cm.

$$\sigma_{b1} = \sigma_b \frac{x - a'}{x} = 40 \cdot \frac{15 - 5}{15};$$

$$\sigma_e' = n \sigma_{b1} = 15 \cdot 40 \cdot \frac{10}{15} = 400 \text{ kg/qcm}; \quad F_e' = \frac{312000}{400 \cdot 40} = 19,5 \text{ qcm};$$

$$F_e = \frac{1}{1200} \left(\frac{312000}{40} + \frac{1088000}{40,8} \right) = 28,8 \text{ qcm}.$$

Ohne Bestimmung des Zwischenwertes von M_1 liefert die nachfolgende Berechnungsart unmittelbar die Eiseneinlagen.

Aus der Gleichheit der inneren Kräfte folgt (Fig. 54):

$$1) \quad \frac{\sigma_b + \sigma_{bu}}{2} d b + F_e' \sigma_e' = F_e \sigma_e$$

und aus der für den Angriffspunkt von D_b sich ergebenden Momentgleichung ergibt sich:

$$2) \quad M = + F_e' \sigma_e' (x - a - v) + F_e \sigma_e (h - a - x + v).$$

Hierbei ist allerdings (vgl. Fig. 54), vorausgesetzt, daß D_b unterhalb von $D_e = F_e' \sigma_e'$ angreift; ist das nicht der Fall, wäre das Moment von $F_e' \sigma_e'$ mit einem $-$ Zeichen einzuführen, und der zugehörige Hebelarm $= (-x + a + v) = -(x - a - v)$, d. h. die obige Beziehung bleibt auch alsdann unverändert bestehen.

Aus 2) folgt:

$$2a) \quad F_e \sigma_e = \frac{M - F_e' \sigma_e' (x - a - v)}{h - a - x + v}.$$

Setzt man die Werte von $F_e \sigma_e$ aus beiden Gleichungen einander gleich, erhält man eine Bestimmungsgleichung für F_e' , die nach Einführung des Wertes für σ_e' die folgende Form erhält:

$$F_e' = \frac{M \cdot x - b d \sigma_b \left(1 - \frac{d}{2x}\right) x (h - a - x + v)}{n \sigma_b (x - a') (h - 2a)} \quad (88)$$

Alsdann folgt auch F_e aus 1):

$$F_e = \frac{F_e' \sigma_e' + b (\sigma_b + \sigma_{bu}) d}{\sigma_e} = \frac{\sigma_b}{\sigma_e} \left[n F_e' \frac{x - a}{x} + b d \left(1 - \frac{d}{2x}\right) \right]. \quad (89)$$

Zahlenbeispiel: In dem voranstehenden Beispiel (S. 308) war $x = 15$ cm; $v = 10,8$ cm; $x - a' = 15 - 5 = 10$ cm.

Aus der obigen Gleichung ergibt sich:

$$F_e' = \frac{1400000 \cdot 15 - 100 \cdot 10 \cdot 40 \left(1 - \frac{10}{30}\right) \cdot 15 \cdot 40,8}{15 \cdot 40 (15 - 5) (50 - 10)} = \text{rd. } 19 \text{ qcm.}$$

$$F_e = \frac{40}{1200} \left[15 \cdot 19 \frac{10}{15} + 100 \cdot 10 \left(1 - \frac{10}{30}\right) \right] = 28,8 \text{ qcm.}$$

Es ergeben sich also nur wenig gegenüber der Annäherungsrechnung veränderte bzw. die gleichen Eisenquerschnitte.

Vgl. hierzu auch die Ausführungen auf S. 781 ff. (von B. Loeser).

D. Die Schubspannungen und die schiefen Hauptzugspannungen.

Die für den Rechtecksquerschnitt gefundene Gleichung zur Berechnung der wagerechten Schubspannungen findet unmittelbar Anwendung, wenn Lage I oder II der Nulllinie (vgl. S. 300 und Fig. 53) vorliegen. Aber auch bei Lage III kann sie Anwendung finden, wenn man für J_n den Wert J_{nIII} bzw. für c den Wert $(h - a - x + v)$ einführt, und b durch die Rippenbreite b_0 ersetzt; denn es ist selbstverständlich, daß die Schubspannung um so höhere Werte erlangt, je geringer die Verteilungsbreite zu ihrer Aufnahme ist; demgemäß ist hier die Rippenbreite b_0 in Rechnung zu stellen.

$$\tau_0 = \frac{Q \cdot S_n}{J_{nIII} b_0} = \frac{Q}{b_0 (h - a - x + v)}. \quad (90)$$

Da die Schubspannung im Beton nicht mehr als 4 kg/qcm betragen darf, von dieser Grenze an aber die gesamten Schubspannungen durch aufgebogene Eisen bzw. durch sie und Bügel aufzunehmen sind, so wird zweckmäßig die Querkraft Q_4 bestimmt, von der an solche Eisen notwendig werden:

$$Q_4 = 4,0 b_0 (h - a - x + v).$$

Am Übergang zwischen Platte und Rippe, also (Fig. 52) in den senkrechten Fugen tt , entstehen Schubspannungen τ_p ¹⁾:

$$\tau_p = \frac{\tau_0 b_0}{2d} \frac{b - b_2}{b}. \quad (91)$$

Hieraus kann auch die zweckmäßige Abmessung b_2 , d. h. der Beginn der Schrägen, abgeleitet werden:

$$b_2 = \frac{b}{\tau_0 b_0} (\tau_0 b_0 - 2 \tau_p d). \quad (92)$$

Nach Versuchen von Bach kann bei gut bewehrter Platte τ_p zu rund 9 kg/qcm zugelassen werden.

Erreicht die Schubspannung τ_0 den Wert 4 kg/qcm, so sind von hier an alle Schubspannungen bzw. die von ihnen hervorgerufenen Schubkräfte und

¹⁾ Der Index p soll auf die Schubspannung in der Platte hindeuten.

schiefen Hauptzugkräfte — wie vorerwähnt — durch Eisen aufzunehmen. Hierbei ist es empfehlenswert, soweit durch den Verlauf der Momentenkurve erlaubt und durch die hierdurch zur Verfügung gestellten Eisen erreichbar vermittels von Abbiegungen alle oder wenigstens eine möglichst großen Teil der Schubkräfte aufzunehmen und erst, wenn die zur Verfügung stehenden Eisen hierfür nicht mehr ausreichen, den verbleibenden Rest durch Bügel zu übertragen.¹⁾

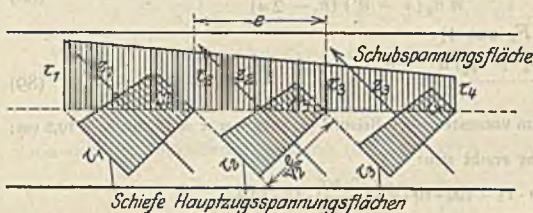


Fig. 57.

Die unter 45° nach den Trägerenden zu steigend gerichteten schiefen Hauptzugspannungen sind absolut gleich den Schubspannungen: $z_\tau = \tau_0$, verteilen sich aber diesen gegenüber auf eine Strecke von $\frac{e}{\sqrt{2}}$

(vgl. Fig. 57). Hieraus folgt z. B. in Fig. 57:

$$Z_2 = \frac{\tau_2 + \tau_3}{2} \frac{e}{\sqrt{2}} \cdot b_0,$$

wenn b_0 die Breite der Rippe darstellt. Die schiefe Hauptzugfläche:

$$\frac{\tau_2 + \tau_3}{2} \frac{e}{\sqrt{2}} = F_2,$$

verhält sich zu der entsprechenden Schubfläche:

$$\frac{\tau_2 + \tau_3}{2} \cdot e = F_\tau, \text{ wie } 1 : \sqrt{2}.$$

$$\frac{\tau_2 + \tau_3}{2} \frac{e}{\sqrt{2}} : \frac{\tau_2 + \tau_3}{2} e = 1 : \sqrt{2}.$$

Hieraus folgt die graphische Darstellung der schiefen Hauptzugspannungen, d. h. ihrer Spannungsfläche unmittelbar aus der Schubspannungsfläche (Fig. 58)¹⁾.

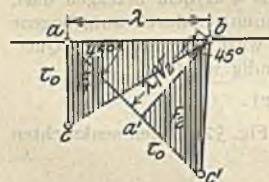


Fig. 58.

Dort verhält sich $F_1 : F_2 = \sqrt{2} : 1$, d. h. F_2 ist die Fläche der schiefen Hauptzugspannungen, entwickelt aus τ_0 und der Belastungslänge $= \lambda$.

$$Z_\tau = F_2 b_0 = \frac{\lambda}{\sqrt{2}} \frac{\tau_0}{2} b_0. \quad (93)$$

Liegt z. B. (Fig. 59) eine gleichmäßige Belastung über einem Balken auf 2 Stützen vor, so wird zunächst in bekannter Weise die Querkraftfläche, die hier die Form eines Dreiecks besitzt, bestimmt, und aus ihr die ebenfalls diesem Verlaufe folgende τ_0 -Fläche abgeleitet. Als dann wird aus der letzteren Fläche — gemäß Fig. 58 — (also unter Auftragung des Wertes $OV = \tau_{0\max}$) die schiefe Hauptzugfläche entwickelt, ausgehend von der Nulllinie im Träger, da für ihn τ_0 und z_τ ihren Größtwert haben. In Fig. 59 ist die gesamte Fläche der schiefen Hauptzugkräfte, gezeichnet für den halben Träger, das Dreieck MOV . Nach

¹⁾ Die Fläche ist in derselben Art gezeichnet, wie die Flächen in Fig. 57. Gezogen sind in Fig. 58 die beiden Geraden $a a'$ und $b a'$, je unter 45° zur Grundlinie λ , von der aus auch die Schubspannungen aufgetragen sind. Von $b a'$ aus als Grundlinie ist dann das dem Schubspannungsdreieck (F_1) mit der Höhe $= \tau_0$ entsprechende Dreieck (F_2) für die schiefen Hauptzugspannungen gezeichnet worden.

Bestimmung von Q_1 (Q_4) für $\tau_0 = 4 \text{ kg/qcm}$ findet man den Punkt S und mit seiner Hilfe das Dreieck RUM , innerhalb dessen $z_r < 4 \text{ kg/qcm}$, da UR , wie aus der planimetrischen Konstruktion folgt, $= 4 \text{ kg/qcm}$ ist. Demnach ist die Fläche $URVO$ die Spannungsfläche, welche durch aufgebogene Eisen allein, oder solche und Bügel gleichzeitig aufzunehmen ist. Aus dieser Fläche folgt:

$$Z_r = (URVO) b_0 = \frac{\tau_0 + 4,0}{2} \cdot OU \cdot b_0 = \frac{\tau_0 + 4,0}{2} b_0 \frac{AS}{\sqrt{2}}$$

und nach Einführung von:

$$AS = \frac{l}{2} \frac{A - Q_1}{A}$$

worin A den Auflagerdruck des Balkens darstellt:

$$Z_r = \frac{\tau_0 + 4}{4 \cdot 12} b_0 l \frac{A - Q_1}{A} = 0,178 (\tau_0 + 4) \cdot b_0 l \frac{A - Q_1}{A} \quad (94)$$

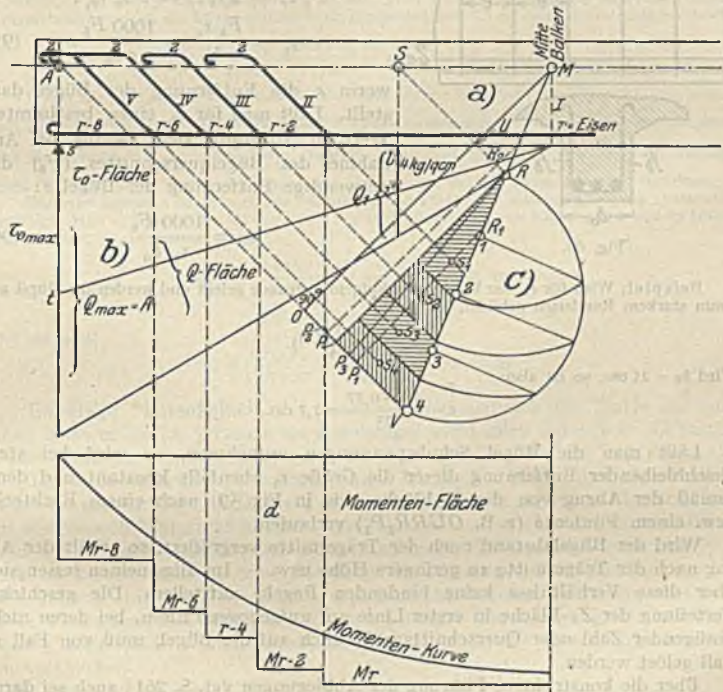


Fig. 59.

Daraus ergibt sich die Summe der aufzubiegenden Eisen F_{e_b} :

$$F_{e_b} \sigma_e = Z_r; \quad F_{e_b} = \frac{Z_r}{\sigma_e} = \frac{Z_r}{1200}$$

Stehen genügend Eisen aus der Momentenfläche zur Verfügung, so ist die Z_r -Fläche entsprechend der Anzahl der hochzuführenden Eisen, die man im einzelnen Querschnitte zu zweien zusammenfaßt, um zur senkrechten Symmetrieachse des Plattenbalkens symmetrisch abzubiegen, in eine Anzahl gleich großer

Teile zu zerlegen, aus deren Einzelschwerpunkten alsdann die Lagen der schiefen Eisen im Balken abzuleiten sind; hierdurch wird erreicht, daß alle diese Eisen gleiche Spannung erhalten, also die Aufnahme der schiefen Hauptzugkräfte in der Längsrichtung des Balkens regelmäßig vor sich geht. In Fig. 59 ist angenommen, daß nicht ausreichend Eisen vorhanden sind und die Größe von 4 kg/qcm durchgehend durch Bügel übertragen wird, also nur die schraffierte Fläche PVR von schrägen Abbiegungen aufgenommen wird. Um sich zu vergewissern, ob diese Abbiegungen auch erlaubt sind, empfiehlt es sich, die Momente zu berechnen, welche der ja vorliegende Querschnitt nach allmählicher Schwächung durch Wegnahme der Eisen noch aufnehmen kann und sich zu überzeugen, daß diese Momente je größer sind als die in den einzelnen Querschnitten geforderten, also der Verlauf der tatsächlich aufgenommenen Momente die Momentenkurve stets umhüllt (vgl. Fig. 59).

Nehmen Bügel Schubkräfte auf, so ist ihr Anteil hierbei zu schätzen nach der Beziehung (Fig. 60):

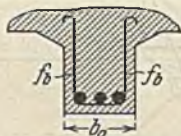
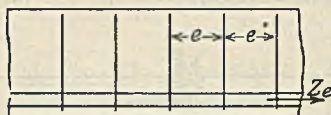


Fig. 60.

$$F_b \tau_e = 2 f_b \tau_e = e b_0 \tau_{01} \\ \tau_{01} = \frac{F_b \tau_e}{e b_0} = \frac{1000 F_b}{e b_0} \quad (95)$$

worin e die Entfernung der Bügel darstellt. Läßt man für τ_{01} einen bestimmten Wert zu, so ergibt sich hieraus bei Annahme des Bügelquerschnittes (F_b) die notwendige Entfernung der Bügel e :

$$e = \frac{1000 F_b}{\tau_{01} b_0} \quad (96)$$

Beispiel: Wird für τ_{01} der Wert von 4 kg/qcm zugrunde gelegt und werden die Bügel aus 7 mm starkem Rundeseisen gebildet, so wird:

$$e = 250 \cdot \frac{0,77}{b_0} \text{ l) .}$$

Wird $b_0 = 25$ cm, so ist also:

$$e = \frac{250 \cdot 0,77}{25} = 7,7 \text{ cm.}$$

Läßt man die Bügel Schubspannungen aufnehmen, so wird bei stets gleichbleibender Entfernung dieser die Größe τ_0 ebenfalls konstant und demgemäß der Abzug von der Z_T -Fläche (wie in Fig. 59) nach einem Rechtecke bzw. einem Fünfecke (z. B. $OURR_1P_1$) verlaufen.

Wird der Bügelabstand nach der Trägermitte vergrößert, so erhält der Abzug nach der Trägermitte zu geringere Höhe usw. — Im allgemeinen lassen sich über diese Verhältnisse keine bindenden Regeln aufstellen. Die geschickte Verteilung der Z_T -Fläche in erster Linie auf aufgebogene Eisen, bei deren nicht genügender Zahl oder Querschnittsgröße auch auf die Bügel, muß von Fall zu Fall gelöst werden.

Über die konstruktive Führung der Abbiegungen vgl. S. 261; auch sei daran erinnert, daß auch, wenn Bügel von der Z_T -Fläche nicht gefordert sind, sie in konstruktivem Sinne als wichtige Verbindungsglieder zwischen Balkenober- und Unterseite nicht zu entbehren und nach den Bestimmungen auf die ganze Balkenlänge — also auch in Trägermitte — gefordert werden.

Die Querkraftsfläche hat selbstverständlich die größten Querkkräfte zu enthalten; bei verschieblicher Last und einem Träger auf zwei Stützen ist also das A -Polygon heranzuziehen, während bei kontinuierlichen Balken die absolut größten Querkkräfte aus der statischen Berechnung zu übernehmen sind.

1) Hier sind also, da $F_b = 2 f_b$ ist, 2 Querschnittsflächen in Rechnung gestellt.

Zahlenbeispiel: Gegeben sei im Felde eines durchgehenden Trägers $Q_{\max} = A = 7750$ kg, Q_m in Feldmitte = 3400 kg; ferner sei an diesen Stellen $b_0 = 22$ cm, $(h - a - x + v) = c = 49,3$ bzw. 48,4 cm. Die Stützweite l ist = 5,00 m. Hieraus folgt:

$$\text{am Auflager } \tau_0 = \frac{7750}{22 \cdot 49,3} = 7,2 \text{ kg/qcm,}$$

$$\text{in Feldmitte } \tau_0 = \frac{3400}{22 \cdot 48,4} = 3,2 \text{ kg/qcm.}$$

Die Stelle, an der $\tau_0 = 4,00$ kg/qcm ist, folgt zu 242 cm. Demgemäß wird die gesamte Schubkraft innerhalb dieser Strecke:

$$T = \frac{7,2 + 4,0}{2} \cdot 22 \cdot 242 = \text{rd. } 30000 \text{ kg.}$$

$$Z\tau = \frac{30000}{\sqrt{2}} = \frac{30000}{1,41} = \text{rd. } 21280 \text{ kg.}$$

Stehen 4 Rundeseisen zu 20 mm Durchmesser zum Aufbiegen zur Verfügung, so können diese eine schiefe Zugkraft von $4 \cdot 3,14 \cdot 1200 = \text{rd. } 15000$ kg aufnehmen. Es müssen demgemäß von Bügeln $21280 - 15000 = 6280$ kg an schiefen Zugkräften oder an wagerechter Schubkraft $T = 6280 \cdot 1,41 = 8955$ kg aufgenommen werden. Dies bedingt auf die hier in Frage stehende Trägerstrecke von 242 cm Länge und bei einer Rippenbreite = 22 cm eine Gesamteisenmenge von:

$$F_b = \frac{e \tau_0 b_0}{1000} = \frac{242 \cdot \tau_0 \cdot 22}{1000} = \frac{8955}{1000} = \text{rd. } 9,0 \text{ qcm.}$$

Wählt man Rundeseisen von 6 mm Durchmesser für die Bügel, so wird $F_b = 2 / f_b = 0,56$ qcm, und somit werden auf die in Frage stehende Länge notwendig: $\frac{9,0}{0,56} = 16$ Bügel, die demgemäß eine Entfernung von $\frac{242}{16} = \text{rd. } 15$ cm erhalten. Natürlich kann man die Bügel am Auflager enger, in etwa 10 cm Entfernung, nahe der Trägermitte auf rd. 20 cm Abstand anordnen.

Dasselbe Ergebnis hätte auch die Benutzung der Fläche der schiefen Hauptzugspannungen zeitigt. Hier entspricht der für die Bügel verbleibenden Kraft von 6280 kg eine schiefe Hauptzugspannung im Diagramm von:

$$\tau_{0,z} = \frac{6280}{\frac{242}{\sqrt{2}} \cdot 22} = \frac{6280}{172 \cdot 22} = 1,65 \text{ kg/qcm.}$$

Daraus folgt:

$$e = \frac{1000 F_b}{1,65 \cdot 22} = \frac{1000 \cdot 0,56}{1,65 \cdot 22} = \text{rd. } 15 \text{ cm.}$$

Einseitige Plattenbalken, d. h. solche, bei denen sich die Platte nur nach einer Seite erstreckt, kommen als Randträger nicht allzu selten vor. In solchen Fällen sind sie aber stets mit den übrigen normalen Balken fest durch die Platten verbunden, unter Umständen auch durch Querträger, und können somit keine Formänderungen ausführen, unabhängig von den normalen Plattenbalken; sie werden sich demgemäß in ihrem statischen Verhalten auch diesen anschließen, und wie sie unter Annahme einer zur Plattenoberkante parallel laufenden Nulllinie zu berechnen sein. Sind allerdings die einseitigen Plattenbalken aus der Vereinigung mit anderen ähnlichen Konstruktionsteilen losgelöst, also ohne feste Verbindung mit ihnen, so wird sich bei einer Durchbiegung eine zur Platte schräg verlaufende Nulllinie ausbilden. Hierüber ist die einschlägige Literatur zu vergleichen.

IV. Durch eine Normalkraft und ein Biegemoment (exzentrisch) belastete Querschnitte.

In den Kreis der Betrachtungen werden nur solche Belastungsfälle gezogen, in denen der Querschnitt — exzentrisch belastet — nur auf Druck oder auf Druck und Zug beansprucht wird. Weiter wird unterschieden, ob es sich um die Berechnung der Spannungen bei gegebener Belastung und bekanntem Querschnitt oder um die Querschnittsbemessung, namentlich die Auffindung der Größe der Eiseneinlagen bei gegebenen zulässigen Spannungen, handelt.

A. Spannungsermittlung.

1. Der auf Druckexzentrisch belastete Querschnitt ist einheitlich beansprucht.

Der Verbundquerschnitt — Fig. 61 — ist alsdann als ein homogener Querschnitt zu behandeln, bei dem man nur das Eisen mit seinem n -fachen Betrage einzuführen hat. Demgemäß ist bei doppelt bewehrtem Rechtecksquerschnitt der ideelle Querschnitt $F_i = bh + n(F_c + F_c')$

$$x = \frac{\frac{b h^2}{2} + n F_c (h - a) + n F_c' a'}{b h + n (F_c' + F_c)}$$

$$y_0 = h - x.$$

$$J_n = \frac{b x^3}{3} + \frac{b y_0^3}{3} + n F_c' (x - a')^2 + n F_c (y_0 - a)^2 \quad (97)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{1d} &= -\frac{P}{F_i} - \frac{M x}{J_n} = -P \left(\frac{1}{F_i} + \frac{e_1 x}{J_n} \right) \\ \sigma_{2d} &= -\frac{P}{F_i} + \frac{M y_0}{J_n} = -P \left(\frac{1}{F_i} - \frac{e_1 y_0}{J_n} \right), \end{aligned} \right\} \quad (98 \text{ a, b})$$

worin e_1 die Innenezentrizität der Kraft P , d. h. $M = P e_1$ ist.

Setzt man die Spannungen = 0, so erhält man die Kernradien:

$$k' = \frac{J_n}{F_i x} \quad \text{bzw.} \quad k = \frac{J_n}{F_i y_0}$$

um von vornherein entscheiden zu können, ob e_1 innerhalb dieser Größen liegt, also tatsächlich im Querschnitte nur einheitliche Druckspannungen auftreten werden.

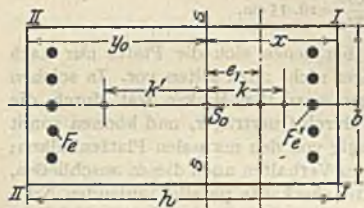


Fig. 61.

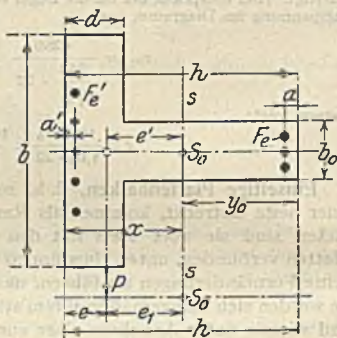


Fig. 62.

Genau die entsprechende Rechnung ist beim Plattenbalken mit doppelter Bewehrung anzustellen.

Hier wird (Fig. 62):

$$F_i = b_0 h + (b - b_0) \cdot d + n (F_c + F_c')$$

$$\frac{b_0 h^2}{2} + \frac{(b - b_0) d^2}{2} + n F_c' a' + n F_c (h - a)$$

$$x = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + \frac{(b - b_0) d^2}{2} + n F_c' a' + n F_c (h - a)}{b_0 h + (b - b_0) d + n (F_c + F_c')}$$

$$J_{nn} = \frac{b_0}{3} (x^3 + y_0^3) + \frac{b - b_0}{3} [x^3 - (x - d)^3] + n F_c (h - a - x)^2 + n F_c' (x - a')^2, \quad (99)$$

woraus sich in derselben Weise, wie vorstehend, die Spannungen ermitteln lassen.

Liegt nur eine Bewehrung an der stärker gedrückten Querschnittsseite vor, so ist $F_c = 0$ zu setzen.

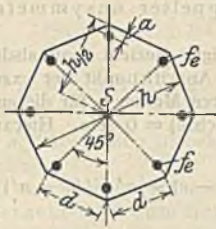


Fig. 63.

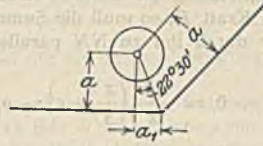


Fig. 64.

Für den bei Säulen nicht selten sich findenden regelmäßigen Achtecksquerschnitt wird (Fig. 63 u. 64):

$$F_i = 4,8284 d^2 + 8 n f_c \quad (100)$$

$$J_n = 0,5415 d^4 + 4 n f_c \left[\left(\frac{h}{2} - a \right)^2 + \left(\frac{d}{2} - a' \right)^2 \right] \quad (101)$$

$$x = y_0 = \frac{h}{2} : a' = 0,414 a. \quad (102)$$

$$h = d(1 + \sqrt{2}) = 2,414 d. \quad (103)$$

Zahlenbeispiele: 1. Der in Fig. 65 dargestellte Rechteckquerschnitt sei durch eine im Abstände von 10 cm vom Betonschwerpunkt exzentrisch angreifende Kraft ($P = 100\,000$ kg) belastet. $F_c = 19,5$ qcm. Die auftretenden Spannungen sind zu berechnen. Es ist:

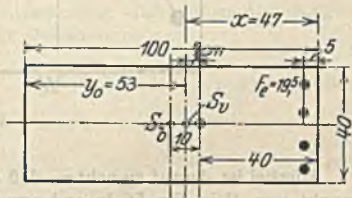


Fig. 65.

$$F_i = b h + n F_c = 100 \cdot 40 + 15 \cdot 19,5 = 4292 \text{ qcm.}$$

$$x = \frac{\frac{40 \cdot 100^2}{2} + 15 \cdot 19,5 \cdot 5}{4292} = \text{rd. } 47 \text{ cm.}$$

$$y_0 = h - x = 100 - 47 = 53 \text{ cm;}$$

$$J_n = \frac{b x^3}{3} + \frac{b y_0^3}{3} + n F_c (x - a)^2 = \frac{40 \cdot 47^3}{3} + \frac{40 \cdot 53^3}{3} + 15 \cdot 19,5 (47 - 5)^2 = 3884420 \text{ cm}^4;$$

$$M = 100\,000 \cdot (47 - 40) = 700\,000 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

$$\sigma_{1d} = - \frac{P}{F_i} - \frac{M x}{J_n} = - \frac{100\,000}{4292} - \frac{700\,000 \cdot 47}{3884420} = -23,4 - 8,5 = -31,9 \text{ kg/qcm.}$$

$$\sigma_{2d} = -23,4 + \frac{700\,000 \cdot 53}{3884420} = -23,4 + 9,5 = -13,9 \text{ kg/qcm.}$$

Es treten also nur Druckspannungen und zwar in erlaubter Höhe auf.

Die Kernhalbmesser sind: $k' = \frac{3884420}{4292 \cdot 47} = 21,6$ cm. $k = \frac{3884420}{4292 \cdot 53} = 17,1$ cm. Da die Exzentrizität geringer ist, ist, wie die Rechnung erwiesen, nur auf Druckspannungen zu rechnen.

2. Eine achteckige Säule nach Fig. 63 hat $d = 10$ cm, $a = 4$ cm, $f_c = 3,14$ qcm (also 2 cm Durchmesser). Um 1,5 cm von der Achse entfernt greift die Normalkraft 16 t an. $M = 1,5 \cdot 16\,000 = 24\,000$ kg · cm; $h = 2,414 \cdot d = 24,14$ cm, $a' = 0,414 a = 0,414 \cdot 4 = 1,66$ cm. $F_i = 4,8284 d^2 + 15 \cdot 8 \cdot 3,14 = 482,8 + 377,2 = 860$ cm². $J_n = 0,5415 \cdot 10^4 + 4 \cdot 15 \cdot 3,14 [(12,07 - 4)^2 + (5 - 1,66)^2] = \text{rd. } 20\,000$ cm⁴.

$$\sigma_{1d} = - \frac{16\,000}{860} - \frac{24\,000 \cdot 12,07}{20\,000} = 18,6 - 14,5 = -33,1 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_{1d} = -18,6 + 14,5 = -4,1 \text{ kg/qcm.}$$

2. Der Querschnitt erhält durch die exzentrisch wirkende Druckkraft Druck- und Zugspannungen.

a) Der Rechtecksquerschnitt mit doppelter unsymmetrischer Bewehrung.

Der Beton wird in der Zugzone vernachlässigt. Bezieht man alsdann die Momentengleichung der inneren Kräfte auf den Angriffspunkt der exzentrisch wirkenden Kraft P , so muß die Summe der inneren Momente für diesen Punkt (bzw. eine durch ihn zu NN parallele gelegte Achse) = 0 sein. Hieraus folgt (Fig. 66):

$$1) \quad M = 0 = \frac{\sigma_b b}{2} \left(\frac{x}{3} - e \right) - \sigma_c F_c (h - a - e) - \sigma'_c F'_c (e - a').$$

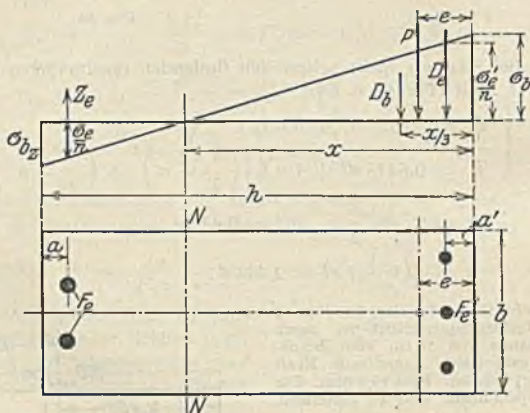


Fig. 66.

Hierbei ist darauf zu achten, daß die Druckkraft im Beton um den Angriffspunkt von P in Fig. 66 in anderem Sinne dreht als die Druckkraft im Eisen $F'_c \sigma'_c$ bzw. die Zugkraft im Eisen $F_c \sigma_c$.

Nach dem allgemeinen Gesetz der Biegung ist:

$$(2) \quad \sigma_c = \frac{n \sigma_b}{x} (h - a - e).$$

$$(3) \quad \sigma'_c = \frac{n \sigma_b}{x} (x - a').$$

Setzt man diese beiden Werte in die Gleichung (1) ein, so ergibt sich nach Kürzung mit σ_b eine Bestimmungsgleichung für x , allerdings vom dritten Grade:

$$(4) \quad x^3 - 3 e x^2 + \frac{6 n}{b} [(F_c (h - a - e) - F'_c (e - a')) x - \frac{6 n}{b} [F_c (h - a) (h - a - e) - F'_c (e - a')]] = 0. \quad (104)$$

Aus dieser Gleichung ist x entweder durch Probieren oder nach der Cardanischen Gleichung zu entwickeln.

Zur Bestimmung der Spannung σ_b dient, nach Auffinden von x die Beziehung, daß die äußere Kraft P = der Summe der inneren Kräfte sein muß:

$$\begin{aligned}
 (5) \quad P &= \sigma_b \frac{b}{2} x + n F_e' \sigma_e' - n F_e \sigma_e \\
 &= \sigma_b \frac{b}{2} \cdot x + n F_e' \sigma_b \frac{x - a'}{x} - n F_e \sigma_b \frac{(h - a - x)}{x} \\
 \sigma_b &= \frac{2 P \cdot x}{b x^2 + 2 n F_e' (x - a') - 2 n F_e (h - a - x)}. \quad (105)
 \end{aligned}$$

Aus σ_b folgen dann in bekannter Weise die σ_e - und σ_e' -Spannungen in den Eiseneinlagen.

Liegt der Sonderfall vor, daß die Eisenbewehrung beiderseits eine gleich starke und zum Schwerpunkte des Rechteckes symmetrisch gelegene ist, $F_e = F_e'$, $a = a'$, so geht die Gleichung für x in die etwas einfachere Form über:

$$x^3 - 3 e x^2 + \frac{6 n}{b} F_e (h - 2 e) x - \frac{6 n}{b} F_e [(h - a)^2 - e h + a^2] = 0 \quad (106)$$

und ebenso die für σ_b :

$$\sigma_b = \frac{2 P \cdot x}{b x^2 + 2 n F_e (2 x - h)}. \quad (107)$$

Ergibt die kubische Gleichung einen Wert für $x > h$, so beweist das, daß die Nulllinie den Querschnitt nicht schneidet, daß also einheitliche Druckspannungen vorliegen und die Anwendung der vorgenannten Gleichung in dem besonderen Falle nicht zugänglich ist.

b) Liegt nur eine einseitige Zugbewehrung vor, ist also $F_e' = 0$, so braucht man nur dessen Wert in den voranstehenden allgemeinen Ableitungen $= 0$ zu setzen. Es ergibt sich alsdann für Bestimmung von x :

$$x^3 - 3 e x^2 + \frac{6 n}{b} F_e (h - a - e) x - \frac{6 n}{b} F_e (h - a) \cdot (h - a - e) = 0 \quad (108)$$

und für σ_b :

$$\sigma_b = \frac{2 P \cdot x}{b x^2 - 2 n F_e (h - a - x)}. \quad (109)$$

c) Für einen doppelt bewehrten Plattenbalkenquerschnitt kann die Entwicklung ganz entsprechend dem Rechnungsgange beim Rechtecksquerschnitt bewirkt werden; auch hier empfiehlt es sich, die Druckzone im Beton zwischen Plattenunterkante und Nulllinie unberücksichtigt zu lassen.

Angenähert kann man sowohl bei rechteckigen als plattenbalkenförmigen Querschnitten, und zwar sowohl mit einfacher wie doppelter Bewehrung, die Spannungen bestimmen, wenn man nicht mit dem Eintreten von Zugspannungsrissen rechnet, also Stadium I zugrunde legt und demgemäß den Querschnitt — wenn auch unter Einführung der n -fachen Menge an Eisen — als einen homogenen behandelt. Alsdann bestimmt man die Biegungsspannungen allein aus der Wirkung des Momentes, dann die Normalspannungen aus der Normalkraft, und addiert beide in sinngemäßer Weise. Hierbei wird die Lage der Nulllinie entweder durch eine Zusammenfassung der beiden Spannungsdiagramme zeichnerisch gefunden oder auch aus ihnen durch Rechnung bestimmt. Diese Berechnungsart wird um so wahrscheinlichere Ergebnisse liefern, je näher man tatsächlich dem Stadium I bleibt, also namentlich bei Gewährbequerschnitten dann am Platze sein, wenn man keine hohen Spannungen in der äußersten gezogenen Betonfaser zulassen will, um einem Auftreten der Risse zu wehren. Die Rechnung hat hierbei den Vorzug, daß sie auch über diese Frage Klarheit schafft also erkennen läßt, ob eine Gefahr für das Entstehen feiner Haarzugrisse vorhanden ist.

Im Hinblick auf Fig. 67 wird:

$$x = \frac{S_0}{F_i} = \frac{\frac{b h^2}{2} + n F'_c a' + n F_c (h - a)}{b h + n (F'_c + F_c)}$$

Ist $F_c > F'_c$, wie hier vorausgesetzt, so wird der Schwerpunkt S_0 des Verbundquerschnittes sich nach F_c zu verschieben, und um ein Maß $= u$ vom Betonschwerpunkt abweichen. Demgemäß wird das Moment der äußeren Kraft, bezogen auf den Schwerpunkt des Betons, nunmehr: $M = (u + e_1) P$.

Ferner ist:

$$J_n = \frac{b x^3}{3} + \frac{b (h - x)^3}{3} + n F'_c (x - a')^2 + n F_c (h - x - a)^2$$

und somit:

$$\sigma_{bd} = - \frac{P}{b h + n (F_c + F'_c)} - \frac{M \cdot x}{J_n}$$

$$\sigma_{bz} = - \frac{P}{b h + n (F_c + F'_c)} + \frac{M \cdot (h - x)}{J_n}$$

$$\sigma'_c = - n \frac{P}{b h + n (F_c + F'_c)} - n \frac{M \cdot (x - a')}{J_n}$$

$$\sigma_c = - n \frac{P}{b h + n (F_c + F'_c)} + n \frac{M (h - x - a)}{J_n}$$

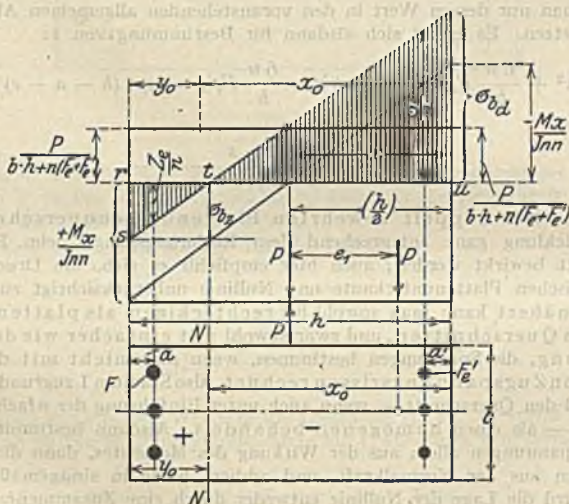


Fig. 67.

Die Lage der Nulllinie (Fig. 67), d. h. der Abstand x_0 , kann zeichnerisch oder rechnerisch auf einfachem Wege bestimmt werden. Liegt eine nur einseitige — also Zugbewehrung vor, so ist in den obigen Gleichungen der Wert von $F'_c = 0$ zu setzen.

Zahlenbeispiele: 1. Ein doppelt und beiderseits gleich stark bewehrter Rechtecksquerschnitt von der Breite = 1 cm, der Höhe = 90 cm sei durch ein $M = 30\,000$ kg · cm und durch eine

im Schwerpunkte des Betons angreifende Längskraft $P = 660 \text{ kg}$ belastet. $F_e = F_e' = 0,37 \text{ qcm}$; $a = a' = 5 \text{ cm}$. Es ergibt sich mithin eine Exzentrizität des Kraftangriffs:

$$e_1 = \frac{M}{P} = \frac{30\,000}{660} = 45,45 \text{ cm.}$$

Demgemäß ist der Abstand der Kraft P von der gedrückten Querschnittskante: $e = -0,45 \text{ cm}$.

Nach der kubischen Gleichung (106) S. 317 ergibt sich:

$$x^3 + 3 \cdot 0,45 x^2 + \frac{6 \cdot 15 \cdot 0,37}{1} (90 + 0,9) x - \frac{6 \cdot 15}{1} \cdot 0,37 \cdot [(90 - 5)^2 + 0,45 \cdot 90 + 5^2] = 0.$$

$$x^3 + 1,35 x^2 + 3027 x - 242\,774 = 0.$$

Hieraus folgt $x = 46,3 \text{ cm}$.

Demgemäß wird σ_b (107):

$$\sigma_b = \frac{2 P \cdot x}{b x^3 + 2 n F_e (2x - h)} = \frac{2 \cdot 660 \cdot 46,3}{1 \cdot 46,3^3 + 2 \cdot 15 \cdot 0,37 (2 \cdot 46,3 - 90)}$$

$$\sigma_b = -28,3 \text{ kg/qcm.}$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 28,3 \frac{90 - 5 - 46,3}{46,3} = +355 \text{ kg/qcm.}$$

$$\sigma_e' = 15 \cdot 28,3 \frac{46,3 - 5}{46,3} = -378 \text{ kg/qcm.}$$

2. Rechnet man dieses Beispiel nach der angenäherten Berechnungsart (S. 318), so ergibt sich:

$$\sigma_{bd} = -\frac{P}{b h + n (F_e + F_e')} - \frac{M \cdot x}{J_n}$$

Hier ist:

$$\frac{P}{b h + n 2 F_e} = \frac{660}{1 \cdot 90 + 15 \cdot 2 \cdot 0,37} = -6,5 \text{ kg/qcm}$$

und der Wert $n \cdot 6,5 = 15 \cdot 6,5 = \text{rd. } 100 \text{ kg/qcm}$;

$$J_n = \frac{1}{12} b h^3 + n 2 F_e \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = \frac{1 \cdot 90^3}{12} + 2 \cdot 15 \cdot 0,37 \cdot 40^2 = \text{rd. } 78\,500 \text{ cm}^4.$$

$$M = 30\,000 \text{ kg} \cdot \text{cm} \text{ wie vor; } x = \frac{h}{2} = 45 = y_0; y = 45 - 5 = 40.$$

Demgemäß ergeben sich die Spannungen zu:

$$\sigma_{bd} = -6,5 - \frac{30\,000}{78\,500} \cdot 45 = -6,5 - 17,2 = -23,7 \text{ kg/qcm;}$$

$$\sigma_{bz} = -6,5 + 17,2 = +10,7 \text{ kg/qcm;}$$

$$\sigma_e' = -n 6,5 - \frac{n M (x - a')}{J_n} = -100 - \frac{15 \cdot 30\,000 \cdot 40}{78\,500} = -100 - 230 = -330 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_e = -100 + \frac{15 \cdot 30\,000 \cdot 40}{78\,500} = -100 + 230 = +130 \text{ kg/qcm.}$$

Eine Ribbildung im Beton steht bei dem geringen Werte der Betonzugspannung nicht zu befürchten.

Rechnet man der Sicherheit halber aber trotzdem damit, daß das Eisen in der Zugzone die gesamte, dort auch im Beton auftretende Zugkraft aufzunehmen hat, so ergibt sich (vgl. Fig. 67):

$$x_0 = \frac{h}{2} \cdot \frac{\frac{P}{b h + 2 n F_e} + \frac{M \cdot x}{J_n}}{\frac{M \cdot x}{J_n}} = 45 \cdot \frac{6,5 + 17,2}{17,2} = 45 \cdot \frac{23,7}{17,2} = 62 \text{ cm.}$$

Mithin wird $h - x_0 = y_0 = 90 - 62 = 28 \text{ cm}$, und damit die gesamte Zugkraft

$$Z = \frac{\sigma_{bz} \cdot y_0}{2} \cdot b = \frac{10,7 \cdot 28}{2} \cdot 1 = \text{rd. } 150 \text{ kg.}$$

Demgemäß stellt sich:

$$\sigma_e = \frac{Z}{F_e} = \frac{150}{0,37} = \text{rd. } 400 \text{ kg/qcm,}$$

und somit würde in diesem äußersten Fall die gezogene Eiseneinlage eine Spannung von $130 + 400 = 530 \text{ kg/qcm}$ aufzunehmen haben.

Zur Kontrolle der Rechnung dient, daß die Summe der inneren Kräfte gleich der äußeren Kraft P sein muß:

$$\frac{23,7 \cdot 62}{2} \cdot 1 + 330 \cdot 0,37 - 530 \cdot 0,37 = 734 + 122 - 196 = 856 - 196 = 660 \text{ kg} = P.$$

B. Die Querschnittsbemessung.

a) Der rechteckige Querschnitt ist exzentrisch und einheitlich auf Druck belastet.

Gegeben seien: M , P , h , b , a , a' und die Exzentrizität $= e$ als Abstand des Angriffspunktes der Kraft P von der am meisten beanspruchten Kante. Liegt hierbei e nach der Querschnittsmitte zu, ist es als $+$, im anderen Falle, also wenn P außerhalb des Querschnittes liegt, als $-$ einzuführen. Ist $e > \frac{h}{3}$, so

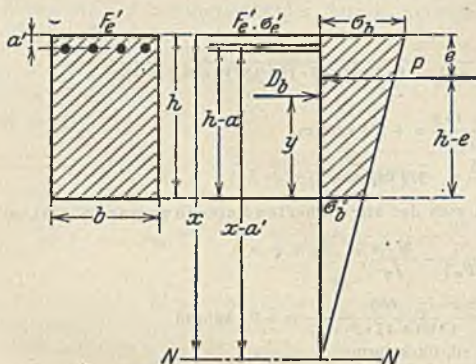


Fig. 68.

treten nur Druckspannungen auf. Die Bewehrung kann alsdann einfach oder doppelt sein. Um eine Entscheidung nach dieser Richtung zu treffen, rechnet man zunächst die kleinsten Randspannungen für den homogenen, nur aus Beton bestehend gedachten Querschnitt aus, und zwar unter Einführung einer Innenexzentrizität:

$$e_1 = \frac{h}{2} - e$$

$$\sigma_{b_{\min}} = \frac{P}{bh} \left(1 - \frac{6e_1}{h} \right);$$

ist $\sigma_{b_{\min}} < \sigma_{bd}$ zulässig, so ist eine Bewehrung nahe dem weniger gedrückten Rande nicht erforderlich. Wird auch:

$$\sigma_{b_{\max}} = \frac{P}{bh} \left(1 + \frac{6e_1}{h} \right) < \sigma_{bz_{\text{zulässig}}},$$

so ist überhaupt eine Bewehrung nicht notwendig. — Für die einfache Bewehrung F'_s entwickelt Stock (Arm. Beton 1911, Heft XII, S. 433ff.) die Beziehungen (vgl. Fig. 68):

$$x = \frac{\frac{\sigma_s}{2} h^2 b \left(\frac{2}{3} h - a' \right)}{\sigma_b h \left(\frac{h}{2} - a' \right) - P(e - a')} \quad (110)$$

$$F'_s = \frac{P \cdot x - \sigma_b h b \left(x - \frac{h}{2} \right)}{n \sigma_s (x - a')} \quad (111)$$

und für zweiseitige symmetrische Eiseneinlagen:

$$x^2 - x \left[\frac{h}{2} + \frac{1}{e_1} \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 - A \right] - \frac{h}{2} A = 0, \quad (112)$$

worin A ein Zwischenwert ist:

$$A = \frac{\sigma_b h b}{P e_1} \left\{ \frac{h^2}{3} - 2a(h - a) \right\} \quad (112a)$$

$$F_s = F'_s = \frac{P \cdot x}{2n \sigma_s \left(x - \frac{h}{2} \right)} - \frac{hb}{2n} \quad (113)$$

Zahlenbeispiele: 1) $h = 100$ cm; $b = 45$ cm; $P = 100\,000$ kg; $e_1 = 10$ cm; bei einem homogenen Querschnitte ist die größte Pressung:

$$\sigma_b = \frac{100\,000}{45 \cdot 100} \left(1 + \frac{6 \cdot 10}{100} \right) = 35,6 \text{ kg/qcm.}$$

Eine Eiseneinlage ist nicht notwendig.

2) Ist b nur $= 25$ cm, so wird $\sigma_b = 64$ kg/qcm $> \sigma_{b, \text{zulässige}} > 40$ kg/qcm. Es wird eine Eiseneinlage nahe der am meisten gedrückten Kante und im Abstände $= 5$ cm von ihr angeordnet.

$$e = \frac{100}{2} - 10 = 40 \text{ cm.}$$

Demgemäß wird:

$$x = \frac{\frac{40}{2} \cdot 100^2 \cdot 25 \left(\frac{2}{3} \cdot 100 - 5 \right)}{40 \cdot 25 \cdot 100 (50 - 5) - 100\,000 (40 - 5)} = 308 \text{ cm.} \quad (110)$$

$$F_e' = \frac{100\,000 \cdot 308 - 40 \cdot 100 \cdot 25 (308 - 50)}{15 \cdot 40 \cdot (308 - 5)} = 27,5 \text{ qcm.} \quad (111)$$

3) Wird aus konstruktiven Gründen im vorliegenden Falle eine doppelte Bewehrung gewählt, so ist zunächst der Hilfswert A :

$$A = \frac{\frac{40}{2} \cdot 100 \cdot 25}{100\,000 \cdot 10} \left[\frac{100^2}{3} - 2 \cdot 5 (100 - 5) \right] = 119,2. \quad (112 a)$$

und hiermit die quadratische Gleichung:

$$x^2 - x \left[50 + \frac{1}{10} (50 - 5)^2 - 119,2 \right] - 50 \cdot 119,2 = 0; \quad x = 168,7 \text{ cm;} \quad (112)$$

$$\bar{F}_e = F_e' = \frac{100\,000 \cdot 168,7}{2 \cdot 15 \cdot 40 (168,7 - 50)} - \frac{100 \cdot 25}{2 \cdot 15} = 35,0 \text{ qcm.} \quad (113)$$

Es ergibt sich jetzt also eine größere Eiseneinlage an der stärkst belasteten Querschnittskante als bei einseitiger Bewehrung. Das hat seinen Grund darin, daß im letzteren Fall der Schwerpunkt des Verbundquerschnittes sich nach F_e' zu verschiebt und somit M kleiner wird.

Für tabellarische Berechnung zum Zwecke der Ermittlung der Querschnittshöhe bei exzentrisch belastetem, aber nur gedrücktem Rechtecksquerschnitt, entwickelt W. J. Wisselink (gewapened Beton, Mai 1918) für $\sigma_b = 40$ kg/qcm, verschiedene σ_0 -Verhältnisse von F_e' und F_e (von 0,5—1,2 v. H.)

und abhängig von einem Beiwert $\mu = \frac{e_1}{P_1} = \frac{e_1 b}{P}$ die Beziehung:

$$h = k P_1, \quad (114)$$

die also unmittelbar die Querschnittshöhe liefert.

Will man eine andere zulässige Randspannung als 40 kg/qcm der Rechnung zugrunde legen, so sind die Tabellen auch verwendbar, wenn man die wirkliche Normalkraft durch eine im entsprechenden Verhältnis veränderte bei Benutzung der Tabellen ersetzt. Ist z. B. $\sigma_b = 35$ kg/qcm, so ist bei der Tabellenrechnung eine Kraft $P_1' = P_1 \frac{40}{35}$ einzuführen.

Die Werte k sind in der nachfolgenden Tabelle Nr. 7 (S. 322) enthalten.

Zahlenbeispiele: 1) Es sei gegeben: $P = 50\,000$ kg; $M = 400\,000$ kg · cm, also: $e_1 = \frac{M}{P} = 8$ cm; ferner ist $b = 25$ cm, $P_1 = \frac{P}{b} = \frac{50\,000}{25} = 2000$ kg; $\mu = \frac{e_1}{P_1} = \frac{8}{2000} = 0,0040$. Wird $F_e = F_e' = 1$ v. H. des Betonquerschnittes angenommen und $\sigma_b = 40$ kg/qcm zugrunde gelegt, so wird nach der Tabelle: $h = k \cdot P_1 = 0,03098 \cdot 2000 = 61,96 = \text{rd. } 62$ cm.

2) Es sei $P = 60\,000$ kg; $M = 120\,000$ kg · cm; $e_1 = 2$ cm; $b = 40$ cm; $P_1 = \frac{P}{b} = \frac{60\,000}{40} = 1500$ kg. Soll σ_b nur zu 35 kg/qcm erlaubt sein, so wird $P_1' = P_1 \cdot \frac{40}{35} = 1500 \cdot \frac{40}{35} = 1714$ kg. Demgemäß ergibt sich:

$$\mu = \frac{e_1}{P_1'} = \frac{2}{1714} = 0,00117.$$

Wird $F_e = F_e' = 0,8$ v. H. des Betonquerschnittes angenommen, so wird in $h = k \cdot 1714$,

Tabelle 7 der Beiwerte k in: $k = k \cdot P_1$, für $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$.

$\mu = \frac{\epsilon_1}{P}$	für $F_e' = F_e = 0,5\%$ k	für $F_e' = F_e = 0,6\%$ k	für $F_e' = F_e = 0,7\%$ k	für $F_e' = F_e = 0,8\%$ k	für $F_e' = F_e = 0,9\%$ k	für $F_e = F_e' = 1,0\%$ k	für $F_e = F_e' = 1,1\%$ k	für $F_e = F_e' = 1,2\%$ k
0,0000	0,02174	0,02119	0,02066	0,02016	0,01969	0,01924	0,01880	0,01838
0,0005	2409	2349	2291	2237	2185	2137	2089	0,02044
10	2608	2543	2481	2423	2368	2316	2216	2218
15	2784	2715	2650	2588	2529	2475	2421	2371
20	2943	2871	2802	2737	2676	2618	2562	2509
25	3090	3014	2942	2874	2810	2750	2692	2637
30	3227	3147	3072	3002	2936	2873	2813	2755
35	3355	3273	3195	3122	3053	2989	2926	2866
40	3476	3392	3311	3236	3165	3098	3033	2972
45	3592	3505	3422	3344	3270	3202	3135	3072
50	3703	3612	3527	3447	3372	3301	3233	3168
55	3809	3716	3628	3546	3469	3396	3326	3260
60	3911	3816	3726	3642	3562	3488	3416	3348
65	4009	3912	3820	3734	3652	3576	3503	3433
70	4105	4005	3911	3823	3740	3662	3587	3516
75	4197	4095	3999	3909	3824	3745	3688	3595
80	4287	4183	4085	3993	3906	3825	3747	3673
max. Werte	0,04348	0,04238	0,04132	0,04032	0,03937	0,03847	0,03759	0,03676

der Wert k nach Zwischenschaltung = $0,02423 + \frac{0,00165 \cdot 1,7}{5,0} = 0,02479^1$; hieraus folgt:

$$k = 0,02479 \cdot 1714 = \text{rd. } 42,5 \text{ cm.}$$

Demgemäß wird:

$$F_e = F_e' = 0,008 F_b = 0,008 \cdot 42,5 \cdot 40 = 13,69 \text{ qcm.}$$

b) Der exzentrisch belastete Querschnitt erhält Druck- und Zugspannungen.

Um zunächst die Grenze festzulegen, von der an auch in der Druckzone eine Bewehrung eintreten muß, also eine doppelte Bewehrung erfordert wird, kann (vgl. S. 281) von der Beziehung des einfach bewehrten Rechtecksquerschnittes:

$$h' = k_2 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

ausgegangen werden, wobei allerdings hier ein Moment einzuführen ist, das auf die Schwerachse der Eiseneinlage bezogen ist: $M_0 = M + P(u - a)$, wenn u den Abstand des Schwerpunktes des Verbundquerschnittes von der meist gezogener Betonkante darstellt, und a den Abstand der Eiseneinlage von hier aus angibt.

$$\text{Aus } h' = k_3 \sqrt{\frac{M_0}{b}} \text{ folgt: } k_3 = h' \sqrt{\frac{b}{M_0}} \quad (115)$$

¹⁾ Für $\mu = 0,001$ und $F_e = F_e' = 0,8$ v. H. ist $k = 0,02423$.

Für $\mu = 0,0015$ und $F_e = F_e' = 0,8$ v. H. ist $k = 0,02588$, bei Wachsen von μ um $0,0005$ nimmt k um $0,0165$ zu und demgemäß bei einer Steigerung um $0,00017$ um $\frac{0,0165}{5,0} \cdot 1,7 = 0,00056$. Hieraus folgt die obige Zahl: $0,02423 + 0,00056 = 0,02479$.

Mit Hilfe der Tabellen 4 a—c auf S. 282—284 kann man nach Ermittlung von k_3 alsdann den zugehörigen σ_b -Wert finden und hieraus ableiten, ob eine Bewehrung in der Druckzone nicht zu umgehen ist. Bei der Ausführung der Rechnung ist im Hinblick auf die Tabellen darauf zu achten, daß M_0 in t · cm eingeführt wird.

Beispiel: Es liege ein Querschnitt vor: $h = 150$ cm; $a = 5$ cm; $b = 40$ cm; $F_c = 20,8$ qcm (6 Rundeisen von 21 mm Durchmesser); $\sigma_e = 1000$ kg/qcm; $M = 4\,000\,000$ kg · cm. Hieraus folgt u :

$$u = \frac{\frac{b h^2}{2} + a F_c}{b h + n F_c} = \frac{40 \cdot 150^2}{2} + 5 \cdot 20,8}{40 \cdot 150 + 15 \cdot 20,8} = 71 \text{ cm,}$$

$$u - a = 71 - 5 = 66 \text{ cm,}$$

$$M_0 = M + P(u - a) = 4\,000\,000 + 20\,000 \cdot 66 = 5\,320\,000 \text{ kg · cm} = 5320 \text{ t · cm.}$$

Demgemäß ist:

$$k_3 = k' \sqrt{\frac{b}{M_0}} = 145 \sqrt{\frac{40}{5320}} = 12,5.$$

Sucht man in der Tabelle 4 c für $\sigma_e = 1000$ kg/qcm den zu $k_3 = 12,5$ gehörenden σ_b -Wert, so findet man, daß im vorliegenden Fall eine Betonspannung auftritt, welche etwas unter 40 kg/qcm liegt. Es ist also eine Bewehrung in der Betondruckzone nicht erforderlich.

Da in der Regel die Eiseneinlage noch nicht bekannt, nur der Ort ihrer Lage gegeben ist, so wird auch u nicht zu ermitteln sein.

Angenähert kann alsdann $u = \frac{h}{2}$ und somit $M_0 = M + P\left(\frac{h}{2} - a\right)$ gesetzt werden.

Im vorliegenden Beispiel wäre alsdann:

$$M_0 = M + P\left(\frac{h}{2} - a\right) = 4\,000\,000 + 20\,000(75 - 5) = 5\,400\,000 \text{ kg · cm} = 5400 \text{ t · cm,}$$

$$k_3 = 145 \sqrt{\frac{40}{5400}} = \frac{145}{\sqrt{135}} = \frac{145}{11,62} = 12,8,$$

d. h. das Endergebnis bleibt fast dasselbe.

Die Größe der erforderlichen Eisenbewehrung in der Zugzone folgt nach Stock¹⁾ aus der Gleichung:

$$F_s = \gamma \frac{M_0}{h - a} - \frac{P}{\sigma_e}. \quad (116)$$

Hierin ist wiederum $M_0 = M + P(u - a)$ und γ ein Beiwert, der zwar abhängig ist von den Spannungswerten, aber für die üblichen σ_b -Werte so wenig abweicht, daß er für bestimmte σ_e -Werte als konstant angenommen werden kann, und zwar bei

$$\sigma_e = 1000 \quad \gamma = 0,00114,$$

$$\sigma_e = 1200 \quad \gamma = 0,00092.$$

Zahlenbeispiel: Gegeben sei $M = 4\,000\,000$ kg · cm; $h = 160$ cm; $a = 5$ cm; $P = 20\,000$ kg. $b = 40$ cm. Demgemäß ist:

$$M_0 = 4\,000\,000 + 20\,000\left(\frac{160}{2} - 5\right) = 5\,500\,000 \text{ kg · cm;}$$

$$F_s = \gamma \frac{M_0}{h - a} - \frac{P}{\sigma_e};$$

für $\sigma_e = 1000$ wird $\gamma = 0,00114$ und somit:

$$F_s = 0,00114 \frac{5\,500\,000}{155} - 20 = 20,4 \text{ qcm.}$$

¹⁾ Vgl. Armierter Beton 1911, Heft XI u. XII und des Verfassers dieses Abschnittes: Grundzüge des Eisenbetonbaus. 1919. S. 279.

Bei doppelter Bewehrung ergibt sich nach Stock (Arm. Beton 1911) Heft XI u. XII):

$$F'_e = \frac{1}{\sigma'_e} \frac{M_0 - \sigma_b \frac{b}{2} x \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}{h - a - a'} \quad (117)$$

worin $x = k_1 h'$ und $\sigma'_e = n \sigma_b \frac{x - a'}{x}$ ist.

Ferner wird:

$$F_e = \frac{\sigma_b \frac{b}{2} x + F'_e \sigma'_e - P}{\sigma_e} \quad (118)$$

Zahlenbeispiel: Gegeben sind $\sigma_b = 40$; $\sigma_e = 1000$ kg/qcm; $M = 4\,000\,000$ kg · cm; $h = 110$ cm; $b = 40$ cm; $a = a_1 = 5$ cm. Demgemäß wird (Tabelle 4 c):

$$x = 0,375 \cdot 105 = 39,4 \text{ cm,}$$

$$\sigma'_e = 15 \cdot 40 \cdot \frac{39,4 - 5}{39,4} = 524 \text{ kg/qcm.}$$

$$M_0 = 4\,000\,000 + 20\,000 (55 - 5) = 5\,000\,000 \text{ kg · cm,}$$

$$F'_e = \frac{1}{524} \cdot \frac{5\,000\,000 - 40 \cdot 20 \cdot 39,4 \left(110 - 5 - \frac{39,4}{3} \right)}{110 - 40} = \text{rd. } 40,1 \text{ cm}^2.$$

$$F_e = \frac{40 \cdot 20 \cdot 39,4 + 40,1 \cdot 524 - 20\,000}{1000} = 31,5 + 21,0 - 20 = 32,5 \text{ qcm.}$$

Handelt es sich darum, bei gegebener Querschnittsbeanspruchung (M und P), bekannten zulässigen Spannungswerten (σ_b und σ_e) und gegebener Größe b die Höhe des exzentrisch belasteten Querschnittes sowie seine Eisenbewehrung zu finden, so werden für den Rechtecksquerschnitt sehr zweckmäßig die Tabellen (8a—d) von Dr. Kunze benutzt (vgl. Arm. Beton 1918, Heft 2, S. 36), zumal sie auch zu gleicher Zeit die Auffindung eines wirtschaftlichen Querschnittes durch Vergleich auf sehr einfache Weise gestatten.

Falls nicht unmittelbar gegeben, bildet man hier aus dem Moment M und der Normalkraft P die Exzentrizität: $e = \frac{M}{P}$, wertet die Normalkraft auf 1 cm Breite um $N = \frac{P}{b}$, und bildet hieraus die „relative“ Exzentrizität $\frac{e}{N}$. Dieses Maß ist der Leitwert der Tabellen, aus dem man, z. T. mittelbar, die Werte $\frac{h}{N}$, $\frac{F_e}{N}$ und $\frac{F'_e}{N}$ findet. Die wirklichen Werte h , F_e , F'_e sind alsdann aus den Tabellenwerten durch Multiplikation mit N abzuleiten. Die Tabellen sind aufgestellt für $\sigma_b = 40$ kg/qcm und für vier verschiedene Verhältnisse von $F'_e : F_e$ und zwar sind: $F'_e = 0$ bzw. $= 0,25 F_e$, bzw. $0,5 F_e$ bzw. $= F_e$. Genau wie die Tabellen auf S. 322 (von Wisselink) sind aber auch die Kunzeschen Tabellen für andere Spannungsverhältnisse bei entsprechender Umrechnung der Größen von P zu verwenden.

Ist z. B. $\sigma_b = 30$ kg/qcm, also nicht (wie in der Tabelle) $= 40$ kg/qcm, so legt man an Stelle der gegebenen Normalkraft P den Wert $P' = P \frac{40}{30}$ zugrunde und arbeitet mit den Tabellen für $\sigma_b = 40$ kg/qcm; alsdann werden die Spannungen, wie verlangt, nur 30 kg/qcm.

Tabelle Sa.

$$F_e' = 0,0 F_e; \quad \sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$$

$\sigma_e = 1200$			$\sigma_e = 1100$			$\sigma_e = 1000$			$\sigma_e = 900$			$\sigma_e = 800$			$\sigma_e = 700$			$\sigma_e = 600$		
e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N
0,089	0,179	0,10	0,085	0,171	0,12	0,081	0,162	0,14	0,076	0,153	0,17	0,072	0,145	0,22	0,068	0,137	0,26	0,065	0,129	0,34
0,119	198	0,20	0,113	189	0,22	0,107	179	0,26	0,101	169	0,30	0,097	161	0,37	0,091	151	0,44	0,086	143	0,55
0,152	217	0,30	0,145	207	0,33	0,137	196	0,38	0,129	185	0,44	0,123	176	0,52	0,116	166	0,62	0,109	156	0,76
0,189	236	0,40	0,180	225	0,44	0,171	214	0,50	0,161	201	0,58	0,153	191	0,68	0,144	180	0,80	0,135	169	0,97
0,230	255	0,50	0,218	243	0,54	0,208	231	0,62	0,196	218	0,72	0,186	207	0,83	0,175	195	0,98	0,165	183	1,18
0,274	274	0,60	0,262	262	0,65	0,248	248	0,75	0,235	235	0,86	0,222	222	0,99	0,209	209	1,16	0,196	196	1,40
0,324	0,294	0,70	0,308	0,280	0,76	0,291	0,265	0,87	0,276	0,251	0,99	0,262	0,238	1,14	0,245	0,223	1,34	0,231	0,210	1,61
0,376	313	0,80	0,358	298	0,87	0,338	282	0,99	0,320	267	1,13	0,304	253	1,29	0,284	237	1,52	0,268	223	1,82
0,433	333	0,90	0,411	316	0,98	0,390	300	1,11	0,368	283	1,26	0,350	269	1,45	0,328	252	1,70	0,308	237	2,03
0,492	352	1,01	0,467	334	1,09	0,443	317	1,23	0,417	299	1,40	0,398	284	1,60	0,372	266	1,88	0,350	250	2,24
0,557	371	1,11	0,528	352	1,20	0,501	334	1,36	0,474	316	1,54	0,449	299	1,76	0,422	281	2,06	0,394	263	2,46
0,625	0,391	1,21	0,592	0,370	1,31	0,562	0,351	1,48	0,531	0,332	1,67	0,504	0,315	1,91	0,472	0,295	2,24	0,443	0,277	2,67
0,697	410	1,31	0,643	388	1,42	0,626	368	1,60	0,593	349	1,81	0,561	330	2,06	0,527	310	2,42	0,493	290	2,88
0,772	429	1,41	0,731	406	1,53	0,695	386	1,72	0,657	365	1,95	0,623	346	2,22	0,583	324	2,60	0,546	303	3,09
0,858	449	1,51	0,805	428	1,64	0,768	404	1,84	0,723	381	2,09	0,686	361	2,37	0,645	339	2,78	0,602	317	3,31
0,936	468	1,61	0,886	443	1,75	0,842	421	1,97	0,796	398	2,23	0,752	376	2,53	0,708	354	2,96	0,662	331	3,52
1,042	0,487	1,71	0,967	0,461	1,86	0,920	0,438	2,09	0,886	0,414	2,36	0,822	0,391	2,68	0,773	0,368	3,14	0,724	0,345	3,73
1,130	507	1,81	1,053	479	1,97	1,000	455	2,21	0,946	430	2,50	0,895	407	2,83	0,842	383	3,32	0,787	358	3,94
1,220	526	1,92	1,142	497	2,08	1,089	473	2,33	1,028	447	2,64	0,970	422	2,99	0,913	397	3,50	0,855	372	4,15
1,310	546	2,02	1,235	515	2,19	1,176	490	2,45	1,130	463	2,77	1,048	437	3,14	0,989	412	3,68	0,924	385	4,36
1,410	565	2,12	1,331	533	2,30	1,268	507	2,58	1,200	480	2,91	1,130	452	3,30	1,065	426	3,86	0,998	399	4,58
1,520	0,585	2,22	1,431	0,551	2,41	1,365	0,524	2,70	1,290	0,496	3,04	1,215	0,468	3,45	1,147	0,441	4,04	1,075	0,413	4,79
1,630	604	2,32	1,534	569	2,52	1,464	541	2,82	1,382	512	3,18	1,302	483	3,60	1,228	455	4,22	1,150	426	5,00
1,749	624	2,42	1,641	587	2,63	1,567	559	2,94	1,480	529	3,32	1,392	498	3,76	1,316	470	4,40	1,229	439	5,21
1,865	643	2,52	1,752	605	2,74	1,674	576	3,06	1,580	545	3,46	1,490	514	3,91	1,404	484	4,58	1,314	453	5,43
1,985	662	2,63	1,872	624	2,86	1,782	594	3,20	1,686	562	3,60	1,587	529	4,08	1,497	499	4,76	1,401	467	5,65
2,114	0,682	2,73	1,990	0,642	2,97	1,894	0,611	3,32	1,792	0,578	3,74	1,690	0,545	4,24	1,590	0,513	4,94	1,491	0,481	5,86
2,243	701	2,83	2,112	660	3,08	2,010	628	3,44	1,901	594	3,88	1,792	560	4,40	1,690	528	5,12	1,581	494	6,07
2,376	720	2,93	2,237	678	3,19	2,132	646	3,56	2,016	611	4,02	1,901	576	4,55	1,789	542	5,30	1,673	507	6,28
2,516	740	3,03	2,366	696	3,30	2,254	663	3,68	2,132	627	4,16	2,009	591	4,71	1,894	557	5,48	1,771	521	6,49
2,657	759	3,14	2,499	714	3,41	2,380	680	3,81	2,254	644	4,29	2,121	606	4,86	1,999	571	5,66	1,869	534	6,71

$$F_e = \frac{W \cdot \sigma_e}{N}$$

Tabelle 8b.

$$F'_c = 0,25 F_c; \quad \sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$$

$\sigma_e = 1200$			$\sigma_e = 1100$			$\sigma_e = 1000$			$\sigma_e = 900$			$\sigma_e = 800$			$\sigma_e = 700$			$\sigma_e = 600$		
e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N
0,088	0,177	0,10	0,084	0,168	0,12	0,080	0,159	0,14	0,075	0,150	0,17	0,071	0,143	0,21	0,066	0,133	0,25	0,061	0,123	0,33
0,116	194	0,20	0,111	184	0,23	0,105	174	0,26	0,098	164	0,31	0,092	155	0,36	0,087	145	0,43	0,080	133	0,53
0,148	211	0,30	0,140	200	0,34	0,132	189	0,38	0,125	178	0,44	0,117	168	0,51	0,109	156	0,61	0,100	143	0,74
0,182	228	0,40	0,173	216	0,45	0,163	204	0,50	0,154	192	0,58	0,144	181	0,66	0,133	167	0,78	0,122	153	0,95
0,220	245	0,50	0,209	232	0,56	0,197	219	0,62	0,185	206	0,71	0,173	193	0,81	0,161	179	0,96	0,147	163	1,15
0,262	0,262	0,60	0,249	0,249	0,67	0,234	0,234	0,74	0,220	0,220	0,84	0,206	0,206	0,98	0,190	0,190	1,13	0,174	0,174	1,36
0,306	279	0,70	0,292	265	0,78	0,274	249	0,86	0,257	234	0,98	0,240	218	1,14	0,222	202	1,31	0,202	184	1,56
0,354	295	0,80	0,337	281	0,89	0,317	264	0,98	0,298	248	1,11	0,278	232	1,29	0,257	214	1,49	0,233	194	1,77
0,406	312	0,90	0,386	297	1,00	0,362	279	1,10	0,341	262	1,25	0,318	245	1,44	0,293	225	1,66	0,265	204	1,97
0,462	330	1,00	0,438	313	1,11	0,412	294	1,22	0,386	276	1,38	0,360	257	1,59	0,332	237	1,84	0,300	214	2,18
0,522	348	1,10	0,494	329	1,21	0,463	309	1,35	0,435	290	1,51	0,405	270	1,74	0,372	248	2,01	0,338	225	2,39
0,584	0,365	1,20	0,553	0,346	1,32	0,518	0,324	1,47	0,487	0,304	1,65	0,452	0,282	1,90	0,416	0,260	2,19	0,378	0,236	2,59
0,649	382	1,30	0,616	362	1,43	0,577	339	1,59	0,540	318	1,78	0,503	296	2,05	0,461	271	2,37	0,418	246	2,80
0,718	399	1,40	0,680	378	1,54	0,638	354	1,71	0,597	332	1,92	0,556	309	2,20	0,510	283	2,54	0,461	256	3,00
C 790	416	1,50	0,748	394	1,65	0,701	369	1,83	0,657	346	2,05	0,610	321	2,35	0,561	295	2,72	0,506	266	3,21
0,868	434	1,60	0,820	410	1,76	0,768	384	1,96	0,718	359	2,19	0,668	334	2,51	0,612	306	2,90	0,554	277	3,42
0,946	0,451	1,70	0,895	0,427	1,87	0,838	0,399	2,08	0,783	0,373	2,33	0,727	0,346	2,66	0,668	0,318	3,08	0,603	0,287	3,62
1,030	468	1,80	0,975	443	1,98	0,910	414	2,20	0,851	387	2,46	0,790	359	2,82	0,724	329	3,26	0,653	297	3,83
1,116	485	1,90	1,055	459	2,09	0,987	429	2,32	0,923	401	2,60	0,855	372	2,97	0,784	341	3,43	0,707	307	4,03
1,205	502	2,00	1,140	475	2,20	1,066	444	2,44	0,996	415	2,73	0,922	384	3,12	0,848	353	3,61	0,761	317	3,24
1,300	520	2,10	1,227	491	2,31	1,150	460	2,57	1,070	428	2,86	0,994	398	3,27	0,910	364	3,78	0,820	328	4,45
1,397	537	2,20	1,321	508	2,42	1,235	475	2,69	1,149	442	3,00	1,066	410	3,43	0,978	376	3,96	0,880	338	4,65
1,497	0,554	2,30	1,412	0,524	2,53	1,322	0,490	2,81	1,231	0,456	3,13	1,142	0,423	3,57	1,045	0,387	4,11	0,943	0,349	4,86
1,600	571	2,40	1,511	540	2,64	1,414	505	2,93	1,316	470	3,26	1,221	436	3,73	1,117	399	4,31	1,005	359	5,07
1,705	588	2,50	1,611	556	2,75	1,509	520	3,05	1,404	484	3,40	1,299	448	3,88	1,189	410	4,49	1,070	369	5,27
1,818	606	2,60	1,716	572	2,86	1,605	535	3,18	1,491	497	3,54	1,383	461	4,01	1,266	422	4,67	1,140	380	5,49
1,931	623	2,70	1,823	588	2,97	1,705	550	3,30	1,584	511	3,68	1,466	473	4,20	1,345	434	4,85	1,209	390	5,70
2,048	0,640	2,80	1,933	0,604	3,08	1,809	0,565	3,42	1,680	0,525	3,81	1,555	0,486	4,35	1,424	0,445	5,03	1,280	0,400	5,91
2,168	657	2,90	2,046	620	3,19	1,913	580	3,54	1,779	539	3,95	1,647	499	4,50	1,508	457	5,20	1,353	410	6,12
2,292	674	3,00	2,162	636	3,30	2,021	595	3,66	1,880	553	4,08	1,737	511	4,66	1,591	468	5,38	1,431	421	6,32
2,422	692	3,10	2,285	653	3,41	2,135	610	3,79	1,981	566	4,22	1,837	525	4,80	1,680	480	5,55	1,509	431	6,52

Tabelle Sc.
 $F' = 0,5 F_e$; $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$

$\sigma_e = 1200$			$\sigma_e = 1100$			$\sigma_e = 1000$			$\sigma_e = 900$			$\sigma_e = 800$			$\sigma_e = 700$			$\sigma_e = 600$		
e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N
0,087	0,175	0,10	0,083	0,166	0,12	0,078	0,156	0,14	0,073	0,147	0,17	0,059	0,138	0,21	0,064	0,128	0,27	0,058	0,116	0,32
0,114	190	0,20	0,108	180	0,23	0,102	169	0,26	0,095	158	0,30	0,059	148	0,36	0,082	137	0,44	0,074	123	0,52
0,144	205	0,30	0,136	194	0,34	0,127	182	0,38	0,119	170	0,44	0,110	158	0,51	0,102	146	0,61	0,092	131	0,72
0,176	220	0,40	0,166	208	0,45	0,156	195	0,50	0,146	182	0,57	0,134	168	0,66	0,123	154	0,78	0,110	138	0,92
0,212	235	0,50	0,200	222	0,56	0,187	208	0,62	0,174	193	0,70	0,160	178	0,81	0,144	163	0,95	0,131	146	1,12
0,250	250	0,60	0,235	235	0,66	0,220	220	0,74	0,205	205	0,84	0,189	189	0,96	0,172	172	1,11	0,154	154	1,32
0,292	0,265	0,70	0,274	0,249	0,77	0,256	0,233	0,85	0,238	0,216	0,97	0,219	0,199	1,11	0,199	0,181	1,28	0,177	0,161	1,52
0,336	280	0,80	0,316	263	0,88	0,296	246	0,97	0,274	228	1,10	0,251	209	1,26	0,228	190	1,45	0,203	169	1,72
0,384	295	0,90	0,360	277	0,98	0,337	259	1,09	0,310	239	1,24	0,285	219	1,41	0,258	198	1,63	0,228	176	1,92
0,434	310	1,00	0,407	291	1,09	0,380	272	1,21	0,351	251	1,37	0,320	229	1,56	0,290	207	1,80	0,258	184	2,12
0,489	326	1,10	0,457	305	1,20	0,426	284	1,33	0,393	262	1,50	0,360	240	1,71	0,324	216	1,97	0,290	193	2,32
0,546	0,341	1,20	0,511	0,319	1,31	0,475	0,297	1,44	0,437	0,273	1,63	0,400	0,250	1,86	0,360	0,225	2,14	0,322	0,201	2,52
0,607	357	1,30	0,567	333	1,42	0,525	309	1,56	0,485	285	1,77	0,442	260	2,01	0,398	234	2,31	0,355	209	2,72
0,670	372	1,40	0,624	347	1,53	0,580	322	1,68	0,533	296	1,90	0,488	271	2,16	0,437	243	2,48	0,388	216	2,92
0,735	387	1,50	0,687	361	1,64	0,636	335	1,80	0,585	308	2,03	0,534	281	2,31	0,477	251	2,66	0,426	224	3,12
0,806	403	1,60	0,750	375	1,75	0,694	347	1,92	0,640	320	2,17	0,584	292	2,47	0,520	260	2,84	0,462	231	3,32
0,879	0,418	1,70	0,817	0,389	1,86	0,756	0,360	2,03	0,695	0,331	2,30	0,633	0,302	2,62	0,562	0,268	3,01	0,500	0,238	3,52
0,955	433	1,80	0,889	403	1,97	0,821	373	2,15	0,754	343	2,43	0,687	312	2,77	0,609	277	3,18	0,541	246	3,72
1,030	448	1,90	0,959	417	2,08	0,888	386	2,27	0,814	354	2,56	0,740	322	2,92	0,658	286	3,35	0,584	254	3,92
1,115	465	2,00	1,034	431	2,19	0,954	397	2,39	0,876	365	2,69	0,796	332	3,07	0,708	295	3,53	0,629	262	4,12
1,202	481	2,10	1,111	445	2,29	1,025	410	2,51	0,942	377	2,83	0,857	343	3,22	0,760	304	3,70	0,675	270	4,32
1,290	0,496	2,20	1,194	0,459	2,40	1,100	0,423	2,62	1,009	0,388	2,96	0,918	0,353	3,37	0,814	0,313	3,87	0,723	0,278	4,52
1,380	511	2,30	1,279	473	2,50	1,177	436	2,74	1,080	400	3,10	0,980	363	3,52	0,867	321	4,05	0,770	285	4,72
1,476	527	2,40	1,362	487	2,62	1,259	449	2,86	1,150	411	3,23	1,044	373	3,67	0,924	330	4,23	0,820	293	4,92
1,572	542	2,50	1,452	501	2,73	1,340	462	2,98	1,229	423	3,36	1,111	383	3,82	0,980	338	4,40	0,873	301	5,12
1,674	558	2,61	1,545	516	2,84	1,416	473	3,10	1,305	436	3,50	1,182	394	3,98	1,044	348	4,58	0,924	308	5,33
1,780	0,574	2,71	1,634	0,530	2,95	1,504	0,485	3,21	1,389	0,448	3,63	1,252	0,404	4,13	1,107	0,357	4,76	0,980	0,316	5,53
1,885	589	2,81	1,741	544	3,06	1,594	498	3,33	1,472	460	3,76	1,325	414	4,28	1,171	366	4,93	1,037	324	5,73
1,997	605	2,91	1,841	558	3,17	1,683	510	3,45	1,554	471	3,89	1,399	424	4,43	1,237	375	5,11	1,092	331	5,93
2,108	620	3,01	1,945	572	3,28	1,778	523	3,57	1,642	483	4,02	1,476	434	4,58	1,306	384	5,28	1,149	338	6,13
2,222	635	3,11	2,051	586	3,38	1,876	536	3,69	1,729	494	4,16	1,557	445	4,73	1,371	392	5,44	1,211	346	6,33

Tabelle 8d.

$$F'_e = 1,0 F_e; \quad \sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$$

$\sigma_e = 1200$			$\sigma_e = 1100$			$\sigma_e = 1000$			$\sigma_e = 900$			$\sigma_e = 800$			$\sigma_e = 700$			$\sigma_e = 600$		
e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N	e/N	h/N	1000 F_e/N
0,085	0,171	0,10	0,081	0,162	0,12	0,075	0,151	0,14	0,071	0,142	0,17	0,065	0,131	0,19	0,061	0,121	0,24	0,054	0,109	0,33
0,109	182	0,20	0,102	171	0,23	0,093	159	0,26	0,090	149	0,30	0,082	137	0,33	0,075	125	0,40	0,066	110	0,51
0,135	193	0,30	0,127	181	0,34	0,117	167	0,37	0,109	156	0,43	0,100	142	0,48	0,090	128	0,57	0,078	112	0,69
0,163	204	0,39	0,153	191	0,44	0,141	176	0,49	0,130	162	0,56	0,118	148	0,63	0,105	131	0,74	0,091	113	0,87
0,194	215	0,49	0,181	201	0,55	0,166	184	0,61	0,152	169	0,69	0,138	153	0,78	0,121	135	0,91	0,102	114	1,05
0,226	226	0,59	0,211	211	0,66	0,193	193	0,72	0,176	176	0,82	0,158	158	0,93	0,138	138	1,08	0,115	115	1,24
0,262	0,238	0,69	0,242	0,220	0,77	0,221	0,201	0,83	0,201	0,183	0,95	0,180	0,164	1,07	0,156	0,142	1,24	0,129	0,117	1,42
0,298	249	0,79	0,276	230	0,88	0,251	209	0,95	0,228	190	1,08	0,203	169	1,22	0,174	145	1,41	0,142	118	1,60
0,338	260	0,89	0,312	240	0,98	0,284	218	1,07	0,255	196	1,21	0,228	175	1,37	0,192	148	1,58	0,155	119	1,79
0,381	272	0,99	0,350	250	1,09	0,316	226	1,19	0,284	203	1,34	0,252	180	1,52	0,213	152	1,74	0,168	120	1,97
0,425	283	1,08	0,390	260	1,20	0,353	235	1,31	0,315	210	1,47	0,277	185	1,67	0,233	155	1,91	0,181	121	2,16
0,471	0,294	1,18	0,431	0,269	1,30	0,388	0,243	1,42	0,346	0,216	1,60	0,306	0,191	1,81	0,254	0,159	2,07	0,195	0,122	2,34
0,518	305	1,28	0,474	279	1,41	0,427	251	1,54	0,380	223	1,73	0,333	196	1,96	0,276	162	2,24	0,209	123	2,52
0,569	316	1,38	0,521	289	1,51	0,468	260	1,66	0,414	230	1,86	0,362	201	2,11	0,299	166	2,41	0,223	124	2,71
0,622	327	1,47	0,568	299	1,62	0,508	268	1,78	0,451	237	1,99	0,392	206	2,25	0,321	169	2,58	0,238	125	2,89
0,676	338	1,57	0,618	309	1,73	0,554	277	1,90	0,490	245	2,13	0,422	211	2,40	0,346	173	2,75	0,254	127	3,07
0,733	0,349	1,67	0,667	0,318	1,83	0,598	0,285	2,01	0,529	0,252	2,27	0,453	0,216	2,54	0,370	0,176	2,91	0,269	0,128	3,25
0,792	360	1,77	0,721	328	1,94	0,644	293	2,15	0,570	259	2,40	0,488	222	2,69	0,396	180	3,08	0,284	129	3,43
0,853	371	1,86	0,777	338	2,04	0,692	301	2,25	0,610	265	2,53	0,522	227	2,84	0,422	183	3,25	0,299	130	3,61
0,916	382	1,96	0,836	348	2,15	0,742	309	2,37	0,654	272	2,66	0,557	232	2,99	0,448	187	3,42	0,314	131	3,80
0,985	394	2,06	0,895	358	2,26	0,795	318	2,49	0,700	280	2,78	0,592	237	3,14	0,475	190	3,58	0,333	133	3,98
1,055	0,406	2,16	0,954	0,367	2,36	0,848	0,326	2,60	0,746	0,287	2,91	0,632	0,243	3,28	0,504	0,194	3,74	0,348	0,134	4,16
1,127	418	2,27	1,018	377	2,47	0,902	334	2,72	0,794	294	3,04	0,670	248	3,43	0,532	197	3,91	0,364	135	4,34
1,203	429	2,37	1,084	387	2,58	0,960	343	2,84	0,840	300	3,17	0,711	254	3,58	0,563	201	4,08	0,384	137	4,53
1,280	441	2,48	1,151	397	2,69	1,018	351	2,96	0,890	307	3,30	0,751	259	3,73	0,592	204	4,25	0,400	138	4,71
1,359	453	2,58	1,221	407	2,80	1,080	360	3,08	0,942	314	3,44	0,792	264	3,88	0,624	208	4,42	0,420	140	4,90
1,441	0,465	2,68	1,290	0,416	2,91	1,141	0,368	3,20	0,995	0,321	3,57	0,837	0,270	4,02	0,654	0,211	4,58	0,437	0,141	5,08
1,526	477	2,79	1,363	426	3,02	1,200	375	3,32	1,050	328	3,70	0,880	275	4,17	0,688	215	4,75	1,454	142	5,26
1,614	489	2,89	1,439	436	3,12	1,264	383	3,44	1,106	335	3,83	0,927	281	4,32	0,719	218	4,92	1,472	144	5,45
1,703	501	2,99	1,516	446	3,23	1,326	390	3,56	1,163	342	3,96	0,974	286	4,47	0,755	222	5,09	1,493	145	5,63
1,792	512	3,10	1,596	456	3,34	1,393	398	3,67	1,218	348	4,09	1,018	291	4,62	0,787	225	5,26	1,514	147	5,81

Zahlenbeispiele zur Anwendung der Kunzeschen Tabellen: Es sei $M = 18000 \text{ kg} \cdot \text{m}$.
 $P = 20000 \text{ kg}$. $b = 40 \text{ cm}$. Dann ist:

$$e = \frac{M}{P} = \frac{18000}{20000} = 0,90 \text{ m} = 90 \text{ cm}$$

$$N = \frac{P}{b} = \frac{20000}{40} = 500; \quad \frac{e}{N} = \frac{90}{500} = 0,180:$$

Für diesen Leitwert $\frac{e}{N} = 0,180$ findet man, z. B. für $F_e' = F_e$, $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$, $\sigma_a = 1200 \text{ kg/qcm}$ aus Tabelle 8 d (nach kleinen Einschaltungen):

$$\frac{h}{N} = 0,210; \quad \frac{1000 F_e}{N} = 0,45.$$

Daraus folgt:

$$h = 0,210 N = 0,210 \cdot 500 = 105 \text{ cm}$$

$$\bar{r}_{e1 \text{ cm}} = \frac{0,45 \cdot N}{1000} = \frac{0,45 \cdot 500}{1000} = 0,225 \text{ qcm}$$

auf 1 cm Breite, also bei $b = 40$

$$F_e = 40 \cdot 0,225 = 9,0 \text{ qcm} = F_e'.$$

Will man mit Hilfe der Tabelle den Querschnitt finden, dessen Beton- und Eisenkosten möglichst gering sind, so stelle man für verschiedene Verhältnisse von $F_e' : F_e$ und σ_e -Werte die Querschnittsverhältnisse tabellarisch zusammen. Kennt man das Preisverhältnis von 1 cbm Beton zu dem des Eisens, so läßt sich aus den Ergebnissen der Einzelrechnungen auch ein wirtschaftlicher Vergleich ableiten. Sind die Kosten für das Eisen z. B. 50 mal so hoch als die für den Beton, so ergibt sich ein guter Kostenvergleich in der Form:

$$\left(\frac{h}{N} + 50 \frac{F_e + F_e'}{N} \right),$$

also in dem Kostenverhältnisse einer durch die Normalkraft geteilten Einheitslänge.

Als Beispiel sei im Anschluß an die obige Zahlenrechnung der Querschnitt für die Spannungen $\sigma_a = 1200, 1000, 800, 600 \text{ kg/qcm}$ und die in den Tabellen enthaltenen Eisenverhältnisse ausgerechnet und für alle diese (16) Möglichkeiten die vorgenannte Vergleichssumme der Kosten gebildet (s. nebenstehende Tabelle).

Man erkennt, daß im vorliegenden Falle ein Querschnitt mit $F_e' = 0$ am billigsten ist. Seine Höhe beträgt $h = 0,218 N = 0,218 \cdot 500 = 109 \text{ cm}$; seine Bewehrung wird:

$$F_e = \frac{0,53 \cdot 500 \cdot 40}{1000} = 10,6 \text{ qcm}.$$

Liegt ein Plattenbalken-Querschnitt vor, so sind nach einer von Spangenberg¹⁾ für den exzentrisch belasteten Rechtecks-Verbundquerschnitt gegebenen Rechenmethode von Dr. Thullie und Dr. Kunze

σ_e	$F_e' = F_e$			$F_e' = \frac{1}{2} F_e$			$F_e' = \frac{1}{4} F_e$			$F_e' = 0 F_e$		
	$\frac{h}{N}$	$\frac{1000 F_e}{N}$	$\frac{h}{N} + \frac{F_e + F_e'}{50 N}$	$\frac{h}{N}$	$\frac{1000 F_e}{N}$	$\frac{h}{N} + \frac{F_e + F_e'}{50 N}$	$\frac{h}{N}$	$\frac{1000 F_e}{N}$	$\frac{h}{N} + \frac{F_e + F_e'}{50 N}$	$\frac{h}{N}$	$\frac{1000 F_e}{N}$	$\frac{h}{N} + \frac{F_e + F_e'}{50 N}$
1200	0,210	0,45	0,255	0,224	0,43	0,256	0,226	0,39	0,251	0,231	0,38	0,250
1000	0,188	0,67	0,255	0,205	0,59	0,250	0,212	0,56	0,247	0,218	0,53	0,244
800	0,164	1,07	0,271	0,185	0,91	0,253	0,196	0,84	0,248	0,204	0,81	0,244
600	0,121	2,15	0,351	0,162	1,54	0,282	0,176	1,40	0,264	0,189	1,29	0,254

¹⁾ Vgl. die Denkschrift zu Otto Mohrs 80. Geburtstag. Berlin 1916. Verlag Ernst & Sohn. S. 193 ff.

Tabellen für eine einfache Berechnung aufgestellt worden (Österreich. Wochenschrift f. den öffentl. Baudienst 1918, Heft 9; Arm. Beton 1919, Heft 2).

v. Thullie entwickelt hierbei die gesuchte Querschnittshöhe in der Gleichung:

$$h' = \frac{\alpha P}{b} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{b}{P \cdot \beta} \left(v - \frac{a}{2} \right)} \right] \quad (119)$$

und die Eiseneinlage in der Form:

$$F_e = \frac{k_1 \sigma_b q}{2 \sigma_e (1 - p)} \left(b h' \varphi - \frac{2P}{k_1 \sigma_b} \right) = \gamma \left(b h' \varphi - \frac{2P}{k_1 \sigma_b} \right) \quad (120)$$

$$F'_e = \mu F_e.$$

Bei der Entwicklung dieser Beziehungen ist vorausgesetzt: $a = p h'$, und zwar

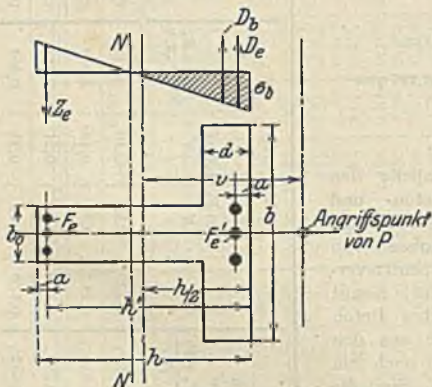


Fig. 69.

sind für p — wie zur Berechnung der Tabellen — die Werte 0,06 und 0,10 herangezogen. Ferner ist (vgl. Fig. 69) $\frac{b_0}{b} = k_0$ in den Grenzen 0,1, 0,2, 0,3, ebenso $\frac{d}{h'} = \delta_1$ in den Grenzen 0,1, 0,2, 0,3 zugrunde gelegt und $\mu = \frac{F'_e}{F_e}$ eingeführt.

In den obigen Gleichungen stellt P die exzentrisch wirkende Normalkraft, v den Abstand derselben von der die Höhe h halbierenden Parallelen zu NN dar. α , β , γ und φ sind Beiwerte, für die unter Innehaltung der obigen Grenzen,

sowie für die Spannungen $\sigma_b = 40$, $\sigma_e = 1000$ und 1200 kg/qcm; Tabellen von W. Kunze aufgestellt sind, während k_1 den bekannten Wert

$$\frac{n \sigma_b}{n \sigma_b + \sigma_e} = \frac{15 \sigma_b}{15 \sigma_b + \sigma_e}$$

darstellt. Es beträgt bei $\sigma_e = 1200$ bzw. 1000 und $\sigma_b = 40$ kg/qcm, $k_1 = 0,411$ bzw. $0,375$.

In gleicher Weise sind die φ - und γ -Werte, die in Tabelle I und II enthalten und abhängig sind (φ) von k_0 , δ und k_1 bzw. von k_1 , σ_b , n und p berechnet.

Tabellen 9a—d

zur Berechnung exzentrisch auf Druck belasteter Plattenbalken.

Tabelle 9a.

$$\text{Werte } \varphi = 1 - (1 - k_0) \left(1 - \frac{\delta_1}{k_1} \right)^2.$$

$\sigma_b = 40$	$k_0 = 0,1$		$k_0 = 0,2$		$k_0 = 0,3$	
	$\sigma_e = 1000$	$\sigma_e = 1200$	$\sigma_e = 1000$	$\sigma_e = 1200$	$\sigma_e = 1000$	$\sigma_e = 1200$
$\delta_1 = 0,1$	$\varphi = 0,517$	$\varphi = 0,559$	$\varphi = 0,570$	$\varphi = 0,608$	$\varphi = 0,625$	$\varphi = 0,657$
$\delta_1 = 0,2$	$\varphi = 0,805$	$\varphi = 0,856$	$\varphi = 0,827$	$\varphi = 0,872$	$\varphi = 0,848$	$\varphi = 0,888$
$\delta_1 = 0,3$	$\varphi = 0,964$	$\varphi = 0,991$	$\varphi = 0,968$	$\varphi = 0,992$	$\varphi = 0,976$	$\varphi = 0,993$

Tabelle 9b.

$$\text{Werte } \gamma = \frac{k_1 \sigma_b \cdot q}{2 \cdot \sigma_e (1 - p)} ; \quad q = \frac{1 - p}{1 - \mu \frac{k_1 - p}{1 - k_1}}$$

$\sigma_b = 40$ $\sigma_e =$	$p = 0,10$				$p = 0,06$			
	$\mu = 0,00$	0,25	0,50	1,00	$\mu = 0,00$	0,25	0,50	1,00
1000	$\gamma = 0,00750$	0,00841	0,00962	0,01338	$\gamma = 0,00750$	0,00857	0,01000	0,01510
1200	$\gamma = 0,00556$	0,00609	0,00674	0,00855	$\gamma = 0,00556$	0,00616	0,00696	0,00938

Tabelle 9c.

Werte für α u. β .

$p = 0,06$

$\sigma_e = \left. \begin{matrix} 1000 \\ 1200 \end{matrix} \right\} \text{ kg/qcm}$

$\mu =$ $\frac{F_e'}{F_e}$	δ_1	σ_e	$k_0 = 0,1$		$k_0 = 0,2$		$k_0 = 0,3$	
			α	β	α	β	α	β
0,00	0,1	1000	0,0688	0,0172	0,0632	0,0158	0,0581	0,0145
		1200	0,0712	0,0178	0,0661	0,0165	0,0618	0,0154
	0,2	1000	0,0457	0,0114	0,0447*	0,0112	0,0438	0,0109
		1200	0,0480	0,0120	0,0472	0,0118	0,0465	0,0116
	0,3	1000	0,0392	0,0096	0,0391	0,0098	0,0390	0,0098
		1200	0,0424	0,0106	0,0424	0,0106	0,0424	0,0106
0,25	0,1	1000	0,0761	0,0241	0,0700	0,0222	0,0643	0,0204
		1200	0,0774	0,0234	0,0719	0,0217	0,0672	0,0203
	0,2	1000	0,0504	0,0160	0,0492	0,0156	0,0481	0,0152
		1200	0,0520	0,0157	0,0512	0,0155	0,0505	0,0153
	0,3	1000	0,0431	0,0137	0,0430	0,0136	0,0429	0,0136
		1200	0,0459	0,0139	0,0459	0,0139	0,0459	0,0139
0,50	0,1	1000	0,0839	0,0342	0,0768	0,0312	0,0706	0,0287
		1200	0,0840	0,0310	0,0778	0,0228	0,0725	0,0268
	0,2	1000	0,0552	0,0224	0,0539	0,0219	0,0528	0,0215
		1200	0,0563	0,0208	0,0554	0,0205	0,0545	0,0202
	0,3	1000	0,0470	0,0191	0,0470	0,0191	0,0470	0,0191
		1200	0,0495	0,0183	0,0495	0,0183	0,0495	0,0183
1,00	0,1	1000	0,0989	0,0717	0,0903	0,0654	0,0832	0,0603
		2000	0,0970	0,0557	0,0895	0,0515	0,0834	0,0479
	0,2	1000	0,0646	0,0469	0,0631	0,0457	0,0617	0,0447
		1200	0,0646	0,0372	0,0635	0,0366	0,0624	0,0359
	0,3	1000	0,0548	0,0395	0,0546	0,0395	0,0545	0,0395
		1200	0,0565	0,0325	0,0565	0,0325	0,0565	0,0325

Tabelle 9d.

Werte für α u. β .

$$p = 0,10$$

$$\sigma_e = \frac{1000}{1200} \left. \vphantom{\frac{1000}{1200}} \right\} \text{kg/qcm}$$

$\frac{\mu = F_e'}{F_e}$	δ_1	σ_e	$k_0 = 0,1$		$k_0 = 0,2$		$k_0 = 0,3$	
			α	β	α	β	α	β
0,00	0,1	1000	0,0689	0,0172	0,0633	0,0158	0,0583	0,0146
		1200	0,0713	0,0178	0,0664	0,0166	0,0617	0,0154
	0,2	1000	0,0457	0,0114	0,0447	0,0112	0,0438	0,0109
		1200	0,0480	0,0120	0,0472	0,0118	0,0466	0,0116
	0,3	1000	0,0392	0,0098	0,0390	0,0096	0,0390	0,0098
		1200	0,0425	0,0106	0,0425	0,0106	0,0425	0,0106
0,25	0,1	1000	0,0752	0,0229	0,0688	0,0210	0,0634	0,0193
		1200	0,0764	0,0223	0,0714	0,0208	0,0662	0,0193
	0,2	1000	0,0497	0,0151	0,0486	0,0148	0,0476	0,0146
		1200	0,0513	0,0150	0,0506	0,0148	0,0498	0,0145
	0,3	1000	0,0425	0,0130	0,0424	0,0129	0,0423	0,0129
		1200	0,0454	0,0133	0,0453	0,0132	0,0453	0,0132
0,50	0,1	1000	0,0815	0,0306	0,0746	0,0281	0,0686	0,0258
		1200	0,0818	0,0282	0,0761	0,0262	0,0706	0,0244
	0,2	1000	0,0537	0,0202	0,0525	0,0197	0,0513	0,0193
		1200	0,0547	0,0189	0,0539	0,0186	0,0530	0,0183
	0,3	1000	0,0458	0,0172	0,0457	0,0172	0,0555	0,0171
		1200	0,0483	0,0167	0,0482	0,0166	0,0582	0,0166
1,00	0,1	1000	0,0945	0,0569	0,0864	0,0520	0,0793	0,0477
		1200	0,0924	0,0453	0,0860	0,0422	0,0796	0,0391
	0,2	1000	0,0620	0,0374	0,0605	0,0364	0,0591	0,0356
		1200	0,0616	0,0302	0,0606	0,0298	0,0596	0,0293
	0,3	1000	0,0526	0,0317	0,0524	0,0316	0,0522	0,0314
		1200	0,0540	0,0265	0,0540	0,0265	0,0540	0,0265

Die Tabellen sind für $a: (h - a) = p = 0,06$ und $0,10$ aufgestellt worden. Der erstere Wert ist anzunehmen, wenn eine größere, der letztere, wenn eine geringere Querschnittshöhe zu erwarten steht. Ferner sind für die Verhältnisse

$b_0 : b = k_0$ und auch $\frac{d}{h'} = \delta_1$ die Werte $0,1, 0,2$ und $0,3$ zugrundegelegt worden,

d. h. man kann mit den Tabellen unmittelbar Plattenbalkenquerschnitte berechnen deren Rippenbreite 1, 2 und 3 Zehntel der Plattenbreite und deren Plattendicke 1, 2 und 3 Zehntel der wirksamen Höhe ist. Zwischenschaltungen sind zwischen den Werten für $k_0 = 0,1, 0,2$ und $0,3$ erlaubt; zwischen den Werten $\delta_1 = 0,1, 0,2$ und $0,3$ ergeben sie jedoch zu ungenauere Werte; die Linie der Werte α und β ist als Funktion der k_0 -Werte annähernd eine Gerade, als Funktion der δ_1 -Werte hingegen stark gekrümmt. Man ist also, wenn man die Tabelle anwenden will, gezwungen, die Plattenstärke gerade 1, 2 oder 3 Zehntel von der wirksamen Höhe zu machen, was aber un schwer einzuhalten ist.

Die einfache Benutzung der Tabellen läßt das nachfolgende Zahlenbeispiel erkennen:

Es sei: $P = 30\,000$ kg, $v = 40$ cm, $b = 150$ cm, $F_e' : F_e = \mu = 0,25$, die zulässige Betonspannung $\sigma_b = 40$ kg/qcm, die Eisenspannung $\sigma_e = 1000$ kg/qcm. Weiter wird angenommen:

$$b_0 : b = k_0 = 0,2; \quad a = 3 \text{ cm}; \quad \alpha : (h - a) = \beta = 0,06.$$

Mit Hilfe der Tabellen 9a—c findet man für diese Werte:

$$\eta = 0,827; \quad \gamma = 0,00857; \quad \alpha = 0,0492; \quad \beta = 0,0156.$$

Aus Tabelle 4 c folgt: $k_1 = 0,375$.

Nach Gleichung (119) wird dann

$$h' = h - a = \frac{0,0492 \cdot 30\,000}{150} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{150}{30\,000 \cdot 0,0156} (40 - 1,5)} \right] = 45,7 \text{ cm};$$

$$h = 45,7 + 3,0 = 48,7 \text{ cm}.$$

$$F_e = 0,00857 \left(150 \cdot 45,7 \cdot 0,827 - \frac{2 \cdot 30\,000}{0,375 \cdot 40} \right) = 14,30 \text{ qcm}; \quad (120)$$

$$F_e' = 0,25 F_e = 3,58 \text{ qcm}.$$

5. Auszüge aus amtlichen Bestimmungen.

A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton vom 13. Januar 1916.

Teil II. Leitsätze für die statische Berechnung.

§ 15. Einfluß der Wärmeschwankungen und des Schwindens.

1. Bei gewöhnlichen Hochbauten können die Wärmeschwankungen außer Berechnung bleiben; es genügt im allgemeinen, Schwindlügen in Abständen von 30—40 m anzuordnen. In besonderen Fällen sowie bei Ingenieurbauten empfiehlt es sich, diese Abstände zu verkleinern.

2. Bei rahmen- und bögenförmigen Tragwerken von großen Spannweiten sowie allgemein bei Ingenieurbauten muß der Einfluß der Wärme berücksichtigt werden, wenn dadurch innere Spannungen entstehen. Soll bei mittlerer Jahreswärme betoniert werden, so ist mit einem Wärmeunterschied von $\pm 15^\circ\text{C}$ zu rechnen. Wird bei anderer Wärme betoniert, so ist zu beachten, daß die statischen Verhältnisse dadurch eine Änderung erfahren.

Der außerdem zu ermittelnde Einfluß des Schwindens des Betons an der Luft ist dem eines Wärmeabfalls von 15°C gleich zu achten.

Als Wärmeausdehnungszahl von Beton ist $1 : 10^5$ einzusetzen.

3. Bei Tragwerken, deren geringste Abmessung 70 cm oder mehr beträgt, und solchen, die durch Überschüttung oder sonst hinreichend geschützt sind, dürfen die Wärmeschwankungen geringer, mit $\pm 10^\circ\text{C}$, in die Rechnung eingestellt werden.

§ 16. Ermittlung der äußeren Kräfte.

1. Bei statisch bestimmten Tragwerken sind Auflagerkräfte, Querkräfte und Biegemomente nach den Regeln der Statik zu ermitteln.

Bei der Berechnung der unbekanntenen Größen statisch unbestimmter Tragwerke und der elastischen Formänderung aller Tragwerke sind die aus dem vollen Betonquerschnitt einschließlich der Zugzone und aus der zehnfachen Fläche der Längsseiten gebildeten ideellen Querschnittsflächen und die daraus errechneten Trägheitsmomente ($n = 10$!), sowie eine für Druck und Zug im Beton gleich große Formänderungszahl $E = 210\,000$ kg/qcm in Rechnung zu stellen. Für die Ermittlung der äußeren Kräfte (Einspannungsmomente und Auflagerkräfte) kann in der Regel unter Vernachlässigung der Eiseneinlagen mit unveränderlichem Trägheitsmoment gerechnet werden.

2. Bei beiderseits frei aufliegenden Platten ist die Lichtweite zuzüglich der Deckenstärke in Feldmitte, bei frei aufliegenden Balken die Entfernung der Auflagermitten als Stützweite in die Berechnung einzuführen. Bei außergewöhnlich großen Auflagerlängen ist die Stützweite gleich der um 5 v. H. vergrößerten Lichtweite zu wählen.

3. Bei durchgehenden Platten und Balken gilt als Stützweite die Entfernung zwischen den Mitten der Stützen. Ist bei Hochbauten die Stützenbreite D gleich oder größer als der fünfte Teil der Stockwerkhöhe, so sind durchgehend ausgebildete Balken nicht mehr als durchgehend, sondern als an der Stütze voll eingespannt zu berechnen. Hierbei ist vorausgesetzt, daß die Balken entweder mit der Stütze biegungsfest verbunden sind, oder daß eine entsprechende Auflast über den Stützen vorhanden ist, wobei als Stützweite die um 5 v. H. vergrößerte Lichtweite zu rechnen ist.

4. Bei durchgehenden Balken kann zur Aufnahme des Stützenmoments die durch Verlängerung der flachen Balkenschrägen bis zur Stützenmitte sich ergebende Balkenhöhe h als wirksam angenommen werden; dabei ist zu beachten, daß der am stärksten beanspruchte Querschnitt nicht immer über der Stützenmitte liegt.

¹⁾ Vgl. § 17, Ziff. 2.

Die in Rechnung zu stellende Neigung der Schrägen soll nicht steiler als 1 : 3 sein; das Maß des Beginns der Schrägen ist so zu wählen, daß der Momentennullpunkt außerhalb der Schräge zu liegen kommt.

5. Eisenbetonstützen in fester Verbindung mit Balken sind ausnahmsweise, auf Verlangen der Baupolizeibehörde, auf Biegung zu untersuchen, insbesondere bei Brücken und ähnlichen Ingenieurbauten. Bei Endstützen ist, wenn eine genaue Berechnung auf Rahmenwirkung nicht angestellt wird, wenigstens ein solches Biegemoment zu berücksichtigen, das ein Drittel des Moments im Endfelde bei freier Auflagerung des Balkens über der Endstütze ist.

6. Bei Berechnung des Momentes in den Feldmitten darf eine Einspannung an den Balken- und Plattenenden nur so weit berücksichtigt werden, als sie durch bauliche Maßnahmen gesichert und rechnerisch nachweisbar ist.

Wenn freie Auflagerung im Mauerwerk angenommen wird, muß gleichwohl durch obere Eiseneinlagen und einen ausreichenden Betonquerschnitt an der Unterseite einer doch vorhandenen, unbeabsichtigten Einspannung Rechnung getragen werden; dies ist namentlich bei Rippendecken mit oder ohne Ausfüllung der Zwischenräume zu beachten.

Mit Rücksicht auf die Querkräfte sind bei Balken — auch bei freier Auflagerung — einige abgebogene Eisen bis über das Auflager hinwegzuführen.

7. Die Berechnung durchgehender Tragwerke ist stets für die ungünstigste Stellung der Nutzlast durchzuführen; aufwärts biegende Momente in Feldmitte sind zu berücksichtigen.

Wenn nur ständige Belastung vorkommt, darf das Feldmoment bei gleichen Stützweiten in den Mittelfeldern nicht unter $\frac{p l^2}{24}$ angenommen werden.

8. Platten in Hochbauten, die einerseits oder beiderseits mit Eisenbetonrippen starr verbunden sind, können bei annähernd gleicher Feldweite und gleichmäßiger Belastung zur Vereinfachung der Rechnung derart als eingespannt berechnet werden, daß die größten Feldmomente der Mittelfelder zu $\frac{p l^2}{14}$, der Endfelder zu $\frac{p l^2}{11}$ angenommen werden; dabei ist l der Achsabstand der Rippen. An den Rippen ist vollkommene Einspannung anzunehmen.

Bei wesentlich verschiedenen Feldweiten sind die Feldmomente bei ungünstigster Laststellung unter Annahme eines durchgehenden Trägers nachzuweisen; aufwärts biegende Momente in den Feldmitten sind zu berücksichtigen.

Die Verstärkung von Deckenplatten durch Kehlen oder Schrägen darf nur so weit in Rechnung gestellt werden, als die Neigung nicht steiler als 1 : 3 ist.

9. Die Breite der Druckplatte eines Plattenbalkens darf, von der Rippenachse aus nach jeder Seite gemessen, nicht größer angenommen werden als die 4fache Rippenbreite, die 8fache Plattendicke, die 2fache Trägerhöhe einschl. Plattendicke oder die halbe zugehörige Plattenfeldweite. Bei einseitigen Plattenbalken ist die 3fache Rippenbreite, die 6fache Plattendicke und die 1 $\frac{1}{2}$ fache Trägerhöhe maßgebend. Das kleinste dieser Maße ist zu wählen.

Liegen die Deckeneisen gleichlaufend mit den Hauptbalken, so sind rechtwinklig zu ihnen besondere Eiseneinlagen anzuordnen, die die Mitwirkung der anschließenden Deckenplatte auf die gerechnete Breite sichern, und zwar wenigstens 8 Eisen von 7 mm Durchmesser auf 1 m Balkenlänge.

10. Die wirksame Balkenhöhe, d. h. der Abstand der äußeren Betondruckkante vom Schwerpunkt der Eiseneinlagen, muß mindestens betragen:

Bei Balken, Unterzügen und Rippendecken mit oder ohne Ausfüllung der Zwischenräume $\frac{1}{20}$ der Stützweite.

Bei massiven Eisenbetonplatten und Hohlsteindeckenplatten (Steindecken mit auf Druck beanspruchten Steinen) $\frac{1}{27}$ der Stützweite. Bei durchlaufenden Platten gilt als Stützweite die größte Entfernung der Momentennullpunkte.

11. Bei ringsum aufliegenden rechteckigen Platten mit gekreuzten Eiseneinlagen ist, wenn nicht nach genauem Verfahren gerechnet wird, bei gleichmäßig verteilter Belastung p , wenn die Länge a und die Breite b beträgt, die Belastung wie folgt zu verteilen:

$$\text{für die Stützweite } a \text{ wird } p_a = p \frac{b^4}{a^4 + b^4},$$

$$\text{für die Stützweite } b \text{ wird } p_b = p \frac{a^4}{a^4 + b^4}.$$

Mit diesen Belastungswerten ist die Berechnung nach den Regeln durchzuführen, die für freiaufhängende, eingespannte oder durchgehende Platten gelten.

12. Die sich rechnerungsmäßig ergebende Dicke der Platten und der plattenförmigen Teile der Plattenbalken ist überall auf mindestens 5 cm zu bringen. Ausgenommen von dieser Vorschrift sind Dachplatten und untergehängte Decken, die nur zum Abschluß dienen oder nur zwecks Reinigung und dergleichen begangen werden, sowie fabrikmäßig hergestellte, fertig verlegte Eisenbetonplatten.

Die Druckplatten von Rippendecken mit oder ohne Ausfüllung der Zwischenräume (vgl. Ziff. 10) bis zu 0,6 m Achsabstand müssen mindestens 5 cm stark sein. Solche Decken müssen zur Lastverteilung Querrippen von der Stärke und Bewehrung der Tragrippen erhalten, und zwar bei Deckenspannweiten von 4—6 m eine Querrippe, bei Spannweiten über 6 m mindestens zwei. Bei starken Einzellasten ist ein besonderer Festigkeitsnachweis erforderlich.

Bei vollen Deckenplatten darf in der Gegend der größten Momente der Eisenabstand 15 cm nicht überschreiten.

13. Platten mit oder ohne verteilende Deckschicht von der Stützweite l , die Einzellasten (z. B. Raddrücke oder Drücke von Maschinenfüßen) aufzunehmen haben, sind auf Biegung

zu berechnen wie plattenförmige Balken von der Breite $\frac{2}{3}l$. In der Richtung der Zugeisen kann bei Berechnung von Brückenplatten und Decken, die mit schweren Maschinen belastet werden, eine Lastverteilung auf die Länge $l + 2s$ angenommen werden.

14. Für die Berechnung der Schubspannungen kann in der Plattenmitte ebenfalls eine Plattenbreite von $\frac{2}{3}l$ angenommen werden; am Auflager ist dagegen nur $l + 2(s + h)$ in Rechnung zu stellen. Zwischenwerte sind angemessen einzuschalten.

§ 17. Ermittlung der inneren Kräfte.

1. Die Spannungen im Querschnitt des auf Biegung oder des auf Biegung mit Achsdruck beanspruchten Körpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Dehnungen wie die Abstände von der Nulllinie verhalten. Die zulässigen Beanspruchungen des Betons auf Druck und des Eisens auf Zug sowie die zulässigen Schub- und Haftspannungen haben zur Voraussetzung, daß das Eisen alle Zugspannungen im Querschnitt aufnimmt, daß also von einer Mitwirkung des Betons auf Zug ganz abgesehen wird.

2. Für die Bemessung der Bauteile ist das Verhältnis der Elastizitätsmaße von Eisen und Beton zu $n = 15$ anzunehmen (vgl. § 16, Ziff. 1).

3. In Balken sind die Schubspannungen τ_0 nachzuweisen (vgl. § 18, Ziff. 10).

Geht der ohne Rücksicht auf abgeogene Eisen oder Bügel errechnete Wert der Schubspannung über 14 kg/qcm hinaus, so ist zunächst die Rippenstärke zu vergrößern, bis dieser Wert erreicht oder unterschritten wird. Sodann sind die Anordnungen so zu treffen, daß die Schubspannungen in denjenigen Balkenteilen, wo der für Beton zulässige Wert von 4 kg/qcm überschritten wird, durch aufgebogene Eisen, durch die Bügel oder durch beide zusammen vollkommen aufgenommen werden.

4. Die Haftspannungen brauchen nicht berechnet zu werden, wenn die Enden der Eisen mit runden oder spitzwinkligen Haken versehen und dabei die Eisen nicht stärker als 26 mm sind.

5. Bei Brücken unter Gleisen, die von Hauptbahnlokomotiven befahren werden, soll zur Vermeidung von Rissen nachstehende Regel befolgt werden:

Unter Festhaltung des Wertes $\sigma_e \leq 750$ kg/qcm und $\sigma_b \leq 24$ kg/qcm darf für nur auf Biegung beanspruchte Rippenbalken, deren in Rechnung gestellte Plattenbreite $b = \alpha \cdot b_1$ ist, das aus der Tafel (vgl. Fig. 70, S. 336) hervorgehende Bewehrungsverhältnis $\varphi = \frac{F_e}{b_1 \cdot h_1}$ (d. h. Eisenquerschnitt geteilt durch Rippenhöhe [nur bis Plattenunterkante] mal Rippenbreite) nicht überschritten werden¹⁾.

Bei Bogen-, Rahmen- und sonstigen statisch unbestimmten Brücken, die von Hauptbahnlokomotiven befahren werden, müssen auch die auftretenden Betonzugspannungen unter Berücksichtigung der Achskräfte nachgewiesen werden. Auch dabei ist $n = 15$ anzunehmen; die so errechnete Betonzugspannung darf nicht den Wert von 24 kg/qcm übersteigen. Dabei ist die Wirkung der Wärmeschwankungen und das Schwinden des Betons nach § 15 zu berücksichtigen.

¹⁾ Zu diesem Zweck wählt man zunächst eine bestimmte Rippenhöhe h_1 und ermittelt angenähert $F_e = \frac{M}{\left(0,92 h_1 + \frac{d}{2}\right) \sigma_e}$. Da die Plattenstärke d schon vorher bekannt ist, so

kann auch $\beta = \frac{d}{h_1}$ und $\frac{\varphi}{\alpha} = \frac{F_e}{d \cdot b} \cdot \beta$ berechnet werden. In der Tafel sucht man nun den Schnittpunkt der β -Linie mit der $\frac{\varphi}{\alpha}$ -Linie und liest die Abszisse α und die Ordinate φ ab. Die gesuchte Rippenbreite ist $b_1 = \frac{b}{\alpha}$ (*). Die Ordinate φ gibt zur Kontrolle $\varphi = \frac{F_e}{b_1 \cdot h_1}$ (vgl. Zentralbl. der Bauverw. 1914, S. 204 und 1915, S. 391).

Wegen der Anwendung dieser Regeln und der Benutzung der nebenstehenden graphischen Darstellung vgl. die nachfolgenden beiden Zahlenbeispiele:

1. Für ein $M = 760\,000$ kg · cm, $b = 100$, $d = 14$ cm und ein eingeschätztes $h_1 = 50$ cm wird:

$$\beta = \frac{14}{50} = 0,28; \quad F_e = \frac{760\,000}{750 \left(0,92 \cdot 50 + \frac{14}{2}\right)} = 19 \text{ qcm};$$

$$\frac{\varphi}{\alpha} = \frac{F_e}{d \cdot b} \cdot \beta = \frac{19}{14 \cdot 100} \cdot 0,28 = 0,0038.$$

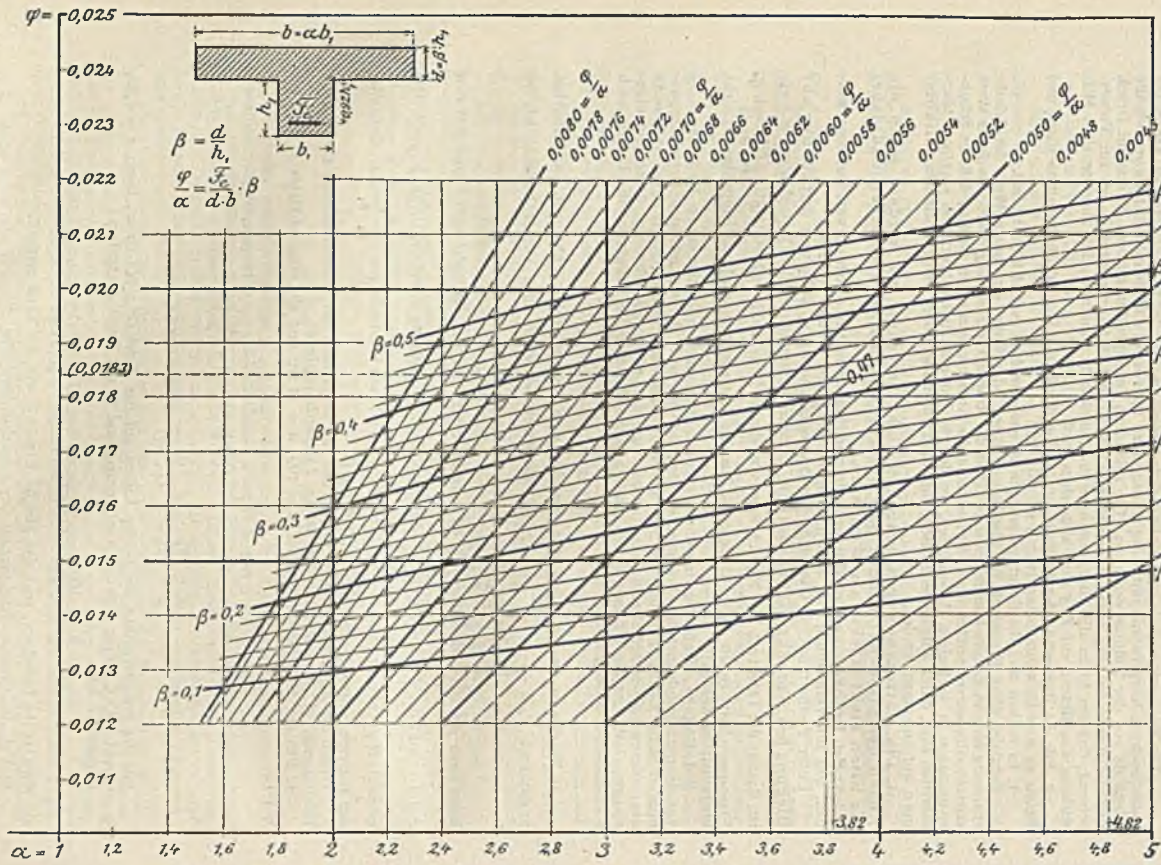
Für die Schnittpunkte der beiden Linien auf der Tafel (Fig. 70) findet man: $\alpha = 4,82$, $\varphi = 0,0183$. (Der Punkt und die Koordinaten sind in der Tafel angegeben.)

Demgemäß ist:

$$b_1 = \frac{b}{\alpha} = \frac{100}{4,82} = 20,7 \text{ cm}, \quad \varphi = \frac{19}{20,7 \cdot 50} = 0,0183,$$

als Kontrolle berechnet, und das gleiche Ergebnis wie die Tafel zeigend.

*) Vgl. die Querschnittsfigur auf der umstehenden Tafel (Fig. 70).



Vorausgesetzt wird, daß die betreffenden Bauteile nach dem Einstampfen mindestens sechs Wochen lang feucht gehalten und vor Einwirkung der Sonnenstrahlen geschützt werden. Bei Brücken über Bahnanlagen wird ein besonderer Schutz (z. B. durch Schutzanstrich oder aufgehängte Schutztafeln) gegen die Einwirkung der schweffligen Rauchgase empfohlen; seine Ausführung ist den besonderen Verhältnissen anzupassen.

6¹). Bei Stützen ohne Knickgefahr und mit gewöhnlicher Bügelbewehrung berechnet sich die zulässige zentrische Belastung aus der Formel:

$$P = \sigma_b (F_b + 15 F_e)$$

worin σ_b die zulässige Druckspannung des Betons für Stützen (vgl. § 18, Ziff. 3), F_b die Durchschnittsfläche des Betons und F_e diejenige der Längseisen bedeutet.

Die Anwendung dieser Formel ist nur gestattet, wenn die Längseisen zusammen mindestens 0,8 v. H. und nicht mehr als 3 v. H. des Betonquerschnitts ausmachen und durch Bügel verbunden sind. Der Abstand der Bügel (von Mitte zu Mitte gemessen) darf nicht größer sein als die kleinste Abmessung des Stützenquerschnittes und nicht über das Zwölfwache der Stärke der Längsstäbe hinausgehen.

7¹). Bei umschnürten Säulen und anderen umschnürten Druckgliedern mit kreisförmigem Kernquerschnitt soll die zulässige zentrische Last aus der Formel

$$P = \sigma_b (F_k + 15 F_e + 45 F_a)$$

berechnet werden. Hierin bedeutet F_k den Querschnitt des umschnürten Kerns (durch die Mitte der Querbewehrungseisen begrenzt) $F_e = \frac{\pi \cdot D \cdot l}{s}$, wenn D den mittleren Krümmungsdurchmesser der Querbewehrungseisen, l den Querschnitt der letzteren und s ihren Abstand in Richtung der Säulennachse (von Mitte bis Mitte) bezeichnet.

Dabei muß sein

$$(F_k + 15 F_e + 45 F_a) \geq 2 F_b$$

Als umschnürte Säulen sind solche mit Querbewehrung nach der Schraubenlinie (Spiralbewehrung) und gleichwertigen Wicklungen²) oder mit Ringbewehrung versehene Säulen mit kreisförmigem Kernquerschnitt anzusehen, bei denen das Verhältnis der Ganghöhe der Schraubenlinie oder des Abstandes der Ringe zum Durchmesser des Kernquerschnittes kleiner als $\frac{1}{3}$ ist. Der Abstand der Schraubenwindungen oder der Ringe soll nicht über 8 cm hinausgehen. Die Längsbewehrung (F_e) soll mindestens $\frac{1}{3}$ der Querbewehrung (F_a) sein.

8¹). Quadratischen oder rechteckigen Umschnürungen wird eine Erhöhung der Tragfähigkeit nicht zuerkannt; nach dieser Art bewehrte Stützen und Druckglieder sind daher nach den Vorschriften in Ziff. 6 zu berechnen.

9. Beträgt die Höhe einer zentrisch belasteten Stütze mehr als das 15fache der kleinsten Querschnittsabmessung, so ist die Stütze auch auf Knicken zu berechnen. Hierbei ist die Eulersche Formel anzuwenden unter Voraussetzung einer zehnfachen Sicherheit. Das Elastizitätsmaß des Betons ist zu 140 000 kg/qcm anzunehmen. Das erforderliche Trägheitsmoment berechnet sich dann zu

$$J \text{ (in cm}^4\text{)} = 70 P \cdot l^3$$

worin P die Belastung der Stütze in t und l die volle Stablänge (Stockwerkshöhe) in m ist.

Die Benutzung anderer Knickformeln soll nicht ausgeschlossen sein; doch bedarf es daneben des Nachweises der Knicksicherheit nach der Eulerschen Formel.

10. Ist eine Stütze exzentrisch belastet oder ist die Möglichkeit vorhanden, daß sie seitliche Drucke erhält (z. B. in Fabriken und Lagerhäusern), so sind neben dem Nachweis der Knicksicherheit (vgl. Ziff. 9) die größten Kantenpressungen aus der Gleichung

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$$

zu ermitteln (vgl. § 16, Ziff. 5).

2. Ist $M = 600\,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$, $h_1 = 40 \text{ cm}$; es wird:

$$\beta = \frac{d}{h_1} = \frac{12}{40} = 0,30;$$

$$F_e = \frac{600\,000}{750 \left(0,92 h_1 + \frac{d}{2} \right)} = \frac{600\,000}{750 \cdot (0,92 \cdot 40 + 6)} = 13,7 \text{ qcm};$$

$$\frac{\varphi}{\alpha} = \frac{F_e}{d \cdot b} \beta = \frac{13,7}{12 \cdot 100} \cdot 0,30 = 0,0047.$$

Aus der graphischen Tafel folgt: $\alpha = 3,82$; $\varphi = 0,018$ und somit

$$b_1 = \frac{100}{\alpha} = \frac{100}{3,82} \approx 26 \text{ cm}.$$

Der Prüfung dient:

$$\varphi = \frac{F_e}{b_1 h_1} = \frac{13,7}{26 \cdot 40} = 0,018.$$

¹) Änderungen in diesen Einzelbestimmungen bleiben vorbehalten, bis nach Abschluß der weiter im Gange befindlichen Versuche.

²) Die Gleichwertigkeit ist nachzuweisen.

Beträgt die Höhe der Stütze mehr als das 20fache der kleinsten Querschnittsabmessung so ist M noch um den Wert $P \cdot \frac{1}{200}$, der der Wirkung der Knickkraft am Hebelsarm der Durchbiegung Rechnung tragen soll, zu vermehren.

§ 18. Zulässige Spannungen.

1. Die nachstehend für Beton angegebenen Spannungen sind unter der Voraussetzung zulässig, daß der Beton, auch wenn flüssig angemacht und entsprechend der Verarbeitung im Bauwerk behandelt, nach 28 Tagen Erhärtung eine Würfel Festigkeit (s. Anhang) von mindestens 150 kg/qcm und nach 45 Tagen von mindestens 180 kg/qcm hat. Ist der Beton für Säulen oder Stützen bestimmt, so muß die Würfel Festigkeit nach 28 Tagen mindestens 180 kg/qcm und nach 45 Tagen mindestens 210 kg/qcm betragen. Im Streitfall entscheidet die Prüfung nach 45 Tagen.

2. Wird bei Beton, auch wenn flüssig angemacht, nach 45 Tagen eine Würfel Festigkeit von mehr als 245 kg/qcm nachgewiesen, so darf bei Hochbauten der Beton in Säulen und Stützen (Ziff. 3, a) anstatt mit 35 kg/qcm mit $\frac{1}{7}$, in Rahmen und Bogen (Ziff. 4, b) anstatt mit 40 kg/qcm mit $\frac{1}{6}$ der nachgewiesenen Würfel Festigkeit, jedoch nicht mit über 50 kg/qcm beansprucht werden.

3. Zentrischer Druck. Als zulässige Druckspannung des Betons σ_b gelten folgende Werte:

a) bei Hochbauten allgemein 35 kg/qcm

b) bei Säulen mehrgeschossiger Gebäude
im Dachgeschoß¹⁾ 25 „
im darunter liegenden Geschoß 30 „
in den folgenden Geschossen 35 „

Die nach Ziff. 2 u. U. zulässige Spannungserhöhung ist für die höheren Geschosse in gleichem Verhältnis wie vorstehend zu ermäßigen.

c) bei Stützen von Brücken 30 kg/qcm (vgl. Ziff. 5).

4. Biegung und exzentrischer Druck. Nach dem Grad der Erschütterungen wird die zulässige Druckspannung des Betons σ_b und die Zugspannung des Eisens σ_e wie nachstehend festgesetzt:

Art des Bauwerks oder des Bauteils	σ_b kg/qcm	σ_e kg/qcm
a) Hochbauten (einschl. Fabriken) mit vorwiegend ruhender Last	40	1200
b) Rahmen und Bogen Wegen Erhöhung der Betonspannung bei Rahmen und Bogen vgl. Ziff. 2.	40	1200
c) Platten von weniger als 10 cm Stärke sowie Bauteile, die der unmittelbaren Einwirkung von Stößen und Erschütterungen durch Maschinen usw. ausgesetzt sind, Haupttreppen, Tansäle, Fabriken usw.	35	1000
d) Die Teile von Straßenbrücken, die der unmittelbaren Erschütterung durch Lastwagen und Dampfrollen ausgesetzt sind, sehr stark (z. B. durch schwere Maschinen) erschütterte sonstige Tragwerke und Durchfahrten	35	900
e) Die übrigen Teile von Straßenbrücken	40	1000
f) Brücken unter Eisenbahngleisen bei einem Schotterbett von mindestens 0,30 m Stärke (vgl. auch § 17, Ziff. 5)	30	750

5. Auf Verlangen der Baupolizei ist in den Gruppen c, d und e (Ziff. 4) die veränderliche Last mit dem 1,5fachen in die Rechnung einzusetzen: dann sind aber die Werte $\sigma_b = 40$ kg/qcm und $\sigma_e = 1200$ kg/qcm der Rechnung zugrunde zu legen. Ausnahmeweise kann in Gruppe c für Bauteile, die besonders starken Erschütterungen (z. B. durch Rotationsmaschinen) ausgesetzt sind, eine Erhöhung des Beiwertes über 1,5 (bis höchstens 2) gefordert werden.

Wird mit dem Beiwert 1,5 gerechnet, so kann bei Berechnung von Brückenstützen (vgl. Ziff. 3, c) von der Druckspannung $\sigma_b = 40$ kg/qcm ausgegangen werden.

6. An den Unterseiten der Schrägen oder Kehlen von Plattenbalken, wo diese an die Mittelstützen anschließen, kann die Druckspannung um $\frac{1}{2}$, jedoch nicht über 50 kg/qcm erhöht werden.

7. Bei Bauteilen, die auf exzentrischen Druck beansprucht werden, darf der Wert $\frac{P}{F}$ die in Ziff. 3 für zentrischen Druck genannten Werte nicht überschreiten. Wenn zur Vereinfachung der Rechnung die Formel $\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{W}{M}$ zugrunde gelegt wird, so darf der Beton am Rande bis zu 5 kg/qcm auf Zug beansprucht werden.

8. Werden in der statischen Berechnung außer der ständigen Last und der ungünstigen Nutzlast (einschl. der Fliehkraft bei Bahnbrücken) auch noch Schneelast, die größten Winddrucke, die Brems- und Reibungskräfte und bei statisch unbestimmten Tragwerken der Einfluß

¹⁾ Empfohlen wird, die Seitenlänge des Querschnitts bei Mittelstützen zu mindestens 25 cm anzunehmen.

der Wärmeschwankung und des Schwindens (vgl. § 15, Ziff. 2), ferner in Hochläuten bei Stützen die von den Unterzügen auf sie übertragene Biegung, also sämtliche möglichen Einwirkungen berücksichtigt, so dürfen bei ungünstigster Zusammenzählung dieser Spannungen die in Ziff. 3 und 4 angegebenen Betondruck- und Eisenspannungen um 30 v. H. überschritten werden, wobei als äußerste Grenzen der Eisenspannung 1200 kg/qcm und der Betondruckspannung 60 kg/qcm einzuhalten sind. Maßgebend ist der ungünstigste Belastungsfall.

9. Ausnahmsweise können bei Gelenken und anderen besonderen Bauteilen höhere Beanspruchungen zugelassen werden.

10. Schubspannung. Die Schubspannung τ_0 des Betons darf 4 kg/qcm nicht überschreiten. Sie ist zu berechnen aus der Gleichung $\tau_0 = \frac{Q}{b_0 c}$, worin b_0 bei Plattenbalken die Stegbreite und c den Abstand des Eisenschwerpunktes vom Druckmittelpunkt bedeutet.

11. Haftspannung. Die zulässige Haftspannung τ_H (Gleitwiderstand) beträgt 4,5 kg/qcm. Dabei ist für die auf Biegung beanspruchten Platten und Balken vorausgesetzt, daß sie, wenn nur gerade Eisen mit oder ohne Bügel vorhanden sind, aus der Gleichung $\tau_H = \frac{b_0 \cdot \tau_0}{U}$ berechnet wird.

Sind dagegen Eisen nach der einfachen oder mehrfachen Strebenanordnung abgebogen, so daß sie instande sind, die gesamten schrägen Zugspannungen allein aufzunehmen, so ist für die Berechnung der Haftspannung an den unteren gerade geführten Eisen nur die halbe Querkraft in Ansatz zu bringen.

12. Drehspannung. Die zulässige Drehungsspannung des Betons beträgt für rechteckige Querschnitte $\tau_d = 4$ kg/qcm.

B. Die amtlichen österreichischen Eisenbetonbestimmungen

— Vorschrift des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 15. Juni 1911 — mögen in kurzen Auszügen mitgeteilt werden, falls sie nicht den voranstehend wiedergegebenen Bestimmungen sinngemäß entsprechen oder eine allgemeinere Bedeutung nicht haben.

Mischung: mindestens 280 kg Zement auf 1 cbm Gemenge von Sand- und Steinmaterial. Der verwendete Portlandzement soll in 1:3 nach 28 Tagen eine größere Zugfestigkeit als 22 kg/qcm und eine größere Druckfestigkeit als 220 kg/qcm aufweisen. Die Steine sollen mehr als 300 kg/qcm Mörtelfestigkeit zeigen, maschinelle Mischung ist im allgemeinen zu wählen.

Bei der Ausführung dürfen die Lehrgerüste usw. nicht vor 4 Wochen, die seitlichen Schalungen nicht eher als 4 Tage nach Beendigung der Stampfarbeit entfernt werden. Belastungsproben sind erst nach 6 Wochen vom vorgenannten Zeitpunkte an zulässig. Die beobachteten elastischen Durchbiegungen dürfen die für die Probelast berechneten nicht um mehr als 20 v. H. überschreiten; bleibende Durchbiegungen dürfen nicht mehr als ein Drittel der letzteren ausmachen. Die Bruchlast ist zum mindesten gleich der dreifachen Gesamtlast zu erweisen.

Bei Ermittlung der äußeren Kräfte ist der Zufluß von Wärmeschwankungen von -15°C bis $+15^\circ\text{C}$ zu berücksichtigen; nur dort, wo entweder das Tragwerk eine geringere Stärke als 70 cm besitzt oder höher als 70 cm mit Erde überschüttet ist, genügt ein $\Delta t = \pm 10^\circ\text{C}$. Als rechnerische Stützweite ist bei unklarer Auflagerung die um mindestens 5 v. H., wenigstens jedoch um 10 cm vergrößerte Lichtweite einzuführen.

Bei der Berechnung der Momente und Querkräfte sind die jeweils ungünstigsten Laststellungen zugrunde zu legen, sowie die tatsächlich vorhandene Einspannung zu berücksichtigen.

Durchlaufende, mit ein- oder mehrgeschossigen Stützen aus Eisenbeton entsprechend steif verbundene Träger (rahmenartige Tragwerke) sind, sofern nicht die genaue Theorie zur Anwendung gelangt, für lotrechte Lasten in nachstehender Art näherungsweise zu berechnen:

Die negativen Feldmomente sind den bei gedachter vollständiger Einspannung des betreffenden Feldes entstehenden gleichzunehmen. Die positiven Feldmomente sind gleich jenen bei gedachter freier Auflagerung des betreffenden Feldes, jedoch vermindert mit Rücksicht auf die der gleichen Laststellung und einer vollständigen Einspannung entsprechenden Stützmomente anzunehmen, wobei von den letzteren nur $\frac{2}{3}$ in Rechnung zu ziehen sind; für die positiven Feldmomente in den Endfeldern ist an den Endstützen eine Einspannung nicht zu berücksichtigen. Für die Ermittlung der Biegemomente in den Stützen sind die oben bezeichneten vollen Einspannungsmomente der anschließenden Felder unter Annahme der jeweils ungünstigsten Felderbelastungen zugrunde zu legen und das Fußmoment einer Stütze mit der Hälfte des Kopfmomentes derselben Stütze, jedoch mit entgegengesetztem Vorzeichen, zu bemessen. Querkräfte und Stützendrucke sind wie für durchlaufende Träger zu berechnen.

Rechteckige Platten, ringsum frei aufruhend oder eingespannt mit den Seitenlängen a und b , wobei $b < 1,5 a$, und mit sich kreuzenden Eiseneinlagen sind so zu berechnen, daß die auf die Platte einwirkenden Lasten auf 2, je nur zweiseitig aufgelagerte Platten gleicher Art, die eine mit der Stützweite a , die andere mit b , verteilt werden, so daß auf die erstere die im Verhältnis $b^2 : K a^2 + b^2$, auf die letztere nur die im Verhältnis $K a^2 : K a^2 + b^2$ verminderten Lasten entfallen. Dabei bedeutet K das Verhältnis der Querschnittfläche der zu b parallelen Schar der Eiseneinlagen zur Querschnittfläche der zu a parallelen Schar der Eiseneinlagen für 1 qd. m; das Querschnittsverhältnis darf dabei nicht weniger als 0,30 betragen.

Bei Ermittlung der inneren Kräfte ist $n = 15$ zu rechnen. Die größten Zugspannungen im Beton sind für ein $E_b = 56\,000$ kg/qcm nachzurechnen.

Die statisch wirksame Plattenbreite von Plattenbalken darf nach jeder Seite höchstens gleich der vierfachen Rippenbreite, der achtfachen Plattendicke oder der halben Achsenentfernung der Rippen, und zwar mit dem kleinsten dieser Maße in Rechnung gestellt werden. Platten, dünner als 6 cm, sind überhaupt nicht in Rechnung zu stellen.

Druckglieder sind stärker als mit 0,8 v. H. an Eisen zu bewehren; beträgt die Armierung mehr als 2 v. H., so darf der Mehrbetrag an Eisen über 2 v. H. hinaus nur mit 33 v. H. in Rechnung gestellt werden. Auf Knicken ist der Konstruktionsteil alsdann zu berechnen, wenn seine freie Knicklänge 60 mal so groß wie der kleinste Trägheitshalbmesser ist.

Für Gewölbe ist eine Bewehrung $> 0,4$ v. H. verlangt.

Für den umschnürten Beton ist ein ideeller Querschnitt F_t einzuführen: $F_t = F_b + 15 F_s + 30 F_a$.

Über die zulässigen Spannungen vgl. die nachstehende Zusammenstellung:

Verwendungsbereich	Baustoff		Zulässige Spannung in kg/qcm ²)				
			im Falle der Biegung und bei exzentrischem Druck		bei zentrischem Druck	Schub-, Scher- und Hauptzugspannung	Mittlere Haftspannung
			Druck	Zug	Druck		
Hochbauten	Beton mit einem Zementzusatz auf 1 cbm von	470 kg ¹⁾	42	25	28	4,5	5,5
		350 „	37	24	25	4,0	5,0
280 „		32	22	22	3,5	4,5	
	Eisen	Schweißeisen Flußeisen	(auch für zentrischen Druck)		Scher- spannung		
			1000		600		
			1200		700		
Straßenbrücken	Beton mit einem Zementzusatz auf 1 m ³ von	470 kg ¹⁾	33 + 0,2 l	19 + 0,1 l (≤ 22)	25	4	5
		350 „	29 + 0,2	18 + 0,1 l (≤ 21)	22	3,5	4,5
		280 „	25 + 0,2 l	16,5 + 0,1 l ($\leq 19,5$)	19	3	4
	Eisen	Schweißeisen $\left\{ \begin{array}{l} \leq 10 \text{ m} \\ \leq 10 \text{ m} \end{array} \right.$ Flußeisen	} 800 770 + 3 l < 1000		} Wie bei Hochbauten		
		} 900 860 + 4 l < 1150					

Hierin bedeutet l die Stützweite der Tragwerke in m.

Bei Druckgliedern, die auf Knicken zu berechnen sind, gelten folgende zulässige Spannungen: bei zentrischer Belastung die in der Tabelle angegebene Zahl, multipliziert mit einem Abminderungsfaktor $\alpha = \left(1,72 - 0,012 \frac{L}{i}\right)$; bei exzentrischer Belastung die Tabellenzahl, vermindert um die $\frac{1-\alpha}{\alpha}$ -fache einer gedachten, zentrischen Belastung entsprechende Druckspannung. Für Eisen sind die in der Tabelle angegebenen Zahlen abzumindern für die Längenverhältnisse $\frac{L}{i} = 10$ bis 105 mit $\beta = 0,816 - 0,003 \frac{L}{i}$, und für $\frac{L}{i} > 105$ mit $\beta = 5580 \left(\frac{i}{L}\right)^2$.

Die Belastung exzentrisch beanspruchter Druckglieder darf nicht größer angenommen werden, als der Querschnitt bei zentrischer Belastung mit der dann zulässigen Spannung aufnehmen könnte.

C. Schweizerische Eisenbetonbestimmungen.

Verordnung des Bundesrates vom 26. November 1915, betr. Eisenbetonbauten der der Aufsicht des Bundes unterstellten Transportanstalten.

Baustoffe: Zur Bereitung von Beton sind in der Regel auf 1 cbm Kies- und Sandmischung, d. h. auf ungefähr 0,8 cbm Kies und 0,4 cbm Sand, 300 kg Portlandzement zu verwenden. Das zur

¹⁾ Diesen Mischungen entsprechen Mörtelfestigkeiten nach 6 Wochen von etwa 170, 150, 130 kg/qcm.

²⁾ Die Angaben sind z. T. neue Vorschläge des Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins.

Erzielung eines dichten, festen Betons geeignetste Mischungsverhältnis von Kies zu Sand ist durch Versuche zu bestimmen.

Die Druckfestigkeit des Betons, gemessen an Würfeln von 16—20 cm Kantenlänge oder Prismen von 36 · 12 · 12 cm, die auch zur Bestimmung der Zugfestigkeit durch Biegeproben dienen, soll nach 28 Tagen Lagerung in feuchtem Sande mindestens 200 kg/qcm betragen. Wird diese Festigkeit ausnahmsweise nicht erreicht, so sind die für die Ausschulung von Bauwerken von über 6 m Stützweite und die für das Aufbringen von Lasten festgesetzten Fristen im Verhältnis der vorgeschriebenen zur erreichten Festigkeit zu verlängern.

Ausführung: Geringste Stärken der Rundeseisen:

	in Balken	in Platten	für Bügel
Eisenbahnbrücken	14	10	7 mm
Straßenbrücken, Gehstege und Landungsanlagen.	12	8	6 "
Hochbauten	10	6	5 "

Abstand der Hauptbewehrungseisen bei Balken ≥ 3 cm, bei Platten ≥ 20 cm, lichter Abstand der Eiseneinlagen (einschl. der Bügel) von Außenfläche Beton bei Balken mindestens 2 cm, bei Platten mindestens 1 cm. Abstand der Verteilungseisen in Platten \leq doppelte Entfernung der Haupteinlagen.

Die Bewehrungseisen dürfen nicht nach einem kleineren Halbmesser als dem dreifachen, bei kaltem Abbiegen als dem fünffachen Stangendurchmesser abgelenkt werden. Bei Stößen von Rundeseinlagen müssen die Enden halbkreisförmig abgelenkt werden und sich außerdem auf eine Länge gleich dem 20fachen Durchmesser übergreifen.

Der Beton ist mindestens 3 Tage lang vor Erschütterungen und raschem Wärmewechsel zu schützen. Das Ausschalen, d. h. das Entfernen nicht stützender Schalhölzer, darf erst stattfinden, nachdem die genügende Erhärtung des Betons festgestellt ist, frühestens nach 3 Tagen. Für das Ausrüsten, d. h. das Entfernen stützender Hölzer, sind folgende Fristen einzuhalten: Stützweite bis 3 m 10 Tage, bis 6 m 20 Tage, bis 12 m 30 Tage, über 12 m 40 Tage.

Bei Temperaturen unter + 5 °C und den in Absatz 2 genannten Fällen sind diese Fristen zu verlängern.

Die Verwendung fertig auf die Baustelle gebrachter Eisenbetonstücke ist nur zulässig, wenn diese Teile ein Alter von wenigstens 28 Tagen erreicht haben. Probelasten und Verkehrs- oder Nutzlasten dürfen erst aufgebracht werden bei Eisenbahnbrücken nach 60 Tagen, bei Straßenbrücken, Gehsteigen und Landungsanlagen nach 50 Tagen, bei Hochbauten nach 40 Tagen, gerechnet von der Beendigung der Betonierung ab.

Grundlagen der statischen Berechnung.

Äußere Kräfte: Eigengewicht des Eisenbetons 2500 kg/cbm.

Für die aus Wärmeveränderungen und dem Schwinden des Betons sich ergebenden Zusatzkräfte ist das Elastizitätsmaß des Betons zu $E = 200\,000$ kg/qcm anzunehmen. Für die Temperatur ist ein Unterschied von 15° über und unter der mittleren Ortstemperatur zu berücksichtigen. Das Schwinden des Betons ist einem Temperaturabfall von 20° C, entsprechend einer linearen Verkürzung um 0,25 mm auf 1 m gleichzusetzen. Wird abschnittsweise betoniert, und werden die Fugen frühestens 14 Tage nach Vollendung des letzten Abschnitts geschlossen, so kann dieser Temperaturabfall auf 10° C ermäßigt werden. Für Decken und Stützen im Innern von Gebäuden ist der rechnerische Nachweis aus diesen Einflüssen entbehrlich, wenn bei Bauten von mehr als 40 m Länge in höchstens 30 m Abstand Dehnungsfugen angeordnet werden.

Bei Platten darf, wenn auf 1 lfd. m mindestens 30 v. H. des Gewichts der Hauptbewehrungseisen als Verteilungseisen vorhanden sind, eine Einzellast als gleichmäßig verteilt angesehen werden: quer zur Hauptbewehrung über einen Streifen von der Breite $b_1 = \frac{1}{3} l + 2d + b$, und in der Richtung der Hauptbewehrung über einen Streifen von der Breite $b_2 = 2d + b$, wobei l die theoretische Stützweite der Platte, d die Dicke der Deckschicht unter der Last, b die Gleisen die unter der Schwelle vorhandene Schottertiefe, b die Breite der Lastangriffsfläche, bei Gleisen die Schwellenbreite.

Bei mehreren Einzellasten sind, wenn die Verteilungsbreiten sich größer ergeben als die Einzelabstände der Lasten, als Gesamtverteilungsbreiten aller Lasten die Werte b_1 und b_2 um die Summe der entsprechenden Lastabstände zu vermindern.

Bei gekreuzt bewehrten, an den vier Seiten aufgelegten Platten, bei denen $a < 1,5 b$, ist die Gesamttragkraft = der Summe von zwei einzelnen, einfach bewehrten Platten zu berechnen. Die Gesamtlast p für 1 qm ist zwischen beiden Richtungen nach dem Verhältnis

$$p_a = \frac{b^2}{a^2 + b^2} p \text{ für die Stützweite } a,$$

$$p_b = \frac{a^2}{a^2 + b^2} p \text{ für die Stützweite } b$$

zu verteilen.

Bei Rippendecken sind Einzellasten quer zur Richtung der Hauptrippen zu verteilen über einen Streifen von $b_1 = 0,2 l + 2d + b$, doch müssen dabei in Abständen von höchstens $\frac{1}{3} l$ Verteilungsrippen vom Querschnitt der Hauptrippen und in der Platte Verteilungseisen in höchstens 20 cm Abstand vorhanden sein.

Innere Kräfte: Bei Druckbeanspruchung ist der Eisenquerschnitt mit dem 10fachen, bei Zugbeanspruchung mit dem 20fachen Wert zu berücksichtigen. Sollen Längseisen bei Druck mitwirken, so müssen Bügel oder Querbewehrungen vorhanden sein, deren Abstand den 20fachen Durchmesser der dünnsten Bewehrungsstangen, und auch die kleinste Querschnittbreite nicht

überschreiten darf. Die Aufnahme von Zugspannungen durch den Beton ist auch bei Bestimmung der Nulllinie außer acht zu lassen.

Biegungszugspannungen im Beton sind nachzuweisen für Brücken, Gebstege und Landungsanlagen, sowie für die den Rauchgasen oder dergleichen ausgesetzten Teile von Hochbauten. Dabei ist anzunehmen, daß Eisen und Beton im Zugzug gleichzeitig wirken und daß die Elastizitätsmaße des Betons für Zug und Druck gleich sind. Die so ermittelte Betonzugspannung darf bei Eisenbahnbrücken 25, bei den übrigen Bauten 30 kg/qcm nicht überschreiten.

Säulen und Druckglieder mit Längsbewehrungen von mindestens 0,6 v. H. ihres kleinsten Querschnitts dürfen als bewehrt berechnet werden

Bei umschnürten Säulen oder dergleichen mit runden Umschnürungen in Abständen von höchstens $\frac{1}{2}$ ihres Durchmessers darf der 24fache Querschnitt einer Längsbewehrung von gleichem Gewicht als auf Druck mitwirkend in Rechnung gestellt werden. Der hiernach ermittelte ideale Querschnitt des Druckgliedes darf das 1,5fache des bewehrten, nicht umschnürten Betons und das Doppelte des Betonquerschnitts bei umschnürtem Beton nicht überschreiten.

Zulässige Spannungen in kg/qcm.

a) Für Eisenbahnbrücken, b) für Straßenbrücken, Gebstege und Landungsanlagen, c) für Hochbauten.

	a)	b)	c)
Flußeisen auf Zug oder Druck $\sigma_e =$	800	1000	1200
Beton auf Druck			
1. bei auf Biegung beanspruchten Bauteilen $\sigma_{bd} =$	30	35	40
Zuschlag für Balken rechteckigen Querschnitts	0,05 ·	0,075 ·	0,10 ·
(σ_e höchste vorhandene Eisenspannung),	$(800 - \sigma_e)$	$(1000 - \sigma_e)$	$(1200 - \sigma_e)$
Rippen in der Nähe der Stützen, höchstens	10	15	20
2. bei auf zentrischen oder exzentrischen Druck beanspruchten Bauteilen einschl. Ständer von Rahmen und Bogen in der Schwerachse $\sigma_{bd} =$	25	30	35
am Rande $\sigma_{bd} =$	35	40	45
Zuschlag für Bogentragwerke ($l =$ Stützweite)	0,15 l	0,15 l	0,15 l
Beton auf Zug, bei auf exzentrischen Druck beanspruchten Bauteilen am Rande und bei Zuggliedern $\sigma_{bz} =$	8	9	10
Beton auf Abscherung $\tau_b =$	3	3,5	4
Haftspannung $\tau =$	3	3,5	4

Für Säulen und Druckglieder, bei denen

$$\frac{\text{Knicklänge } l}{\text{kleinster Trägheitshalbmesser } i} > 45, \text{ ist}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{\sigma_{bd}}{1 + 0,0001 \left(\frac{l}{i} \right)^2}$$

worin $\sigma_{bd} = 30, 35$ bzw. 40 kg/qcm.

Baustoffe.

Bearbeitet von

Geheimer Hofrat Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden.

Die Baustoffe können eingeteilt werden in:

I. Hauptbaustoffe, welche vorwiegend zu den tragenden Konstruktionen Verwendung finden. Hierher gehören: die natürlichen und künstlichen Steine, das Holz, die Metalle — namentlich das Eisen.

II. Verbindungsbaustoffe, zur Vereinigung getrennter Materialien dienend — Mörtel-, Asphalt- und Kittarten.

III. Hilfsbaustoffe, meist im inneren Ausbau verwendet: im besonderen das Glas, die Anstrich-, Dichtungs- und Belagstoffe.

I. Hauptbaustoffe.

A. Die natürlichen Gesteine.

I. Die wichtigsten an der Gesteinszusammensetzung beteiligten Mineralien und die baulich bemerkenswerteren Gesteine.

Die ein Gestein zusammensetzenden Mineralien — Gemengteile — können, wenn sie die Haupteigenschaften dieses bedingen, als Hauptbestandteile auftreten oder nur beiläufig hinzugefügt sein — akzessorisch.

Als an der Bildung vieler Gesteine beteiligt sind zu nennen:

a) Quarz. $h = 7^1)$, chemisch = SiO_2 , unregelmäßig kristallinsche Körner bildend, mit rauher Oberfläche, glasartigem Glanze, mit meist abgerundeten Ecken und Kanten, farblos oder weißlich gefärbt.

b) Feldspat. Monoklin: Orthoklas, ein Kali- und Tonerdesilikat, daher auch Kalifeldspat genannt. $h = 6$, Glasglanz, selten wasserhell, meist rötlich bis fleischfarben und ziegelrot gefärbt, auch gelblich bis grünlich, in jüngeren Eruptivgesteinen als Sanidin bezeichnet.

Triklin: α) Mikroklin = Orthoklas in chemischer Beziehung, durch eine mikroskopische Gitterstruktur ausgezeichnet.

β) Albit — Natrontonerdesilikat, wasserhell, weiß bis gelblich.

γ) Anorthit — Kalkfeldspat. Aus einer Mischung von β) u. γ) entstehen: Oligoklas und Andesin — Natronkalkfeldspate — und Labradorit, ein Kalknatronfeldspat.

Bei ihrer Verwitterung gehen Feldspate in Kaolin oder Ton über und treten in letzterer Form als neue Gesteinsbildner auf.

c) Feldspatähnliche Mineralien, Nephelin, Häüyn, Leucit, Melilith, u. a. in Basalten, Phonoliten und Laven vorkommend.

¹⁾ h = Härte auf Grund der Mohs'schen Härteskala: Talk = 1, Gips = 2, Kalkspat = 3, Flußspat = 4, Apatit = 5, Orthoklas = 6, Quarz = 7, Topas = 8, Korund = 9, Diamant = 10.

d) Hornblende (Amphibol) und Augit (Pyroxen), neutrale Silikate, $h = 5-6$, von hellgrüner bis schwarzgrüner und grünbrauner Färbung. Abarten sind: Omphacit (grasgrün), Hypersthen (dunkel), durch prächtigen Farbenschiller und metallischen Glanz ausgezeichnet, Diallag (braungrün).

e) Glimmer aus Tonerde, Natron oder Kali, vielfach unter Hinzutritt von Wasser, Magnesia und Eisenoxydul gebildet; $h = 2,7-3$; sehr gut spaltbar. Arten:

α) der dunkelfarbene Magnesiaglimmer — Biotit, braun, schwarz, grün;

β) der farblose oder hellfarbene Kaliglimmer — Muscovit, weiß, gelblich, grünlich, rötlichweiß; unverbrennbar und daher als Glasersatz verwendet. — Glimmer erschwert das Polieren der Steine und ist verhältnismäßig leicht der Verwitterung, nicht selten auch der Rostbildung, ausgesetzt.

f) Olivin, meist grünlich, selten braun oder gelb, gemischt aus einem neutralen Magnesia- und einem Eisenoxydulsilikate; $h = 6,5-7$.

g) Chlorit und Talk $h = 2,3$ bzw. $= 1$. Gut spaltbare, wasserhaltige Silikate von grüner bzw. weißer Farbe. Verwandt ist das Mineral: Glaukonit, vorkommend in den Grünsandsteinen.

h) Kalkspat, kohlensaurer Kalk $= \text{CaCO}_3$; $h = 3$, leicht von schwachen Säuren zerstört, meist farblos, aber auch verschieden gefärbt.

i) Dolomit, eine Doppelverbindung aus kohlensaurem Kalk und kohlensaurem Magnesium $= \text{CaCO}_3 + \text{MgCO}_3$, durch Säuren weit weniger leicht angreifbar als Kalkspat; $h = 3,5-4,5$; meist hellfarben, weißlich, trüb durchscheinend, aber auch rot, grün, gelb; vielfach in inniger Verbindung mit Kalkspat auftretend.

k) Gipsspat, schwefelsaurer Kalk $= \text{CaSO}_4 + 2\text{H}_2\text{O}$; $h = 2$; in gebranntem Zustande vorwiegend verwendet. Hellfarbened bis wasserklares Mineral (kristallisiert als Marienglas, kristallinisch als Alabaster bezeichnet), wasserfrei härter und fester — Anhydrid.

l) Eisenkies, Pyrit, Schwefelkies $= \text{FeS}$, $h = 6$, weiß gelblich mit starkem Metallglanze, in vielen Gesteinen kleine gelbliche Körner bildend, die wegen ihrer leichten Umsetzung in schwefelsaure Verbindungen unangenehme Gesteinsbeimengungen darstellen.

2. Die massigen Erstarrungsgesteine.

Hierunter werden solche Gesteine zusammengefaßt, die in weichem oder flüssigem Zustande bei der Bildung der Erdoberfläche dem Erdinneren entsprangen und entweder vorhandene innere Hohlräume ausfüllten, die Erdkruste also nicht durchbrachen (plutonische Gesteine) oder durch die Erdoberfläche drangen (vulkanische Bildungen). Hierher gehören:

a) Der Granit, ein fein- bis grobkörniges, kristallinisch gemengtes Gestein, aus Feldspat, Quarz und Glimmer bestehend. Nach der Art des Glimmers werden unterschieden:

α) Biotitgranit, β) Muscovitgranit, γ) Zweiglimmergranit. Tritt an Stelle des Glimmers Hornblende, so entsteht δ) Hornblendegranit (Amphibol- oder Syenitgranit). Abarten (bei Hinzutreten von Glimmer zu δ): Hornblendeglimmergranit; Halbgranit (Aplit, Granitell), fast nur Quarz und Feldspat; Greisen, ein feldspatfreier Granit, Protogingranit (Alpengranit), durch den Hinzutritt eines chloritischen, grünen Minerals bezeichnet.

Besonders gut ist ein mittelkörniger, glimmerarmer Granit. $h = 6-8$; $r^1) = 2,5-3,0$. Farbe: weiß und schwarz, grau, rot, seltener gelb, braun und grün. Festigkeiten: $k_d = 1600 \text{ kg/qcm}$; $k_s = 30 \text{ kg/qcm}$; $k_b = 140 \text{ kg/qcm}$; $k_a = 80 \text{ kg/qcm}^2$). Falsche Bezeichnungen: Schwarzer, schwedischer Granit, in Wirklichkeit ein Diabas oder Diorit aus Südschweden; belgischer Granit — ein schwarzer Marmor mit weißen Flecken, grüner, schwedischer Granit —, ein Pyroxengneis.

¹⁾ r = Raumbgewicht.

²⁾ k_d = Druckfestigkeit, k_s = Zugfestigkeit, k_b = Biegezugfestigkeit, k_a = Schubfestigkeit. Angegeben sind überall Mittelwerte.

Verwendung: Allgemein zu allen Hoch- und Ingenieurbauten, soweit nicht der hohe Preis und die nicht leichte Bearbeitungsmöglichkeit hindern; gut und dauerhaft polierbar.

b) Syenit, aus Feldspat und Hornblende gebildet. Tritt an Stelle der Hornblende Biotit bzw. Augit, so entsteht Biotit- (Glimmer-)Syenit und Augit-syenit. Treten aus der gleichmäßigen syenitischen Masse größere Feldspat-kristalle heraus, spricht man von Porphyrsyenit.

Farbe des normalen Syenits dunkelgrün, grau, schwärzlich, graurot. Der Stein ist weicher, aber zäher als Granit und sehr gut wetterbeständig; $h = 7-8$; $r = 2,5-3,0$; $k_d = 1300-1400$ kg/qcm im Mittel.

Unrichtige Bezeichnungen: Schwedischer Syenit — ein grün- und weiß-gesprenkelter Diabas; Odenwaldsyenit — ein Diorit; Lausitzer Syenit — ein Diabas aus der Gegend Neusalza—Spremberg. Der Syenit aus Ägypten aus der Gegend von Syene (nach dem der Gesteinsname gebildet), ein Hornblendebiotitgranit.

Verwendung allgemein, aber durch das nicht sehr häufige Vorkommen eingeschränkt.

c) Porphyre — kristallinisch gemengte Gesteine, bei denen aus einer dichten, gleichartigen mikroskopischen Grundmasse einzelne größere Mineral-körner zutage treten. Die wichtigeren Arten sind:

α) Quarzporphyr, auch nur Porphyr oder Felsitporphyr genannt, mit granitischer Grundmasse und Ausscheidungen von Quarz und Orthoklas. Farbe rötlich, mit Abstufungen nach Weiß und Braun, seltener nach Grau und Grün. Unterarten: ohne Quarzausscheidung = roter Porphyr, mit solchen = eigentlicher Quarzporphyr. Bei weiterem Hinzutritt besonderer Ausscheidungen spricht man von Pyroxenquarzporphyr, Glimmerquarzporphyr usw. $r = 2,4-2,8$. $k_d = 1800$ kg/qcm im Mittel. Falsche Bezeichnung: Schwarzer Porphyr — ein Melaphyr.

β) Granitporphyr. Grundmasse dichter wie der Granit, grobkörniger wie bei α) und aus Quarz und Feldspat gebildet; ausgeschieden vorwiegend Feldspat, daneben die anderen Granitbildner. Die Farbe des wenig verbreiteten Gesteins ist der des Granits entsprechend, desgleichen seine Eigenschaften.

γ) Syenitporphyr. Grundmasse vorwiegend feldspathaltig; Ausscheidung: Feldspat vereint mit Hornblende oder Augit oder Biotit; demgemäß werden unterschieden: Hornblende-, Augit-, Biotit-Syenitporphyr. Farbe und Eigenschaften wie bei b).

Den Porphyren sehr nahe stehen die nur durch die Feldspatart von ihnen unterschiedenen Porphyrite. Grundmasse: Feldspat und Hornblende; Ausscheidung: Hornblende bzw. Augit bzw. dunkler Glimmer.

Die feine Grundmasse von brauner, roter, auch grauer Färbung bestimmt die Gesteinsmasse. Das weit verbreitete Gestein besitzt allgemeine Verwendung, namentlich im Straßenbau.

d) Diorit (Hornblendegrünstein). Das Gestein besteht aus grüner, in Form von Nadeln oder Körnern auftretender Hornblende und hellem Feldspat; Farbe dunkel (durch die vorwiegende Hornblende), nicht selten FeS enthaltend; $r = 2,8$ bis $3,0$; $h = 5-6$; $k_d = 2000$ kg/qcm i. M.; $k_1 = 50$ kg/qcm; $k_2 = 90$ kg/qcm.

Verwendung in erster Linie als Schotter und zu Pflastersteinen (namentlich in den grobkörnigen oder porphyrischen Arten), daneben auch im Hochbau, sowie als Dekorationsstein (wegen guter Aufnahme der Politur).

e) Diabas (Augitgrünstein). Dem Diorit ähnlich, aber heller in der Farbe, etwas schwerer und infolge seines Gehaltes an Kalkfeldspat bei Begießen des Gesteins mit Säure leicht aufbrausend.

Hauptgemengteil: Augit und Feldspat. Farbe graugrün und dunkler grün. Struktur: dicht, körnig, auch porphyrisch; $r = 3,0$; $h = 5-6$; $k_d = 1900$ kg/qcm; $k_1 = 50$ kg/qcm; $k_2 = 90$ kg/qcm.

Wetterbeständigkeit und Politurfähigkeit wie bei Diorit. Das aus engen Gängen gewonnene Material ist oft stark zerrissen und nur für Schotter geeignet, sonst ist das Gestein zu jeder Verwendung passend.

f) **Gabbro**. Zusammensetzung: Feldspat und Diabas (oder dessen Abart Smaragdit) und eine Anzahl akzessorischer Mineralien. Das oft grobkörnige Gestein ist weiß und grüngefleckt, gut polierbar und bei geringem Feldspatgehalt gut wetterbeständig; $r = 2,7-3,0$; $h = 6-8$; $k_d = 2000$ kg/qcm i. M., aber bis 700 kg/qcm herabgehend.

Verwendung: poliert als Dekorationsstein (namentlich die italienischen Gabbroarten, Granitone, Verde di Corsica usw.), sowie als Baustein und Straßenbaumaterial, wenn auch in letzterer Beziehung den Gesteinen unter d) und e) nachstehend. Eine allgemeinere Benutzung ist auch dadurch erschwert, daß die Zerteilung des sehr zähen Gesteins erhebliche Kosten macht.

g) **Melaphyr**, bestehend aus einer glasigen Grundmasse von Natronkalkfeldspat, Augit und Olivin, aus der die gleichen Mineralien ausgeschieden sind; daneben finden sich Quarz, Glimmer, Hornblende, auch Schwefelkie. Das dem Basalt ähnliche Gestein unterscheidet sich von diesem durch sein geringeres Raumgewicht und das Aufbrausen beim Übergießen mit Säuren. Farbe des feinkörnigen bis dichten Gesteins dunkelgrau, schwarz, grün, selten bläulich. Wetterbeständigkeit mäßig; Verwitterungskruste gelb bis braun. $k_d = 1200$ kg für 1 qcm i. M., aber in weiten Grenzen schwankend.

Als Schotterstein gut, als Pflasterstein weniger anzuraten, auch als Mauerstein benutzt.

h) **Trachyt und Andesit**. Trachyt ist ein quarzfreies Gestein, aus Kalifeldspat und Hornblende oder Glimmer bzw. Augit gebildet; demgemäß unterscheidet man: Hornblende-, Glimmer-, Augittrachyt. Tritt an Stelle des Kalifeldspats Natronfeldspat, so wird das Gestein als Andesit bezeichnet, ist aber dem Trachyt in Eigenschaften und Verwendung fast gleichartig. Grundmasse porös, rauh, hellfarben, mit Gesteinskörnern der genannten Mineralien durchsetzt, $k_d = 700$ kg/qcm i. M.; $k_b = 100$ kg/qcm; $k_s = 20-30$ kg/qcm; $r = 2,2-2,7$; $h = 6$.

Wetterbeständig ist nur das feldspatarme Gestein, namentlich die feinkörnigen Arten.

Mit Mörtel gut verbindbar, eignet sich das beständige Gestein zu fast jeder hochbaulichen Verwendung, auch dauernd rauh bleibend, für steile Straßen mit nicht allzu starkem und schwerem Verkehr.

i) **Phonolith (Klingstein)**. Dem Basalt ähnlich, dicht, mit Mörtel gut verbindbar, sehr wetterfest, oft plattenförmig brechend und demgemäß ein lagerhafter Baustein. Verwendung gleich der des Basaltes, aber nicht so glatt werdend wie dieser; Festigkeitsverhältnisse wie bei h).

k) **Basalt und Dolerit**. Zusammensetzung des sehr dichten Gemenges beim normalen Basalt vorwiegend: Feldspat, Augit, Olivin, sowie Eisenmineralien. Farbe grauschwarz bis blau; $r = 2,8-3,3$; $h = 6-8$. Die Sprödigkeit des Gesteins verhindert dessen Verwendung zu feineren Gliederungen; Wärmeleitung groß, nicht feuerbeständig; Wasseraufnahme mittelmäßig; mit gewöhnlichem Kalkmörtel schlecht verbindbar; $k_d = 2000$ kg/qcm; $k_b = 200$ kg/qcm.

Verwendung als Fundamentstein, für Ingenieurbauten aller Art, namentlich zu Schotter und Pflastersteinen; letztere sind in der Fahrbahnrichtung kurz zu halten, weil der Stein bei feuchtem Wetter glatt wird. Sechseckige Basaltsäulen als Prellsteine, für Böschungsbefestigungen, zu Regulierungswerken des See- und Flußbaus, sowie zu Zyklopenmauerwerk geeignet.

Zeigt Basalt eine körnige Struktur, so nennt man ihn Dolerit. $k_d = 800$ kg/qcm, mit gewöhnlichem Kalkmörtel gut verbindbar. Verwendung wie bei Basalt.

l) **Lava**, ein jüngeres Erzeugnis erloschener oder noch tätiger Vulkane. Sonderarten sind:

α) **Basaltlava**, blaugrau gefärbt, hoch wetterbeständig, gut bearbeitbar, k_d bei gutem Material 600—700 kg/qcm. Verwendung für Ingenieurbauten, im besonderen an wichtigen Stellen als Fundamentsteine, Auflagerquader.

Abdeckplatten usw. (namentlich das Material von Niedermendig in der Eifel), sowie im Hochbau allgemein, auch für feiner profilierte Bauglieder.

β) **Trachytlava** von trachytischer Natur, hochwertvolles Hochbau- (auch Monumental-)Material von allerdings mehr örtlicher Bedeutung (Rheinland).

3. Die kristallinen Schiefergesteine.

Hierher gehören sowohl die sehr mächtigen, kristallinen, schieferigen, geschichteten Gesteine, welche als Urgebirge die erreichbar untersten Gesteinslager darstellen, als auch jüngere, gleichartige Bildungen.

a) **Gneis**, von genau der Zusammensetzung wie Granit, nur deutlich geschichtet; auch hier bildet die Art des Glimmers bzw. der Ersatz von Glimmer durch Hornblende das Kennzeichen der Einteilung: Biotit-, Muscovit-, Zweiglimmer- und Hornblendegneis. $r = 2,4 - 2,9$. h gleich wie beim Granit. Am wetterbeständigsten sind dickbankige, quarzreiche Gneise; $k_d = 1700$ kg/qcm i. M., Farbe grau und rot. Verwendung allgemein, namentlich als Bruchstein, auch für Pflasterungen wegen der dauernden Rauheit verwendbar.

b) **Granulit**, aus Feldspat, Quarz, kleinen rotbraunen Granatkörnern und dunklem Glimmer bestehend; schieferig, dünnplattig, mittel- bis feinkörnig, hellfarben. $r = 2,6$; h angenähert wie bei a). Verwendung als Plattenstein und zu Schotter.

c) **Glimmerschiefer**, aus Quarz und Glimmer zusammengesetzt, in seiner Färbung, da die Quarzkörner verdeckt liegen, vom Glimmer bedingt, d. h. silberweiß, grau, rötlich, grünschwarz. $r = 2,7$; $k_d = 800$ kg/qcm; $k_b = 250$ kg/qcm. Wetterbeständigkeit bei großem Quarzgehalte gut; feuerbeständig. Verwendung als Plattenstein, auch in dünnen Lagen als Schiefer.

d) **Hornblendefels** und -schiefer. Bestandteil vorwiegend Hornblende, daneben Feldspat, Chlorit, Biotit, Quarz. $r = 3,0$; $h = 5 - 6$; $k_d = 750$ kg/qcm. Wetter-, aber nicht feuerbeständig. Verwendung zu Pflastersteinen, Schotter, Trottoirplatten, Treppenstufen, als lagerhafter Bruchstein.

e) **Serpentin**, ein wasserhaltiges Magnesiumsilikat von meist grüner, aber auch roter und grüngrauer Färbung mit schlangenförmiger Aderung. h (frisch gebrochen) 2,5, später 3—4; $r = 2,7$ i. M.; $k_d = 750$ kg/qcm. Feuersicher, aber nicht wetterfest, und daher nur im Innern zu verwenden; hier ist das Gestein wegen seiner Farbenschöne und Politur fähigkeit ein sehr geschätzter Schmuckstein.

4. Sedimentgesteine kristallinischer, aber nicht klastischer Beschaffenheit.

Hierunter werden solche Steine gerechnet, welche zwar Materialien der Sedimentformationen führen, jedoch nicht zu Gruppe 1 oder 2 gezählt werden können und durch kein Bindemittel verkittet sind (im Gegensatz zu 4). Hierher gehören:

a) **Gips**, schwefelsaurer Kalk mit 21% Kristallwasser, hell, rötlich, grau gefärbt. $r = 2,6$ i. M.; $h = 1,5 - 2,0$; $k_d = 50 - 70$ kg/qcm.

Wenig wetterbeständig und nur in gebranntem Zustande baulich verwendet, vgl. den Abschnitt B unter 2c. Abarten:

α) **Alabaster**, kristallinisch körnig, mit meist schöner Färbung, ein Dekorations- und Luxusstein.

β) **Anhydrit**, wasserfreier Gips, $h = 3 - 3,5$; Verwendung wie bei α).

γ) **Marlenglas**, bautechnisch ohne Bedeutung.

b) **Dolomit** (vgl. unter 1. i, S. 486), in körnigem Zustande ein guter Baustein, der manche schöne Marmorarten liefert, von guter Wetterbeständigkeit, aber angreifbar in säurehaltiger Atmosphäre. $r = 2,9$; $h = 3,5 - 4,5$; $k_d = 400$ bis 1300 kg/qcm; $k_z = 10 - 30$ kg/qcm; $k_b = 60 - 180$ kg/qcm; $k_s = 70$.

Verwendung als Bildhauer-, Monumental- und einfacher Baustein (auch bei Ingenieurbauten), zur Herstellung von Portlandzement, bei der Erzeugung basischen Flußeisens usw.

c) **Kalkstein**, kohlensaurer Kalk, meist mit Eisenverbindungen, durch Sand u. dgl. verunreinigt, Struktur dicht, grobkörnig, kristallinisch, auch erdig; in Härte, Raumgewicht und Festigkeitsverhältnissen sehr schwankend, desgleichen in der Farbe. Hierher gehören die meisten Marmorarten (vgl. auch b), das sind Kalksteine von Farbenschönheit, dichte sowohl wie körnige, welche sich gut polieren lassen, vielfach durchaus, oft aber auch weniger wetterbeständig sind und sich alsdann nur für eine Verwendung im Inneren eignen.

Unterarten sind:

α) **Grauwackenkalkstein**, hervorragender Hochbaustein.

β) **Kohlenkalkstein**. $k_d = 600-1000$ kg/qcm; verwendet im Hochbau, sowie als Chaussee- und Pflasterstein.

γ) **Zechstein**, ein dichter, allerdings schwer bearbeitbarer, aber sehr wetterbeständiger Baustein von grauer Farbe.

δ) **Muschelkalk**, aus Schichtversteinerungen gebildet, durch große Schwere und Härte ausgezeichnet, meist dicht, einfarbig grau, gelblich, rötlich. $k_d = 700$ kg/qcm; zu Luft- und, wenn tonhaltig, auch zu Wasserkalk verwendbar, ferner allgemein im Hochbau, auch im Straßenbau benutzt; hierher gehört auch der Liaskalk.

ε) **Rogenstein (oolithischer Kalk)**, bestehend aus kleinen, runden, in dichtem Kalk eingewachsenen Kalkkörnern, hell- und dunkelfarben, oft durch Eisen rotbraun gefärbt. Verwendung in der gleichmäßigsten Art zu Bildhauerarbeiten, sonst zu Quadern, Bruch- und Pflastersteinen, auch zur Mörtelerzeugung.

ζ) **Jurakalkstein**, sehr widerstandsfähig, meist hell und bunt gefärbt, vorwiegend ein Hochbaustein.

η) **Alpenkalkstein**, rot bis dunkelgrau gefärbt, allgemein im Hochbau verwandt.

θ) **Kreide**, gebraucht zur Zementherstellung, für Kalkfarbe, als Schleif- und Poliermittel. Hierher gehört auch der Plänerkalk, ein feinerdiger, dichter, Ton oder Sand haltender Kalkstein, der, viel verbreitet, bei ausreichender Festigkeit und Beständigkeit vielfach einen durchaus wertvollen Baustein bildet.

ι) **Grobkalk**, aus feinsten Schnecken- und Muscheltrümmern gebildet, grobkörnig, rau, als Bildhauer- und Monumentalstein besonders wertvoll.

κ) **Kieselkalkstein** (Granitmarmor), aus Kalkspat und dunklen Kieselkörnern bestehend, gut wetterbeständig, ein Monumentalstein Bayerns.

λ) **Kalktuff**, für leichtes, gleichmäßig trockenes Mauerwerk geeignet.

Bei Verwendung von Kalksteinen zu Mauerwerk ist darauf zu achten, daß eine Hinterfüllung mit vegetabilischer Erde oder Fäulnis bedingenden Stoffen vermieden wird, da sich hier Chlorcalcium bzw. Kalksalpeter bilden können, welche zur Zerstörung des Mauerwerks führen — Mauerfraß! Als bester Schutz ist die Verwendung trockener, sandiger oder lehmiger Hinterfüllungserde zu nennen.

Oberflächlich angegriffenes Mauerwerk ist äußerlich von der bereits zerstörten Schicht zu befreien und auf ihm nach Auskratzen der Fugen ein starker Zementverputz oder ein Asphaltüberzug aufzubringen. Bereits erheblich zerstörtes Mauerwerk ist vollständig zu beseitigen und zweckmäßig in Ziegeln und Zementmörtel neu aufzuführen.

d) **Quarzit, Quarzschiefer, Kieselgestein**, vorwiegend aus Quarz bestehend, meist hellfarbig, körnig bis dicht, grobsplitterig im Bruche; $r = 2,7$; $h = 7$; sehr wetterbeständig, wenig Abnutzung zeigend, aber schlecht mit Kalkmörtel zu verbinden; ein geschätztes Pflaster- und Schottermaterial, daneben für besonders widerstandsfähigen Beton (Gerinnesohlen usw.) bestens geeignet.

Zu den Quarzgesteinen gehört auch Kieselgur (Kieselmehl, Infusorienerde), eine gelblichweiß gefärbte Erde von mehrlartigem Zusammenhange bis kreideähnlicher Beschaffenheit, aus Kieselpanzern bestehend. Verwendung infolge des sehr geringen Wärmeleitungsvermögens, des großen Widerstandes gegen Feuer und des sehr geringen Raumgewichtes als Isolier-, Wärme- und Feuerschutzmittel (z. T. in Verbindung mit Asbest), ferner zu Glasuren und als Poliermittel.

5. Klastische Gesteine,

das sind Bildungen, welche vorzugsweise aus den Trümmern bereits vorhandener Felsarten entstanden und durch ein Bindemittel verkittet sind; letzteres ist also für sie bezeichnend. Hier sind zu nennen:

a) **Konglomerate und Breccien**, unterschieden untereinander dadurch, daß bei den ersteren die vom Bindemittel vereinigten Bruchstücke abgerollt, d. h. rundlich sind, während sie bei der Breccie gradlinig, d. i. mit mehr oder weniger scharfen Kanten aneinandergesetzt erscheinen. Das Bindemittel ist sehr verschieden: Ton, Eisen, Kieselsäure, Kalk usw., kann auch von mehreren Materialien zugleich gebildet werden. Die Sonderbenennung des Gesteins richtet sich nach der vorwiegenden Gesteinsart: Granitbreccie, Basalkonglomerat usw. Eine besondere Art ist Nagelfluh, aus eigroßen Rollstücken von Kalk und Sandstein, sowie den Eruptivgesteinen gebildet, die durch ein sandsteinartiges, eisenschüssiges Bindemittel vereinigt sind. $r = 2,2$; $k_d = 400$; das im Hoch- und Ingenieurbau gleichmäßig geschätzte und wertvolle, wenn auch vorwiegend örtlich bedeutungsvolle Alpengestein ist sehr wetterbeständig und von meist heller, rötlicher Farbe.

b) **Tuffe**, aus losem, vulkanisch ausgeworfenem Material, durch Zusammenschlammung oder als Sedimente gebildet, meist feinkörnig bis dicht, hellfarben, wetterbeständig, hart und gleichmäßig fest. Verwendung allgemein. Unterarten:

α) **Porphyrtuff**, aus feinverteilterm Quarzporphyr gebildet; $r = \infty 2,0$; $k_d = 200-400$ kg/qcm.

β) **Diabastuff**, (Grünsteintuff), grüngrau und oft mit kohlenurem Kalk innig vermengt; $r = 2,3$; $k_d = 1500$ kg/qcm; sehr wetterbeständig.

γ) **Trachyttuff**, ein Hochbaustein, vornehmlich von örtlicher Bedeutung. Nahe verwandt ist diesem

γ₁) der **Traß oder Duckstein**, ein vulkanisches, rauhes Gestein, welches einen sehr wertvollen hydraulischen Zuschlag abgibt und in der Regel unter Wasserhaltung (Wasser schadet also dem Stein nichts!) gewonnen wird; nach seiner Tiefenlage unterscheidet man ein gelbliches, graues und blaues Gestein; das letzte ist das wertvollste, am tiefsten liegende. Für deutsche Verhältnisse ist das Vorkommen im Nettetal in der Eifel besonders bemerkenswert. Das naheliegende Brohltal ist fast vollkommen ausgebeutet, der von dort kommende Traß vielfach weniger gut; $r = 1,25$. Es empfiehlt sich die Anlieferung in gemahlenem Zustande. Der „bayerische Tuff“ ist kein Traß¹⁾.

γ₂) Der **Bimssteintuff**, ein kreideähnliches bis dichtes, erdiges Material aus Bimsstein-, Trachyt-, Glimmer- usw. Teilchen, mit Ton, Mergel u. dgl. vermischt, von sehr geringem Gewichte ($r = 1,25$), schlechter Wärmeleitung, guter Beständigkeit. Verwendung zu leichten Bausteinen (rheinische Schwemmsteine), zu leichtem Bimsbeton, als Schleifmittel usw.

δ) **Basalttuff**, aus Basalt und verwandten Gesteinen entstanden, im Hoch- und Straßenbau benutzt.

ε) **Posilliptuff**, Puzzolanderde, Santorinerde, hydraulische Zuschläge aus Italien bzw. der griechischen Insel Santorin und dem Traß verwandt.

c) **Tonschiefer**, gebildet aus zusammengeschlammten, feinsten Teilen von verwittertem Feldspat, kiesel-saurer Tonerde, Glimmerschüppchen und Quarz. $r = 2,7-3,5$; $h = 3,0$; $k_d = 600-900$ kg/qcm; $k_z = 170-200$ kg/qcm; $k_b = 300-400$ kg/qcm. Fast stets wetterbeständig, vielfach feuersicher, meist bläulich bis schwärzlich, seltener grünlich, rötlich oder violett gefärbt. Ein guter Dachschiefer soll gleichartig, dicht, vollkommen und ebenschiefrig, frei von Sand, Kohle und Eisenkies, für Wasser undurchlässig sein, keine Haarrisse besitzen und hell klingen. Englische Schiefer sind den deutschen wegen ihrer geringeren Plattenstärke (2,5 bis 4,0 gegenüber 5 bis 6 mm) und der oft größeren Plattenabmessungen überlegen, wohingegen belgische und französische Schiefer zwar an

¹⁾ Vgl. Arm. Beton, Augustheft 1919.

Farbe den deutschen nicht selten voranstehen, sie aber an Härte und Wetterbeständigkeit vielfach nicht erreichen, baulich also minderwertig sind.

d) Sandstein. Durch ein Bindemittel, das sehr verschieden in seiner Art und Menge auftritt, werden vorwiegend farblose oder weißliche, meist scharfeckige Sandkörnchen zum Gestein vereinigt. r sehr verschieden, je nach der Zusammensetzung, = 1,9—27. Nach der Art des Bindemittels werden unterschieden:

α) Kieselige oder Quarzsandsteine, sehr wetterbeständig, dauerhaft, hart, im Hoch- und Ingenieurbau verwendet, auch als Plattenstein benutzt. Farbe meist weiß und grau.

β) Kalkige Sandsteine, erkennbar als solche am Aufbrausen des Steins beim Übergießen mit Säuren; nicht sehr hart, nicht feuerfest, in Industriestädten leicht verwitternd. Farbe gelblich oder grünlichgrau, selten weiß und örtlich.

γ) Tonige Sandsteine, vielfach bunte, auch wechselnd gefärbte Gesteine, durch Tongeruch erkennbar, in den festen Arten auch wetterbeständig und alsdann ein geschätztes Material zu fast jeder Verwendung.

δ) Mergelige Sandsteine mit Ton und Kalk als Bindemittel, oft auch eisenschüssig, in der Regel hellfarben, vielfach weich und nicht besonders wetterbeständig.

ϵ) Eisenhaltige Sandsteine mit einem neben Ton oder Kieselsäure durch Eisenoxydul oder -oxyd gebildeten Bindemittel, Farbe meist gelb, rot, braun, rotbraun. vielfach wetterbeständig und fest und alsdann ein Baustein ersten Ranges.

ζ) Glaukonitische Sandsteine (Grünsandsteine), ausgezeichnet durch einen Gehalt an dem chloritähnlichen Mineral Glaukonit, das fein verteilt, als Bindemittel auftritt oder Körnchen bildet; in letzterem Falle ist das Bindemittel Ton oder Kalk; farbenprächtig, sehr geschätzt, aber wenig verbreitet.

Über die wichtigsten deutschen Vorkommnisse von Sandsteinen, ihre Eigenschaften, sowie die Verwendung gibt die umstehende Tabelle (S. 351) Auskunft.

e) Grauwacke, zusammengefügt aus Quarzkörnern und Bruchstücken anderer Gesteine und Mineralien, vereinigt durch ein bald kieseliges Bindemittel, das alsdann zu sehr festen Gesteinen führt, bald verbunden durch Eisen, Kalk, Ton; Farbe grau; $r = 2,5$ — $2,8$; $h = 6$ — 8 ; $h_d = 1000$ kg/qcm (bis 3000 kg/qcm), sehr wetter- und meist auch feuerbeständig. Verwendung im Hochbau als Quader- und Bruchstein, desgleichen im Ingenieurbauwesen, besonders beliebt als Chausierungs- und Gleisbettungsmaterial.

6. Lose Erden.

a) Ton, Lehm. Ton, hervorgegangen aus einer Zersetzung von Feldspat und zusammenschlammigt mit anderen Mineralien, Gesteinstrümmern u. dgl., trocken zerreiblich, feucht, geschmeidig und plastisch; $r = 2,2$ i. M.; Farbe, vielfach unter Einwirkung von Eisen, grau, rötlich, braun, auch grünlich und bläulich, je nach der geringeren oder größeren Formbarkeit unterscheidet man mageren oder fetten Ton.

Lehm (Löß), noch verwendbar zur Ziegelherstellung bei einem Gehalt von weniger als 60%, durch Schlämmen abzusonderndem Quarzsande, sowie von höchstens 18% feinverteiltem kohlen-sauren Kalk. Ziegelerde mit mehr als 80% Ton wird als fett, bei hohem Sandgehalte als mager bezeichnet.

b) Mergel, sehr verschiedene Gesteinsarten umfassend, die aus Ton und Kalk zusammengesetzt, je nach deren Gehalt, auch sehr verschiedene Eigenschaften haben. Unterarten:

α) Kalk- (Pläner-)Mergel, mit einem Kalkgehalt bis zu 75%, schmutzig gelbgrau, geschichtet, als Beimengung zum Ziegelton und in der Zementfabrikation verwendet.

β) Dolomitmergel, ähnlich dem unter α).

γ) Tonmergel, mit bis 80% Ton, für die Zementfabrikation wertvoll, auch s Ziegelton benutzt.

Tabelle.

(Es bedeutet: H. Hochbau, Br. Brückenbau, Wa. Wasserbau, Sr. Straßenbau, T. Tiefbau, Pl. Plattenstein, S. Sandstein, F. Formation.)

Fundort	Farbe	Raumgewicht r	Mittlere Druckfestigkeit kg/qcm	Wetterbeständigkeit	Verwendungsgebiet
Miltenberg i. Baden.	rot, braun	2,2	800	gut	H., Br.
Kehlheim i. Bayern	gelb, grünlich	—	—	„	H., Br., Wa.
Sonthofen i. Bayern (Burgberger S.) . .	graublau	2,6	—	sehr gut	H., Pl.
Wertheim a. M.	dunkelrot	2,0—2,5	820	„ „	H., Br., T.
Miltenberg a. M.	dunkelrot	2,0	780—940	„ „	H., Br., T.
Burgpreppach i. Bayern	gelblich, ocker, weiß	2,1	750	„ „	H., Wa.
Höxter	rotweiß	2,46	630	„ „	Wa., Sr., H.
Lutter a. Barenberge	fleischfarben	2,0	420	„ „	H., Br.
Holzminden	rot	2,5	550	„ „	Pl., Sr.
Stadtoldendorf	rotbraun	2,4—2,8	550—850	„ „	H., Pl., Wa.
Velpke	blaugrau (weiß)	2,4	600—1200	„ „	H., Br., Wa.
Warthau b. Bunzlau	weiß, hell-dunkelgelb	2,0	270—650	„ „	H., Wa.
Cudowa i. Schles.	weißgelb	2,3	1400	„ „	H., Br., Wa.
Friedersdorf b. Reinerz	weißgelb	2,35	1100	gut	H., Wa.
Gommern, Plötzky, Pretzin i. d. Prov. Sa. .	graublau	2,3	1600—2700	sehr gut	H., Wa., Br.
Nebra a. d. Unstrut	hellrot, weißgelb	—	—	„ „	H., Wa.
Mehle (Prov. Hannover)	blaugrau	—	600	gut	H., Wa.
Nesselberg b. Springe	hellgrau u. hellgelb	—	600	„	H., Wa.
Osterwald b. Nordstemmen	gelblichweiß	—	1000	„	H., Wa.
Porta b. Minden	braun	2,0—2,10	200	sehr gut	H., Br., Wa.
Oberkirchen	gelblichweiß	2,22	690	„ „	H., Br.
Carlshafen (Weser- und Dümmltal) . . .	weiß, grau, rot	2,55	950	„ „	Pl., Sr.
Gelnhausen	hell-dunkelrot	—	—	gut	H., Wa.
Udelfangen b. Trier	grün, bläulich, weiß	2,5	550—600	sehr gut	H., Br.
Piesberg b. Osnabrück	blau	2,58	700—1000	gut	Sr., H.
Wetter a. d. Ruhr	weißgrau	2,5—2,58	1800—2000	sehr gut	H., Sr.
Sächsischer Quadersandstein	gelb, weiß grau	2,1—2,5	200—700	im allgemeinen sehr gut	H., Br., T., Wa.
(Cotta, Posta, Postelwitz, Schöna, Rottwerndorf, Herrenleithe, Welschhufe, Königstein)					

Die natürlichen Gesteine.

c) Quarzgerölle, Quarzgrus, Quarzsand. Beträgt die Größe der einzelnen Bestandteile mehr als Walnußgröße, so spricht man von Gerölle, geht ihr Durchmesser bis zu Erbsengröße zurück, von Quarzgrus oder bis 3 mm von Kies, darunter von Kiessand. Von letzterem wird unterschieden:

grober	Sand, Korndurchmesser	> 1,1	„
mittlerer	„ „	> 0,5	„
feiner	„ „	< 0,5	> 0,25 mm
Staub oder Flugsand	„	< 0,25	mm

Der in der Natur abgelagerte Sand zeigt neben Quarz stets Bruchteilchen anderer Gesteine; für Bauzwecke ist ein Sand am geeignetsten, der 5—10% granitische, Feldspat- u. dgl. Beimengungen aufweist und ein mittleres, scharfkantiges, rauhes Korn zeigt. γ in trockenem Zustande = 1,5, mit normalem Wassergehalte = 1,6, feucht = 2,0.

Verwendungsgebiete: Mörtel- und Betonherstellung, Formen für Eisenguß, Bettungsmaterial im Straßen- und Eisenbahnbau; Filterstoff; Sandstrahlgebläse.

d) Garten- und Dammerde. Oberste Erdschicht, mit verweslichen Stoffen aller Art erfüllt, zur Ausfüllung von Zwischendecken verboten, nicht bei kalkigem Mauerwerk anwendbar (Mauerfraß u. dgl.!), nur zu Dammbauten geeignet. γ = 1,8 i. M. (trocken 1,4—1,6, feucht 2,0).

7. Die Gewinnung der natürlichen Bausteine und ihre Bearbeitung.

Die Gewinnung findet in der Regel in offenem Tagebau, seltener unterirdisch, bergmännisch, statt.

Im Tagebau wird zunächst die Schwarte, d. h. das oben liegende, nicht brauchbare Material entfernt, alsdann an den eigentlichen Abbau gegangen. Dieser kann stattfinden in Terrassen von 5—10 m Höhe, bei deren Anordnung auf gute Zugänglichkeit und billige Transportverhältnisse der gewonnenen Steine Rücksicht zu nehmen ist. Zur Erzielung vieler Angriffspunkte findet der Abbruch der Terrassenwand zunächst in Nischenform, dann durch Abbau der zwischen ihnen stehenden Pfeiler statt. Die Einzelarbeit kann erfolgen mit Hilfe von Brechwerkzeugen, Hacken, durch Abspalten vermittels von Keilen, durch Herausschneiden einzelner Blöcke (Schrämarbeit), durch Unterhöhlen (wenig verbreitet) endlich durch Sprengen.

Die Kosten der Steingewinnung werden zweckmäßig, um von den ortsüblichen Tagelöhnen unabhängig zu bleiben, ausgedrückt in Tagesschicht-einheiten, gerechnet zu je 10 (bzw. 8) Stunden¹⁾. Es erfordert die Gewinnung von 1 cbm von:

weichem Gestein (Sandstein, Kalkstein, Schiefer)	}	zu Bruchsteinen 1,3 (1,5) Tagesschichten
		zu Werksteinen 3,0—5,0 (3,8—6,25) „
mittelhartem Gestein (Kalkstein, Marmor, manche Porphyre, Granite usw.)	}	zu Bruchsteinen 2,0 (2,5) „
		zu Werksteinen 5,0—7,0 (6,25—9,0) „
sehr hartem Gestein (Granit, Basalt, Porphyr, Diabas, Diorit usw.)	}	zu Bruchsteinen 2,5—3,0 (3,13—3,8) „
		zu Werksteinen bis 14 (17,5) „

Das Aufladen der Bruchsteine erfordert rd. 0,166 (0,2) Tagesschichten für 1 cbm, desgleichen der Werksteine rd. 0,25 (0,3) Tagesschichten.

Ein Aufsetzen der Bruchsteine in Haufen kostet bei gewöhnlicher Größe 6 M., bei schweren Steinen 10 M. für 1 cbm. Hierbei ist zu rechnen, daß 1 cbm Felsmasse bis 1,5 cbm Steine in Haufen aufgesetzt liefert, je nach der Lagerhaftigkeit der Steine.

¹⁾ Die eingeklammerten Zahlen beziehen sich auf eine nur 8stündige Schicht.

Auf der Eisenbahn kommen als Frachtkosten eine Abfertigungsgebühr für 1 cbm und eine Streckenabgabe für je 100 km Bahnstrecke in Frage.

Die **Bearbeitung der Steine** erfolgt von Hand aus und durch Maschinen. Von Hand aus wird der rohe, durch Aufteilung im Bruche annähernd auf seine Form gebrachte Stein zunächst roh behauen, bossiert oder gespitzt¹. Hierbei wird bei Werksteinen für jede der drei Hauptrichtungen der sogenannte Bruchzoll — von etwa 3 cm — zugegeben, um eine spätere genaue Bearbeitung bis zur gewünschten Größe zu gestatten. Die weitere Bearbeitung der Werkstücke erfolgt durch „Aufbänken“ oder Herstellung der Schläge, das ist eines genau rechtwinkligen, ebenen 3 cm breiten Randes, etwa 3 cm unter der Steinoberfläche.

Bleibt der mittlere, unbearbeitete Teil stehen, der „Posten“, so findet der Stein zu Rustikamauerwerk Anwendung. Soll an Stelle des Postens eine ebene Fläche treten, so wird diese bei weicherem Gesteine gekrönel, gezähnel oder scharriert (grob bis fein), während bei hartem Material eine grobe, mittlere oder feine Stockung die Regel bildet. Eine noch weitere Glättung findet durch Schleifen und endlich durch Polieren statt.

Die **Bearbeitung durch Maschinen** erstreckt sich auf:

a) **Sägen.** Handsägen kommen nur bei sehr weichem Kalkstein und ähnlichen Steinen zur Verwendung; leistungsfähiger sind: Gattersägen, meist mit wagerechter Schnittbewegung und mehreren Sägeblättern, bei weichem Gestein aus Schmiedeeisen, sonst aus Stahl, bei harten Materialien unter Umständen mit schwarzen, kleinen Diamanten besetzt; Bandsägen, bestehend aus einem Draht, einem Drahtseil oder einem flachen, endlosen Stahlbande; Kreissägen in der Regel als Diamantsägen ausgebildet oder aus Carborundum (Siliciumcarbid) hergestellt. Die meisten Sägen arbeiten mit Zusatz von feinem Schnittmaterial und Zuführung von Wasser zur Verringerung der Erwärmung des Sägeblattes und Fortführung des Sägestaubes.

b) **Fräsmaschinen**, vorzugsweise profilierte Kreissägen aus Carborundum, mit deren Hilfe Profile in die Steine eingeschnitten werden.

c) **Hobelmaschinen**; sie arbeiten entweder mit einem oder mehreren festen Stählen, wie die gleichartigen Maschinen der Holz- und Eisenbearbeitung, daneben mit drehbaren Rollmessern oder mit schwingenden Schneidewerkzeugen; sowohl ebene Flächen als auch Profile können gehobelt werden, letztere mit bestimmt geformten Profilen der Hobel.

d) **Drehbänke**, vorwiegend zum Abdrehen von Säulen (und Polieren dieser) eingerichtet. Das zwischen einem festen und einem beweglichen Kopfe fest, aber drehbar eingespannte Arbeitsstück wird durch paarweis gegenübergestellte Messer abgedreht; letzteres ist notwendig, um einen einseitigen, verbiegenden Kraftangriff zu vermeiden.

e) **Steinschälmaschinen**, ebenfalls zum Herstellen von Säulen benutzt, derart arbeitend, daß ein um 90° abgekröpftes Messer in den Kopf eines Steinprismas eine allmählich fortschreitende Ringfläche hineinschneidet, die nach Fortschlagen des Außenmantels die Außenfläche der Säule bildet.

f) **Schleif- und Poliermaschinen.**

α) In wagerechter Ebene rotierende **Schurscheiben**, gegen deren Gestelle die zu polierenden Steine festgelegt werden; unter letzteren bewegt sich mithin die Scheibe mit dem auf sie aufgebrauchten Schleifmaterial fort.

β) **Zugschleif- und Pollermaschinen**, namentlich zum Schleifen und Polieren von Säulen benutzt, beruhend auf der Bewegung einer exzentrisch angeschlossenen, auf der Stein- bzw. Säulenoberfläche geradlinig hin und her gehenden Scheibe.

γ) **Rotierende Zugschleifmaschinen**, ähnlich den unter β) genannten Maschinen, mit rotierender und hin und her gehender Bewegung der Schleifscheiben.

g) **Steinbrechmaschinen**, darauf beruhend, daß zwei geriffelte Hartgußbacken durch eine pendelnde Bewegung die zwischen sie fallenden Steine zerbrechen. Die Größe des Ausschlages der Backen bedingt die Größe der zerbrochenen Steine.

¹) Vgl. hierzu das Kapitel „Hochbau“.

Für Chaussierungszwecke sind im allgemeinen die von Hand aus geschlagenen Schottersteine wegen regelmäßigerer Form, gleicher Größe und geringerer Zerspaltung dem Steinschlag, durch Maschinen gewonnen, vorzuziehen.

Ein Ätzen der Steine erfolgt durch Einwirkung bei weichen Steinen von Schwefel- oder Salpetersäure, sonst von konzentrierter Kieselfluorwasserstoffsäure auf die nicht geschützten Flächen des Steines oder durch Bearbeitung dieser mit Hilfe des Sandstrahlgebläses.

Eine Verfestigung und Sicherung der Steinoberfläche kann erfolgen durch:

α) Die **Kaßlersoben Fluats**, das sind wasserhelle Lösungen von Metallfluoriden in Kieselsäure (namentlich von Magnesium, Aluminium, Zink, Blei); gute Erfolge namentlich bei wiederholter Anwendung und allmählich zunehmender Verstärkung der Lösung.

β) **Durch Testalin**; hier wird zunächst eine alkalische Lösung von Ölseife, alsdann eine solche von essigsaurer Tonerde aufgebracht. Die wasserabweisende, den Stein konservierende Wirkung beruht auf der Bildung einer festen ölsauren Tonerde, die sich in den Poren absetzt, sie dichtet und härtet, ohne sie jedoch ganz zu verstopfen. Die Aufbringung hat auf dem vollkommen ausgetrockneten Steine zu erfolgen. Wiederholung des Anstriches in mehrjährigen Zwischenräumen ratsam.

γ) **Leinölfirnis**, heiß auf den trockenen Stein aufzutragen, allerdings mit einem Dunklerwerden der Steinfarbe verbunden; der Fettglanz schwindet meist nach 3—4 Wochen. Wiederholung notwendig.

Die **Bearbeitung weicher Steine** kostete bisher für 1 qm Fläche etwa:

erste Zurichtung, spitzen	1,25—2,20 M.	fein scharrieren . . .	4,75—5,00 M.
kröneln	1,25—3,00 M.	schleifen	4,50—5,00 M.
grob scharrieren	2,75—3,50 M.		

Desgleichen stellen sich für Granit die Bearbeitungskosten für 1 qm auf:

fein spitzen	5— 6 M.	grob schleifen	25— 30 M.
grob stocken	8— 9 M.	fein „	55— 60 M.
fein „	12— 18 M.	polieren	100—110 M.

1 cbm einfach bearbeiteter Sand- oder Kalkstein kostet i. M. 120 M., desgl. Granit 150 M., wobei jedoch namentlich nach der Erschwernis oder Einfachheit des Herantransportes eine Preiserhöhung bzw. Herabminderung je bis zu 40% eintreten kann. Unter derselben Einschränkung kann man die Kosten von 1 cbm profiliertem Sandstein zu Tür- und Fenstereinfassungen, Säulen, Pfeilern usw. zu 160 M., die Kosten von 1 lfm Granittreppenstufe normaler Abmessung und glatt gestockt zu 12, desgl. in Sandstein zu 8 M. rechnen.

Preise für Platten sind durchschnittlich höher als für Werksteine, und für dünne Platten höher als für dickere. Setzt man den Preis für 1 cbm Werkstein = 1, so betragen die Kosten unbearbeiteter Platten für 1 cbm bei einer Stärke von

10	15	20	25 cm
1,5	1,4	1,3	1,2 Einheiten.

1 qm Schieferdach nach deutscher Deckung erfordert einschließlich der Schalung rd. 4,20 M.

8. Die Verwendung der Naturgesteine im allgemeinen.

a) Im Hochbau finden Naturgesteine Verwendung als gewöhnliche Bruchsteine, als Werksteine, als Schmuck-(Dekorationssteine) und in Form von Platten. Gewöhnliche Bruchsteine verlangen je nach ihrer mehr oder weniger regelmäßigen Gestalt auf 1 cbm Mauerwerk bis 0,4 cbm Mörtel, und nicht selten — namentlich bei Verwendung gesprengter Feldsteine — ein „Auszwicken“ der Fugen durch kleinere Steinbrocken. 1 cbm Mauerwerk erfordert:

	an aufgesetzten Steinen	an Felsmasse
bei lagerhaften Steinen	1,3 cbm	0,87 cbm
„ weniger gut bearbeiteten Steinen . .	1,4 „	0,95 „
„ unregelmäßigen Steinen	1,5 „	1,00 „

Bei lagerhaftem Material wird vielfach verlangt, daß etwa 75% der Steine eine bestimmte Größe haben sollen und eine nicht zu geringe Anzahl von Bindern anzuliefern ist; zum mindesten sind die Lagerflächen gut zu bearbeiten und die Köpfe regelmäßig auszubilden; Ausführung in lauter gleich hohen Schichten oder Abgleich verschieden hoher Schichten auf etwa 1—1,50 m Höhe, zum mindesten an allen Mauerabsätzen. Eine besondere Ausführungsart bildet das mosaikartig zusammengesetzte Zyklopenmauerwerk mit genau aneinander gepaßten, polygonalen Steinen und engen Fugen, eine ästhetisch wenig befriedigende, daneben teure Bauart.

Die Auswahl der Steine — dicht, guter Wärme-, aber schlechter Feuchtigkeitsleiter, oder porös (das Gegenteil) — richtet sich nach den Untergrundverhältnissen und der Benutzung der Räume.

Werksteine (Hausteine, Quader) sind regelmäßiger bearbeitete Steine, namentlich an ihren Fugenflächen (bis zu 3 cm Tiefe) und an ihrer Außenfläche. An Flächen werden unterschieden: Kopffläche (Haupt), Fugenflächen (Seitenflächen), Lagerflächen und Innenfläche. Abweichungen in der Kopffläche bis zu 5 mm werden in der Regel nicht beanstandet. Die Preise richten sich danach, ob die Arbeit glatt (ebene- oder Bogenleibungsflächen, Quaderbehandlung mit und ohne Rustika), einfach profiliert (Werkstücke mit einfachen Stäben, Kannelierung, Kehlen usw.) oder reich profiliert ist (Bearbeitung auf zwei oder mehr Seiten, ornamentaler Schmuck u. dgl.).

Für Herstellung und Versetzen der Quader sind in der Regel besondere Zeichnungen und Pläne maßgebend.

Treppenstufen aus Naturstein sind so zu formen, daß die obenliegende Stufe auf der unteren mindestens ein Lager von 3 cm Breite findet; Stufen aus weichem Gestein werden in der Regel fein scharriert, aus hartem Material fein gestockt angeliefert.

Die Abrechnung der Werksteine erfolgt nach Kubikmetern, von Gesimsen auch nach laufenden Metern; schwierige Arbeitsstücke oder solche großen Umfanges werden auch nach Stück bezahlt.

Für Schmuckgesteine in poliertem Zustande finden meist Hartgesteine, daneben Serpentin und Marmor Anwendung. Für Platten kommen in Frage: Marmor, Schiefer, Kalkstein, Sandstein; ihre Form ist meist quadratisch oder achteckig, auch länglich. Die Einzelabmessungen gehen kaum über 60 cm hinaus. Bei Schieferplatten kommen fünf Formen in Frage:

1. die sechseckige, zum Teil rechteckige Form für flache Dächer, durch Materialersparnis ausgezeichnet;
2. die rechteckige, spitzwinklige Form für steile Deckung;
3. die Fünfecksform für gekrümmte Flächen;
4. die Vierecks- (englische) Form;
5. die Schuppen- (altdeutsche) Form mit trapezförmigen Steinen.

Daneben werden Rand-, Kanten-, Kehlsteine usw. geliefert. Die Profilbücher der Schieferbrüche geben Auskunft über Abmessungen und Stoffverbrauch für je 1 qm Dachfläche. Bei Einforderung von Proben sind auch Befestigungsmaterialien mit zu liefern. Abrechnung erfolgt nach Quadratmetern, wobei nur Aussparungen von mehr als 1 qm Größe abgezogen werden.

b) Im Ingenieurbau ist besonders Wert auf regelmäßige Form der Mauersteine aus Naturgestein zu legen, namentlich im Wasserbau. Hier soll Innenfläche $\geq \frac{2}{3}$ Kopffläche sein; zudem sind die Fugenflächen vorn auf 15 cm Tiefe gut zu bearbeiten; Anzahl der Binder etwa 25 v. H. der gesamten Steine. Eckquader oft bis zu 60 cm Höhe und = mehreren Schichten von mittlerer Höhe (15—30 cm). Auf gute Wetterbeständigkeit, geringe Wasseraufnahme und erhebliche Schwere ist Wert zu legen.

Abnahme erfolgt in Kubikmetern der in Haufen aufgesetzten Steine oder besser — nach Bestimmung des Gewichtes von 1 cbm — durch Wägung der vollbeladenen Wagen und Umrechnung in Raummaß. Werksteinplatten zur Ab-

deckung sind nicht unter 12—15 cm Stärke aus besonders widerstandsfähigem Stein zu wählen.

Zu Ufer- und Böschungsbefestigungen finden zweckmäßig Säulenbasalt oder Bruchsteine mit verjüngter Unterfläche Verwendung; im letzteren Falle werden abwechselnd zur Erzielung einer guten Querfestlage die Steine mit der größeren Fläche nach oben und unten verlegt.

Belastungssteine für Sinkstücke u. dgl. sollen über 2,3 Raumgewicht haben, schwerer als 15 kg, aber leichter als 60 kg und kantig sein.

Im Brückenbau ist ein möglichst gleichartiges, festes, wetterbeständiges, gut bearbeitbares Material zu verwenden; bei gutem Zement, bzw. Zement-Traub-Kalkmörtel kann hier mit mittleren Druckfestigkeiten des Bruchsteinmauerwerks von 350 bis 400 kg/qcm nach etwa 1 Monat gerechnet werden. Bei Beanspruchung nur eines Teils der Steinoberfläche nimmt die Druckfestigkeit an der Berührungsstelle erheblich zu, während die des ganzen Steines zurückgeht — ein für Gelenkausbildungen von Brückengewölben wertvolles Gesetz, vgl. die nachstehenden Zahlenreihen (Vers. von Stuttgart und München).

I. Würfel von 10 cm Seite, gedrückt von oben aus durch ein Prisma mit rechteckigem, verschieden breitem Querschnitte.

Druckfläche:	10 · 10	10 · 2,5	10 · 2,0	10 · 1,5	10 · 1,0	10 · 0,5 cm ²
Bruchlast für den vollen Querschnitt	63 500	23 200	18 800	15 600	12 000	10 200 kg
Bruchspannung für den vollen Querschnitt in kg/qcm	635	232	188	156	120	102 kg/qcm
Bruchspannung für die wirkliche Druckfläche in kg/qcm	635	926	943	1044	1193	2050 ..

II. Würfel von 10 cm Seite, gedrückt von oben aus durch ein Prisma mit quadratischem Querschnitte und von verschieden großer Seite.

Versuchsreihe	Würfelquerschnitt	Querschnitt des drückenden Stahlprismas, also der wahren Druckfläche qcm	Bruchspannung in der Würfel- fläche in kg/qcm	Bruchspannung in der wahren Druckfläche
1	100	3,9 ² = 15,21	162	1052
2	100	5,7 ² = 32,49	308	923
3	100	7,8 ² = 60,84	477	727
4	100	10,0 ² = 100,00	685	685

Es erscheint also einerseits gestattet, mit der Druckbeanspruchung in der Gelenkfläche erheblich über die sonst erlaubte Steinpressung hinauszugehen, andererseits aber geboten, Gelenkquader mit großer Druckfläche in das Mauerwerk einzubinden.

Für Stropfpfeiler empfiehlt sich ein besonders festes, zähes Material, für Viadukt-pfeiler die Anordnung von Gleichschichtsteinen, unten stärker als oben. Auf alle 4—5 m ist die Zwischenlage durchgehender, stärkerer Quaderschichten zum Zwecke guter Druckverteilung anzuraten. — Näheres vgl. im Kapitel über massive Brücken.

Für Pflaster kommen drei Formen in Frage: 1. Feldsteine; 2. polygonale Steine mit einer ebenen Kopffläche und beliebig vielen, roh bearbeiteten Seitenflächen; 3. prismatische oder schwach verjüngte Pflastersteine, vierseitig, zum Reihenspflaster verwendet.

α) **Feldsteine**, in der Regel aus erratischen Blöcken u. dgl. durch Sprengung gewonnen; für 1 qm solchen rauen Pflasters von rd. 15 cm Höhe sind 0,2 cbm Steine erforderlich. Das Zerteilen, Herrichten und Aufstapeln verlangt für 1 cbm rd. 15 Arbeitsstunden eines Arbeiters. Der Preis von 1 cbm Feldsteinen kann i. M. zu 14 M. angenommen werden.

β) **Polygonalsteine.** 1 cbm aufgesetzte Pflastersteine liefert bei Annahme eines 20% betragenden Hohlraumes bei:

15	18	20 cm Pflasterhöhe
6,6	5,5	5,0 qm Pflasterfläche.

Die Kosten dieses fertig bearbeiteten Pflastermaterials betragen bei mittelhartem Gestein je nach der Steinhöhe (15—20 cm) 1,20—1,50 M., desgl. bei hartem Gestein 1,50—2,00 M.

Die Abfertigungsgebühr für diese Steine auf der Eisenbahn beträgt 0,90 bis 1,20 M. für 1 t, der Frachtsatz für das Tonnenkilometer 2,2—2,6 Pf.

Bei der Ausschreibung ist zu verlangen, daß die Fußfläche $\geq \frac{2}{3}$ der Kopf- fläche ist; beim Verbauen ist darauf zu achten, daß innerhalb einer Straßen- strecke möglichst nur gleich große Steine verwendet werden, um eine gleich- mäßige Belastung des Untergrundes zu erzielen und damit ein stärkeres Herab- gehen einzelner Steine möglichst zu verhindern.

γ) **Reihenpflaster.** Vorgeschlagene Normalabmessungen (nach Dietrich):

k_d	Oberfläche	Höhe
> 1200 kg/qcm	10 · 22,5 cm	15 cm
800—1200 „	10 · 22,5 „	20 „
< 800 „	12 · 25 „	20 „

oder, falls billiger, 18 · 18 · 18 cm.

Einteilung auch in Wertklassen nach dem Verhältnisse von Fußfläche (F_u) zu Kopffläche (F_k): I. $F_u = F_k$; II. $F_u = \frac{1}{2} F_k$; III. $F_u = \frac{2}{3} F_k$.

Bei Ausschreibungen ist neben dem Material und der Festigkeit die Form vorzuschreiben; Abweichungen der Kopfbreite bis 5 mm meist gestattet, Neigung der Seitenflächen oft 1 : 20; aus ihnen dürfen wegen guten Aneinanderpassens der Steine keine Teile erheblich heraustreten; die Höhenunterschiede in den Kopf- und Seitenflächen werden oft auf 12 mm begrenzt. Die Abnahme erfolgt zu je 1000 Stück oder — besser — verpflastert nach Quadratmetern. Die Kosten für 1 qm fertig bearbeitetes Reihenpflastermaterial stellen sich bei mittelhartem Gestein je nach der Steinhöhe (15—20 cm) zu 2,80—3,70 M., bei hartem Material desgl. auf 3,80—5,00 M. Auf einer Lore von 15 t Tragkraft können etwa 40—50 qm Steine normalen Formates verladen werden. Die Beförderungskosten sind die beim Polygonalpflaster angegebenen. Durch sie wird der Preis der Steine sehr verteuert. Auf 400 km Länge kostet demgemäß eine 15 t haltende Lore an Fracht: $\geq 15 \cdot 1,20 + 400 \cdot 15 \cdot 0,022 = 18,0 + 132 = 150$ M., d. h. wenn 50 qm geladen sind zum mindesten 3,00 M./qm Pflaster.

Abarten bilden:

1. Das Kleinpflaster aus kleineren Bruchsteinen oder Findlingen hergestellt. Die kleinen, $\frac{1}{2}$ —1 kg schweren Steine von 6—10 cm Seite und 6—12 cm Höhe, würfelförmig oder länglich, werden zweckmäßig auf fester Unterlage (Beton) versetzt. Mit 1 cbm können 10 qm Straße befestigt werden. Material- kosten bei mittelhartem Gestein etwa 1,60, bei hartem 2,25 M. für 1 qm.

2. Mosaikpflaster, meist weichere Steine von 5—7 cm Höhe und 3—4 cm Seiten, zu Gangbahnen benutzt. 1 cbm gibt 11—12 qm Pflaster; ein solches kostet etwa 1,50 M.

Steinschlag als Bettungsmaterial für Straßen, zur Oberflächenbefestigung bei Chausseen und zum Gleisunterbau verwendet, tunlichst aus Gesteinen, welche in Würfelform spalten. Für Chausseen ist neben der geringen Abnutzung und Wetterbeständigkeit, die Vermeidung irgend erheblicher Staub- und Schlamm- entwicklung (namentlich von klebrigem, zähem Schlamm) zu fordern.

Zur Gleisunterbettung hat sich ein würfelförmiges Schottermaterial mit scharfen Kanten und von 4 cm Seite — also ein einheitliches Format — als am zweckmäßigsten erzeugt, da ein solches erfahrungsgemäß auf die Ruhelage des Gleises günstig einwirkt. Bei der Auswahl des durchaus beständigen Hart- gesteins ist auf ein Fehlen von Eisenkies zu achten.

Die Packlagestelne der Chaussee als Unterbettung der Decklage sind in der Regel 10—20 cm hoch, keilförmig und vielfach aus weicheren, aber nicht zusammenbackenden Gesteinen gewonnen. Zu ihrer Ausschüttung dient Grobschlag von 6—10 cm Korngröße, während für die Decklage eine solche von 4—5 cm am besten bewährt ist.

Bordstelne (Hartgestein) besitzen meist 30 cm Höhe und 7—18 cm Stärke bei Längen von 0,80—1,50 m. Kosten für 1 lfm. 2,50—3,50 M.

Trottoirplatten (Hartgestein), Länge = 80—125 cm, Breite = 1,00 m, Stärke = 10—15 cm, oben glatt, unten ganz roh bearbeitet. Kosten für 1 qm 10—15 M.

Näheres über diese Fragen vgl. in den Abschnitten Eisenbahnbau und Straßenbau.

9. Die Prüfung der Naturgesteine.

Die Prüfung findet zweckmäßig in den staatlichen Materialprüfungsanstalten statt, welche die Herrichtung der Probestücke selbst vornehmen. Deshalb sind größere prismatische Steine mit Angabe des Herkommens, der Lage im Bruche, der Verwendung, einzureichen. Aus ihnen werden Prismen, aus diesen durch Querteilung Würfel hergestellt. Je nach der Festigkeit des Gesteins haben letztere Seitenlängen von: 7,1, 6, 5 und 4 cm.

Für Biegungs-, Knickungs- und Zugversuche werden besondere prismatische Probestäbe bzw. die bei der Zementprüfung auf Zugfestigkeit verwendete „8“-Form herausgeschnitten.

Die Prüfung auf Festigkeit erstreckt sich fast nur auf Bestimmung der Druckfestigkeit; nur ausnahmsweise werden die anderen Festigkeitsarten ermittelt. Ersterem Zwecke dient das Zerdrücken eines Würfels und die Bestimmung der Bruchspannung, und zwar nach vollkommener Trocknung der Würfel bei 50° C an 8—15 Proben. Daneben werden auch Würfel in wassergesättigtem Zustande zerdrückt. Bei gutem wetterfesten Material beträgt die Festigkeitsabnahme nur wenige Hundertteile.

Die Zugfestigkeit, durch Zerreißen der Probekörper ermittelt, schwankt im Verhältnisse zur Druckfestigkeit zwischen 1 : 8 und 1 : 57; als Mittelwert kann für die meist verwendeten Gesteine 1 : 25 gerechnet werden.

Zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit werden prismatische Stäbe von vielfach 36 · 5 · 5 cm oder Platten auf zwei Stützen frei aufliegend in der Mitte bis zum Bruche belastet. Die Biegezugfestigkeit beträgt i. M. $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{6}$ der Druckfestigkeit.

In ähnlicher Weise ist die Scherfestigkeit i. M. zu $\frac{1}{15}$ der Druckfestigkeit gefunden.

Die Prüfung auf Wasseraufnahme, Gewicht und Dichtigkeit ermittelt:

a) die Wasseraufnahme des Gesteins in vollkommen gesättigtem Zustande, ausgedrückt in Gewichtsprozenten gegenüber dem Trockengewicht (G), also

$$\text{in der Form: } \frac{G_w - G}{G} = \dots \% ;$$

b) G = Gewicht des trockenen Körpers (Würfels) an der Luft; G' desgl. unter Wasser; G_w desgl. in wassersattem Zustande an der Luft; G_w' desgl. unter Wasser; alsdann ist $J_{\text{cem}} = G_{w, \text{gr}} - G_{w', \text{gr}} =$ dem Inhalt des Körpers und:

$$r = \frac{G}{J} = \text{dem Raumgewichte; weiter } w = \frac{G_w - G}{G} = \text{der Wasseraufnahme}$$

in Prozenten von G ; $u = w \cdot r =$ der Größe des Porengehalts, d. i. = der Undichtigkeit; $d = 1 - u = 1 - w \cdot r =$ der Dichtigkeit und endlich:

$$s = \frac{r}{d} = \text{dem spezifischen Gewichte.}$$

Die Prüfung auf Dauerfestigkeit verlangt einerseits zur Ermittlung schädlicher Bestandteile eine chemische qualitative und quantitative Analyse, andererseits ein Urteil über die Frostsicherheit. Zu letzterem Zwecke wird

der wassersatte Würfel 25 mal einem Frost bis zu 12—15° C ausgesetzt und immer wieder langsam aufgetaut, um hieraus die Abnahme der Druckfestigkeit des gefrorenen gegenüber dem wassergesättigten Steine zu bestimmen; diese beträgt bei guten Bausteinen stets nur wenige Hundertteile. Auch kann der Vergleich des Inneren eines schon lange vermauerten Steines mit seiner etwaigenfalls bereits verwitterten Außenkruste zu guten Ergebnissen über die Bewährung des Steins führen.

Auf Abnutzung werden die Gesteine meist durch Bestimmung des Abschleifverlustes (Bauschingers Abschleifmaschine) untersucht; besondere Prüfungsmethoden des Straßenbaus usw. sind aus dem diesem gewidmeten Abschnitte zu ersehen.

10. Tabellarische Angaben über Naturgesteine.

Während wegen der Raumgewichte und der Festigkeitszahlen auf die bei den einzelnen Steinen gemachten Angaben verwiesen sei, mögen nachstehend einige Zusammenstellungen über physikalische Eigenschaften der Gesteine u. dgl. folgen:

a) Gewicht von Mauerwerk aus:

leichten Bruchsteinen	1900 kg/cbm
mittelschweren Bruchsteinen	2200 „
schweren Bruchsteinen	2500 „
Sandsteinquadern	2100—2500 „
Kalksteinquadern	2000—2600 „
Granit-, Porphy-, Syenit-, Grünsteinquadern	2700 „

b) Sicherheitsgrad der Bauwerke (s) aus Naturgesteinen:

Inanspruchnahme	Belastungsweise		
Druck	ruhende Belastung	zeitweiser Bau	10
		bleibender „	15
		stoßfrei	20
	bewegliche Belastung	mäßige Erschütterung	25
		starke „	30
	dünne Pfeiler und Säulen	40	
Zug Biegung Abscherung	}		10

Hieraus folgen aus den, bei den einzelnen Steinarten mitgeteilten Festigkeitszahlen die zulässigen Beanspruchungen im Einzelfalle.

c) Raumausdehnungszahl, d. i. Vergrößerung der Raumeinheit durch eine Temperaturerhöhung um 1° C:

Basalt	0,00003	Kalkstein	0,000019
Dolomit	0,000035	Marmor	0,000019
Gips	0,000028	Sandstein	0,000038
Granit	0,000026	Tonschiefer	0,000050

d) desgl. Längenausdehnungszahl für 1° C:

Granit	0,000008
Kalkstein	0,000008
Marmor	0,0000034

B. Die künstlichen Steine.

Hier werden unterschieden solche, welche durch einen Brennprozeß, und solche, welche ohne einen solchen, auf physikalischem oder chemischem Wege, gefestigt sind; zu den ersteren gehören die Ziegel- und Tonwaren, zu den anderen die weiter unten behandelten zahlreichen Kunststeine verschiedenster Art.

1. Gebrannte Kunststeine, Ziegelsteine und verwandte Erzeugnisse.

Das Rohmaterial ist der Ziegelton, auch Lehm, Löß genannt, ein mehr oder weniger feuchtes Gemenge von Ton, Sand, Kalk, Eisenverbindungen und alka-

lischen, sowie organischen Beimengungen. Der Sand ist vielfach aufs innigste mit dem Ton verbunden, meist aber durch Schlämmen von ihm zu trennen. Kalk kann fein beigemischt oder in Stücken auftreten. Während im ersteren Falle ein mittlerer Gehalt nichts schadet, ein höherer Gehalt von 18—20% sogar für die Verwendung des Tons für Klinker gefordert wird, sind Kalkstücke auszusondern, weil sie mit dem Stein gebrannt werden, bei späterer Anmischung des letzteren sich lösen und den Stein hierbei auseinandertreiben würden. Nicht schädlich sind in der Regel die Eisenverbindungen, welche die Farbe der fertigen Erzeugnisse — wenn auch nicht ausschließlich — bestimmen. Auszuscheiden sind die alkalischen Verbindungen, da sie später zu „Ausblühungen“ der Steinaußenfläche führen können; das gleiche gilt von einem Gehalte an Schwefelkies und Verunreinigungen durch Kohle, Wurzeln usw., um so mehr, als solche Bestandteile die spätere Tragfähigkeit des Ziegels nicht unerheblich verringern.

Die Aufbereitung der Tonerde, welche die Ausscheidung überflüssiger oder schädlicher Bestandteile, sowie die Erzielung eines bestimmten Tongehaltes und in der Regel zugleich eine Lockerung zur Aufgabe hat, kann in einem Auswintern, Aussommern, Einsumpfen, Durcharbeiten durch die verschiedensten Rührwerke, Zerkleinern und Zerschneiden, Vermischen mit anderen Rohmaterialien (durch Kollergänge, Walzwerke, Tonschneider usw.) erfolgen. Dem Formen der Steine dient entweder die Handarbeit (Ziegelstreichen) oder die Maschinenarbeit. Ist ein Durcharbeiten des Materials notwendig und dieses hierbei in einen ziemlich feuchten, gut plastischen Zustand gebracht, so empfehlen sich als Maschinen „Strangpressen“, das sind Tonschneider mit einem unten angebrachten, senkrecht liegenden Mundstück, das der Tonstrang in wagerechter Richtung verläßt, um alsdann in einzelne Steine zerschnitten zu werden. Sollen Steine mit Aussparungen hergestellt werden, so werden in das Mundstück der Strangpresse diesen entsprechende „Dorne“ eingeführt. Bedarf das Rohmaterial keiner besonderen Vorbereitung, kann es also in grubenfeuchtem Zustande unmittelbar verwendet werden, so dienen der Steinformung sog. Stempelpressen, welche den Ton in eine geringe Anzahl von nebeneinandergereihten, wagerecht liegenden oder auf einer drehbaren Trommel und dgl. aneinandergefügten Hohlformen pressen und meist die fertigen Steine selbsttätig herausheben. Während ein Arbeiter in zehnstündiger Arbeitszeit etwa 3000 Steine zu streichen vermag, liefern die vorgenannten Formmaschinen bei 10—15 pferdigem Antriebe mehr als das Zehnfache in einer Tagesleistung. Bei den Formengrößen ist zu beachten, daß die Steine beim Brennen um $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{5}$ (linear) schwinden.

An die Formung schließt sich das Austrocknen der Steine, ein Vorgang, der am meisten Zeit bei Handsteinen, am wenigsten bei gepreßten Steinen verlangt. Zu diesem Zwecke werden die Steine in luftigen Gestellen, die im Freien oder über dem Brennofen stehen, bzw. in besonderen Kammern (bzw. Kanälen) getrocknet, deren Luftbewegung auf dem Grundsätze des Gegenstromes beruht, und in denen die trocknenden Steine allmählich von immer wärmer werdender und weniger feuchter Luft umspült sind.

Das Brennen findet statt in Meilern (heute selten), besser in Ofen, die zweckmäßig Dauerbrandöfen sind; namentlich ist hier der Hoffmannsche Ringofen zu nennen, bei dem ein durch alle Brennkammern kreisender Luftstrom, der vorgewärmt zur Brennstätte kommt und sich nachher selbsttätig abkühlt, verwendet wird. Als Feuerungsmaterial dienen Kohlen (1000 Steine erfordern 150—200 kg Kohlen) bzw. ein Gasstrom.

Die wichtigsten Erzeugnisse sind:

a) **Gewöhnliche Mauersteine** (Hintermauerungssteine). Deutsches Normalformat: 25 · 12 · 6,5 cm. Inhalt = 1,95 cbcm, Gewicht = 2,75—3,0 kg. Auf 1 m Höhe werden 13 Schichten, bei einer Stärke der Lagerfuge = 1,2 cm, gerechnet. Für 1 cbm aufgehendes Mauerwerk werden 400, für 1 cbm Gewölbemauerwerk 415 Steine gebraucht. 1000 Ziegel erfordern 0,55—0,70 cbm, 1 cbm volles Mauerwerk 0,28 cbm Mörtel. Das Gewicht eines Kubikmeters

Mauerwerk beträgt i. M. 1600 kg, 1 m Rollschicht erfordert 13 Ziegel und 0,01 cbm Mörtel.

Über das Gewicht von 1 qm verschieden starker Mauern in Normalsteinen, einschließlich eines beiderseitigen Putzes von je 1,5 cm und die erforderlichen Materialmengen gibt die nachfolgende Zusammenstellung Auskunft:

Wandstärke		Erforderlich sind		Gewicht kg	Für 1 cbm Mauer werden an Ziegeln gebraucht
Stein	cm	an Ziegeln Stück	an Mörtel cbm		
$\frac{1}{2}$	13	50	0,035	250	417
1	25	100	0,070	450	400
$1\frac{1}{2}$	38	150	0,105	650	395
2	51	200	0,140	850	392
$2\frac{1}{2}$	64	250	0,175	1050	391
3	77	300	0,210	1250	390
$3\frac{1}{2}$	96	350	0,245	1450	389
4	103	400	0,280	1650	388

1 cbm gewöhnliches Ziegelmauerwerk verlangt etwa 1,2 Tagesschicht eines Maurers und eines Handlangers, woraus sich unter Einführung der ortsüblichen Löhne die Herstellungskosten ergeben.

1 qm flachverlegtes Ziegelpflaster erfordert 30, bei Hochkantlage 50 Ziegel.

Ein guter Stein soll hell klingen, frei von Kalk-, Steinstückchen und sonstigen groben Verunreinigungen sein, ebene Flächen und gerade Kanten zeigen, einen gleichmäßig feinkörnigen Bruch aufweisen, weniger als 16% seines Gewichts an Wasser aufnehmen, schnell austrocknen, bei atmosphärischen Einflüssen weder abblättern noch ausblühen, auch nicht vom Feuer zerstört werden usw. Nicht selten werden mehrere Klassen gewöhnlicher Ziegel unterschieden; hierbei werden zu Klasse I nur solche gerechnet, deren Abmessungen gegenüber dem Normalformat für die Länge um < 1 cm, für die Höhe und Breite um $< \frac{1}{2}$ cm abweichen, und bei denen weniger als 12 v. H. abweichende Steine in der gesamten Masse sich finden.

Andere in Nordwestdeutschland noch übliche Ziegelformate sind: 22 · 10,5 · 5 (Oldenburger Format), 23 · 11 · 5,5 (Kieler Format). Klosterformat: 28,5 · 13,5 · 8,5 für Monumentalbauten, in neuester Zeit bevorzugt (Stoß- und Lagerfugen je 1,5 cm, d. h. zehn Schichten auf ein Höhenmeter). Österreichisches Normalformat: 29 · 14 · 6,5. Inhalt = 2,64 cbdm. Gewicht = 4,0—5,3 kg. Auf 1 cbm aufgehendes Mauerwerk sind hiervon 300 Steine, auf 1 cbm Gewölbmauerwerk 310 Steine zu rechnen.

Bezeichnet man die Länge des normalen Ziegelsteines mit l , seine Breite mit b , seine Stärke mit d , so findet seine Form in dem Ausdrucke $l \cdot b \cdot d$ ihre Bezeichnung. In gleichem Sinne erklären sich die Teilungen des Normalsteines:

$$\text{Dreiquartiere} = \frac{3}{4} l \cdot b \cdot d \text{ (Dreiviertelsteine),}$$

$$\text{Zweiquartiere} = \frac{1}{2} l \cdot b \cdot d \text{ (halbe Steine),}$$

$$\text{Einquartiere} = \frac{1}{4} l \cdot b \cdot d \text{ (Viertelsteine).}$$

$$\text{Riemchen, Längsquartiere} = l \cdot \frac{b}{2} \cdot d,$$

$$\text{Dreiviertelriemchen} = \frac{3}{4} l \cdot \frac{b}{2} \cdot d.$$

Die Druckfestigkeit normaler gewöhnlicher Ziegelsteine soll > 200 kg/qcm sein. Vielfach werden auch nach dieser drei Klassen unterschieden:

Klasse I: $k_d = 150$ — 200 kg/qcm (Schwachbrandsteine);

„ II: $k_d = 200$ — 300 „ (Mittelbrandsteine);

„ III: $k_d = > 300$ „ (Hartbrandsteine, fälschlich auch Klinker genannt).

b) **Porige Steine (Luftziegel) und Hohlsteine.** Zur Gewichtsverminderung werden dem Ton leichte Stoffe beigelegt, welche beim Brennen der Steine verzehrt werden und im Steininnern gleichmäßig verteilte Poren zurücklassen — poröse Steine. Die Steine haben etwa die halbe Tragkraft gleich — großer Schwachbrandnormalsteine, sind aber einerseits wegen ihrer Wasseraufsaugung, andererseits wegen Auswitterungen nicht überall verwendbar.

Hohlsteine dienen in noch höherem Grade als porige Ziegel zur Gewichtsverminderung und bedingen zudem ein schnelles Austrocknen der Mauer. Die prismatischen Aussparungen verlaufen zweckmäßig nur der Länge oder der Quere nach, also nicht von Lagerfläche zu Lagerfläche, da hierbei starker Mörtelverlust und verschiedenes Setzen des Mauerwerks eintreten würden. Wandstärken $> 1,5$ cm, gut 2,0—2,5 cm; 1 cbm dünnwandiger Steine wiegt 1000, dickwandiger 1200 kg; ein einzelner Stein hat ein Gewicht von rd. 2,0 bis 2,4 kg. Über die Verwendung leichter Ziegelsteine sehr verschiedener Art zu waghrechten, leichten Decken vgl. das Kapitel: Hochbau.

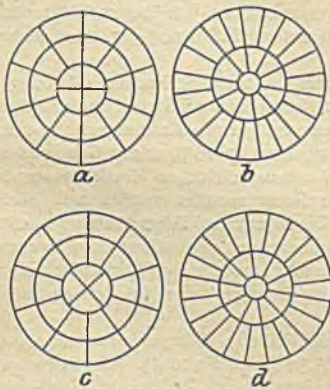


Fig. 1.



Fig. 2.

Fig. 3.

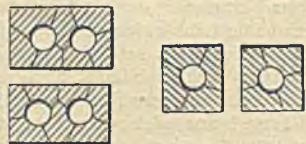


Fig. 4 a.

Fig. 4 b.



Fig. 5.

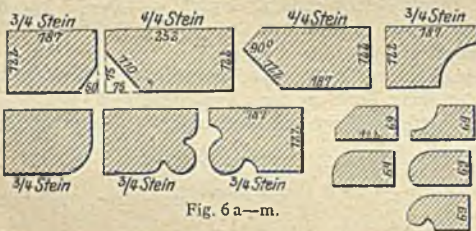


Fig. 6 a—m.



Fig. 6 n—o.

c) Als besondere Formsteine sind zu nennen: Pfeiler-, Gewölbe-, Brunnen-, Kamin-, Stalldeckensteine u. dgl, vgl. die Fig. 1, 2, 3, 4, 5 und die Normalien besonderer Gesimsformsteine, für Deutschland vom Verein für Fabrikation von Ziegeln, Tonwaren usw. in Vorschlag gebracht — siehe die Fig. 6 a—o (Steine 1—14). Zu den Steinen 8—12 sind auch Ecksteine in derartigen Längenabmessungen erhältlich, daß ein normaler Mauerwerksverband gewahrt bleibt. Sehr vielfach sind die normalen Gesimsformsteine ihrer Rohmaterialien und guten Herstellung halber als Verblender, zudem wegen Gewichtsverminderung als Hohlsteine ausgeführt.

d) **Verblender**, sind aus besonders bildsamem, gleichmäßigem Tone sorgfältig hergestellte, schön- und gleichfarbige, vielfach auch besonders nach-

gearbeitete Steine, in der Regel mit Aussparungen. Die normale Abmessung eines ganzen Steines beträgt $252 \cdot 122 \cdot 67$ mm. Abweichungen von diesen Maßen sind nur in sehr geringem Umfange gestattet. Da die Lagerflächen oft allzu glatt sind, versieht man sie gern mit Rillen. Für 1 qm Verblendung, aus ganzen und halben Steinen hochgeführt, werden 75 Stück Verblender und 0,052 cbm Mörtel gebraucht, desgl. aus halben und Viertelsteinen 50 Stück Viertel- und halbe Verblender, sowie 0,04 cbm Mörtel.

Die Außenseiten der Verblender können mit einem feinen farbigen Ton überzogen werden, der beim Brennen eine matte, gesinterte, wachsglänzende Oberfläche erzeugt (Engobe), oder eine Glasur (in der Regel ein feiner Ton mit Zinn- oder Bleiasche — als Flußmittel — und Farbmitteln) erhalten; eine Glasur ist für den Bestand der Steinoberfläche nur alsdann von Vorteil, wenn sie keinerlei Haarrisse zeigt.

e) Klinker, vollkommen gesinterte (d. i. verglaste, aber nicht geflossene) Steine, aus stark kalk- und sandhaltigem Rohmaterial bei hoher Brenntemperatur erzeugt, hell klingend, kein Wasser aufsaugend und nur mit Zementmörtel zu vermauern. Abmessung dem Normalformat entsprechend und dann rd. 3,5 kg schwer oder $21 \cdot 10 \cdot 5,5$ cm; daneben Trottoirklinker: $20 \cdot 20 \cdot 5-7$ cm vom Gew. = 4,0 bis 5,0 kg; Pflastersteine: $20 \cdot 20 \cdot 10-15$ cm vom Gew. = 4,5—6,5 kg; Fliesensteine: $20 \cdot 10 \cdot 7-8$ cm vom Gew. = 3,2 kg.

$k_d > 200$ kg/qcm, i. M. = 400 kg/qcm, manchmal auch > 1000 kg/qcm, z. B. die schwedischen Steine von Skromberga.

f) Dachziegel. Über die einzelnen Formen: Dachplatten (Flachziegel, Bieber-schwänze, 36,5 cm lang, 15,5 cm breit, 1,2 cm stark, mit zulässigen Abweichungen $< 0,5$ bzw. 0,3 cm), First-, Gratsteine, Pfannen (S-Ziegel, $l = 39-42$ cm; $b = 26$ cm; $\delta = 1,5$ cm bzw. in kleinerem Format: $34 \cdot 26 \cdot 2$, bzw. rheinische Form: $31 \cdot 21 \cdot 1,5$ cm, Gew. = 1,5 kg), Falzziegel (das Verstreichen der Fugen mit Mörtel nicht erfordernd), Strangfalzziegel (noch einfacher in der Form und Herstellung) — vgl. den Abschnitt Hochbau. Über den Verbrauch an Material bei Anwendung von Flachziegeln gibt die nachfolgende Zusammenstellung Auskunft:

	Lattenweite	Dachziegel für 1 qm Dachfläche Stück	Mörtel cbm	Gewicht (einschl. Sparren) kg/qm
Einfaches Dach	20 cm	35	0,02	90
Doppeldach	14 „	50	bis	120
Kronendach	25 „	55	0,03	130

Für alle drei Eindeckungsarten sind für 1 lfm. 4 Firstziegel notwendig ($l = 38$ bis 40 cm, Durchmesser 20—14 cm, Stärke 2—1,3 cm, Gew. = 2,6—2,3 kg). Von großen Pfannen werden 14 Stück, von kleinen 20 Stück für 1 qm Dachfläche gebraucht; Mörtel hierfür = 0,017 cbm; bei der rheinischen Form stellen sich diese Zahlen auf: 18—23 Stück, je nach der Lattenweite, und i. M. auf 0,0075 cbm Verbrauch an Mörtel.

g) Feuerfeste- oder Schamottesteine, aus feuerfestem, sorgfältig ausgewähltem Rohmaterial hergestellt und bis zur vollen Weißglut gebrannt; entweder weich und porig und alsdann besonders hohe Temperaturen und plötzlichen Wechsel vertragend, oder fester, klingend und weniger für letztere Beanspruchung geeignet. Vermauerung mit feuerfestem Mörtel (fetter Ton und trockener Schamottegruß), Feuerzement, Klebesand — vom Westerwald — oder Pyrosin. Die deutschen Schamottesteine sind den ausländischen in jeder Beziehung gleichwertig. Deutsches Format: $25 \cdot 12 \cdot 6,5$; Gew. = 3,5 kg; englische Form: $23 \cdot 11 \cdot 6$ cm; Gew. = 2,7 kg. Je nach der Qualität (Feuerbeständigkeit) werden fünf Klassen unterschieden, welche beim deutschen Material 55—140 M. für je 1000 Steine, beim englischen 50—100 M. bisher kostete. Daneben werden Platten in vielen Abstufungen von $16 \cdot 20 \cdot 3$ bis $63 \cdot 94 \cdot 7$ cm geliefert, und zwar in der Regel für einen Preis von rd. 0,10 M./cbdm. Zur Vermauerung von 1000 Schamottesteinen werden etwa 500 kg Mörtel zum Preise von 2—4 M. für je 100 kg erfordert.

h) Tonrohre zylindrisch, in Eiform usw., durch Einwerfen von Kochsalz in das Feuer des Brennofens während des Brennens innen und außen mit einer braugelben Glasur von Natronkalksilikat überzogen. Geliefert werden gerade Rohre, meist von Längen = 1,00 m oder 0,80 m; Krümmer von 90°, 60°, 45°, 30°, 22,5°; Gabeln mit Einmündung unter 45° und 90°.

Die üblichen Rohrdurchmesser sind 16, 21, 24, 27, 30, 33, 36, 39, 42 usf. bis zu 60 cm; jedoch kommen, wie die nebenstehende Zusammenstellung zeigt, auch Zwischengrößen und höhere Durchmesser vor (S. 365).

Gabeln werden meist in Längen von 0,60 m und mit Abzweigungen zum Anschlusse der Hausentwässerungen von 0,16 m \varnothing geliefert. Ihre Preise richten sich nach dem Durchmesser des Hauptrohres und betragen vielfach 33,3 v. H. mehr als ein 1 m langes, gerades, gleich weites Rohr. Wenn also z. B. ein gerades, 1 m langes Rohr von 24 cm \varnothing 4,50 M. kostet, so ist der Preis für die betreffende Gabel, 0,6 m lang. \varnothing 24, Abzweigung \varnothing 16:

$$4,50 + \frac{4,50}{3} = 6,00 \text{ M.}$$

Bogenrohre, deren Gewicht = dem des zugehörigen halben Meterrohres zu schätzen ist, kosten je nach der Größe den Preis von $\frac{1}{3}$ m bis zu 2,0 m geraden Rohres.

Für eiförmige Rohre, 0,75 m lang, gelten die folgenden Abmessungen, Gewichte und Preise:

30/20 cm	Gew. = 60 kg	Preis = 5,00 M.	} Abzweige, 0,60 m lang, kosten $\frac{1}{3}$ mehr.
37,5/25 „	„ = 85 „	„ = 6,00 „	
45/30 „	„ = 108 „	„ = 7,50 „	
52,5/35 „	„ = 130 „	„ = 10,00 „	
60/40 „	„ = 185 „	„ = 13,50 „	
75/50 „	„ = 240 „	„ = 20,00 „	

Hierher gehören ferner: Tonrohre von rechteckiger Form zu Rauchrohranlagen, Lüftungs- und Heizungskanälen in Stücken mit 1—4 Öffnungen von 70 bis rd. 2400 qcm lichten Querschnitte.

Sohlschalen für Kanäle mit Zentriwinkeln von 120° und 90°, Halbmessern von 100—300 mm und einer Baulänge von 0,50 m.

Tonplatten (Knauffsche-) zum Belegen der unteren Teile der Betonkanalwandungen, 15 cm breit, 32,7 cm lang und 2,0 cm stark, Preis 0,35 M. für 1 Stück (qm = 7,00 M.); Gew. = 1,9 kg (5000 Platten = 1 Waggonladung).

Drainrohre. Normallänge etwa 30 cm; gebräuchliche Durchmesser: 4, 5, 6,5, 7,5, 10, 13, 16, 18 und 21 cm.

Die Preise im Werk für 1000 Stück schwanken für diese Durchmesser von etwa 22—325 M.

Neben den geraden glatten Rohren werden auch Lochrohre, Haken-, Übergangs- und Schlußrohre geliefert.

Zu den Preisen der Tonrohre usw. ab Werk kommen noch Verpackungszuschläge hinzu, welche sich für 10 000 kg Rohre oder Formstücke auf 5 M., für Tonschalen auf 10 M., für Tonplatten auf 25 M. früher beliefen.

i) Tonfliesen (Ziegelfliesen), entweder in der Art hergestellt, daß zunächst das Ornament aus farbigem Ton in eine Form gepreßt und hiermit der aus plastischem Tone bestehende Grund durch hydraulischen Druck vereinigt wird, oder in umgekehrter Reihenfolge erzeugt, wobei auf dem zunächst fertiggestellten Grund mit vertieftem Ornament fast trockenes Tonpulver aufgestreut und festgepreßt wird. Hierher gehören viele erstklassige deutsche Erzeugnisse von großer Wetterbeständigkeit, hoher Druckfestigkeit, sehr geringer Abnutzung, dauernder Farbenfrische von meist quadratischer oder achteckiger Form.

Fliesen sind nicht in Zementmörtel zu legen, da dessen Alkalien in die Fliesen übergehen und namentlich deren Ränder verfärben; als Mörtel ist hydraulischer Kalk oder Gips zu verwenden.

Durchmesser	Wandstärke	Gewicht für 1 m	Auf einem Waggon von 10000 kg können geladen werden ¹⁾
cm	cm	kg	Stück
7,5	1,4	12,5	800
10,0	1,5	16,0	625
11,0	1,6	19,0	525
12,5	1,7	20,0	500
15,0	1,8	25,0	400
16,0	1,8	28,0	360
17,5	2,0	30,0	333
20,0	2,0	35,0	295
21,0	2,1	38,0	260
22,5	2,2	43,0	230
24,0	2,3	51,0	210
25,0	2,3	53,0	190
27,0	2,4	56,0	175
27,5	2,4	64,5	155
30,0	2,6	66,0	150
33,0	2,8	77,0	130
35,0	2,8	85,0	125
36,0	2,8	91,0	115
37,5	2,9	94,5	105
39,0	3,1	101,0	100
40,0	3,2	108,0	90
42,0	3,2	120,0	85
45,0	3,6	137,0	75
48,0	3,6	146,0	68
50,0	3,7	150,0	65
51,0	3,7	160,0	62
54,0	3,9	177,0	56
55,0	3,9	180,0	55
57,0	4,1	205,0	49
60,0	4,2	207,0	49
65,0	4,5	237,0	45
70,0	4,8	275,0	40
80,0	5,0	341,0	30
100,0	5,9	421,0	25

k) Terrakotten, wegen der feineren Formen aus sehr bildsamem, ihres Wertes halber auch sehr gleichmäßigem besten Ton hergestellt, der mit ganz einheitlicher grauer, roter oder gelber Farbe brennt. Formung in der Regel in Gipsmodellen, Brennen in Gasöfen oder Kapseln. Verwendung für figürliche und ornamentale Darstellungen des Ziegelrohbaus, wie für Kunstgegenstände.

l) Ofenkacheln, von Hand aus dem äußeren Blatte und der inneren wulstigen, viereckigen Zarge hergestellt oder gleich in einem Stücke durch Maschinen gepreßt, alsdann getrocknet, gebrannt, auf der Außenseite glasiert und nochmals gebrannt. Je nach der Güte des Aussehens, namentlich der Rißfreiheit und der Gleichmäßigkeit der Glasur, werden drei Sorten unterschieden; ferner Einteilung in: glatte, gestreifte, gemusterte, vertiefte (Kopfkacheln, gut wegen erhöhter Wärmeausstrahlung); zudem: einseitige, Eck-, Gesims-, Leisten- und Frieskacheln.

¹⁾ Nach Angaben der Deutschen Steinzeugwarenfabrik in Friedrichsfeld (Baden).

2. Ungebrannte Kunststeine.

Die für den Ingenieur wichtigeren sind:

a) **Kalksandsteine** (Kalksandziegel), aus inniger Verbindung von gelöschtem Kalk und Sand entstanden, und zwar aus etwa 8—10 v. H. Kalk und 92—90 v. H. Sand, in Formen gepreßt und unter Dampfdruck von 6—9 Atm. in besonderen Dampfkesseln erhärtet. Hierbei bildet sich als Bindemittel kiesel-saurer Kalk durch Aufschließen der im Sand enthaltenen Kieselsäure. Geringe Teile des noch nicht gebundenen Kalkes wandeln sich später an der Luft in kohlen-sauren Kalk um. Die hellgrauen, aber auch durch Beimengungen ziem-lich beliebig zu färbenden Steine haben das Format des Normalziegelsteines bzw. dessen Unterformen; $r = 1,9$, Steingewicht $\approx 3,8$ kg; Porenraum etwa 25 v. H.; Gewicht von 1 cbm Kalksandsteinmauerwerk rd. 1900 kg; k_d nach Be-schluß des Vereins der deutschen Kalksandsteinfabrikanten > 140 kg/qcm, oft bis 300 kg/qcm; Wasseraufnahme ≈ 12 v. H.; als frost- und feuersicher bewährt, desgl. bei Seebauten. Kalksandsteine sind ein den Ziegelsteinen gleichwertiges Bau-material und ihnen gegenüber durch die bessere, gleichmäßigere Form, den hier-durch bedingten geringeren Mörtelverbrauch und die kürzere Herstellungsdauer ausgezeichnet. Die Herstellungskosten für je 1000 Steine werden zu 15 M. an-gegeben; ihr Preis — am Bau angeliefert — schwankt nicht unerheblich je nach den Transportschwierigkeiten und der Entfernung.

b) **Zementkunststeine**, hergestellt aus Portlandzement als Bindemittel und Füllstoffen, wie Sand, Steinpulver aller Art, gebranntem Ton usw.; be-ständige, oft sandstein- oder granitähnliche, viel verwendete Kunststeine. Her-stellung durch Guß (auch unter Entlüftung) oder Stampfen (besser!), oft aus verschieden fetten Mischungen bzw. feinen und groben Rohstoffen außen und innen, bei bedeutenden Abmessungen auch durch ein Eisengerippe verstärkt. Bearbeitung bei besseren Steinen in noch weichem Zustande von Hand aus, um dem Stein das Aussehen eines Naturmaterials zu geben. Mischung für bessere Steine 1 Zement auf 3—2,5 Füllstoffe; Färbung oft durch gemahlenes, buntes Steinmehl, namentlich für Kunst-Sandsteine; Granitnachahmung durch Hinzufügung mittlerer und größerer Granitkörner. Daneben Färbung durch besondere Zement- (Erd-) Farben. Nachträgliche Härtung wie bei Naturgestein möglich, aber nur selten ausgeführt; Anwendungsgebiet sehr verzweigt: Verblendsteine, Quader, Sockelsteine, Abdeckplatten, Bordschwellen, Pfeilerkrönungen, Gesims-stücke, Fenster- und Türumrahmungen, Treppenstufen, Pflastersteine und Platten, Fliesen (Argillplatten), Dachziegel, Hohl-dielen, figurliche und ornamentale Dar-stellungen. k_d der Steine ähnlich wie beim Beton, d. h. bei gutem Rohmaterial und tadelloser Herstellung nach etwa 4 Wochen = 250—300 kg/qcm. Abarten sind:

Katzscher Dübelstein (D. R. P. 111 113); an den Betonstein (Normal-ziegelformat oder dessen Teile) ist an einer Seite umwandelbar ein Hartholz-klötz angefügt, der einen sicheren Anschluß einer jeden Holzkonstruktion an das Mauerwerk gestattet.

Zementdielen, verwendet zur Herstellung von Decken wie Wänden, mit Nut und Feder ineinander greifend, durch Hohlräume im Gewicht ver-mindert, meist 1:5 gemischt, und aus Zement und Sand oder Bims Kies (alsdann sehr leicht) erzeugt — auch unter Umständen mit hochkantliegendem Flacheisen gegenüber den Biegungswirkungen bewehrt. Dielen für ebene Decken in der Regel von 5—15 cm Stärke und einer Freilage bis zu 2,0 m, auch zur Ausfüllung der Dachfelder zwischen Sparren und Pfetten benutzt (ohne Schalung einzubringen).

Hierher gehören auch die eisenbewehrten Remy'schen und ähnliche Bims-betonplatten, die für Dachhautausbildung, auch in Kassettenform und dgl. Verwendung finden, aber nur alsdann einwandfrei sind, wenn durch ge-eignete Zusammensetzung der Betonmasse für vollkommene Dichtigkeit des Betons und somit einen Schutz des Eisens gesorgt ist (vgl. S. 634 u. 635).

Granitoidplatten; die Abnutzungsfläche besteht aus größeren Granit-körnern in Zementmörtel.

Kunstmarmor, aus dünnen, auf Glas gegossenen, hellfarbigen, verschiedenen Zementplattenstücken, nach Art eines Breccienmarmors zusammengefügt und mit einem, die Aderung und Verbindung der einzelnen Stücke bewirkenden Zementmörtel hintergossen, oder durch Zusammenkneten verschieden gefärbter, wenig Wasser haltender, feiner Zementmörtel und Zerschneiden der so erzeugten Ballen in Form einzelner Platten gewonnen.

Zementmosaik, Terrazzo. Verschieden gefärbte kleine Marmorstückchen oder Teilchen prismatischer, besonders gegossener, buntfarbiger Zementsteinprismen werden meist nach einem Muster in Zementmörtel eingedrückt, mit dünnem, alle Fugen ausfüllendem Zementbrei übergossen und schließlich oberflächlich geschliffen und poliert.

Zementkunststeine unter Verwendung von Sägespänen; letztere werden — feucht angemacht oder mit einem mineralischen Überzuge versehen, mit Portlandzement und Wasser innig verrührt. Aus dieser Masse werden Steine und Platten geformt, welche langsam abbinden und zu leichten, gut bearbeitbaren, beständigen Steinen führen, die eine gleichartige Verwendung zum Anschlüsse von Holzteilen an Steine, wie die obenerwähnten Dübelsteine, finden. Hierzu gehört u. a. der leicht nagelbare Norisstein.

Zementrohre und -kanäle. Abmessungen in den einzelnen Fabriken ziemlich übereinstimmend; Form rund oder eiförmig mit nach unten gekehrter Spitze und einem Achsenverhältnisse wie 3:2 oder in flacher Form (Maulkanal $H < B$), im Inneren imprägniert und auf etwa 8 mm wasser- und säurefest gemacht. Meist wird eine ruhende Scheitellast von 5 bis 6 t/qm für die Rohrprojektion verbürgt. Wegen der üblichen Abmessungen sei auf die nachstehenden Zusammenstellungen, S. 368 u. 369, verwiesen.

Verwendung für Regenkanäle, Notdurchlässe usw. Baulänge 1,00 m, nur bei den beiden letzten Profilen 0,80 m.

Daneben werden noch angefertigt Schacht- und Brunnenringe, Schachttrommeln, Zwillingsziele usw. — vgl. hierüber die Preisangebote der Spezialfirmen, u. a.: Dyckerhoff & Widmann in Biebrich a. Rh. und Dresden-Cossebaude, Liebold & Co. in Holzminden, Windschild & Langelott in Dresden-Cossebaude, Biesenthaler Steinwerke, Hüser & Co., Oberkassel (Siegkreis), E. Schwenk, Ulm a. D. u. a. m.

c) Gipskunststeine. Wird Gips bis zu 115° gebrannt, so erhärtet er, mit Wasser angemacht, in kurzer Zeit wieder zu einem mäßig harten, nicht wetterbeständigen Gipssteine (Stuckgips), während er bis zur Rotglut gebrannt, hydraulische Eigenschaften erlangt, und hierbei zwar allmählich aber zu einem auch in Wasser beständigen Steinkörper erstarrt (Estrichgips).

Bei Stuckgips ist $r = 2,6$, bei Estrichgips = 2,8—2,9; ersterer ist rein weiß, letzterer ins Gelbliche bzw. Rötliche spielend.

Verwendung zu Kunststeinen, Stuckarbeiten, Gipsplatten, Gipsdielen, Estrich, Mörtel.

Bausteine aus hydraulischem Gips sind schwer und fest und können mit Sandsteinquadern bzw. Zementkunststeinen in Wettbewerb treten, aus Stuckgips sind sie nur im inneren Ausbau geeignet.

Besondere Arten sind:

Analytsteine aus 1 T. gemahlenem Estrichgips, $\frac{3}{4}$ scharfem Sand, $\frac{3}{4}$ T. scharfem Bruchsteinabfall od. dgl. — granitähnliches Aussehen.

Terranovasteine. Die vorwiegend zu Putzarbeiten verwendete Terranova (Alabastergips, Ziegelmehl, Kalkbrei usw.) wird in Formen gegossen und gepreßt. Ersatz für Verblendsteine von ähnlicher Festigkeit wie diese.

Kunst-(Stuck-)Marmor. Gefärbte, meist mit Leimwasser angemengte Gipsmasse verschiedenster Färbung, zusammengepreßt, dann in Tafeln zerschnitten oder zusammengerührt und auf Glasplatten gegossen oder, wie oben beim Kunstzementmarmor hervorgehoben wurde, aus einzelnen, bereits erhärteten Plattenstücken nach Art von Breccien zusammengesetzt und hintergossen; Aderung auch durch Aufmalen u. dgl. erzeugt.

1. Rohre mit gleicher Scheitel- und Sohlenstärke und gerader Lagerfläche.

Lichter Rohr- durchmesser	Lager- flächen- breite	Wandstärke	Gewicht von 1 m Rohr	1000 kg enthalten Stück Rohre	Baulänge
cm	cm	cm	kg		m
15,0	12,5	3,0	44	503	0,75
20,0	16,0	3,2	56	179	1,0
22,5	18,0	3,5	65	154	1,0
25,0	19,0	3,5	76	132	1,0
27,5	21,0	4,0	95	106	1,0
30,0	22,5	4,5	114	88	1,0
32,5	23,5	4,5	132	76	1,0
35,0	24,5	4,5	150	67	1,0
37,5	27,0	5,0	167	60	1,0
40,0	30,0	5,0	185	54	1,0
45,0	32,5	5,5	215	47	1,0
50,0	35,0	6,0	265	38	1,0
55,0	40,0	6,5	325	31	1,0
60,0	41,0	6,5	365	28	1,0
70,0	46,0	7,0	445	23	1,0
80,0	54,0	8,0	587	17	1,0
90,0	58,0	9,0	660	15	0,8
100,0	65,0	10,0	800	13	0,8
120,0	73,0	12,0	1145	9	0,8

2. Eiprofile¹⁾.

Form im Lichten Höhe/Breite	Wandstärke			Sohlenbreite	Gewicht von 1 lfm.
	an der Sohle	am Scheitel	am Übergange des oberen Halbkreises in die Wand		
cm	cm	cm	cm	cm	kg
30/20	4,5	4,5	3,8	15	98
37,5/25	5,5	4,5	4,5	18	138
45/30	5,0	5,3	4,5	21	166
52,5/35	6,0	6,0	5,2	24	219
60/40	7,0	7,0	6,0	28	295
75/50	8,8	8,5	6,8	33	403
90/60	10,5	11,5	8,3	39	607
100/60	10,5	11,5	8,3	39	680
105/70	12,0	12,5	8,8	43	770
105/70	12,0	14,0	9,5	45	799*
120/80	13,0	13,5	9,7	48	947
120/80	14,0	15,0	10,3	50	1004*
135/90	14,5	15,5	11,0	54	1198
150/100	16,0	17,0	11,5	60	1382
150/100	15,0	18,5	12,0	63	1427*

Die mit * bezeichneten Profile werden viertellig geliefert: 1 Sohlstück, 2 Seitenteile und 1 Deckengewölbe.

¹⁾ Nach Dyckerhoff & Widmann, Biebrich a. Rh.; Mindesttragfähigkeit der Rohre in der obigen Reihenfolge: 3,0, 3,0, 3,0, 3,2, 3,4, 3,4, 3,8 usw. bis 4,4 t.

3. Maulkanal¹⁾.

Form im Lichten Höhe/Breite cm	Wandstärke			Licht- quer- schnitt qm	Gewicht für 1 lfm. kg
	an der Sohle cm	im Scheitel cm	i. der Seitenwandung, am Widerlageranfang cm		
20/30	5,0	4,0	4,0	0,048	100
25/40	6,5	5,0	5,0	0,082	178
40/50	6,5	5,5	5,5	0,165	243
45/60	7,5	7,0	7,0	0,218	325
60/70	8,0	7,5	7,5	0,360	417
80/100	10,0	9,5	9,5	0,655	782
100/120	14,0	12,0	12,0	0,988	1210

Marmorzement, ebenfalls zur Nachahmung von Naturmarmor benutzt, ein langsam bindender Alaunestrichgips (Keenes-Zement), gewonnen aus mit Alaun getränktem und dann bis zur Rotglut gebranntem und mit Alaunwasser angemachtem Gips, oder ein gleichartiger und entsprechend erzeugter Borax-gips (Parianzement); im Freien verwendbar.

Ähnlich ist die Carraramasse, namentlich als Putzmittel, sowie zum Gießen aller Arten von Steinen, Platten, zum Ziehen von Profilen usw. geeignet.

Gipsdielen. Stärke 2,5—10 cm, Länge 2,0—2,5 m, Breite 25—50 cm; $\nu = 0,7—0,8$; $k_d = 40—50$ kg/qcm; gut zu sägen, zu nageln; verwendet zu Verkleidungen, Isolierungen, Zwischenwänden (aus zwei Reihen von Dielen), Zwischendecken usw. Zementputz verlangt Unterputz von Kalk oder Gips und Kalk, um festzuhaften. Gewichtsverminderung durch Hohlräume, Korkstückchen, Infusorienerde, Schlackenkörner; guter Zusammenhang durch Einbettung fester organischer Fasern erreicht; Überziehen mit Asphalt gegen Feuchtigkeit.

Ähnliche Baumaterialien sind: Spreitafeln, Kokolithplatten, Holzschalbretter, Schilfbretter, Isolierdeckplatten der Gesellschaft Bauhygiene (M. Seemann-Berlin). Letztere bestehen in Platten aus Hartgips oder Zement, mit halb-eingegossenem, rostgeschütztem Wellendraht versehen, und sind infolge des Luftraums, der im Anschluß an die Platte durch das aus ihr heraustretende Drahtgewebe geschaffen ist, als feuersichere, schalldämpfende und isolierende Verkleidungen von Wänden, Decken usw. zweckmäßig; auch wird durch den elastischen Anschluß der Platten ein Reißen des Deckenputzes verhindert.

Schließlich gehört hierher das Voltzsche Verfahren zur Herstellung feuersicherer Wölbungen und Verkleidungen aller Art, bestehend in dem Aufbau einer Decke usw. unter Verwendung langer, fester Binsenfaser in Verbindung mit Gips- oder Kalkmörtel auf einer vorher fertiggestellten Schalung.

d) Schwemmsteine (rheinische) sind hergestellt aus dem im Neuwieder Becken sich findenden Bimskies, 1 R.-T. und 9 R.-T. gelöschten Kalk. Nach ausreichender Vermengung der Rohstoffe werden die Steine — vielfach von Hand aus — geformt und erhärten mehrere Monate an der Luft; das Bindemittel ist mithin vorwiegend CaCO_3 , daneben aber — auch, wegen teilweisen Aufschlusses von SiO_2 aus dem Bimskies — kieselaurer Kalk. Schwemmsteine sind ausgezeichnet durch geringes Gewicht ($\nu = 0,7—0,95$), schnelles Austrocknen der mit ihnen hergestellten Baulichkeiten, rasches Hochführen der Mauern (wegen ihres Formats vgl. weiter unten), durch Gewährung großen Schutzes gegenüber Kälte und Wärme, durch Schall- und Feuersicherheit; $k_d \approx 18$ kg/qcm; zulässige Druckbelastung 4—4,5 kg/qcm. Die gangbaren Größen usw. läßt die nachfolgende Zusammenstellung erkennen:

25 · 12 · 9,5 Normalformat (Vierzöller); auf 1000 kg Ladung gehen 4800 bis 5000 Steine. Gew. = 2,05—2,85 kg/Stück.

¹⁾ Nach Liebold & Co., Holzminden.

25 · 12 · 7,5 Dreizöller; Ladungszahl 6000—6500. Gew. = 1,65—2,30 kg.

25 · 12 · 6,5 Backsteinformat; auch gut als Hintermauerungsstein bei Backsteinverblendung. Ladungszahl 7000—7500. Gew. = 1,35—1,85 kg.

Schwemmsteine werden mit einem ihrer Zusammensetzung ähnlichen Mörtel, besser noch mit Zusatz von Zement vermauert.

Verwandt dem rheinischen Schwemmstein ist der Isolierbimsstein von Schneider in Neuwied. $r = 0,68$; $k_d = 17$ kg/qcm; für Kühlhallen, Isolierdecken usw. geeignet.

Auch findet der Bims Kies zu den heute viel verwendeten Bimsbeton-isolierdecken Anwendung (1 Zcm. und 9 Bimsk.), mit und ohne Eiseneinlagen. Weiteres vgl. Eisenk. d. Ingen.-Hochbaus und das Kap. Hochbau.

e) **Kunststoffsteine**, sehr leichte, poröse Isolationssteine, dadurch gewonnen, daß eine plastische, breiige Masse durch einen in ihr auftretenden chemischen Prozeß mit Gasblasen sich füllt, die nach Erhärtung der Masse in ihr verbleiben; namentlich sind als Rohmaterialien Gips und Kieselgur, mit stark verdünnter Schwefelsäure angemacht, und feingemahlener, kohlenaurer Kalk hervorzuheben; hier findet demgemäß die Bildung von CO_2 statt; bemerkenswert sind die Grotteschen Kunststoffsteine (aus Ulzen) in Stein-, Schalen- und Plattenform geliefert (Breite bis 25 cm, Länge bis 2,5 m, Stärke 4—8 cm), wie weiches Holz zu nageln, zu schneiden usw., aber wegen leichter Zerbrechlichkeit vorsichtig zu behandeln; als ausgezeichnete Isolationsstoff und durchaus feuersicher erprobt; auch für Eisenkonstruktionen, nicht selten in Verbindung mit Asbest, als Umhüllung angewandt.

f) **Schlackenziegel**. 5—6 Raumteile granulierter Hochofenschlacke binden mit 1 Raumteil gelöschtem Kalk in etwa 6—8 Tagen durch Bildung von kiesel-saurem Kalk, daneben von CaCO_3 ab; hierbei kann der gelöschte Kalk entweder als Kalkmilch oder im pulverförmigen Zustande Verwendung finden; in letzterem Falle ist die Schlacke anzufeuchten; besonders widerstandsfähige Steine erhält man, wenn man einen Teil der Schlacke mahlt und dieses Mehl gut mit der granulierten Schlacke und dem Kalk vermengt. Die maschinell gepreßten und an der Luft abbindenden Steine zeichnen sich durch gute Form, scharfe Kanten, gerade Flächen aus; sie werden mit einem Schlackenkalksandmörtel vermauert. Farbe grauweiß; Abmessung 25 · 12 · 8 oder 6,5 cm. Gew. = 3,5—3,2 kg; $k_d = 80$ bis 140 kg/qcm, oft > 150 kg/qcm; zulässige Druckbeanspruchung i. M. 10 kg/qcm, um so mehr, als der Stein dauernd härter wird; auf eine Ladung von 10 000 kg kommen 2850—3130 Steine. Die Steine halten eine Erhitzung bis zur schwachen Rotglut aus, sind also ausreichend feuersicher; sie bilden einen billigen, ästhetisch allerdings wenig befriedigenden Ersatz für Ziegelsteine. — Hierher gehören auch Kunststeine leichter Art aus Schlackenwolle (entstanden in Fadenform durch Ausblasen eines Strahls flüssiger Schlacke durch einen Dampfstrom), mit einem Zusatz von Kalkmilch od. dgl. gewonnen. Verwendung der Schlackenziegel vorwiegend im Hochbau, daneben zu Trottoir- usw. Befestigung.

g) **Gegossene Schlackensteine**, unmittelbar aus Hochofenschlacke verschiedener Industrien durch Gießen in eiserne Formen oder Rahmen, sowie durch eine sehr gleichmäßige Abkühlung gewonnen. Im allgemeinen eignen sich saure Schlacken wegen ihres gleichmäßigen Erstarrens besser als basische; eine Rauhaltung der Oberfläche wird durch eine untere, feine Sandschicht in den Formen gesichert. Der sehr zähe, nicht spröde, gut wetterbeständige Stein wird als Bordstein, zur Trottoirbefestigung und namentlich als Pflasterstein verwendet, und zwar mit normalen Abmessungen.

Als bestens im Straßenbau bewährt sind die Mansfelder Kupferschlackensteine hervorhebenswert,

h) **Kunststeine mit Magnesiacement** (Sorelschem Zement) als Bindemittel; dieser besteht vorwiegend aus gebrannter Magnesia und Chlormagnesium, welche sich zu Magnesiaoxychlorid vereinigen, einer Verbindung von rein weißer

Farbe, großer Festigkeit und Härte und der Fähigkeit, große Mengen, namentlich feinverteilter Füllstoffe zu binden. In der Regel werden letztere — oft bis 90 v. H. der Gesamtmasse — mit der gebrannten Magnesia vermischt und hierzu die Chlormagnesiumlösung gefügt. Der so gebildete plastische Brei erhärtet in Formen schnell; die spätere Festigkeit der Kunststeine hängt wesentlich von der richtigen Konzentration der $MgCl_2$ -Lösung ab. In ähnlicher Weise wirkt auch gebrannte Magnesia (MgO) allein, da sie in ihrem Verhalten dem gebrannten Kalke ähnlich, gleich diesem mit Wasser angemacht, eine bald erhärtende Masse liefert. Als Magnesiakunststeine sind zu nennen:

α) Feuersichere Magnesitsteine, bestehend aus hoch- (tot-) gebrannter Magnesia als Füllstoff und weniger hoch gebranntem, gleichartigem Material mit Wasser als Bindemittel. Die Bildung des Magnesiahydrats kann durch Behandlung der Steine und Platten im Dampfkessel (bei 140—150°) erheblich unterstützt werden. Verwendung des hochfeuerfesten Materials namentlich bei Öfen der Eisenerzeugung.

β) Magnesitbausteine, allgemein Kunststeine verschiedener Zusammensetzung, vorwiegend mit Magnesiaoxychlorid erzeugt (Albolith, Füllstoff: nicht kristallisierte SiO_2 ; Cajalith, Füllstoff: Marmorstaub, Sand, gemahlener Sandstein usw.), auch bei sehr harten Füllstoffen zu Schleifsteinen führend.

γ) Magnesitbauplatten, unter Druck aus Sorel-Zement gewonnen. Platten für Wandverkleidungen, Eindeckungen, Fußböden, zur Herstellung transportabler Häuser, nicht selten um ein Jutegewebe herum gepreßt. Füllstoffe sehr verschiedenartig, je nach dem Verwendungszwecke (Korkmehl, Sägemehl, Kieselgur, Beimengung von Asbest usw.); feuersicher, Feuchtigkeit und Temperatureinwirkungen trotzend, den Schall schlecht leitend; $k_b \cong 120$ kg/qcm im trockenen Zustande, nach Feuerprobe $\cong 70$ kg/qcm; gesättigt $\cong 90$ kg/qcm, ausgefroren rd. 100 kg/qcm; wie Holz bearbeitbar, auch polierbar und alsdann von marmorähnlichem Aussehen. Größen: 1,0 · 1,0 m; 1,0 · 1,5 m; $\delta = 20$ mm für Außen- und 12 mm für Innenflächen; Gew. = 31 bzw. 19 kg/qm. Lieferantin: Deutsche Magnesitwerke, Berlin.

δ) Steinholz (Xyolith) und verwandte Stoffe. Unter Verwendung von fein zerkleinerten Holzspänen und Sorelschem Zement unter hohem Druck hergestellte Platten, entweder schon in der Holzrohmasse oder erst bei der Zusammenmischung gefärbt; ein äußerst zähes Material, das durch atmosphärische Einflüsse nicht leidet, ein schlechter Wärmeleiter ist, also warme Fußböden liefert, nicht brennt, Feuer nicht überträgt, sehr wenig Abnutzung zeigt und nicht reißt. Lieferung des Steinholzes in Platten (1,67 · 0,82, 1,52 · 0,83, 0,995 · 0,995) von 10 mm Stärke an; Farbe rot, grau, holzfarben; wie hartes Holz bearbeitbar, mit besonderem Unterstrich auf fast allen Unterlagen zu verwenden (auch geeignet für ausgetretene Stufen u. dgl.); k in lufttrockenem Zustande = 250 kg/qcm, in wassersattem = 160 kg/qcm; k_d desgl. = 850 bzw. = 750 kg/qcm; k_b desgl. = 440 bzw. = 410 kg/qcm; $r = 1,55$.

Ähnlich dem Xyolith, mit annähernd den gleichen Eigenschaften und denselben Verwendungsmöglichkeiten, sind:

Torgament (Füllstoffe: Holzfaser, Asbest und Mineralmasse), fugenloser Fußboden — also als Estrich an Ort und Stelle hergestellt.

Papyrolith, in Tafel- oder Pulverform (zur Estricherzeugung).

$$k_d = 250 \text{ kg/qcm trocken, wassergesättigt} = 224 \text{ kg/qcm}$$

$$k_z = 100 \quad \text{,,} \quad \text{,,} \quad \text{,,} \quad = 75 \quad \text{,,}$$

Desgl. Dresdament, Holzgranit, Korkolith, Terralith, Xyopal, Lignolith, Hygiene-Fußboden usw., namentlich für fugenlose Fußböden benutzt.

i) Korksteine und Korkplatten. Rohmaterial: Abfälle aus der Korkfabrikation (Rinde der Korkeiche). Bindung mit Kalk und Ton (helle, weißgraue Steine), besser mit einer Vereinigung von Ton und Teer oder Asphalt (dunkle,

wasserfestere Steine). Zerkleinerter, durch Erhitzen von Lebewesen befreiter Kork wird in Heißmischmaschinen mit dem Bindemittel innigst vermennt und alsdann mit ihm unter hohem Drucke zu Steinen oder Platten gepreßt, die endlich in auf dem Grundsätze des Gegenstromes beruhenden Kanalöfen getrocknet werden; falls gefordert, werden die fertigen Platten auch noch durch Eintauchen in geschmolzenen Asphalt oberflächlich mit diesem überzogen; auch kann Asphalt bzw. reines Pech u. U. als Bindemittel Verwendung finden, namentlich bei wasserdichten Steinen (z. B. Marke Reform von Grünzweig & Hartmann in Ludwigshafen). Eigenschaften: geringe Wärmeleitung, große Feuersicherheit, geringes Gewicht ($r = 0,25$). Schwindmaß gering, dauerhaft; $k_d = 12-18$ kg/qcm; $k_b = 4-8$ kg/qcm. Sicherheit 4-6fach ausreichend; auch — allerdings bisher seltener — mit Holz oder Eisen bewehrt zur Erhöhung der Tragfähigkeit; mit jedem Mörtel gut verbindbar; von Wasser durchdrungen, trocknet der Stein ohne Veränderungen nachher vollkommen wieder; wie Holz bearbeitbar, durchaus elastisch, rißfrei.

Verwendung zu Verschalungen und Isolierungen aller Art, desgl. zu leichten Decken und Wänden oder Ausfachungen dieser, als Fußbodenbelag unter Linoleum u. dgl., zu leichten Gewölben, zur Sicherung von Eisenkonstruktionen gegen Feuer, zum Barackenbau, für Kühlhallen, zur Rohrummantelung (in Schalenform, namentlich in den wasser- und wärmebeständigen Marken).

Größe der Korksteinplatten $100 \cdot 25$ bis $100 \cdot 50$ cm; Stärke 1-10 cm. Normalstein $25 \cdot 12 \cdot 6,5$ cm.

Besondere Abarten bilden:

Korkment, ein auf Jute aufgewalztes Korkplattenmaterial, in Bahnen von 200 cm Breite und in beliebiger Länge hergestellt, als elastische Unterlage für Linoleum verwendet (Maximiliansau).

Infusoritkorkplatten, unter Verwendung von Kieselgur, dem normalen Korkstein ähnlich, aber besonders leicht und gut isolierend.

Firmen: Grünzweig & Hartmann in Ludwigshafen a. Rh.; Haacke & Co. in Celle; Naftzger & Rau Hamburg; Gebr. Fichtner Dresden-Plauen; Korksteinfabrik Einsiedel u. a. m.

Über das dem Korkstein nahestehende Linoleum vgl. S. 464.

k) Verschiedene Kunststeine besonderer Art.

α) Asbestkunststein, Asbestschiefer (Eternitschiefer), aus Portlandzement und faserigem Asbest auf einer Art von Papiermaschinen zunächst in dünnen Lagen, dann durch Vereinigung mehrerer solcher hergestellt, und zwar unter starkem hydraulischen Druck; guter Ersatz für Dachschiefer; Farbe grau, rötlich, grün; Platten bis $1,5$ qm Größe und in Stärken von $1,5$ mm an; feuersicher; $k_b = 700$ kg/qcm; $r = 2,1$.

β) Mineralith, ein fugenloser, dem Papyrolith usw. ähnlicher Fußbodenbelag aus Asbestmasse und einem zementartigen Bindemittel auf Holz, Beton, Stein, Eisen usf. aufzubringen, beliebig gefärbt, auch bunt gemustert herstellbar, dauerhaft, fußwarm, elastisch, feuersicher, wasserundurchlässig; auch als Wandverkleidung verwendbar.

γ) Torfstelne, ähnlich wie Korksteine, aber unter Verwendung von feinfaserigen Torflagen mit einem Bindemittel aus Kalkmilch oder Teer und Asphalt hergestellt, stark zusammengepreßt und bei Kalkmilch nachträglich mit Wasserglas gehärtet; in gleicher Weise werden auch Torfziegel, aus Torf gepreßt, durch Überziehen ihrer Außenflächen durch Asphalt und Teer in harte, wasserdichte, nicht feuerfangende Kunststeine umgewandelt.

δ) Leichtsteine (von Cordes-Hannover), aus trockenem Torfmüll — einer sehr elastischen, filzartigen Masse — und Gips gewonnen für Isolierungen, Schall- und Wärmeabämpfung usw.

ε) Lehmputzen, Lehmsteine, ein untergeordnetes, nur in einfachsten landwirtschaftlichen Bauten verwendetes, hier aber durchaus brauchbares Material; aus mittelfettem Lehm, oft unter Zusatz von Stroh usw.; in Formen ge-

strichen und an der Luft langsam getrocknet. Abmessungen: 30 · 40 · 8—10 cm (220—300 Stück für 1 cbm Mauerwerk notwendig); 26 · 12,5 · 8 (desgl. 390 Stück). Gew. = 5,7 bzw. 4—4,5 kg. Bei Außenwänden nur verwendbar, wenn diese durch weit heraustretende Dächer bzw. einen geeigneten Außenputz geschützt sind.

3. Die Prüfung der Kunststeine.

Neben den bereits bei den Naturgesteinen behandelten Prüfungsverfahren kommen hier noch, der Eigenart des Kunstmaterials und seiner vielseitigen Verwendung entsprechend, die folgenden besonderen Prüfungen in Frage:

a) **Feuerbeständigkeit**; entweder werden die Steine auf einem eisernen Drahtrost einem starken Feuer unterzogen, oder es werden aus ihnen kleine Brandhäuschen gebaut, bei deren Aufbau, sowie in deren Inneren die Steine in der Art und Ausdehnung Verwendung finden, wie dies im Bau der Fall ist; derartige Häuschen bestehen in der Regel aus einem Vorraum (Beobachtungskammer) und dem eigentlichen Brennraum. Zur Feststellung der Brandtemperatur dienen Schamotteschalen mit Metallegierungen von verschiedenen Schmelzpunkten von 600—1000° C.

b) **Für Zug- und Biegezugfestigkeitsbestimmungen** werden besondere stab- oder achtförmige Körper (letztere wie bei der Zementprüfung) gegossen usw. und zerrissen.

c) **Ermittlung der Stoßfestigkeit** von Platten und Steinen. Diese in einem Kasten auf einer Kiesschicht gebettet, werden durch ein Fallgewicht zerstört; Bestimmung der Stoßarbeit, die das Probestück mit einem Schlage zerbricht (Bruchfaktor), oder der Zahl der Schläge von bestimmter Größe, welche diese Arbeit verrichtet.

d) **Die Wasserdichtheit** usw. wird, wenn möglich, durch Aufkitten von Glasröhren auf die Probe ermittelt; Füllung der einzelnen Glasröhren verschieden hoch, um die Einwirkung des Druckes festzulegen; beobachtet wird: Sinken der Wasserschicht in bestimmter Zeit, Durchtreten des Wassers (Wasserflecke), Tropfenbildung; findet nach 72 Stunden kein Durchdringen statt, so wird der Versuch abgebrochen. Dieser erstreckt sich sowohl auf den Stein usf. mit normaler Oberfläche als auch nach Fortschleifen dieser auf den „Scherben“. Lassen sich keine Röhren anbringen (z. B. bei Falzziegeln), so wird auf diesen ein Rand aufge kittet und der Raum innerhalb dieses mit Wasser gefüllt.

e) **Berieselungs- und Eintauchversuche**, um die Einwirkung verschiedenster Flüssigkeiten auf die Stein- bzw. Plattenoberfläche — entsprechend der späteren Verwendung im Bau — zu bestimmen.

f) **Auswitterungsprobe**: Die Steine werden durch aufge kittete Glasrohre wassersatt gemacht und alsdann an der Luft getrocknet; hierbei treten die löslichen Salze mehr oder minder deutlich zutage. Diese Probe gibt über die zu erwartenden Ausblühungen eine sicherere Auskunft als eine chemische Untersuchung, da für Ausblühungen auch die Porengröße und -anordnung eine erhebliche Rolle spielen.

g) **Zusammendrückbarkeit** unter langsam steigender Belastung. Es wird bestimmt die Größe der elastischen und dauernden Zusammendrückung unter einer bestimmten Belastung, schließlich das Eintreten von Rissen. Diese Probe ist namentlich für Korksteine, Linoleum u. dgl. von Bedeutung.

h) **Widerstand gegen Raddrücke**, ermittelt unter Verwendung eines belasteten Teiles eines Radreifens.

C. Das Holz.

Das durch Zähigkeit, hohe Elastizität, im Verhältnisse zum Gewichte beträchtliche Tragfähigkeit, leichte Bearbeitung, große Abmessungen, schlechte Wärmeleitung und geringe Ausdehnung als Baustoff ausgezeichnete Holz besteht aus einzelnen, radial um die Achse des Stammes gruppierten Zellen. Der diese vor-

wiegend bildende Zellstoff besteht aus 44 v. H. C, 6 v. H. H, 50 v. H. O; an organischen Verbindungen finden sich Eiweiß (durch Zersetzung in erster Stelle den Faulprozeß des Holzes bedingend), Stärke, Zucker, Gerbsäure, Harze und Öle (letztere Stoffe günstig für den Bestand des Holzes); zudem treten mineralische, die Asche (bis 0,5% des Gewichts von trockenem Holz) bedingende Stoffe auf. Sehr hoch ist der Wassergehalt (vgl. weiter unten), der bis zu zwei Drittel des Gesamtgewichts ausmachen kann.

Im Frühjahr bilden sich infolge des großen Wassergehalts des Bodens und der geringen Verdunstung des Baumes — also durch den hohen Saftgehalt — saftreiche, weichere, hellere Zellen, während im Herbst sich der Zellstoff in engen, dunklen und härteren Zellen ansetzt. Hieraus entstehen die konzentrischen Jahresringe. Mit der Zeit verdichtet sich das ältere Holz, es hebt sich das innere härtere, dunklere und festere Kernholz von dem äußeren, weicheren Splintholze ab. Die Jahresringe werden durchbrochen von den Markstrahlen, welche, im Querschnitte des Holzes angenähert radial verlaufend, namentlich bei einzelnen Laubhölzern deutlich heraustreten und hier im Schnitt vielfach als glänzender „Spiegel“ erscheinen. Beim Nadelholz laufen parallel zur Stammachse, unregelmäßig verteilt, feine Harzgänge. Zur Beurteilung des Holzgefüges werden in der Regel drei Schnitte herangezogen.

1. Der Quer- oder Hirschnitt, senkrecht zur Stammachse geführt; er läßt die Jahresringe, Markstrahlen, den Unterschied zwischen Splint und Kern, das gleichmäßige Wachstum des Holzes nach der Querrichtung hin erkennen.

2. Der Spiegel- oder Längsschnitt, längs durch die Achse des Stammes geführt; neben dem mehr oder weniger parallelen, dem geraden oder krummen Verlaufe, sowie der verschiedenen Stärke der Jahresringe zeigen sich die Markstrahlen in Form von Spiegeln bzw. die Harzgänge.

3. Der Sehnenschnitt, durch eine Sehne parallel zum Längsschnitte gelegt und über die gleichen Verhältnisse wie 2., nur in größerer Nähe an der Rinde, Auskunft gebend.

Den drei Schnitten entsprechend werden unterschieden: Hirnholz, Spiegelholz, Langholz.

Die Fällzeit des Holzes hat im allgemeinen für den Bestand desselben keine erhebliche Bedeutung; aus wirtschaftlichen Gründen sind die Wintermonate wegen der alsdann billigeren Arbeitskräfte für das Fällen des Holzes vorzuziehen. Ob „Winter“holz vorliegt, erkennt man an der „Jodprobe“, da dieses infolge des hohen Stärkegehaltes eine blaue Färbung hierbei annimmt. Nach dem Fällen wird der Baum „gezopft“ oder „abgelängt“, d. h. er wird von allen Ästen usw. befreit und auf bestimmte Länge zugeschnitten. Besonders starke und lange Hölzer werden schon im Walde roh behauen („bewaldrecht“).

Im Holzhandel erfolgt die Bestimmung des Rauminhaltes des Holzes entweder mit Hilfe von „Formtafeln“ für „stehendes“ Holz aus der unteren Stärke und der Länge oder unter Anwendung von „Walzentafeln“ aus der mittleren Stärke und der Länge; im ersteren Falle wird durch die Tafeln die konische Form des Stammes berücksichtigt, im zweiten Falle eine mittlere Zylinderform zugrunde gelegt.

Allgemein kann hierbei gerechnet werden, daß sich Nadelholz auf 1 m um rd. 1—1,5 cm, Laubholz um 1,5—2,5 cm verjüngt. Die Rindendicke beträgt rd. 0,5 v. H. der Stammdicke.

a) Die für den Ingenieur wichtigeren Bauholzarten sind (über die Eigenschaften dieser Hölzer vergleiche die nachfolgende Tabelle):

α) Nadelhölzer:

1. Die Kiefer (Föhre, Weißkiefer), bis 50 m, wenn auch selten, hoch, mit einem Stammdurchmesser bis 1 m; das harzreiche Holz zeichnet sich durch deutlich abgesetzte Jahresringe infolge der roten Färbung des Herbstholzes aus. Als Bau-, Nutz- und Werkholz sehr geeignet; verwendet allgemein im Hochbau zu tragenden Konstruktionen (nur für weit freiliegende Balken wegen allzu großer

Elastizität und Durchbiegung sowie wegen des starken Harzgehaltes für Fensterkreuze usw. nicht geeignet); bei Wasser- und Grundbauten und für Eisenbahnschwellen bewährt; in trockenem Zustande leicht vom Wurm angegriffen.

Abarten sind:

Pechkiefer (Pitch-pine), ein kanadisches Kiefernholz, von großer Schwere und Dichte, sehr geringer Abnutzung und besonders gleichmäßigem Wuchse; im Innenausbau (Fußböden, Treppen, Türen, Fenster usw.), sowie als Pflaster, zu Eisenbahnschwellen, Leitungsmasten usw. mit Vorteil verwendet.

Gelbe Kiefer (Yellow-pine), ähnlich wie das vorgenannte Holz, namentlich zu stark begangenen Fußböden mit großem Vorteil verwendbar, überhaupt gleich der Pechkiefer ein guter Ersatz für Eichenholz.

Oregonkiefer (Cochin-pine), gleichmäßiges Holz, durch besonders große Abmessungen ausgezeichnet.

2. **Fichte** (Rottanne), bis 60 m hoch und bis fast 2,0 m stark, der „trockenen Rotfäule“ als lebender Baum ausgesetzt, mit hellerem, weißem, grobfaserigem, weichem, leicht spaltbarem, wenig Wasser — auch im Splint — durchlassendem Holze; gut haltbar im Trocknen und vollkommen unter Wasser, nicht verwendbar im Wechsel; allgemein verwendetes Bauholz (auch für Tischlerarbeiten).

3. **Tanne** (Weißtanne, in sehr vielen Spielarten vorkommend), bis 40 m hoch und von einem Stammdurchmesser bis 2,5 m, mit ähnlichen Eigenschaften und gleich allgemeiner Verwendung wie die Fichte, aber nicht so häufig wie diese sich findend.

4. **Lärche**, in Abmessungen und Eigenschaften der Kiefer nahestehend, mit rötlichem Kern- und gelbem Splintholz, dichtfaserig, hart, zäh, vom Wurm nicht angegriffen, höchst dauerhaft (auch im Wechsel, hier dem Eichenholze nahekommend), ein vorzügliches, nur leider sich wenig findendes Bauholz.

β) Laubhölzer:

1. **Die Eiche**. Hier sind zwei Hauptarten mit im allgemeinen gleichen Eigenschaften zu nennen, die Sommer- oder Stieleiche (mit kahlen Blättern und Stielen, die nicht die halbe Blattbreite an Längen erreichen) und die Winter- oder Steineiche (Blätter unterseits behaart, mit längeren Stielen und etwas härterem Holze). Höhe bis 40 m, Durchmesser bis 3,0 m. Das bräunliche, bei der Sommereiche etwas hellere Holz ist sehr hart, fest, zäh, schwer, aber auch teuer, verändert sich wenig, ist gut bearbeitet, wird aber leicht rissig und ist vom Wurm angreifbar; in allen Lagen, auch im Wechsel, von größter Dauer; mit hellglänzenden Spiegeln im Längsschnitte; geschätztestes Bauholz für Hoch-, Wasser-, Brückenbau usw., für landläufige Konstruktionen (Balken usw.) naturgemäß zu teuer und durch Nadelholz zu ersetzen.

2. **Rotbuche**, etwa 30 m hoch und 2 m stark. Das harte, schwere, braunrote Holz hält sich nicht im Wechsel, wird wurmstichig, stockt (an gelben Flecken erkennbar) und wirft sich leicht; unter Wasser und im Trocknen gut haltbar; verwendet als Zimmermanns-, Drechsler und Tischlerholz, imprägniert auch zu Brückenbohlen, Eisenbahnschwellen, zu Holzpflaster, auch im Wasser- und Seebau und hier ebenso wertvoll und beständig wie Eichenholz, dabei aber erheblich billiger als dieses.

3. **Erle** (Schwarzerle), mit Höhen bis 30 m und einem Durchmesser bis zu 65 cm; das rötliche Holz ist sehr gut unter Wasser verwendbar und hier der Eiche nahekommend, hält sich aber wenig im Trocknen oder im Wechsel.

4. **Ulme** (Rüster), bis 30 m hoch und 1 m stark; das im Kern rotbraune, im Splint hellgelbe, langfaserige, dichte Holz ist zäh, sehr dauerhaft auch im Wechsel und tritt bezüglich seiner vielfachen Verwendung in Wettbewerb mit Eichenholz.

5. **Pappel und Weiden**. Die Äste werden als Material für Faschinenbau, Flechtwerke aller Art u. dgl. verwendet.

Von ausländischen Hölzern haben größere Bedeutung:

Quebrachholz vom Laplata für Holzpflaster, Guajakholz (Pockholz) für Achsenlager, Walzen, Rollen, Hämmer usw., Tallowood-, Moa-, Karri- und

Jarraholz (australische Hölzer) für Hartholzplaster, Dielungen, Treppen, Geländer usw., mit den ausgezeichnetsten Eigenschaften.

b) Die physikalischen Eigenschaften des Holzes, namentlich der vorbesprochenen Holzarten.

α) Das Raumgewicht — vgl. die nachfolgende Zusammenstellung, welche die Gewichte eines Kubikmeters in Kilogramm enthält:

Holzart	Empfehlens- werter Mittelwert für statische Berechnungen kg/cbm	grünen Zustand	Gewicht im lufttrockenen Zustande (10—15 v. H. Wassergehalt)	künstlich getrockneten Zustande i. M. (bis etwa 100° C)
Rotbuche	750	850—1100	600— 900	560
Eiche	800	900—1300	700—1000	640
Erle	600	600—1000	450— 700	425
Fichte	500	900 i. M.	400— 600	430
Kiefer	600	900 i. M.	650 i. M.	480
Lärche	650	800 i. M.	620 i. M.	440
Pechkiefer	800	—	780—1030	—
Gelbe Kiefer	700	—	700	—
Tanne	550	900 i. M.	600 i. M.	500
Ulme	650	900 i. M.	700 i. M.	510

Als sehr schwere Holzarten werden Eiche, die meisten australischen Hölzer, als schwere Buche, die amerikanischen Kiefern, als leichte Erle, Kiefer, Lärche, Tanne und Ulme, als sehr leicht Fichte bezeichnet. Je schwerer das Holz ist, um so geringer ist in der Regel seine Spaltbarkeit.

β) Wassergehalt. Splintholz enthält mehr Wasser als Kernholz; auch ist das Holz nahe den Wurzeln wasserreicher als nach der Krone zu.

Trocknet man Holz, so findet zunächst keine erhebliche Formänderung statt; erst nachdem vom Wasser bereits ein sehr erheblicher Teil entwichen, zieht sich das Holz zusammen (vgl. die nachfolgende Zusammenstellung), es „schwindet“. Hingegen erfolgt bei Aufnahme von Wasser eine allmähliche Volumenvergrößerung, annähernd gleichlaufend mit der Zunahme an Wasser, das Holz „quillt“. — Diese Formänderungen haben ein Verziehen des Holzes zur Folge, das „Arbeiten“, „Werfen“, wodurch Risse, Verdrehungen, Fugen usw. bedingt werden. Während gegen das Quellen Anstriche oder besondere Schutzkonstruktionen wirksam sind, kann dem Schwinden nur durch ausreichende Austrocknung der Hölzer gewehrt werden. Während in der Faserrichtung die Schwindungsgröße sehr gering ist ($\approx 0,2$ v. H.), steigt sie in der Querrichtung bis zu fast 10 v. H.

Über den Wassergehalt, sowie die Größe des Schwindens und Quellens für die meist verwendeten Holzarten gibt die nachfolgende Zusammenstellung Aufschluß:

Holzart	Wassergehalt des grünen Holzes in Ge- wichtsbun- dert. i. M	Schwindung in Hun- dert. i. M., linear		Quellen bei Wassersätt- tigung in Hundert., linear Größtwerte:		Gewichts- zunahme in Hundert. in- folge Durch- nässung
		Faser	Faser und Halbmesser	Faser	Faser und Halbmesser	
Rotbuche	32	0,25	8,0	0,2	8,1	60—100
Eiche	30	0,35	7,6	0,4	7,6	60—90
Erle	41	0,40	5,1	0,3	4,2	80
Fichte	45	0,08	6,2	0,08	6,2	70—170
Kiefer	40	0,12	4,5	0,12	5,7	75
Lärche	26	0,08	6,3	0,08	6,3	60
Tanne	37	0,10	6,1	0,10	8,1	80—120
Ulme	34	0,12	6,2	0,19	7,0	65

Das Austrocknen der Hölzer wird befördert durch Entrinden des unteren Stammteiles einige Monate vor dem Fällen, durch Liegenlassen an der Luft in geschützter Lage, und zwar je nach der Holzart bis zu mehreren Jahren; der Rest an Wasser in lufttrockenem Zustande (10—17%) kann erst durch künstliche Trocknung beseitigt werden (Heizkammern oder Kanalöfen mit durchstreichender Luft und Temperaturen bei Eiche 40°, bei sonstigem Laubholz 30—40°, bei dünnem Nadelholz 80—95°, bei starkem Nadelholz 50°).

Bei Verwendung von Schnitthölzern, namentlich Bohlen, Brettern u. dgl., ist darauf zu achten, daß das Splintholz mehr schwindet, als das Kernholz; hierdurch ist das Wölben der Bohlen usw. bedingt, und zwar wird die nach der Stammachse zugekehrte Seite in konvexem Sinne gebogen; daher sind derartige Holzteile mit dieser Seite beim Vernageln nach unten zu legen.

γ) Die Härte des Holzes ist im allgemeinen eine Funktion seines Gewichtes. Hart sind von den mehrfach genannten Arten: Eiche, Pechkiefer, Rotbuche, Ulme; mittelhart: Erle, Lärche, Kiefer; weich: Fichte, Tanne; naturgemäß zeigen sich je nach den Wachstums- und Klimaverhältnissen Abweichungen. Mit der Härte geht auch die Spaltbarkeit angenähert parallel. Sie ist am geringsten in der Fläche der Spiegel und im Sehnenschnitte meist $1\frac{1}{2}$ mal so hoch wie im Spiegelschnitt.

δ) Die Elastizitäts- und Festigkeitsverhältnisse des Holzes. Über die elastischen Verhältnisse des Holzes sowie seine Festigkeit bis zum Bruche und die als zulässig zu erachtenden Spannungsgrößen gibt für die wichtigsten Bauhölzer die nachfolgende Tabelle Auskunft; naturgemäß sind die in ihr enthaltenen Zahlen nur angenäherte (Mittel-)Werte.

Im allgemeinen kann man auf Grund von besonderen Untersuchungen des Berliner Materialprüfungsamtes damit rechnen, daß, wenn der Wert der Druckfestigkeit des Holzes = 100 gesetzt wird, alsdann die anderen Arten der Festigkeit die folgenden Größen zeigen:

Beanspruchung auf:	Zug	Biegung	Schub Faser
Buche	400	200	29
Eiche	270	177	26
Fichte	210	160	22
Kiefer	270	163	23

oder

bei Laubholz	310	191	28	} im Mittel.
„ Nadelholz	230	162	22,5	

Nach Winklers Angaben ist die Schubfestigkeit \perp Faser durchschnittlich bei Nadelholz 6,5, bei Eichenholz 3,3, bei Buchenholz 4,8, nach Bauschinger bei Fichtenholz 4,6 mal so groß wie die Schubfestigkeit parallel zu den Fasern.

Man kann mithin von einer Festigkeit angenähert auf eine andere schließen. —

ε) Die Wärmeausdehnung des Holzes ist gering. Die lineare Ausdehnungszahl beträgt rd. 0,00000035, d. i. etwa $\frac{1}{4}$ von dem des Eisens. Die Dauer des Holzes hängt ab von dessen Art und dem Orte der Verwendung; namentlich kommt für letzteren der Wechsel zwischen Trockne und Nässe, sowie beim Eingraben in die Erde deren Art in Frage; während sich Holz in ton- und lehmhaltigem Boden leidlich hält, wird es in trockenem Sandboden, noch mehr in kalkigem Boden zerstört. In fließendem Wasser und stets von ihm bedeckt, halten sich die Eiche und imprägnierte Buche fast unbegrenzt, die Kiefer und Erle etwa 100, Buche und Lärche etwa 80, Fichte 50 Jahre. Im Freien, Wind und Wetter ausgesetzt, halten sich: die Eiche etwa 100, die Ulme 75, Kiefer und Lärche 60, die Fichte 50, die Buche 35 und die Erle 25 Jahre. Diese Zahlen erhöhen sich namentlich bei der Kiefer, Lärche (je 90) und Buche (55) nicht unerheblich, wenn die Hölzer, im Freien stehend, vor den atmosphärischen Einflüssen geschützt sind, und steigen weiter bei geeigneter Imprägnierung.

Holzart	Elastizitätszahl in kg/qcm auf			Proportionalitätsgrenze in kg/qcm ¹⁾ auf		
	Zug Faser	Druck Faser	Biegung	Zug Faser	Druck Faser	Biegung
Rotbuche	180 000	169 000	128 000	580	100	240
Eiche	108 000	103 000	100 000	475	150	215
Fichte	92 000	99 000	111 000	—	150	230
Kiefer	90 000	96 000	108 000	—	150	200

Zerstörung des Holzes und Schutzmittel hiergegen.

Das Holz kann zerstört werden:

a) **Durch Faulen**, d. h. durch eine Zersetzung der eiweißhaltigen Bestandteile des Holzsaftes wahrscheinlich unter Mitwirkung kleinster Lebewesen. In der Regel handelt es sich beim Faulvorgange um die nasse Fäule, wobei das Holz in eine mürbe, feuchte, braune Masse umgewandelt wird, im Gegensatz zur Trockenfäule (Modern, Stocken), der Bildung einer hellen, zerreiblichen Masse und der Humifizierung — eine bei Berührung mit Mörtel oder frischem Mauerwerk beginnende Umänderung, der Braunkohlenbildung vergleichbar.

Abgesehen von der Verwendung nur guten trockenen Holzes und der Fernhaltung von Feuchtigkeit usw. von diesem (soweit erreichbar!), sind als Vorkehrungen gegen ein Faulen zu nennen:

α) **Anstriche** mit Leinölfirnis, guter Olfarbe, Holzteer, Steinkohlenteer, mit Harz, Holzteer mit trocken gelöschtem Kalk vermengt, Avenarius-Karbolineum (1 kg reicht für 4—6 qm aus, Preis 35—40 Pf. für 1 kg), Antinonin (eine geruchlose gelbe, schmierige Masse, die in 2proz. Lösung verwandt wird). Bei allen Anstrichen ist auf gut luftgetrockenes Holz zu achten, da es sonst „erstickt“.

β) **Durchtränkungen** (Imprägnieren) mit Metallsalzen, Kreosot und ähnlichen Stoffen, namentlich bei Rotbuche und Kiefer ausgeführt. Als Mittel kommen in Frage:

Kreosotöl (Karbolsäure haltendes Teeröl, mit 6—10% Säure). Verbrauch bei Kiefernholz 140—200, bei Eiche etwa 80, bei Buche rd. 300 kg/cbm. Bei Eisenbahnschwellen vielfach beliebt. Nach Austrocknen und Entlüften der Schwellen wird das Öl in die Schwellen eingepumpt.

Zinkchlorid, wiederum für Schwellen besonders beliebt, die erst gedämpft, ausgepumpt und alsdann mit der Zinkchloridlösung ($2 \text{ZnCl}_2 + 30 \text{H}_2\text{O}$) auf 65°C unter etwa 7 Atm. Druck imprägniert werden. Materialverbrauch 180 kg/cbm.

Kupfervitriol (Boucherisieren). Lösung; $1,5 \text{CuSO}_4 + 100 \text{H}_2\text{O}$; durch den frisch geschlagenen Baum vom Wurzelende aus hindurchgetrieben; selteneres Verfahren, vorwiegend für Telegraphenstangen u. dgl.

Eisenvitriol + schwefelsaure Tonerde, darauf Chlorcalcium + Kalkmilch (Hasselmans Verfahren, sehr gut für Schwellen).

Quecksilberchlorid (Sublimat, 1 : 150 gelöst), einfache Durchtränkung, mit Vorsicht wegen der Giftigkeit des Stoffes auszuführen; für Eisenbahnschwellen verwendbar.

Daneben finden, wenn auch in beschränktem Maße und für besondere Zwecke, auch Anwendung Lösungen aus Kochsalz, Mutterlaugen aus der Kaliindustrie, Borax, Wasserglas, Fluornatrium, Kieselfluornatrium, Eisen und Aluminiumsalzen.

Das Imprägnieren macht das Holz härter und schwerer.

¹⁾ Nach Ermittlung von Bauschinger u. Tetmayer.

Festigkeitsgrenze in kg/qcm auf					Zulässige Beanspruchung in kg/qcm auf					
Druck Faser	Druck ⊥ Faser ¹⁾	Bie- gung	Schub Faser	Schub ⊥ Faser	Zug Faser	Druck Faser	Druck ⊥ Faser ¹⁾	Bie- gung	Schub Faser	Schub ⊥ Faser
320	—	670	85	250	100	80	—	90	15	50
350	144	600	75	250	100	80	36	100	15	50
250	—	420	40	240	60	50	—	70	8	40
280	50	470	50	250	100	60	12	80	10	50

Besondere Bedeutung haben in neuerer Zeit wegen des verminderten Verbrauches an Imprägnierungsflüssigkeit die Sparverfahren bekommen, bei denen nach der Tränkung das überflüssige Tränkungsmedium dem Holz wieder entzogen wird. Zu nennen sind hier das Northeimer-Verfahren, das Heise-Verfahren, das Rüping-Verfahren und die aus ihm abgeleiteten Rüping-Rütger- und Heidenstam-Rüping-Imprägnierungsarten. Letztere beruhen nach Vorgang von Rüping darauf, daß zunächst Preßluft in die Holzporen, alsdann Öl unter hohem Druck eingepreßt wird, ohne daß die Preßluft entweicht. Letztere treibt schließlich das überflüssige Öl aus den Holzporen heraus. Die abgeleiteten Verfahren (Rütger) machen die Rüping-Methode durch Vorschiebung eines Trockenprozesses (Erhitzung der Hölzer in heißem Öl unter geringer Luftleere und Verdampfung des Wassers im Holz) auch für frische Hölzer, namentlich für Ramm-pfähle, bestens verwendbar, während nach Heidenstam durch eine kurze Entlüftung der Kessel und sofortige Füllung mit Öl die Preßluft nur aus dem Splint-holz entweicht, im Kernholz aber zunächst verbleibt²⁾.

γ) Durch **Ankohlen** (üblich bei Zaunpfählen, Leitungsmasten usw., wenig dauerhaft und in der Wirkung fraglich), durch Umdämmen mit Ton, Teeren, Umkleiden mit Eisenblech verbessert.

b) **Zerstörung durch Feuer.** Vollkommen unverbrennliches Holz zu erzeugen, ist bisher noch nicht gelungen; einen guten Schutz gegenüber dem Angriffe des Feuers bilden einerseits eine glatte Bearbeitung, einschließlich des Rundhobelns aller Kanten (bewährt bei Speicherbauten), als auch eine Verkleidung mit 8 mm starker Asbestpappe oder einem Mörtelputz; als Anstriche, die eine schwerere Entflammung des Holzes bewirken, kommen in Frage: Wasser-glas mit Kreide oder Ton vermischt, gebrannter Kalk mit Chlorcalciumlösung ge-löscht, gesättigte Lösungen von schwefel- und phosphorsaurem Ammoniak u. a. m. Auch kann gut getrocknetes Holz in Kessel, mit Kalkmilch gefüllt, gebracht und mit schwefliger Säure unter erheblichem Drucke durchtränkt werden (Moores Verfahren); endlich sind zu nennen: die Feuerschutzmasse von Hulsberg & Co., Charlottenburg, sowie das Verfahren der Gautschin-Gesellschaft ebendasselbst.

c) **Zerstörung durch den Holzschwamm**, einen nicht giftigen Pilz, welcher eine vollkommene Vernichtung des Holzes bewirkt. Er ist zu erkennen auf un-gestrichener Holzfläche am Anfange seiner Bildung durch kleine grauweiße Punkte mit schimmeligem Anfluge, die später zu einem feinen silberfarbenen Netze sich zusammenschließen, bei mit Leimfarbe gestrichenem Holze durch ein pelzartiges Vorstehen einzelner Farbteilchen mit meist gelblicher Färbung, bei Öl-farbe durch Nachgeben der Holzoberfläche bei Druck sowie allgemein durch einen dumpfen Klang des Holzes, durch ein Zerbröckeln dieses, seine gelblichbraune Farbe, durch Schwinden des Holzes, das Entstehen offener, weiter Fugen, endlich durch den starken Moder- und Faulgeruch, verbunden mit beträchtlicher Durch-feuchtung der Räume infolge Wasseranziehung des Schwammes. Verhütet wird der Schwamm durch Verwendung nur guten, ausgetrockneten Holzes, Aus-

¹⁾ Vgl. Druckvers. mit Holz von Dr. Trauer, Eisenbau 1919, Heft 7, und Lang, Das Holz als Baustoff 1915.

²⁾ Genaueres ist zu ersehen in: Troschel, Handbuch der Holzkonservierung, Berlin 1916, Jul. Springer; Malenowic, Die Holzkonservierung im Hochbau, Hartleben 1907.

schließung von Schutt u. dgl. zur Deckenausfüllung, Fernhaltung von Feuchtigkeit, namentlich in Verbindung mit Alkali, Wärme und stagnierender Luft, Vermeidung zu zeitigen Anstriches oder sonstigen Abschlusses der Holzporen, gute Isolation gegen Bodenfeuchtigkeit, gutes Austrocknen des Gebäudes. Beim ersten Auftreten des Schwammes kann seine Beseitigung noch durch die Einwirkung etwa 100° C heißer Luft auf die angegriffenen Holzteile nach deren Freilegung erfolgen, sonst durch Fortnahme dieser, und zwar bis über die angegriffenen Stellen hinaus, durch Auskratzen der benachbarten Fugen, Beseitigung der anstehenden Putzflächen und Anstreichen aller dieser Teile mit einem der nachbenannten Schutzmittel: Carbolineum Avenarius, Antinonnin (in 2proz. Lösung), hergestellt von den Farbwerken Bayer & Co., Elberfeld, Kreosotöl, Steinkohlenteer (wirken nicht sehr nachhaltig), Quecksilberchlorid mit 100 T. Kalkwasser (nur in unbewohnten Räumen wegen der Giftigkeit verwendbar), Kupfervitriol in Salz- und Schwefelsäure gelöst u. a. m.

d) **Zerstörung durch Wurmfraß**; namentlich wird das Splintholz angegriffen. Wirksam gegen Wurmfraß sind die meisten der unter a) und c) erwähnten Vertilgungsmittel, daneben Petroleum, Benzindämpfe (explosibel!), Seifenlauge und Kochsalz in mehrmaligem Anstriche, Eintropfen von Salzsäure und Quecksilbersalzlösungen in die Bohrkanäle.

Die Eigenschaften guten Bauholzes, die Bearbeitung dieses und das Bauholz als Handelsware.

Gutes Bauholz muß trocken, möglichst gerade gewachsen, gesund, namentlich frei von faulen oder morschen Stellen, sowie durchgewachsenen Ästen sein; es muß hell klingen, risse- und fleckenfrei sein, angenähert gleichmäßige Jahresringe zeigen (besser, als wenn die Ringe bald eng, bald weit sind). Hierbei ist zu berücksichtigen, daß ein Einzelstehen der Bäume, desgleichen ein harter, trockener Boden auf die Festigkeit und Dauer des Holzes günstigen Einfluß haben.

Die Bearbeitung des Holzes findet — abgesehen von der Handarbeit — statt durch Sägen (Rahmensägen mit Vertikal- bzw. Horizontalgatter, je nach der senkrechten oder wagerechten Schneiderichtung, Bandsägen, Kreissägen mit Abarten zur Herstellung von Nuten, Federn usw.), Stemmaschinen zur Herstellung von Zapfenlöchern u. dgl., Fräsmaschinen zur Einarbeitung von Kehlen, beliebigen Profilen, für Nuten und Federn, Hobelmaschinen (Lang- und Querhobelmaschinen), Kopiermaschinen (genau nach einem Modell mittels Hebelübertragung auf die Messer arbeitend), Zinkenschneidemaschinen, Drehbänke, Schleifmaschinen usw. Zum Polieren dienen harzige Stoffe, in Weingeist aufgelöst (meist 1 Schellack + 7 Weingeist + etwas Mastix bzw. 10 Wachs + 5 Terpentinöl + 2 Weingeist bei matter Wachspolitur), die nach Verdunstung des Alkohols als dünne Benetzung mit Leinöl glatt gerieben werden.

Bauhölzer.

Unter „Festmeter“ versteht man 1 cbm zusammenhängende, unter „Raummeter“ 1 cbm geschichtete Holzmasse.

Bauholz kann „unbearbeitet“ sein und als Rundholz, als entrindeter Stamm oder als Schalholz, d. i. kreuzweise gespaltene Rundholz, in den Handel kommen. Balken mit der Axt beschlagen, also ohne scharfe Kanten, heißen wald- oder baukantig, mit der Säge geschnitten, scharf- oder vollkantig. Wird aus einem Stamm ein Balken hergestellt, so spricht man von Ganzholz, bei 2 bzw. 4 Hölzern von Halb- oder Kreuzholz. Günstige Querschnitte sind für die Tragfähigkeit

$$b : h = 1 : \sqrt{2}, \text{ d. h. } b = \approx 0,7 h.$$

wenn b die Balkenbreite, h die Balkenhöhe bedeuten.

Die im Jahre 1898 vom Verbands deutscher Baugewerksmeister unter Zustimmung der staatlichen Verwaltungen und bautechnischen Verbände ange-

nommenen Normalabmessungen für Bauhölzer und Schnitthölzer sind die folgenden:

α) Bauhölzer.

Breite in cm . . .	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
Höhe in cm . . .	8	10	12	14	16	18	20	28	24	25	28
		10	12	14	16	18	20	22		26	28
			14	16	18	20	22	24		30	
					20	22	24	26			

β) Schnitthölzer (für Bretter, Bohlen, Pfosten, Latten).

Längen: 3,5, 4,0, 4,5, 5,0, 5,5, 6,0, 7,0 und 8,0 m.

Stärken: 1,5, 2,0 2,5, 3,0, 3,5, 4,0, 4,5, 5,0, 6,0, 7,0, 8,0, 9,0, 10,0, 12,0 und 15,0 cm.

In der Praxis sind vielfach die nachstehenden Bezeichnungen und Maße eingeführt¹⁾:

Ganzholz (13/18, 16/18, 16/21 cm oder 5/6, 6/7, 7/8 Zoll); Kreuzhölzer (8/8, 8/10, 10/10, 12/12, 10/13, 13/13, 13/16); Zangen (Halbhölzer) (8/16, 10/16, 8/18, 8/20, 10/20); Riegel (12/12, 12/14, 14/14, 14/16); Kopfbänder (10/12, 12/12, 12/14, 12/16, 16/18); Streben (12/16, 14/16, 16/18, 18/18, 20/20); Eck- und Bundstiele (12/12, 14/14, 16/16, 18/18, 20/20); Zwischenstiele (10/12, 12/14, 12/16, 14/16, 16/18); Schwellen (12/14, 12/16, 14/16, 16/18, 16/20); Ganze Balken (16/24, 18/20, 18/21, 18/22); Streichbalken (9/20, 9/22, 9/24, 10/24, 10/26, 11/26); Unterzüge (20/20, 22/26, 22/28, 24/30, 26/30); Pfetten oder Rähme (10/12, 12/16, 14/16, 16/18, 18/20); Sparren (10/12, 12/14, 12/16, 14/18, 14/20).

Die Holzlängen gehen in der Regel von 5—7 m und steigen in geradzahligen Dezimetern; üblich sind: 5,2, 5,4, 5,6, 6,2 und 6,4 m.

Unter Bohlen versteht man Schnitthölzer von 5—10 cm Stärke; unterschieden werden je nach der Lage im Stamm Zopf- und Stammbohlen, von denen die letzteren die besseren sind. Bei Verwendung von Bohlen als Fahrbahn im Brückenbau kommen Eichen- und Buchenbohlen in Frage; erstere empfehlen sich bei geringem Verkehr (da man nur hier von ihrer langen Dauer Nutzen ziehen kann), letztere bei starkem Verkehr (ihre Abnutzung läuft alsdann mit ihrer Zerstörung durch atmosphärische Einflüsse parallel).

Bretter sind 1,5—4,5 cm, Schalbretter 2,0—2,5 cm stark, Latten zeigen 7—5 cm Breite und 3—2 cm Stärke.

Als Spalthölzer kommen Schindeln und Stakhölzer der Decken in Frage.

Die Preise des Holzes schwanken oft nicht unerheblich, namentlich mit den Transportkosten und der Art der Beförderung, aber auch der Länge der Hölzer. Die Preise für Fichtenholz sind um etwa 10—20% geringer als für Kiefer, für Eiche etwa doppelt so hoch als für Kiefer.

Von sonstigen, für den Ingenieur wichtigeren Anwendungen des Holzes seien genannt:

Eisenbahnschwellen (Genauerer vgl. im Kapitel Eisenbahnbau). Abmessungen: in der Strecke $2,50 \cdot 0,25 \cdot 0,16 \text{ m} = 0,1 \text{ cbm}$, bzw. am Stoße $2,60 \cdot 0,32 \cdot 0,16 = 0,128 \text{ cbm}$. Preis nach Stück; nur die längeren Weichenschwellen werden nach laufenden Metern bezahlt

Brückenbohlen. Eiche oder Buche, seltener Kiefer und Fichte — vgl. die vorstehenden Ausführungen. Neben erstklassigen vollkautigen Bohlen kommen auch weniger gute (II. und III. Klasse) in den Handel mit einer Preisverringernng von rd. 20 bzw. 40 v. H.

Holzplaster, auf einer Straßenstrecke nur in ganz gleichartiger Güte und Art zu verwenden; Holzart: Fichte, Kiefer, Buche, Pitch-pine, Yellow-pine, sowie die mehrfach genannten australischen Holzarten. Tränkung mit Teeröl (besonders

¹⁾ Vgl. Der Holzhändler, 1907.

geeignet wegen Dichtmachung der Oberfläche) oder Zinkchlorid; Abmessungen: $b = 7-10$ cm; $h = 12-18$ cm; $l = 18-30$ cm, also recht verschieden. Das Pflaster wird in heißen Teer oder Asphalt verlegt, und zwar auf einer wasserdichten, sorgfältig abgeglichenen Unterbettung und mit Teer, Asphalt oder Zementmörtel 1 : 2 vergossen, bei einer Fugenweite von 5 mm. Herstellungskosten einschließlich der Unterbettung bisher etwa 13—15 M./qm, je nach der Härte des Holzes.

Leitungsstangen, meist Fichtenholz, 4—6,5 m lang und am Zopfende 10—12 cm stark.

Faschinenreisig, am besten Weidenholz von höchstens 5 cm größter Stärke, daneben, wenn stets unter Wasser, auch Nadelholzäste.

Pfosten zu gewöhnlichen Einfriedigungen, ungeschälte Fichtenstangen; 1,5 bis 2,5 m lang, 12—14 cm stark.

Die Prüfung des Holzes

in bautechnischer Hinsicht erstreckt sich auf die Ergründung der Festigkeitsverhältnisse, das Verhalten gegen Feuchtigkeit und die Ermittlung des Gewichtes.

Beim Druckversuche findet eine Belastung in der Faserrichtung und hierzu senkrecht statt; letztere Prüfung bestimmt die Größe der örtlichen Verdrückung, wie sie z. B. bei Belastung der Eisenbahnschwellen durch die Unterlagsplatten der Schienen und die auf sie entfallenden Raddrücke entsteht. Zu Elastizitätsbestimmungen werden längere Stäbe verwendet, um den Spannungseinfluß auszuschalten. Bei Ermittlung der Biegezugfestigkeit ist die Lage der Jahresringe zur Krafrichtung wichtig; eine Richtung dieser, tangential zu den Ringen, ergibt die geringsten Durchbiegungen und die größte Bruchlast; am wenigsten günstig ist die Lage der Jahresringe konvex im Querschnitte nach oben, die kleinen Radien also an der Balkenunterkante und die Krafrichtung senkrecht zu den Ringen.

Die Zugfestigkeit wird an länglichen Prismen bestimmt, wobei auf eine Vermeidung der Ausschiefelung von Jahresringen, also auf ein möglichst gutes Zusammenfallen von Holzfasern und Zugkraft zu achten ist. Über die Ergebnisse der Holzprüfung, namentlich den Zusammenhang zwischen der einzelnen Festigkeiten vgl. S. 377.

Bei Ermittlung des Verhaltens gegen Feuchtigkeit wird an Würfeln und Prismen bestimmt; hier handelt es sich um die Abnahme der Festigkeit mit vergrößertem Wassergehalt, die Größe der Formänderungen beim Quellen und Schwinden; es zeigt sich, daß ein erhebliches Schwinden erst eintritt, nachdem der Wassergehalt von 70 auf 20% zurückgegangen ist.

Gewichtsbestimmungen sind wichtig, weil einem Holze bei gleicher Festigkeit, aber geringerem Gewicht in der Regel der Vorzug gebührt; Ausführung der Bestimmung entweder stereometrisch und durch Wägen an der Luft oder mittels des Eintauchverfahrens; hierbei ist die Holzprobe leicht zu firnissen, um ein Quellen usw. auszuschließen.

D. Die Metalle.

I. Das Eisen.

1. Die verschiedenen Eisenarten und die Grundzüge ihrer Herstellung¹⁾. Das im Baufache zur Verwendung kommende Eisen läßt sich in zwei Hauptgruppen einteilen: a) das Roheisen²⁾, b) das schmiedbare Eisen.

a) **Roheisen.** Unter dem Roheisen ist alles Eisen zu verstehen, welches unmittelbar aus dem Hochofenprozeß gewonnen ist; es besitzt mehr als 2,0 v. H. Kohlenstoff, schmilzt bei verhältnismäßig niedrigen Temperaturen (1075 bis

¹⁾ Genaueres vgl. in: Gemeinfaßliche Darstellung des Eisenhüttenwesens, herausgegeben vom Verein Deutscher Eisenhüttenleute in Düsseldorf. 9. Auflage. Düsseldorf 1915.

²⁾ Vgl. hierzu die vom Deutschen Roheisensyndikat in Düsseldorf aufgestellten Normen für Roheisensorten. (Gemeinfaßliche Darstellung des Eisenhüttenwesens.)

1275°), ist nicht schmiedbar, jedoch spröde und leicht schmelzbar. Nach seiner Farbe unterscheidet man a) graues und b) weißes Roheisen. Bei der ersteren Art wird beim Erkalten ein mehr oder minder großer Teil des Kohlenstoffes als Graphit ausgeschieden, weshalb die Bruchfläche grau bis schwarz erscheint; bei dem weißen Roheisen bleibt hingegen der Kohlenstoff als Härtungskohle im Eisen gelöst und die Bruchfläche zeigt ein weißes Aussehen; graues Roheisen ist siliciumhaltig¹⁾, weicher und zäher als das weiße Material, dabei leicht flüssig; weißes Roheisen — stets mit einem größeren oder geringeren Gehalte an Mangan²⁾ — ist hingegen sehr hart und spröde und wegen seiner Zähflüssigkeit nicht zum Gießen verwendbar; es wird hergestellt zum Zwecke der Umwandlung in schmiedbares Eisen.

Einen Übergang zwischen beiden Eisensorten bildet das halbierte (melierte) Roheisen; bei diesem tritt außer Graphit auch die weiße Grundmasse klar zutage.

Nach dem Bruchaussehen unterscheidet man ferner beim weißen Roheisen: mattes (nicht krystallinisches), strahliges und Spiegelroheisen³⁾; beim Graueisen: feinkörniges, helles, mit sehr kleinen Graphitblättchen ausgestattetes und grobkrystallinisches, dunkelgraues Roheisen. Nach dem bei der Herstellung zur Verwendung gelangten Brennstoffe trennt man: (Holzkohlen-) Koks- und Steinkohlenroheisen, nach der späteren Verwendung: Gießerei-, Bessemer-, Thomas-, Puddel- usw. Roheisen.

Unter der Bezeichnung Gußeisen ist in der Regel ein graues — ausnahmsweise ein halbiertes — zur Herstellung von Eisengußwaren bestimmtes, durch Umschmelzen gereinigtes Roheisen zu verstehen; denn nur ein solches Material besitzt neben der erforderlichen Festigkeit die Eigenschaften, leicht flüssig zu werden, beim Erstarren sich auszudehnen und somit die feinsten Vertiefungen der Form gut auszufüllen und infolge seiner Weichheit sich bearbeiten zu lassen. Bei Baukonstruktionen, woselbst stets hohe Ansprüche an die Festigkeit des Eisens gestellt werden, darf für Verwendung zu Gießzwecken nur ein phosphorarmes Roheisen (Hämatiteisen mit nicht über $\frac{1}{10}$ % Phosphor) zur Verwendung gelangen.

Das Umschmelzen des Roheisens erfolgt fast stets in zylindrischen Schachtöfen (Kupolöfen), in der Regel unter Verwendung von Koks.

b) **Schmiedbares Eisen.** Bei der zweiten Art, dem schmiedbaren Eisen, mit weniger Kohlenstoffgehalt als 2 v. H., sind als voneinander scharf zu trennende Arten zu nennen: α) Schmiedeeisen, β) Stahl.

α) **Schmiedeeisen** ist schmiedbar, schweißbar, schmelzbar (bei 1500° und höher), aber nicht merklich härtbar; Stahl hingegen gestattet eine sehr bedeutende Vergrößerung seiner Härte, dadurch bedingt, daß dies mit mäßigem Kohlenstoffgehalte ausgerüstete Eisen durch die plötzliche Abkühlung schnell über die Temperatur hinweggebracht wird, in welcher bei allmählichem Abkühlen die Bildung von Eisencarbid stattfindet; der gesamte Kohlenstoff wird gezwungen, in der Legierung zu verharren und so eine Wirkung hervorzurufen, die ihm den Namen „Härtungskohle“ verschafft hat. Wird gehärteter Stahl wieder erwärmt, so wandelt sich die Härtungskohle wieder in Eisencarbid um und die Härte verschwindet, je nach der Höhe der nachträglichen Erwärmung. Die Schmelztemperatur des Stahles liegt auf 1400—1500°. Da die Grenze, bei welcher eine merkliche Härtbarkeit des Eisens eintritt, schwer allgemein festzulegen ist, so wird

¹⁾ Graues Roheisen entsteht durch Aufnahme von Silicium, welches die Legierung von Eisen- und Kohlenstoff zerlegt, also die Graphitbildung hervorruft; enthält das Eisen kein Mangan, so genügen schon geringe Mengen Silicium, um es grau zu machen. Je mehr aber Mangan vorhanden ist, in desto höherem Grade wird auch die Wirkung des Siliciums aufgehoben. Daneben ist auch die Zeitdauer der Abkühlung von größter Bedeutung, indem Roheisen bei raschem „Abschrecken“ (Gießen in eiserne Formen) weiß, bei langsamem Abkühlen grau werden kann.

²⁾ Mangan befördert die Bindung des Kohlenstoffes; es findet sich deshalb stets im weißen Roheisen. Besitzt das Roheisen kein Mangan, so bedarf es — vgl. die voranstehende Anmerkung — nur geringer Mengen von Silicium, um es grau zu machen.

³⁾ Das sich beim Spiegelisen zeigende strahlige Gefüge wird durch Mangan begünstigt. Mit zunehmendem Gehalt hieran geht Spiegelisen in Eisenmangan über.

für die Unterscheidung von Schmiedeeisen und Stahl in der Technik die Zugfestigkeit des Materials zugrunde gelegt und in der Regel ein Eisen, dessen Zugfestigkeit ≥ 50 kg/qmm ist, mit dem Namen Stahl, ein Material, das geringere Zugfestigkeit besitzt, mit dem Namen Schmiedeeisen bezeichnet¹⁾.

Nach der Art der Gewinnung und dem Zustande, in dem sich das schmiedbare Eisen am Ende des Darstellungsprozesses befindet, erhält man die Unterabteilungen: α) beim Schmiedeeisen: 1. Schweiß Eisen und 2. Flußeisen; β) beim Stahl: 1. Schweißstahl und 2. Flußstahl. Es ist zu verstehen unter:

α 1). Schweiß Eisen: das in teiligem Zustande durch den Puddelprozeß hergestellte, sehnige, schmied- und schweißbare, aber nicht merklich härtbare Eisen²⁾ und

α 2). unter Flußeisen³⁾: das in flüssigem Zustande hergestellte schmiedbare, aber nicht merklich härtbare Eisen.

Je nach dem Herstellungsverfahren unterscheidet man: Bessemer-, Thomas- und Martin-Flußeisen.

Das Bessemer-Verfahren⁴⁾ — auch „saures Verfahren“ genannt — beruht darauf, daß die „Birne“, welche eine saure, siliciumhaltige Ausfütterung erhalten hat, mit siliciumreichem (2%) Roheisen gefüllt und durch dieses — in flüssigem

¹⁾ Der deutsche Verband für die Materialprüfungen der Technik hat — vgl. Nr. 28, Heft VI seiner Veröffentlichungen — vorgeschlagen, daß das schmiedbare Eisen in Flußeisen, Flußstahl, Schweiß Eisen, Schweißstahl unterschieden werden soll, und daß für die Trennung von Eisen und Stahl die Zugfestigkeit des ausgeglühten Metalles als maßgebend zu erachten sei, und zwar soll Flußstahl ein Metall mit mehr als 50 kg/qmm, Schweißstahl ein Metall mit mehr als 42 kg/qmm Zugfestigkeit sein.

²⁾ Das Puddelverfahren wurde 1784 durch den Engländer Henry Cort erfunden. Verwendet wird hierbei zurzeit meist weißes Eisen, da gegenüber dem grauen die Puddelarbeit verkürzt und der Verbrauch an Brennstoff herabgesetzt wird; nur dort, wo die Erze allzu manganarm sind, um leicht weißes Eisen zu erzeugen, ist das Verpuddeln von grauem Roheisen üblich. Da bei der Herstellung namentlich in ihrer Mitte und am Schlusse die Temperatur den Schmelzpunkt des Eisens nicht übersteigt, so erhält man letzteres in Gestalt von kleinen Krystallen, die sehr bald zu Klumpen zusammenschweißen. Die Umwandlung des Roheisens besteht im wesentlichen in der Entfernung von Kohlenstoff, Silicium, Mangan, Phosphor usf. durch Oxydation, teils durch Überführung in Gasform, teils durch Bildung einer Schlacke. Diesen Vorgang nennt man „Frischen“.

Bei dem Puddelprozeße findet ein geschlossener Flammofen in der Art Verwendung, daß nur die Flamme des Brennstoffes — nicht aber dieser selbst — mit dem Eisen in Verbindung kommt. Durch die über das eingeführte Eisen — etwa 300 kg bei jeder Ladung — und eine gewisse, von der letzten Hitze übriggebliebene Schlackenmenge hinwegstreichenden Feuerungsgase findet zunächst eine Oxydation des Siliciums, dann nach Aufrühren der Masse mittels Haken auch des Mangans und eines Teils des Eisens, schließlich des Kohlenstoffes in diesem statt. Je weiter die Entkohlung fortschreitet, desto strengflüssiger wird das Eisen; schließlich überschreitet seine Schmelztemperatur den im Ofen herrschenden Hitzegrad, so daß das Eisen zu erstarren beginnt und in Form von Klumpen zusammenschweißt. Die notwendige Gleichmäßigkeit der ganzen Masse wird nunmehr durch Aufbrechen und Umsetzen derselben bewirkt; schließlich werden durch Zusammenrollen zu größeren Klumpen sog. Luppen hergestellt, die besonders stark erhitzt, von den in ihnen befindlichen Schlacken unter dem Dampfhammer befreit und endlich zu Rohschienen ausgewalzt werden, die — bei Herstellung von Schmiedeeisen — ein weiches, sehniges Metall darstellen. Soll Stahl, also ein kohlenstoffreicheres Eisen erzeugt werden, so darf man die Entkohlung nicht zu weit treiben. Es bleibt dann der zweite Teil der Arbeit — das Umsetzen — ganz weg oder wird doch wesentlich verkürzt; auch erfolgt das Luppenmachen — aus dem gleichen Grunde — unter der Schlackendecke. Da eine kiesel-säure- und manganreiche Schlacke die Entkohlung verlangsamt, so wird zum Puddeln von Stahl — hier auch Feinkorneisen genannt — gern graues Eisen allein oder ein Gemenge mit manganreichem Spiegeleisen benutzt.

Ein normaler Puddelofen liefert von hochwertigem Stahl in 24 Stunden bis zu 2000 kg, an sehnigem Eisen bis zu 4600 kg Rohschienen, während neuere Doppelpuddelöfen bis zu 10 000 kg Eisen zu erzeugen gestatten.

³⁾ In der Praxis des Eisenhüttenwesens des Auslandes wird dies Material vielfach noch als Stahl bezeichnet — acier doux, low steel oder mild steel, während seine wissenschaftlichen Namen im Auslande „fer fondu“ und „ingot iron“ sind.

⁴⁾ Obwohl Bessemer bereits im Juli 1855 seinen Gedanken der Herstellung von Stahl in Massen einer Gesellschaft englischer Fachmänner vortrug, dauerte es doch noch fast ein Jahrzehnt, bis alle Schwierigkeiten zu einer allgemeinen Durchführung des Verfahrens gehoben waren. Das heute in allen eisenerzeugenden Ländern verbreitete Verfahren gestattet mit einer Birnenfüllung im Zeitraume von etwa 20 Minuten eine flüssige Roheisenmasse von 10—20 000 kg in schmiedbares Eisen umzuwandeln. Die durch das Einpressen von Luft bewirkte gleichzeitige

Zustande — ein Strom atmosphärischer Luft gepreßt wird. Hierdurch findet eine Entkohlung des Roheisens bis zu einem bestimmten Grade statt.

Bei dem basischen oder Thomas-Verfahren¹⁾ wird durch Verwendung eines phosphorhaltigen, siliciumarmen Roheisens und Anwendung einer basischen Ausfütterung der Birne²⁾ das Eisen entkohlt und der Phosphor ausgeschieden.

Bei beiden Herstellungsarten wird das Eisen in der Regel vollkommen entkohlt und ein bestimmter Kohlenstoffgehalt durch nachträgliche Hinzufügung von Kohlenstoff, meist in Form von reinem Roheisen — Rückkohlen — erzielt; als Zusatz verwendet man beim Bessemerprozeße meist Spiegeleisen, bei sehr weichen Eisensorten Eisenmangan, während beim Thomasmetall Spiegeleisen oder fester Kohlenstoff (in Form von Pulver oder Ziegeln)³⁾ Anwendung findet.

Im Gegensatz zu den beiden vorgenannten Verfahren wird Martin-Flußeisen⁴⁾ auf dem Herde eines mit Siemensscher Regenerativgasfeuerung⁵⁾ versehenen Flammofens hergestellt, und zwar durch ein Zusammenschmelzen von flüssigem Roheisen und Schmiedeeisen, wobei meist Abfälle von der Flußeisenverarbeitung Verwendung finden. Es wird also hier ein kohlenstoffärmeres Material in einem kohlenstoffreicheren gelöst; zu gleicher Zeit verbrennt infolge Berührung der Feuergase mit dem Eisen eine nicht unbeträchtliche Menge von Kohlenstoff. Je nachdem der Ofen mit basischen (Dolomit- oder Magnesitsteinen) oder kieselsäurereichen (quarzigen) Stoffen ausgefüttert ist und je nach der Eisernat erhält man basisches oder saures Martinflußeisen⁶⁾.

Verbrennung der übrigen im Roheisen enthaltenen Stoffe, namentlich des Siliciums und Mangans, bewirkt, daß das Roheisen bis zur vollkommenen Umwandlung heiß genug bleibt, um sofort in Form von Blöcken gegossen zu werden; letztere werden dann später den Walzen oder Schmieden übergeben. Der Prozeß verläuft bei einer Temperatur von etwa 1580—1640° C.

Das Roheisen wird entweder unmittelbar dem Hochofen oder einem Kupolofen, in dem es vorher mit Koks umgeschmolzen ist, entnommen, in neuerer Zeit auch durch Roheisenmischer geliefert — größere kippbare Behälter, welche 250—600 t flüssiges Roheisen enthalten und dieses nach Bedarf an das Bessemerwerk abgeben; hierdurch wird zugleich eine wünschenswerte Verminderung des Schwefelgehaltes im Roheisen herbeigeführt, da sich während des ruhigen Stehens dieses im Mischer eine schwefel- und manganreiche Schlacke abscheidet. In neuerer Zeit sind derartige Mischer mit Heizvorrichtungen eingerichtet.

Beim Bessemerprozeß können keine stark phosphorhaltigen Erze Verwendung finden, vgl. das Thomas-Verfahren.

¹⁾ Sowohl in der Bessemerbirne, als auch zunächst in Martinofen war es nicht möglich, den vielfach im Roheisen enthaltenen Phosphor auszuschneiden; man erhielt demgemäß phosphorhaltiges, schiedbares Eisen, das — namentlich bei einem höheren Kohlenstoffgehalte — zu baulichen Zwecken wegen seiner Sprödigkeit nicht verwendbar war. Deshalb wurde auch zum Bessemerverfahren nur phosphorfrees Roheisen verwendet, wie es u. a. England, Spanien, Portugal und das nördliche Afrika liefern. Die Entphosphorung des Eisens in der Bessemerbirne gelang im Jahre 1878 dem Engländer Thomas, der der Ausfütterung der Birne eine derartige Zusammensetzung gab, daß die beim Entkohlen des Roheisens ausgeschiedenen Phosphorverbindungen von ersterer „verschluckt“ wurden.

Entsprechend der Eigenart der deutschen Eisenerze ist die Erfindung von Thomas besonders in Deutschland zu hoher Bedeutung gelangt.

²⁾ Die Ausfütterung wird in der Regel durch aus Dolomit hergestellte Kunststeine gebildet. Dolomit wird bis zum Sintern gebrannt, hierdurch von seinem Kohlensäuregehalte befreit, gemahlen und mit wasserfreiem Ton unter hohem Druck in Steinform gepreßt. Vor Benutzung der Birne müssen die flüssigen Bestandteile des Tones herausgebrannt werden.

³⁾ „Kohlenziegel“ bestehen aus gemahlenem Koks mit Kalk gebunden.

⁴⁾ Im Jahre 1865 gelang es dem französischen Werke von Martin in Sireuil — unter Anwendung der Siemensschen Gasfeuerung — im Flammofen, durch Mischung von Roheisen mit Schmiedeeisen einen vorzüglichen Stahl herzustellen; hierdurch erklärt sich der Doppelname des Verfahrens.

⁵⁾ Hier wird im Schmelzraume eines Flammofens ein Strom von noch unverbranntem Gase mit einem Luftstrom zusammengeführt und unter einer sehr gleichmäßigen Hitzeentwicklung zur Verbrennung gebracht.

⁶⁾ Das saure Verfahren findet im Siemens-Martinprozeß fast nur noch zur Herstellung von Formguß oder für Stahl Anwendung; für Gewinnung des weichen Flußeisens wird fast nur noch ein basischer Herd benutzt, den man durch eine Schicht von Magnesit oder Chromeisensteinen von dem sonstigen sauren, feuerfesten Ofenmauerwerk trennt.

Bei der bisher üblichen Herstellungsart von basischem Flußeisen wird zunächst ein Teil des Eisens — das Roheisen — unter gleichzeitiger Hinzufügung des Schlackenzusatzes — im Ofen geschmolzen und dann auf einmal — oder in einzelnen Absätzen — das Abfallmaterial von Fluß-

Auch hier wird der Prozeß für gewöhnlich so weit geführt, daß man ein ganz kohlenstoffarmes Flußeisen erhält, welches alsdann durch Zusetzen von Spiegeleisen oder Eisenmangan mehr oder weniger zurückgekühlt wird.

Flußeisen ist der zurzeit für Errichtung eiserner Tragkonstruktionen bevorzugte Baustoff, und zwar findet hierfür in Deutschland fast ausschließlich das auf basischem Wege erzeugte Material Anwendung. Es hat dies seinen Grund einseits in örtlichen Verhältnissen, andererseits aber ist es vor allem in den Eigenschaften des basischen Metalls begründet, welches gegenüber dem sauren Eisen im allgemeinen den Vorzug größerer Reinheit, Gleichartigkeit und Zähigkeit besitzt — Eigenschaften, die für das Gebiet der Eisenkonstruktionen ganz besonders ins Gewicht fallen müssen.

In gleicher Weise wie bei dem Schmiedeeisen wurden bei der zweiten Gruppe „ β “ dem Stahl, bereits unterschieden: 1. Schweißstahl und 2. Flußstahl.

β 1). Schweißstahl ist das in teiligem, β 2). Flußstahl das in flüssigem Zustande hergestellte, schmelzbare, schweißbare und auch merklich härtbare Schweiß- bzw. Flußeisen. Da sich Schmiedeeisen und Stahl vorwiegend durch ihren Gehalt an Kohlenstoff unterscheiden, so darf man bei der Schweißstahlerzeugung beim Puddelprozeß die Entkohlung nicht zu weit treiben, während bei Flußstahl größere Mengen an Kohlenstoff auf den angegebenen Wegen nachträglich zugeführt werden müssen.

Bei dem Flußstahl tritt als weiteres Herstellungsverfahren das Tiegelverfahren¹⁾ hinzu, welches entweder in einem Umschmelzen des Rohstabes oder in einem Zusammenschmelzen von Roh- und Schmiedeeisen in besonderen Tiegeln besteht und den besten, wenn auch kostspieligsten Stahl — Schmiedestahl — liefert²⁾.

Die elektrische Eisen- und Stahlerzeugung nutzt die durch den elektrischen Strom erzeugte Wärme für die Reduktion des Eisens aus seinen Erzen, für das Erschmelzen von Flußeisen und Stahl sowie, für die Legierung des Eisens mit verschiedenen Elementen aus. Hier kommen in Frage elektrische Hochöfen, — wie sie namentlich in Schweden betrieben werden³⁾, — zur Erzeugung von Roheisen, ferner Lichtbogen- und Induktionsöfen zur Erschmelzung von Flußeisen und Stahl (Stassano-, Herault-, Girod-, Keller-Ofen bzw. der Ofen von Kjellin und Rochling-Rodenhausen und der zwischen beiden Arten stehende Nathusius-Ofen). Bei allen diesen Schmelzverfahren wirkt der elektrische Strom lediglich als Wärmequelle, vorteilhaft wegen der erreichbaren bedeutend höheren Temperatur und des hohen Reinheitsgrades des Erzeugnisses⁴⁾.

eisen hinzugefügt; beide Stoffe werden alsdann zusammengeschmolzen. Da dies Einschmelzen bei den großen Einsätzen recht viel Zeit in Anspruch nimmt und man demgemäß in 24 Stunden nur etwa 3—6 Hitzten durchzuführen vermag, hat man sich bemüht — namentlich bei hohem Roheisengehalte — das Verfahren wirtschaftlicher umzugestalten. Hier sind zu nennen: das vereinigte Bessemer-Martin-Verfahren, das Roheisenerzverfahren, der Bertrand-Thiel-Prozeß, das Talbot-, Monell-, Surczycki- und Hoesch-Verfahren. Genaueres hierüber vgl. in: Gemeinfaßliche Darstellung des Eisenhüttenwesens. 9. Aufl. 1915.

¹⁾ Das Verfahren, Stahl durch Umschmelzen in Tiegeln gleichförmiger zu machen, rührt von Benjamin Huutsman — etwa aus dem Jahre 1730 — her, beschränkte sich aber früher nur auf die Erzeugung kleinerer Blöcke und wurde erst im Anfange des 19. Jahrhunderts von Krupp in Essen in einer für die Großindustrie zweckmäßigen Weise entwickelt. Die weitere Ausgestaltung des Verfahrens — durch Zusammenschmelzen von Roh- und Schmiedeeisen — gelang im Jahre 1851 auf der Bochumer Gußstahlfabrik.

²⁾ Zur Erhöhung der Härte setzt man dem Tiegelstahl häufig Wolfram, Nickel, Chrom, Molybdän, Vanadium usw. zu und spricht dann von derartigen Spezialstählen. Solche werden — wie oben erwähnt — in neuerer Zeit auch dadurch gewonnen, daß die durch den elektrischen Strom erzeugte Wärme zur Schmelzung von Eisen und zur Legierung desselben mit den vorgenannten und ähnlichen Stoffen benützt wird — vgl. Gemeinfaßliche Darstellung des Eisenhüttenwesens. 9. Aufl. 1915.

³⁾ Vgl. Gemeinfaßliche Darstellung des Eisenhüttenwesens. 9. Aufl. 1915. S. 116. Roheisen auf elektrischem Wege zu gewinnen, wird nur bei sehr billiger elektrischer Energie, also bei Ausnutzung billiger Wasserkräfte, der Gewinnung durch Einschmelzen Wettbewerb machen können.

⁴⁾ Die im Elektrostahlöfen verlaufenden Vorgänge ähneln in ihren Grundzügen den im basischen Martinöfen vor sich gehenden. Man schmilzt entweder Schrott ein oder verwendet

y) Nach dem zur Herstellung von **Gußwaren** verwendeten Material unterscheidet man:

1. **Roheisengußgegenstände** aus grauem oder — seltener — halbiertem Roheisen hergestellt. Ist die Oberfläche solcher Gußstücke durch Eingießen in metallene Formen sehr hart geworden, so spricht man von „Hartguß“. Es bildet sich hierbei eine harte Schale von weißem Eisen, während das Gußstück im Innern grau, weich und zähe verbleibt¹⁾.

Der Umwandlung ihrer Form nach bereits fertiger Gußstücke aus weißem Roheisen und etwas Schmiedeeisen gemischt, in weiche, zähe, schmiedbare Gegenstände dient das **Tempern**, ein Verfahren, welches auf der nachträglichen Oxydation des in Gußstücke enthaltenen Kohlenstoffes beruht²⁾, sich aber nur bis zu Eisenstärken von 25 mm anwenden läßt.

2. **Flußeisengußwaren**, d. h. die aus Flußeisen in fertiger Form durch Guß hergestellte Gebrauchsgegenstände.

3. **Stahlgußwaren** — wie unter 2, nur aus Flußstahl (vielfach Tiegelflußstahl) gewonnen: Stahlformguß.

2. **Die Formgebung des Eisens.** Die mechanischen Formgebungsarbeiten des Eisens, welche es befähigen, später als Teil einer Eisenkonstruktion aufzutreten, können bestehen in „Gießen, Schmieden, Pressen und Walzen“. Die hierher gehörende Bearbeitung findet auf der Hütte statt; sie wird ergänzt durch die Herrichtung der Eisenteile zu unmittelbaren Gliedern des Eisenbaues, die in den Werkstätten erfolgt.

a) Unter dem **Gießen** ist im allgemeinen ein Verfahren zu verstehen, bei dem Gegenstände durch Eingießen flüssigen Metalles in Formen und nachträgliches Abkühlen und Erstarren gewonnen werden. Daß, soweit es sich um Roheisenguß handelt, in der Regel graues Roheisen³⁾ Verwendung findet, wurde erwähnt. Bei Baukonstruktionen, bei denen hohe Ansprüche an die Festigkeit des Eisens gestellt werden, darf zu Gußzwecken nur ein phosphorarmes Roheisen (Hämatit) verwendet werden.

Die Ausführung des Gusses kann erfolgen durch Modellformen oder Schablonieren in Sand oder Lehm. Der in der Regel verwendete Formstoff ist ein feuchter, etwas bildsamer (tonreicher) und für die beim Gusse entstehenden Gase gut durchlässiger, besonders aufbereiteter Sand. Bei Herstellung größerer verwickelter Gußstücke, besonders in Stahlguß, eignet sich Sand nicht. Man verwendet alsdann feuerbeständige Stoffe — Masse — d. i. ein Gemisch aus Schamottmehl und fettem, ungebranntem, feuerfestem Ton oder Lehm.

Bei der Modellformerei findet ein Abbild des zu erzeugenden Gegenstandes Verwendung, das in der Regel aus Holz, bei häufiger Verwendung aus Metall besteht. Bei dem Gusse der Vorbilder ist darauf zu achten, daß das Eisen

als Einsatz flüssiges Material, das im Siemens-Martin-Ofen oder der Birne bereits gefrischt worden ist. Für die Frage der Wirtschaftlichkeit spielt auch hier die Höhe des Stromverbrauches die ausschlaggebende Rolle. Bei Verwendung flüssigen Einsatzes sind in dieser Hinsicht die deutschen Eisenwerke wettbewerbsfähig.

¹⁾ Diese Herstellung gründet sich auf das eigentümliche Verhalten geeignet zusammengesetzten Roheisens, bei langsamer Abkühlung grau, bei schneller weiß zu werden.

²⁾ Hierbei werden die Gußgegenstände in Roteisensteinpulver verpackt und mehrere Tage lang unter Abschluß der Luft geglüht. Die zunächst an der Oberfläche eintretende Oxydation erstreckt sich allmählich ins Innere, so daß das ganze Stück schließlich einen so geringen Gehalt an Kohlenstoff enthält, daß der vorher harte und spröde Gegenstand sich tatsächlich schmieden läßt. Da eine solche Wirkung nur bei mit Kohlenstoff legiertem Roheisen eintritt, nicht aber bei ausgeschiedenem Graphit, so kann nur weißes Eisen getempert werden. Durch den Zusatz von Schmiedeeisen wird einerseits die Gefahr des Zerspringens des Gußeisenstückes erheblich verringert, andererseits der Kohlenstoffgehalt desselben herabgedrückt und somit die Zeit des Temperns verkürzt.

³⁾ Das Eisen aus dem Hochofen erfährt stets noch eine Umschmelzung und Reinigung, und zwar in sog. Kupolöfen, einfachen Hohlzylindern von 4—6,5 m Höhe mit feuerfester, durch eine Blechhülle gehaltener Ummauerung. Der Betrieb ist ein ähnlicher wie beim Hochofen. Das ausfließende Eisen wird teils in größere fahrbare Gießpfannen oder — bei kleineren Gußteilen — in tragbare Handpfannen entleert.

beim Erkalten schwindet; für Roheisen beträgt dieses Maß nach jeder Richtung hin rd. $\frac{1}{100}$, für Stahl $\frac{1}{80}$.

Drückt man das Modell nur in dem auf dem Boden der Gußhülle liegenden Formsand ab, so entsteht ein Gußkörper, der nur an seiner unteren Fläche und seinen Seiten geformt ist, oben aber eine zwar im allgemeinen ebene, aber nicht glatte Fläche aufweist — „Herdguß“; bedingt das Modell eine ringsum geschlossene Form, so findet sein Einformen vermittels zweier aufeinander gesetzter, eiserner (oder hölzerner) Rahmen, mit Sand gefüllt, statt — „Kastenguß“. Verlangt die Gußform — wie z. B. bei Säulen — die Anordnung eines Kernes im Innern des Gußstückes, so ist ein solcher unabhängig von der Form herzustellen und in getrocknetem Zustande vor dem Gusse einzufügen.

Mit Hilfe von Schablonen, welche den Umriß des Gußkörpers darstellen, können Umdrehungskörper geformt werden. Hier wird — z. B. bei Säulen usw. — aus dem verwendeten Formsand od. dgl.¹⁾ durch die Schablone allmählich ein Hohlraum herausgeschält, bis er die dem Gußstücke entsprechende Form besitzt; verwendet man Lehm¹⁾ zur Formung, so wird erst ein Kern durch Abdrehen hergestellt und getrocknet, dann über diesem ein dem Gußstück entsprechender Überzug, wiederum unter Verwendung einer Schablone, erzeugt, und schließlich — nach Trocknung des Überzuges der „falschen Eisenstärke“ — ein Mantel aufgesetzt; ist auch dieser trocken, so hebt man ihn ab, beseitigt die mittlere Schicht und ersetzt sie, nach Wiederaufbringung des Außenmantels, schließlich durch das Gußmetall²⁾.

Für Stahlgußgegenstände findet — abgesehen vom Werkzeug-, Geschütz- usw. Stahl — fast ausschließlich Flußstahl Verwendung, welcher entweder in Martinöfen bereitet ist, oder mittels besonderer kleiner Konverter — Kleinbessemerie — erblasen wird; als Formmaterial wird in der Regel Masse benutzt.

Als Handelsfabrikate aus Gußeisen sind zu nennen:

1. Säulen — vgl. hierzu das Kap.: Konstruktionselemente des Eisenhochbaues.

2. Rohre. Hier sind bemerkenswert die deutschen Normalien für gußeiserne Muffen- und Flanschenrohre, gemeinschaftlich aufgestellt (1882) vom Verein deutscher Ingenieure und dem Verein deutscher Gas- und Wasserfachmänner; die normalen, in den nachfolgenden Tabellen angegebenen Wandstärken dienen vorwiegend für Wasserleitungsrohre mit einem Betriebsdrucke von 10 Atm. und einem doppelt so hohen Probedrucke; für die meist vorkommenden Druckverhältnisse (4—7 Atm.) kann demgemäß eine Verringerung der Wandstärke eintreten, wie andererseits deren Erhöhung bei Verwendung der Rohre zu besonders stark beanspruchten Leitungen notwendig ist. — Die Änderungen der Wandstärke können sich nur auf den inneren Durchmesser erstrecken, der äußere ist feststehend. Gewichtsabweichungen bei geraden Rohren um $\pm 3\%$ sind nicht zu beanstanden. Die Baulänge ist bei den einzelnen Firmen verschieden, entspricht also nicht immer der Normalie. Im übrigen sei auf die nachstehende Tabelle verwiesen.

3. Formstücke für gußeiserne Muffenrohre — vgl. die Fig. 8—15. Hier kommen in Frage:

A- und B-Stücke (Fig. 7 und 8) mit geraden seitlichen Abzweigungen, mit Flanschen- und Muffenabschluß; auch in Form von AA- bzw. BB-Rohren mit zwei gegenüberliegenden Abzweigungen erhältlich.

¹⁾ Es kommt in Frage: Formsand oder Masse oder Formerlehm (Gemisch von Lehm, magerem, trockenem Sande und Spreu, Tierhaaren u. dgl.). Durch scharfes Trocknen der Lehmformen verkohlen die organischen Stoffe und hinterlassen Poren, die für gute Ausführung des Gusses sehr erwünscht sind.

²⁾ Das, wenn auch genaue, so doch ziemlich langwierige und teure Verfahren kann dadurch vereinfacht werden, daß man Kern und Mantel unabhängig voneinander abdrehet und dann erst übereinander setzt. Die Formmethode findet zurzeit fast nur noch bei verwickelten Maschinen-teilen Anwendung.

C-Stücke mit einer oder zwei (CC-Stück) Abzweigungen unter 45° nach oben (Fig. 9).

E-Stücke für den Übergang vom Flansch- zum Muffenrohre (Fig. 10).

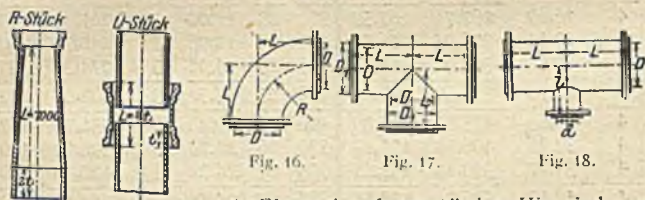
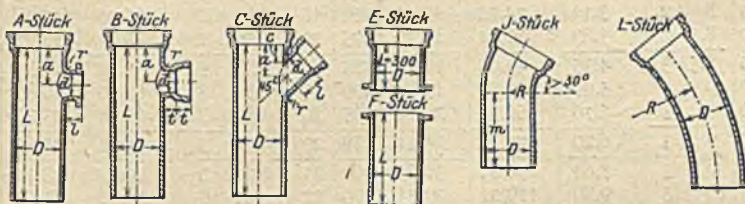
F-Stücke für den Übergang vom Muffen- zum Flanschenrohre (Fig. 11).

J-Stück, grades Muffenrohr mit abgelenktem Ende ($\sphericalangle 22\frac{1}{2}$, 30, 45, 60 und 90° Fig. 12).

L-Stücke, Krümmer mit $R = 5 D$; ähnlich K-Stück mit $R = 10 D$ (Fig. 13).

R-Stücke Übergangsrohr (Fig. 14).

Ü-Stücke — Überschieber zur Zusammenfassung zweier gerader, glatt endigender Rohrenden (Fig. 15).



4. Flanschenformstücke. Hier sind zu nennen Fig. 16, 17, 18; Krümmerrohre (Fig. 16), unter 90° gebogen, und gerade Abzweigungen (Fig. 17 und 18) mit gleichem und verschiedenem Durchmesser, erstere Form auch mit zwei gegenüberliegenden, gleichartigen Abzweigungen.

Bei der Berechnung der Gewichte von Formstücken ist dem normalen Gewichte ein Zuschlag von 15—20 v. H. (letzterer bei Krümmern) zuzufügen.

Die Bezeichnung der Formstücke erfolgt in der Weise, daß der Buchstabenbezeichnung der lichte Durchmesser zugefügt wird; handelt es sich um Abzweigungen, so wird deren Durchmesser unter einem Bruchstriche hinzugesetzt, z. B. $\left(A \frac{400}{100}\right)$.

Bei hohem Druck ist die Wandstärke der Leitung aus der Beziehung:

$$r_1 = r \sqrt{\frac{\sigma_z + 0,4 p}{\sigma_z - 1,3 p}}$$

abzuleiten, worin r_1 den äußeren, r den inneren Durchmesser, σ_z die zulässige Zugspannung des Materials in kg/qcm , p den inneren Überdruck in der gleichen Maßeinheit darstellt; bei stehend gegossenen Rohren ist die ermittelte Wandstärke um etwa 0,7 cm, bei liegend erzeugten Rohren um 1—1,2 cm zu erhöhen. Ein Rostschutz wird durch Asphaltierung der geputzten und auf etwa $100\text{—}150^\circ$ erhitzten Rohre bewirkt. Als Dichtungsmittel kommt bei Gas- und Wasserleitungs-muffenrohren ein geteertes Hanfstrick und Bleieinguß mit nachträglichem Verstemmen zur Anwendung, während bei Flanschenrohren Ringe von Gummi, Asbest- oder Mennigepappe, auch von Blei in Frage kommen. Genaueres über die Verwendung gußeiserner Abflußrohre für Hausentwässerungen vgl. bei diesem Abschnitte.

a) Muffenrohre						b) Flanschenrohre						Lichter Durch- messer d. mm	Lichter Durch- messer d. mm
Lichter Durchm. des Rohres D mm	Normale Wandstärke mm	Übliche Nutzlänge L m	Gewicht einer Muffe kg	Gewicht eines Rohres von vorstehender Nutzlänge kg	Gewicht von 1 m Rohr bei vorstehender Nutzlänge kg	Dicke des Flansches d mm	Gewicht eines Flansches nebst Anschluß kg	Übliche Baulänge m	Gewicht eines Rohres bei vorstehender Baulänge kg	Gewicht für 1 lfdm. Rohr bei vorstehender Baulänge kg			
40	8	2	2,68	20,18	10,09	140	18	1,89	2	21,28	10,64	4	
50	8	2	3,14	24,28	12,14	160	18	2,41	2	25,96	12,98	5	
60	8,5	2	3,89	30,41	15,21	175	19	2,96	2	32,44	16,22	6	
70	8,5	3	4,35	49,95	16,65	185	19	3,21	3	52,02	17,34	7	
80	9	3	5,09	59,81	19,94	200	20	3,84	3	62,40	20,80	8	
90	9	3	5,70	66,57	22,19	215	20	4,37	3	69,61	23,20	9	
100	9	3	6,20	73,22	24,41	230	20	4,96	3	76,94	25,65	10	
125	9,5	3	7,64	94,94	31,65	260	21	6,26	3	99,82	33,27	12	
150	10	3	9,89	119,21	39,74	290	22	7,69	3	124,70	41,57	15	
175	10,5	3	12,00	145,08	48,36	320	22	8,96	3	151,00	50,33	17	
200	11	3	14,41	172,99	57,66	350	23	10,71	3	180,00	60,00	20	
225	11,5	4	16,89	262,71	67,57	370	23	11,02	3	207,89	69,30	22	
250	12	4	19,61	306,05	76,51	400	24	12,98	3	240,79	80,26	25	
275	12,5	4	22,51	349,91	87,48	425	25	14,41	3	274,37	91,46	27	
300	13	4	25,78	396,50	99,13	450	25	15,32	3	308,68	102,89	30	
325	13,5	4	28,83	445,15	111,29	490	26	19,48	3	351,20	117,07	32	
350	14	4	32,23	496,51	124,13	520	26	21,29	3	390,79	130,26	35	
375	14	4	34,27	530,43	132,61	550	27	24,29	3	420,70	140,23	37	
400	14,5	4	39,15	586,71	146,68	575	27	25,44	3	461,55	153,85	40	
425	14,5	4	41,26	621,82	155,46	600	28	27,64	3	490,73	163,58	42	
450	15	4	44,90	680,38	170,10	630	28	29,89	3	536,39	178,80	45	
475	15,5	4	48,97	741,65	185,51	655	29	32,41	3	584,33	194,78	47	
500	16	4	54,58	806,64	201,66	680	30	34,69	3	633,50	211,17	50	
550	16,5	4	62,34	913,94	228,49	740	33	44,28	3	727,26	242,42	55	
600	17	4	71,15	1026,75	256,69	790	33	47,41	3	811,52	270,51	60	
650	18	4	83,10	1178,54	294,64	840	33	50,13	3	921,84	307,28	65	
700	19	4	98,04	1342,64	335,66	900	33	56,50	3	1046,45	348,82	70	
750	20	4	111,29	1514,33	378,58	950	33	59,81	3	1171,90	390,63	75	
800	21	4	129,27	1700,03	425,01								
900	22,5	4	160,17	2151,21	512,80								
1000	24	4	195,99	2435,03	608,76								
1100	26	4	243,76	2911,00	727,75								
1200	28	4	294,50	3427,10	826,78								

b) Schmiedearbeit. Neben dem Ausschmieden kleinerer Gebrauchsgegenstände von Hand aus kommt für Schmiedearbeit an Bauwerkseisen entweder der Dampfhammer oder die hydraulische Schmiedepresse zur Anwendung; namentlich die letztere ist wegen ihrer genauen Arbeit, ihres wirtschaftlichen Betriebes und der gegenüber dem Dampfhammer weit vollkommeneren Preßwirkung heute allgemein bevorzugt. Mit der Arbeit des Ausschmiedens ist zugleich eine Verbesserung des Materials verbunden, da bei Schweißmaterial etwaige noch im Eisen enthaltenen Schlackenteilchen entfernt, bei Flußeisen Undichtigkeiten im Material, Poren usw. beseitigt werden.

Im allgemeinen ist die Verwendung geschmiedeter Teile bei den Bauten eine untergeordnete; sie erstreckt sich vorwiegend auf Anschlüsse besonderer Stabprofile (namentlich Rundeseisen), auf Bolzenverbindungen, einzelne Gelenkausbildungen, verwickelte Verbindungsstücke u. dgl.

c) Das **Pressen**. Hier kommen einerseits Verbindungsmittel, wie Niete, Schrauben, Bolzen, Muttern u. dgl., andererseits Bleche — Tonnen- oder Hängebleche, Wellbleche, Riffelbleche usf. — in Frage. Zu ihrer Herstellung dienen Sondermaschinen oder besondere mechanische Vorrichtungen, in der Regel Wasserdrukpressen. Hierbei erfolgt die Formgebung mit Hilfe zweier „Gesenke“, eines oben an den Preßstempel angeschlossenen und eines unten auf dem Ambosse fest aufruhenden.

Die durch Schmieden und Pressen gewonnenen baulichen Erzeugnisse werden weiter unten besprochen.

d) Das **Walzen** des Eisens — zu gleicher Zeit eine Verdichtung, und eine Formgebung des Eisens — liefert die wichtigste Gebrauchsform für den Eisenkonstrukteur. Je nachdem die verwendeten Walzen¹⁾ die Form eines Zylindermantels zeigen — also glatt sind — oder mit Furchungen — Kalibern — versehen werden, entstehen durch den Walzprozeß Bleche, Flacheisen oder Form(Profil-)eisen und -bleche.

In Deutschland unterscheidet man an Blechsor ten: die dünnsten — für Konstruktionen nicht in Frage kommenden — „Schwarzbleche“, die Kessel- bzw. Konstruktionsbleche, bis 4,5 mm als Feinbleche, von 5 mm an als Grobbleche bezeichnet, schließlich die Panzerplatten. Konstruktionsbleche sind ausschließlich Grobbleche bis zu 25 mm Stärke; ihr Material ist meist Flußeisen, seltener Schweiß-eisen. Im ersteren Fall ist das Ausgangsmaterial der sog. Block (Ingot), im letzteren das Paket, d. h. ein prismatisches, im Rohschienenwalzwerke zusammengesweißtes Bündel aus Flacheisenrohschienen.

Beim Auswalzen des Blockes oder des Paketes wird das Eisen in der Walzrichtung gestreckt und senkrecht hierzu ausgebreitet — „Streckung“ und „Breitung“. Es liegt auf der Hand, daß ein Stab nur alsdann in allen seinen Fasern und Richtungen annähernd gleich gefestigt wird, wenn er abwechselnd bald stehend, bald liegend durch die Walzen geht. Den gleichen Zweck, wenn auch auf dem Wege des Zusammenstauchens, der Querschnitte, suchen die Universalwalzwerke dadurch zu erreichen, daß die Bleche usf. durch zwei aneinander anschließende Paare von Walzen hindurchgehen, deren Achsen zueinander senkrecht stehen. Universalbleche sind heute bis zu 700 mm Breite (u. U. auch bis zu 1 m) zu haben; sie bilden wegen ihrer Güte ein bevorzugtes Konstruktionsmaterial, namentlich für die Stehbleche von Blechträgern, sowie Teile von flußeisernen Säulen und Tragwerksgurtungen.

Über die seit neuester Zeit in Vorschlag gebrachten Goebel-Walzwerke, welche in den Block von allen vier Seiten aus keilförmige Vertiefungen einarbeiten und schließlich ein H-Profil mit sehr breiten Flanschen ohne Anlauf herstellen, vgl. Eisenbau 1912, Heft 12.

¹⁾ Als Walzwerkarten sind zu nennen: 1. Das nur mit zwei Walzen ausgerüstete Zwillingswalzwerk — auch Duowalzwerk genannt. Es bedingt stets ein Zurückgehen des Walzstückes nach jedem Durchgange über die Oberwalze hinweg, um in der Walzrichtung nochmals die Walzen zu durchlaufen. Um den hiermit verbundenen Zeit- und Arbeitsaufwand zu vermeiden, werden solche Duowalzwerke als Rückkehrwalzwerke in der Art erbaut, daß nach jedem Durchgange des Eisens das Walzwerk umgestellt, das Eisen also bald in der einen, bald in der anderen Richtung durchgeführt wird; hierbei ist allerdings die Anordnung eines Schwungrades nicht an-gängig, daher der Betrieb teuer und infolge Umstellung der Gangrichtung auch zeitraubend. Es finden daher Kehrwalzwerke nur dann Anwendung, wenn die besondere Größe der Blöcke ein Hochheben derselben auf die Oberwalze als unwirtschaftlich erscheinen läßt. Die Regel bildet heute ein Trio-(Drillings-)Walzwerk, bei welchem das Eisen bald oben, zwischen der oberen und mittleren Walze, bald — beim Rückgange — unten, zwischen der mittleren und unteren Walze hindurchläuft. Da hier stets die Gangrichtung der Walzen die gleiche bleibt, so kann ein schweres, die Maschinenleistung unterstützendes Schwungrad verwendet werden. Über Universalwalzwerke usw. vgl. oben.

Die Walzwerkserzeugnisse werden als Handelsfabrikate der Eisen- und Stahlwerksverbände eingeteilt in zwei Hauptgruppen: Produkte „A“ und „B“. Erstere werden nur durch den Verband, lieferbar von den einzelnen Werken, verkauft.

Gruppe „A“ umfaßt Halbzeug (rohe, vorgewalzte Blöcke, Knüppel usw.) und das gesamte Eisenbahnoberbaumaterial (Schienen, Schwellen, Laschen, Untertagsplatten, Hakenplatten, Radlenker u. dgl.), während zu Gruppe „B“ zählen: Stabeisen, Walzdraht, Bleche, Röhren usw.

Von Formeisen, aus dem Walzprozesse hervorgegangen, kommen für Eisenkonstruktionen neben den Blechen namentlich in Frage die verschiedenartigen Stabeisen: Winkel, T, I, Z, C, Belag- und Quadranteisen¹⁾.

Für die gebräuchlichsten Formeisen sind in Deutschland **Normalprofile** eingeführt, welche in dem zuerst im Jahre 1881 seitens der Professoren Heinzerling und Intze in Aachen herausgegebenen Werke „Deutsche Normalprofile für Walzeisen“²⁾ zusammengestellt sind. Neben ihnen finden sich aber — namentlich für I-Querschnitte — noch besondere Formen.

Die Bezeichnung der Normalprofile erfolgt durch Nummern, die das Hauptmaß, die Höhe, oder auch die Höhe und die Breite, in „Zentimeterangaben“ enthalten.

I. Winkeleisen.

Ihre Herstellung erfolgt — wenigstens von seiten der größeren Hüttenwerke — durch unmittelbares Auswalzen, von Rechteckquerschnitten beginnend, bis zum Fertigprofil. Ein solches, gleichschenkelig oder ungleichschenkelig und alsdann mit einem Verhältnisse der Schenkellängen von $1\frac{1}{2} : 1$ bzw. $2 : 1$, zeigt parallele Schenkelflächen, eine Ausrundung in der inneren Winkelecke mit einem Halbmesser „R“ gleich der mittleren Winkelstärke³⁾ und Abgleichung der Schenkelen nach innen mit einem $r = \frac{R}{2}$ — vgl. die nachfolgenden schematischen Profilabbildungen. — Die folgenden Zusammenstellungen enthalten die wichtigsten Angaben über die deutschen Normalwinkeleisen.

¹⁾ Da eine sehr erhebliche Querschnittsänderung notwendig ist, um, vom heißen Rechteckblock ausgehend, die verschiedenen Stabformen zu erzeugen, so muß durch die Kaliber der Walzen eine allmähliche Überleitung zum Endquerschnitt angestrebt werden, und das Eisen 10—20 verschiedene, allmählich abgestufte Kaliber durchlaufen, ein Arbeitsvorgang, der im allgemeinen in einer „Hitze“ beendet wird, bei schweren Stücken jedoch zwei „Hitzen“ erfordert. Es liegt auf der Hand, daß man bei den ersten Kalibern, Vorkaliber genannt, die Abnahme der Profilquerschnitte größer machen kann als später, da am Anfange das Eisen noch wärmer ist, demgemäß einen stärkeren Druck zu ertragen vermag und eine entsprechend größere Streckung erfahren kann. Bei der Bemessung der weiteren Kaliber kommt es namentlich darauf an, das Eisen in seinen einzelnen Teilen nicht ungleichmäßig zu strecken oder allzu verschiedenartig zu drücken; hierbei wird eine Ausgleichung beider Arbeitsfaktoren dadurch geschaffen, daß dort, wo die Umfangsgeschwindigkeiten einzelner Walzenpunkte größere sind, also eine stärkere Streckung des Eisens zu erwarten steht, der Druck beim Walzen gering gehalten wird. Es hat dies namentlich eine Bedeutung bei den hohen C und I-Profilen. Ferner bereitet das Walzen hoher gerader Profilstege Schwierigkeiten, da diese einerseits wegen Ausübung eines ausreichenden Druckes seitens der Walzen nur wagrecht geführt werden können, andererseits hierbei infolge der allmählichen Abkühlung die Neigung zur Ausbreitung gegenüber der Streckung zunimmt. Hiergegen wirkt man erstens durch Einfügung sog. Stauchkaliber, die durch Druck von oben, z. B. einen hier senkrecht stehenden Steg, zusammenstauchen, zweitens durch Schaffung von Anläufen an den senkrecht gewalzten Profiltteilen, so daß letztere beim Walzen immerhin einen ausreichenden Druck von seiten der Walze her erhalten.

²⁾ Das Werk wurde verfaßt im Auftrage des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieurvereine, des Vereins deutscher Ingenieure und seines damaligen Zweigvereins der Hütteningenieure, aus dem bald darauf der selbständige Verein deutscher Eisenhüttenleute hervorging; 1902 trat noch der Verein deutscher Schiffswerften als vierter hinzu.

³⁾ Eine solche Ausrundung, die sich sinngemäß auch bei anderen Profilen findet, ist notwendig zur guten Spannungsübermittlung von einem Schenkel auf den anderen, naturgemäß darf aber die vorgenommene Verstärkung nicht zu groß sein, damit nicht die Ausführung einer Nietung unnötig beeinträchtigt wird.

a) Normalprofile für gleichschenklige Winkeleisen.

Die Hauptsachen sind: $X-X$ und $Y-Y$.

$$R = \frac{d_{\min} + d_{\max}}{2}; \quad r = \frac{R}{2}.$$

Die Momente sind bezogen auf cm.

Normallänge 4—12 m; größte Länge 16 m.

Lagerlängen 4—16 m, mit Abstufungen von 200 mm zwischen 4 und 9 m und 250 mm zwischen 9—16 m.

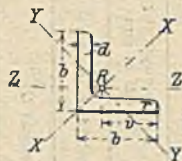


Fig. 19.

Profil-Nr.	Abmessungen der Profile in mm		Querschnitt F in cm^2	Gewicht G in $\frac{\text{kg}}{\text{m}}$	Abstand des Schwerpunktes v in cm	Momente für die Achse XX		Momente für die Achse YY		Momente für die Achse ZZ		Zwei zusammengesetzte Winkeleisen		Vier zusammengesetzte Winkeleisen.	
	b	d				Trägheitsmoment J_x (cm^4)	Widerstandsmoment W_x (cm^3)	Trägheitsmoment J_y (cm^4)	Widerstandsmoment W_y (cm^3)	Trägheitsmoment J_z (cm^4)	Widerstandsmoment W_z (cm^3)	Trägheitsmoment J_2 (cm^4)	Widerstandsmoment W_2 (cm^3)	Trägheitsmoment J_4 (cm^4)	Widerstandsmoment W_4 (cm^3)
1	15	3	0,82	0,65	1,02	0,24	0,23	0,06	0,08	0,15	0,14	0,30	0,29	1,33	0,99
	4	4	1,05	0,83	0,99	0,29	0,28	0,08	0,10	0,18	0,18	0,37	0,37	1,84	1,23
2	20	3	1,12	0,88	1,40	0,62	0,44	0,15	0,17	0,38	0,27	0,77	0,55	3,14	1,57
	4	4	1,45	1,14	1,36	0,77	0,55	0,19	0,21	0,48	0,35	0,96	0,71	4,29	2,15
2 ¹ / ₂	25	3	1,42	1,12	1,77	1,27	0,72	0,31	0,30	0,79	0,44	1,58	0,98	6,14	2,45
	4	4	1,85	1,45	1,74	1,61	0,91	0,40	0,37	1,00	0,57	2,01	1,15	8,32	3,33
3	30	4	2,27	1,78	2,11	2,85	1,35	0,76	0,61	1,80	0,85	3,61	1,71	14,2	4,74
	6	6	3,27	2,57	2,04	3,91	1,84	1,06	0,78	2,48	1,22	4,96	2,43	21,9	7,31
3 ¹ / ₂	35	4	2,67	2,09	2,50	4,68	1,90	1,24	0,88	2,96	1,18	5,92	2,37	22,5	6,44
	6	6	3,87	3,04	2,42	6,50	2,63	1,77	1,15	4,13	1,71	8,26	3,41	34,6	9,88
4	40	4	3,08	2,42	2,88	7,09	2,50	1,86	1,17	4,47	1,55	8,94	3,11	33,3	8,33
	6	6	4,48	3,51	2,80	9,98	3,52	2,67	1,57	6,35	2,27	12,7	4,52	51,1	12,8
4 ¹ / ₂	45	8	5,80	4,55	2,72	12,4	4,38	3,38	1,81	2,90	2,90	15,8	5,80	69,5	17,4
	5	5	4,30	3,38	3,22	12,4	3,91	3,25	1,80	7,85	2,44	15,7	4,87	59,5	13,2
5	50	7	5,86	4,60	3,14	16,4	5,16	4,39	2,28	10,4	3,31	20,8	6,63	85,0	18,9
	9	9	7,34	5,76	3,06	19,8	6,24	5,40	2,65	12,6	4,12	25,2	8,25	111,2	24,7
5 ¹ / ₂	55	5	4,80	3,77	3,60	17,4	4,91	4,59	2,32	11,0	3,06	22,0	6,10	81,7	16,3
	7	7	6,56	5,15	3,51	23,1	6,53	6,02	2,85	14,5	4,13	29,1	8,30	116	23,3
6	60	9	8,24	6,47	3,44	28,1	7,94	7,67	3,47	17,9	5,20	35,8	10,39	152	30,4
	6	6	6,31	4,95	3,94	27,4	7,04	7,24	3,27	17,3	4,39	34,6	8,79	131	23,8
6 ¹ / ₂	60	8	8,23	6,46	3,86	34,8	8,96	9,35	4,03	22,1	5,73	44,2	11,5	177	32,2
	10	10	10,07	7,90	3,78	41,4	10,64	11,27	4,64	26,3	6,96	52,7	13,9	224	40,8
6	60	6	6,91	5,42	4,31	36,1	8,51	9,43	3,95	22,7	5,3	45,5	10,6	170	28,3
	8	8	9,03	7,09	4,23	46,1	10,9	12,1	4,85	29,1	6,9	58,3	13,8	230	38,3
	10	10	11,07	8,69	4,15	55,1	13,0	14,6	5,58	34,8	8,4	69,7	16,8	291	48,4

) Berücksichtigt sind bei allen Tabellen die Gewichte der Flußeisernen Profile.

Profil-Nr.	Abmessungen der Profile in mm		Querschnitt F in qcm	Gewicht G $\frac{\text{kg}}{\text{m}}$	Abstand des Schwerpunktes v in cm	Momente für die Achse XX		Momente für die Achse YY		Momente für die Achse ZZ		Zwei zusammen-gesetzte Winkel-eisen		Vier zusam-mengesetzte Winkel-eisen	
	b	d				Träg.-moment J_x (cm ⁴)	Widerst.-moment W_x (cm ³)	Träg.-moment J_y (cm ⁴)	Widerst.-moment W_y (cm ³)	Träg.-moment J_z (cm ⁴)	Widerst.-moment W_z (cm ³)	Träg.-moment J_2 (cm ⁴)	Widerst.-moment W_2 (cm ³)	Träg.-moment J_4 (cm ⁴)	Widerst.-moment W_4 (cm ³)
6 1/2	65	7	8,70	6,83	4,65	53,0	11,5	13,8	5,25	33,4	7,2	66,8	14,4	252	38
		9	10,98	8,61	4,57	65,4	14,2	17,2	6,31	41,3	9,0	82,6	18,1	329	50
		11	13,17	10,34	4,50	76,8	16,7	20,7	7,30	48,7	10,8	97,5	21,7	406	62
7	70	7	9,4	7,38	5,03	67,1	13,6	17,6	6,29	42,3	8,4	84,6	16,8	315	45
		9	11,9	9,34	4,95	83,1	16,8	22,0	7,57	52,5	10,6	105	21,2	410	58
		11	14,3	11,23	4,87	97,6	19,7	26,0	8,65	62,0	12,7	124	25,4	506	72
7 1/2	75	8	11,5	9,03	5,37	93,3	17,6	24,4	8,11	59,0	11,0	118	21,9	444	59
		10	14,1	11,07	5,29	113	21,3	29,8	9,54	71,0	13,4	142	26,9	561	74
		12	16,7	13,11	5,21	130	24,6	34,7	10,71	82,5	15,8	165	31,7	679	90
8	80	8	12,3	9,66	5,74	115	20,3	29,6	9,25	72,0	12,5	144	25,1	539	67
		10	15,1	11,86	5,66	139	24,5	35,9	10,8	87,5	15,5	175	30,9	680	85
		12	17,9	14,05	5,59	161	28,4	43,0	12,6	102	18,2	204	36,4	823	102
9	90	9	15,5	12,17	6,46	184	28,9	47,8	13,3	116	17,9	232	35,9	863	95
		11	18,7	14,68	6,38	218	34,3	57,1	15,4	138	21,5	275	43,1	1064	118
		13	21,8	17,11	6,30	250	39,3	65,9	17,3	158	25,0	316	50,1	1268	141
10	100	10	19,2	15,07	7,18	280	39,7	73,3	18,4	177	24,6	354	49,3	1317	132
		12	22,7	17,82	7,10	328	46,3	86,2	21,0	207	29,1	414	58,3	1593	159
		14	26,2	20,57	7,02	372	52,6	98,3	23,4	235	33,5	470	67,0	1871	187
11	110	10	21,2	16,64	7,93	379	48,7	98,6	22,7	239	30,1	478	60,2	1753	159
		12	25,1	19,70	7,85	444	57,1	116	26,1	280	35,7	560	71,4	2118	193
		14	29,0	22,75	7,79	505	64,8	133	29,2	319	40,9	638	81,9	2486	226
12	120	11	25,4	19,93	8,64	541	63,8	140	29,4	340	39,4	680	78,8	2505	209
		13	29,7	23,32	8,56	625	73,7	162	33,4	393	46,0	787	92,1	2979	248
		15	33,9	26,61	8,49	705	83,2	186	37,5	445	52,5	891	105	3456	288
13	130	12	30,0	23,55	9,36	750	81,6	194	37,8	472	50,5	944	101	3476	267
		14	34,7	27,24	9,28	857	93,3	223	42,4	540	58,0	1080	116	4079	314
		16	39,3	30,85	9,20	959	104	251	46,7	604	65,5	1209	131	4685	360
14	140	13	35,0	27,48	10,08	1014	102	262	47,3	638	63,5	1276	127	4702	336
		15	40,0	31,40	10,00	1148	116	298	52,6	723	72,5	1446	145	5454	390
		17	45,0	35,33	9,92	1276	129	334	58,0	805	81,0	1610	162	6215	444
15	150	14	40,3	31,64	10,8	1343	127	347	58,3	845	78,5	1690	157	6235	416
		16	45,7	35,87	10,7	1507	142	391	64,4	949	88,5	1898	177	7160	477
		18	51,0	40,04	10,6	1665	157	438	71,1	1052	99,0	2103	198	8091	539
16	160	15	46,1	36,19	11,5	1745	154	453	71,3	1099	95,5	2198	191	8110	507
		17	51,8	40,66	11,4	1945	172	506	78,4	1225	107,0	2451	214	9232	577
		19	57,5	45,14	11,3	2137	189	558	84,8	1348	118,5	2695	237	10362	648



Fig. 20.

Schenkellängen $\frac{B}{b} = 1\frac{1}{2}$.

$d_{\min} = \frac{b + F}{20}$; jedoch mit geringfügigen Abweichungen; $R = \frac{d_{\min} + d_{\max}}{2}$; $r = \frac{R}{2}$.

Normallänge 4—12 m; größte Länge 16 m,

Lagerlängen bis 14 m in Abstufungen von 250 mm.

Profil-Nr.	Abmessungen der Profile in mm			Querschnitt F in cm^2	Gewicht G $\frac{\text{kg}}{\text{m}}$	Abstand des Schwerpunktes in cm		Lage der Hauptachse $Y-Y$ $\text{tg } \alpha$	Momente für die Achse XX		Momente für die Achse YY		Trägheitsmoment J_b für die Schwerachse $\parallel b$ (cm^4)	Trägheitsmoment J_h für die Schwerachse $\parallel B$ (cm^4)	Zwei zusammengesetzte Winkelisen. Kleinste Momente für die Achse YY^1	
	b	B	d			s	s_1		Träg.-moment J_x (cm^4)	Widerst.-moment W_x (cm^3)	Träg.-moment J_y (cm^4)	Widerst.-moment W_y (cm^3)			Träg.-moment J_z (cm^4)	Widerst.-moment W_z (cm^3)
2	20	30	3	1,42	1,12	0,99	0,49	0,422	1,42	0,70	0,28	0,26	1,25	0,45	1,58	0,79
3			4	1,85	1,45	1,03	0,54	0,421	1,82	0,90	0,33	0,32	1,60	0,55	2,19	1,09
3	30	45	4	2,87	2,25	1,48	0,74	0,433	6,63	2,17	1,19	0,75	5,77	2,05	7,25	2,42
4 $\frac{1}{2}$			5	3,53	2,77	1,52	0,78	0,429	8,01	2,63	1,44	0,91	6,99	2,46	9,21	3,07
4	40	60	5	4,79	3,76	1,95	0,97	0,432	19,8	4,82	3,66	1,73	17,3	6,20	21,4	5,28
6			7	6,55	5,14	2,04	1,05	0,427	26,3	6,47	4,63	2,20	22,8	8,10	30,6	7,64
5	50	75	7	8,33	6,54	2,47	1,24	0,430	53,1	10,4	9,58	3,66	46,3	16,4	58,4	11,7
7 $\frac{1}{3}$			9	10,5	8,24	2,56	1,32	0,427	65,4	12,9	11,9	4,56	57,2	20,1	76,8	15,4
6 $\frac{1}{2}$	60	100	9	14,2	11,15	3,31	1,59	0,410	160	23,6	26,8	7,73	140	46,6	165	25,4
10			11	17,1	13,42	3,40	1,67	0,407	189	28,1	32,9	9,54	167	55,3	206	31,6
8	80	120	10	19,1	14,99	3,92	1,95	0,435	317	38,7	56,8	13,4	276	97,9	341	42,7
12			12	22,7	17,82	4,00	2,02	0,430	370	45,4	67,5	16,0	323	115	415	51,9
10	100	150	12	28,7	22,53	4,89	2,42	0,436	747	73,0	134	25,4	649	232	800	80,9
15			14	33,2	26,06	4,97	2,50	0,434	854	83,8	153	29,0	744	263	942	94,2

¹⁾ Achse YY ist \parallel dem längeren Winkelschenkel., die beiden Winkel haben keinen Zwischenraum.

c) Normalprofile für ungleichschenklige Winkel Eisen mit einem Verhältnisse der

$$\text{Schenkellängen } \frac{B}{b} = 2.$$

$$d_{\min} = \frac{b+B}{20}, \text{ jedoch mit geringfügigen Abweichungen; } R = \frac{d_{\min} + d_{\max}}{2}; r = \frac{R}{2}$$

Normallänge 4—12 m; größte Länge 16 m.

Lagerlängen bis 14 m in Abstufungen von 250 mm.

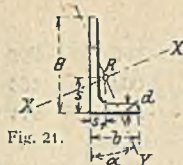


Fig. 21.

Profil-Nr	Abmessungen der Profile in mm			Querschnitt F in cm^2	Mg Gewicht G in	Abstand des Schwerpunktes in cm		Lage der Hauptachse Y, Y' in $^\circ$	Momente für die Achse XX		Momente für die Achse YY		Trägheitsmoment für die Schwerachse J_b (cm^4)	Trägheitsmoment für die Schwerachse J_h (cm^4)	Zwei zusammengesetzte Winkel Eisen. Kleinste Momente für die Achse YY' ¹⁾	
	b	B	d			s_1	s_2		Trägheitsmoment J_x (cm^4)	Widerst.-moment W_x (cm^3)	Trägheitsmoment J_y (cm^4)	Widerst.-moment W_y (cm^3)			Trägheitsmoment J_1 (cm^4)	Widerst.-moment W_1 (cm^3)
2	20	40	3	1,72	1,35	1,43	0,44	0,258	2,96	1,14	0,31	0,26	2,81	0,46	1,61	0,80
4			4	2,25	1,77	1,47	0,48	0,253	3,78	1,47	0,40	0,34	3,58	0,60	2,23	1,12
3	30	60	5	4,29	3,37	2,15	0,68	0,254	16,5	4,22	1,71	0,96	15,6	2,61	9,18	3,06
6			7	5,85	4,59	2,24	0,76	0,248	21,8	5,69	2,28	1,31	20,6	3,42	13,6	4,52
4	40	80	6	6,89	5,40	2,85	0,88	0,257	47,6	9,14	4,99	2,10	44,9	7,66	26,0	6,49
8			8	9,01	7,08	2,94	0,96	0,252	60,8	11,8	6,41	2,73	57,5	9,70	36,0	8,99
5	50	100	8	11,5	9,03	3,59	1,12	0,266	123	18,9	12,8	4,31	116	19,6	68,0	13,6
10			10	14,1	11,07	3,67	1,20	0,266	150	23,3	14,6	4,93	141	23,5	87,7	17,5
6 ^{1/2}	65	130	10	18,6	14,60	4,65	1,45	0,257	339	40,2	35,4	9,16	320	54,4	187	28,7
13			12	22,1	17,35	4,75	1,53	0,255	395	47,2	41,3	10,8	374	62,8	229	35,2
8	80	160	12	27,5	21,59	5,72	1,77	0,259	762	73,4	79,4	16,7	719	122	417	52,1
16			14	31,8	24,96	5,81	1,85	0,268	875	84,8	86,0	18,5	822	139	495	62,4
10	100	200	14	40,3	31,64	7,12	2,18	0,261	1754	135	182	30,6	1654	282	947	94,7
20			16	45,7	35,87	7,20	2,26	0,259	1973	152	205	34,5	1863	315	1097	110

¹⁾ Achse YY' ist dem längeren Winkelschenkel, die beiden Winkel liegen ohne Zwischenraum.

2. \perp -Normal-Profile.

Hier werden unterschieden breitflanschige Eisen, bei denen die Steghöhe gleich der halben Fußbreite ist, und hochstegige, bei denen Steg und Fußbreite gleich sind. Die Bemessung der Querschnittselemente ist aus den nachfolgenden Zusammenstellungen zu ersehen.

a) Normalprofile für breitfüßige \perp -Eisen.

$$h = \frac{b}{2}; d = 0,15 h + 1 \text{ mm};$$

$$R = d; r = \frac{R}{2}; \varrho = \frac{R}{4}$$

(auf halbe mm abgerundet).

Neigung im Fuß 2%, an jeder Seite des Steges 4%.

Normale Länge 4—12 m; größte Länge 16 m.

Lagerlängen bis 12 m in Abstufungen von 250 mm.

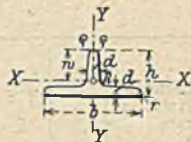


Fig. 22.

Profil-Nr.	Abmessungen der Profile in mm			Querschnitt F in qcm	Gewicht G in $\frac{\text{kg}}{\text{m}}$	Schwerpunktsabstand w in cm	Momente für die Achse XX		Momente für die Achse YY		Zwei zusammengesetzte \perp -Eisen Kleinste Momente für die Achse XX	
	b	h	d				Trägheitsmoment J_x (cm ⁴)	Widerst.-moment $W_x = \frac{J_x}{w}$ (cm ³)	Trägheitsmoment J_y (cm ⁴)	Widerst.-moment W_y (cm ³)	Trägheitsmoment J_z (cm ⁴)	Widerst.-moment W_z (cm ³)
6	60	30	5,5	4,64	3,64	2,33	2,58	1,11	8,62	2,87	9,39	3,13
7	70	35	6	5,94	4,66	2,73	4,49	1,65	15,1	4,32	16,0	4,57
3 ^{1/2}	80	40	7	7,91	6,21	3,12	7,81	2,50	28,5	7,13	27,9	6,99
8	90	45	8	10,2	7,98	3,50	12,7	3,64	46,1	10,2	45,9	10,2
4 ^{1/2}	100	50	8,5	12,0	9,42	3,91	18,7	4,78	67,7	13,5	66,1	13,2
10	120	60	10	17,0	13,35	4,70	38,0	8,09	137	22,8	133	22,2
12	140	70	11,5	22,8	17,90	5,49	68,9	12,6	258	36,9	242	34,6
14	160	80	13	29,5	23,16	6,29	117	18,6	422	52,8	408	51,0
16	180	90	14,5	37,0	20,95	7,07	185	26,1	670	74,4	646	71,8
18	200	100	16	45,4	35,64	7,86	277	35,3	1000	100	972	97,2

b) Normalprofile für hochstellige I-Eisen.

$$h = b; d = 0,1 h + 1 \text{ mm}; R = a; r = \frac{R}{2}; \rho = \frac{R}{4}$$

(auf halbe mm abgerundet).

Neigung im Fuß 2%, auf jeder Seite des Steges 2%.

Normale Länge 4—12 m; größte Länge 16 m.

Lagerlängen bis 12 m in Abstufungen von 250 mm.



Fig. 23.

Profil-Nr.	Abmessungen der Profile in mm			Querschnitt F in cm^2	Gewicht G in kg	Schwerpunktsabstand w in cm	Momente für die Achse XX		Momente für die Achse YY		Zwei zusammengesetzte T-Eisen. Kleinste Momente für die Achse YY	
	b	h	d				Trägheitsmoment J_x (cm^4)	Widerst.-moment $W_x = \frac{J_x}{10}$ (cm^3)	Trägheitsmoment J_y (cm^4)	Widerst.-moment $W_y = \frac{J_y}{10}$ (cm^3)	Trägheitsmoment J_z (cm^4)	Widerst.-moment W_z (cm^3)
2	20	20	3	1,12	0,88	1,42	0,38	0,27	0,20	0,20	0,39	0,39
2 $\frac{1}{2}$	25	25	3,5	1,64	1,29	1,77	0,87	0,49	0,43	0,34	0,85	0,68
3	30	30	4	2,26	1,77	2,15	1,72	0,80	0,87	0,58	1,73	1,16
3 $\frac{1}{2}$	35	35	4,5	2,97	2,33	2,51	3,10	1,23	1,57	0,90	3,14	1,80
4	40	40	5	3,77	2,96	2,88	5,28	1,84	2,58	1,29	5,16	2,58
4 $\frac{1}{2}$	45	45	5,5	4,67	3,66	3,24	8,13	2,51	4,01	1,78	8,03	3,57
5	50	50	6	5,66	4,45	3,61	12,1	3,36	6,06	2,42	12,1	4,85
6	60	60	7	7,94	6,23	4,34	23,8	5,48	12,2	4,05	24,3	8,11
7	70	70	8	10,6	8,32	5,06	44,5	8,79	22,1	6,32	44,3	12,6
8	80	80	9	13,6	10,68	5,78	73,7	12,8	37,0	9,25	74,0	18,5
9	90	90	10	17,1	13,42	6,52	119	18,2	58,5	13,0	117	26,0
10	100	100	11	20,9	16,41	7,26	179	24,6	88,3	17,7	177	35,3
12	120	120	13	29,6	23,24	8,72	366	42,0	178	29,7	356	59,4
14	140	140	15	39,9	31,32	10,2	660	64,7	330	47,2	660	94,3

3. Normalprofile für Belageisen.

Die Querschnitte sind so gebildet, daß ihr Schwerpunkt fast genau in der halben Profilhöhe liegt; es werden mithin bei senkrecht zur Auflagerfläche wirkender Belastung die Randspannungen oben und unten annähernd einander gleich.

Normalprofile für Belageisen.

$$a = 0,5 h + 8 \text{ mm}; b = 2 h + 20 \text{ mm};$$

$$c = 0,3 h + 6 \text{ mm}; d = \frac{1}{30} h + 1,4 \text{ mm};$$

$$t = \frac{1}{15} h + 1,9 \text{ mm}; r_1 = d; r_2 = d - 0,5 \text{ mm};$$

$$r_3 = t; r_4 = 0,6 d + 1,3 \text{ mm}.$$

Normallänge 4—8 m; größte Länge 16 m.

Lagerlängen bis 12 m in Abstufungen von 250 mm.

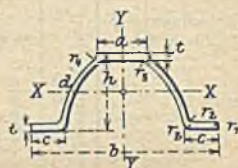


Fig. 24.

Der Schwerpunkt liegt auf halber Höhe.

Profil-Nr.	Höhe <i>h</i> mm	Breite			Dicke		Querschnitt <i>F</i> qcm	Gewicht <i>g</i> für 1 m kg	Trägheitsmoment		Widerstands- moment <i>W_x</i> (cm ³)
		untere <i>b</i> mm	obere <i>a</i> mm	Fuß <i>c</i> mm	Steg <i>d</i> mm	Fuß u. Kopf <i>t</i> mm			<i>J_y</i> (cm ⁴)	<i>J_x</i> (cm ⁴)	
5	50	120	33	21	3	5	6,71	5,29	86,4	23,2	9,27
6	60	140	38	24	3,5	6	9,34	7,33	164	47,2	15,8
7 ^{1/2}	75	170	45,5	28,5	4	7	13,3	10,36	347	105	27,9
9	90	200	53	33	4,5	8	17,9	14,05	651	206	45,8
11	110	240	63	39	5	9	24,1	19,00	1272	421	76,5

4. Normalprofile für Z-Eisen.

Aufgestellt sind elf verschiedene Profile, welche sich den L- und ⊥-Eisen gegenüber durch eine verhältnismäßig große Tragfähigkeit auszeichnen und deshalb zu Dachpfetten, Teilen von Säulenquerschnitten u. dgl. besonders geeignet sind. Die namentlich bei den kleineren Profilen immerhin verhältnismäßig großen Flanschbreiten gestatten auch hier noch bequem zu nieten. Wegen der Grundabmessungen sei auf die folgende Zusammenstellung verwiesen.

Normalprofile für Z-Eisen.

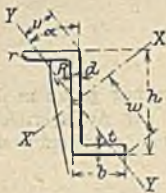


Fig. 25.

$$b = 0,25 \cdot h + 30 \text{ mm}$$

$$d = 0,035 \cdot h + 3 \text{ mm, jedoch auf halbe mm abgerundet,}$$

$$t = 0,05 \cdot h + 3 \text{ mm}$$

$$R = t; \quad r = \frac{t}{2}$$

Normallänge 4—10 m; größte Länge 12—16 m.

Lagerlängen von 4—12 m in Abstufungen von 250 mm.

Profil-Nr.	Abmessungen der Profile in mm				Querschnitt F in qcm	Gewicht G $\frac{\text{kg}}{\text{m}}$	Lage der Hauptachsen			Momente für die Achse XX'		Momente für die Achse YY'		Widerst.-momente W_b für die wagerechte Schwerachse b (cm^3)	
	h	b	d	t			Y—Y		X—X'		Trägheitsmoment J_x (cm^4)	Widerst.-moment $W_x = \frac{J_x}{w}$ (cm^3)	Trägheitsmoment J_y (cm^4)		Widerst.-moment $W_y = \frac{J_y}{v}$ (cm^3)
							$\text{tg } \alpha$	v cm	w cm						
3	30	38	4	4,5	4,32	3,39	1,66	1,39	3,86	18,1	4,69	1,54	1,11	3,06	
4	40	40	4,5	5	5,43	4,26	1,18	1,67	4,17	28,0	6,72	3,05	1,83	6,7	
5	50	43	5	5,5	6,77	5,31	0,94	1,89	4,60	44,9	9,76	5,23	2,76	10,3	
6	60	45	5	6	7,91	6,21	0,78	2,04	4,98	67,2	13,5	7,60	3,73	14,7	
8	80	50	6	7	11,1	8,73	0,59	2,29	5,83	142	24,4	14,7	6,44	27	
10	100	55	6,5	8	14,5	11,37	0,49	2,50	6,77	270	39,8	24,6	9,26	44	
12	120	60	7	9	18,2	14,29	0,43	2,70	7,75	470	60,6	37,7	12,5	67	
14	140	65	8	10	22,9	17,98	0,39	2,89	8,72	768	88,0	56,4	16,6	96	
16	160	70	8,5	11	27,5	21,59	0,36	3,09	9,74	1184	121	79,5	21,4	132	
18	180	75	9,5	12	33,3	26,14	0,33	3,27	10,7	1759	164	110	27,0	177	
20	200	80	10	13	38,7	30,38	0,31	3,47	11,8	2509	213	147	33,4	229	

5. Normalprofile der C-Eisen.

Die hierher gehörenden Eisen sind nach Flanscbreite, Stegdicke und Flanschdicke so gebildet, daß ihre Abmessungen im Verhältnisse zur Höhe mit Rücksicht auf möglichst große Tragfähigkeit, ohne die Herstellung zu verteuern, als Grenzwerte angesehen werden können.

Aus den allgemeinen Gründen des Walzverfahrens ist eine Neigung der Flanschninnenseite von 8% erforderlich, da die Walzung mit lotrecht stehenden Flanschen erfolgt und somit die Endkaliber unsymmetrisch sind.

Normalprofile für \square -Eisen.

$$b = 0,25 h + 25 \text{ mm.}$$

Neigung der inneren Flanschflächen 8%.

$$R = t; t = \frac{t}{2}$$

Normallänge 4—10 m; größte Länge 16 m.

Lagerlängen zwischen 4 und 9 m in Abstufungen von 200 mm, von 9—10 m in 250 mm.

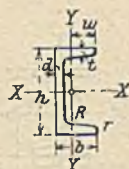


Fig. 26.

Profil-Nr.	Abmessungen in mm				Querschnitt F in cm^2	Gewicht für 1 m in kg	Schwerpunktsabstand w in mm	Momente für die X—X'-Achse		Momente für die Y—Y'-Achse		2 Eisen. Kleinste Momente für die Achse	
	h	b	d	t				Trägheitsmoment J_x (cm^4)	Widerstandsmoment W_x (cm^3)	Trägheitsmoment J_y (cm^4)	Widerstandsmoment W_y (cm^3)	Trägheitsmoment J_2 (cm^4)	Widerstandsmoment W_2 (cm^3)
3	30	33	5,0	7,0	5,44	4,27	19,9	6,39	4,26	5,33	2,68	29,14 ²⁾	8,8 ²⁾
4	40	35	5,0	7,0	6,21	4,88	21,7	14,1	7,1	6,68	3,08	35,14 ²⁾	10,1 ²⁾
5	50	38	5,0	7,0	7,12	5,59	24,3	26,4	10,6	9,12	3,75	45,1	11,9
6 ¹⁾	65	42	5,5	7,5	9,03	7,10	27,8	57,5	17,7	14,1	5,06	64,6	15,4
8	80	45	6,0	8,0	11,0	8,66	30,5	106,0	26,5	19,4	6,37	86,4	19,2
10	100	50	6,0	8,5	13,5	10,60	34,5	206,0	41,1	29,3	8,5	123,0	24,7
12	120	55	7,0	9,0	17,0	13,35	39,0	364,0	60,7	43,2	11,1	173,0	31,7
14	140	60	7,0	10,0	20,4	16,01	42,5	605,0	86,4	62,7	14,8	250,0	41,8
16	160	65	7,5	10,5	24,0	18,84	46,6	952,0	116,0	85,3	18,3	332,0	51,3
18	180	70	8,0	11,0	28,0	21,98	50,8	1354,0	150,0	114,0	22,4	434,0	61,9
20	200	75	8,5	11,5	32,2	25,28	54,9	1911,0	191,0	148,0	27,0	556,0	74,2
22	220	80	9,0	12,5	37,4	29,36	58,6	2690,0	245,0	197,0	33,6	736,0	92,1
24	240	85	9,5	13,0	42,3	33,31	62,7	3598,0	300,0	248,0	39,6	917,0	108,0
26	260	90	10,0	14,0	48,3	37,92	66,4	4823,0	371,0	317,0	47,8	1172,0	130,0
28	280	95	10,0	15,0	53,3	41,84	69,7	6276,0	450,0	399,0	57,2	1480,0	156,0
30	300	100	10,0	16,0	58,8	46,16	73,0	8026,0	535,0	495,0	67,8	1848,0	186,0

6. Normalprofile der I-Eisen.

Um die Unterschiede in den Umfangsgeschwindigkeiten der einzelnen Kaliberpunkte möglichst gering zu halten, werden die I-Eisen liegend gewalzt; hierdurch erklärt sich der Anlauf der Flanschinnenflächen von 14%, sowie die kräftige Ausrundung an den Übergangsstellen von Steg und Flansch.

Die hierher gehörenden Profile — 34 Stück — von 8—60 cm Höhe, gehören zu den wichtigsten Konstruktionseisen des Ingenieurbauwes, da sie sich vermöge ihrer hohen Tragfähigkeit — namentlich bei senkrechter Belastung, d. h. in Richtung des Steges — allen Verwendungsmöglichkeiten anpassen. Nur für erheblich schräg zum Steg wirkende Biegebewehrungen sind sie oft, wegen des verhältnismäßig kleinen Widerstandsmomentes in bezug auf die senkrechte Hauptachse, weniger wirtschaftlich; hier erscheinen die weiter unten besprochenen breitflanschigen I-Eisen günstiger.

¹⁾ Hierbei sind beide \square -Eisen ohne Zwischenraum zwischen den Stegen vereinigt.

²⁾ Bei den beiden ersten Profilen sind die Momente auf die x-Achse z. T. kleiner als auf die y-Achse.

$$J_{yy} = 12,8 \text{ und } 28,2; W_{xy} = 8,52 \text{ und } 14,2.$$

Normalprofile für I-Eisen.

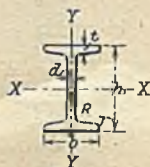


Fig. 27.

Bis $h = 250$ mm ist $b = 0,4 \cdot h + 10$ mm ;

$d = 0,03 \cdot h + 1,5$ mm.

Für $h > 250$ mm ist $b = 0,3 \cdot h + 35$ mm ; $d = 0,036 \cdot h$.

$R = d$; $r = 0,6 d$.

Normallänge 4—12 m ; größte Länge 14 m.

Lagerlängen von 4—9 m in Abstufungen von 200 mm, von 9—12 m in 250 mm.

Profil-Nr.	Abmessungen in mm				Querschnitt F in qcm	Gewicht für 1 m in kg	Momente für die X—X-Achse		Momente für die Y—Y-Achse	
	h	b	d	t			Trägheitsmoment J_x (cm ⁴)	Widerst.-moment W_x (cm ³)	Trägheitsmoment J_y (cm ⁴)	Widerst.-moment W_y (cm ³)
8	80	42	3,9	5,9	7,58	5,95	77,8	19,5	6,29	3,00
9	90	46	4,2	6,3	9,00	7,06	117,0	26,0	8,78	3,82
10	100	50	4,5	6,8	10,6	8,33	171,0	34,2	12,2	4,88
11	110	54	4,8	7,2	12,3	9,65	239,0	43,5	16,2	6,00
12	120	58	5,1	7,7	14,2	11,15	328,0	54,7	21,5	7,41
13	130	62	5,4	8,1	16,1	12,64	436,0	67,1	27,5	8,87
14	140	66	5,7	8,6	18,2	14,29	573,0	81,9	35,2	10,7
15	150	70	6,0	9,0	20,4	16,01	735,0	98,0	43,9	12,5
16	160	74	6,3	9,5	22,8	17,90	935,0	117,0	54,7	14,8
17	170	78	6,6	9,9	25,2	19,78	1166,0	137,0	66,6	17,1
18	180	82	6,9	10,4	27,9	21,90	1446,0	161,0	81,3	19,8
19	190	86	7,2	10,8	30,5	23,94	1763,0	186,0	97,4	22,7
20	200	90	7,5	11,3	33,4	26,22	2142,0	214,0	117,0	26,0
21	210	94	7,8	11,7	36,3	28,50	2563,0	244,0	138,0	29,4
22	220	98	8,1	12,2	39,5	31,01	3060,0	278,0	162,0	33,1
23	230	102	8,4	12,6	42,6	33,44	3607,0	314,0	189,0	37,1
24	240	106	8,7	13,1	46,1	36,19	4246,0	354,0	221,0	41,7
25	250	110	9,0	13,6	49,7	39,01	4966,0	397,0	256,0	46,5
26	260	113	9,4	14,1	53,3	41,84	5744,0	442,0	288,0	51,0
27	270	116	9,7	14,7	57,1	44,82	6626,0	491,0	326,0	56,2
28	280	119	10,1	15,2	61,0	47,89	7587,0	542,0	364,0	61,2
29	290	122	10,4	15,7	64,8	50,87	8636,0	596,0	406,0	66,6
30	300	125	10,8	16,2	69,0	54,17	9800,0	653,0	451,0	72,2
32	320	131	11,5	17,3	77,7	60,99	12510,0	782,0	555,0	84,7
34	340	137	12,2	18,3	86,7	68,06	15695,0	923,0	674,0	98,4
36	360	143	13,0	19,5	97,0	76,15	19605,0	1089,0	818,0	114,0
38	380	149	13,7	20,5	107,0	84,00	24012,0	1264,0	975,0	131,0
40	400	155	14,4	21,6	118,0	92,63	29213,0	1461,0	1158,0	149,0
42 ^{1/2}	425	163	15,3	23,0	132,0	103,62	36973,0	1740,0	1437,0	176,0
45	450	170	16,2	24,3	147,0	115,40	45852,0	2037,0	1725,0	203,0
47 ^{1/2}	475	178	17,1	25,6	163,0	127,96	56481,0	2378,0	2088,0	235,0
50	500	185	18,0	27,0	179,0	141,30	68738,0	2750,0	2478,0	268,0
55	550	200	19,8	30,0	215,8	167,21	99184,0	3607,0	3488,0	349,0
60	600	215	21,6	32,4	254	199,4	138957	4632,0	4668,0	434

Wenn auch nicht zu den „deutschen Normalprofilen“ gehörend, seien hier angeschlossen:

6 a. Grey („B“)-Träger.

Die breitflanschigen I-Eisen oder, wie sie vom Herstellungswerke, der Differdinger Hütte in Luxemburg, genannt werden, B-Profile werden in einem Blockwalzwerke vorgewalzt und dann in einem verbesserten Universalwalzwerke — dem Grey-Walzwerke — fertiggestellt.

Die B-Profile werden in Höhen von 18—100 cm, im ganzen in 29 Abstufungen hergestellt. Die Flanschbreite ist bis zu 30 cm Trägerhöhe gleich der Profilhöhe, von hier an aber gleichbleibend 30 cm. Die Widerstandsmomente steigen in Stufen von 10—12%, die Gewichte in 6—10%.

Im übrigen sei wegen der Abmessungen auf die nachfolgende Zusammenstellung verwiesen. Ob B-Träger in Zukunft gewalzt werden, bzw. zu haben sind, bleibt offen.

Breitflanschige I-Eisen — B-Eisen (Grey-Träger)

der Deutsch-Luxemburgischen Bergwerks- und Hütten-Aktien-Ges., Abteilung Differdingen (Luxemburg). Neigung der inneren Flanschflächen = 9%. Abrundungshalbmesser zwischen Steg und Flansch $R = d$. Größte Länge bis zu 20 m, ausgenommen die höheren Profile, die zurzeit erst bis zu 17 m Länge erhältlich sind. Normallängen 4—12 m.

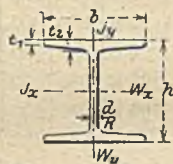


Fig. 28 a.

Lagerlängen zwischen 4—15 m in Abstufungen von 500 mm.

Profil-Nr.	Höhe h mm	Breite b mm	Dicke			Querschnitt cm ²	Gewicht für 1 m kg	Trägheitsmomente		Widerstandsmomente	
			Steg d mm	Flansch				J _y cm ⁴	J _x cm ⁴	W _y cm ³	W _x cm ³
				t ₁ mm	t ₂ mm						
18 B	180	180	8,5	9,0	16,72	59,9	47,0	1 073	3 512	119	390
20 B	200	200	8,5	9,5	18,12	70,4	55,3	1 568	5 171	157	517
22 B	220	220	9	10	19,5	82,6	64,8	2 216	7 379	201	671
24 B	240	240	10,0	10,5	20,85	96,8	76,0	3 043	10 260	254	855
25 B	250	250	10,5	10,9	21,7	105,1	82,5	3 375	12 066	286	965
26 B	260	260	11,0	11,7	22,9	115,6	90,7	4 261	14 352	328	1104
27 B	270	270	11,25	11,95	23,6	123,2	96,7	4 920	16 529	365	1224
28 B	280	280	11,5	12,35	24,4	131,8	103,4	5 671	19 052	405	1361
29 B	290	290	12,0	12,7	25,2	141,1	110,8	6 417	21 866	443	1508
30 B	300	300	12,5	13,25	26,25	152,1	119,4	7 494	25 201	500	1680
32 B	320	300	13,0	14,1	27,0	160,7	126,2	7 867	30 119	524	1882
34 B	340	300	13,4	14,6	27,5	167,4	131,4	8 097	35 241	540	2073
36 B	360	300	14,2	16,15	29,0	181,5	142,5	8 793	42 479	586	2360
38 B	380	300	14,8	17,0	29,8	191,2	150,1	9 175	49 496	612	2605
40 B	400	300	15,5	18,2	31,0	203,6	159,8	9 721	57 834	648	2892
42 1/2 B	425	300	16,0	19,0	31,75	213,9	167,9	10 078	68 249	672	3212
45 B	450	300	17,0	20,3	33,0	229,3	180,0	10 668	80 887	711	3595

Profil-Nr.	Höhe <i>a</i> mm	Breite <i>b</i> mm	Dicke			Querschnitt cm ²	Gewicht für 1 m kg	Trägheitsmomente		Widerstands- momente	
			Steg <i>d</i> mm	Flansch				<i>J_y</i> cm ⁴	<i>J_z</i> cm ⁴	<i>W_y</i> cm ³	<i>W_z</i> cm ³
				<i>t₁</i> mm	<i>t₂</i> mm						
47 ¹ / ₂ B	475	300	17,6	21,35	34,0	242,0	190,0	11 142	94 811	743	3992
50 B	500	300	19,4	22,6	35,2	261,7	205,5	11 718	111 283	781	4415
55 B	550	300	20,6	24,5	37,0	288,0	226,1	12 582	145 957	839	5308
60 B	600	300	20,8	24,7	37,2	300,6	236,0	12 672	179 303	845	5977
65 B	650	300	21,1	25,0	37,5	314,5	246,9	12 814	217 402	854	6690
70 B	700	300	21,1	25,0	37,5	325,2	255,3	12 818	258 106	854	7374
75 B	750	300	21,1	25,0	37,5	335,7	263,4	12 823	302 560	855	8068
80 B	800	300	21,5	26,0	38,5	354,9	278,6	13 269	360 486	885	9012
85 B	880	300	21,5	26,0	38,5	365,6	287,0	13 274	414 887	885	9762
90 B	900	300	21,5	26,0	38,5	376,4	295,5	13 279	473 964	885	10533
95 B	950	300	21,9	27,0	39,5	396,2	311,0	13 727	550 924	915	11600
100 B	1000	300	21,9	27,0	39,5	407,2	319,7	13 732	621 287	915	12425

6b. Breit- und parallelflanschtige Peiner Träger.

Die Träger werden gewalzt von dem Peiner Walzwerk A.-G.; sie zeichnen sich gegenüber den I-Normalprofilen durch vergrößerte Trägheitsmomente auf die senkrechte Achse und parallele Flanschen aus. Durch die große Flanschbreite und die gleichlaufenden Flanschflächen wird das Vernieten und Verschrauben wesentlich vereinfacht und verbessert. Gewalzt werden 49 breit- und parallelflanschtige Träger in drei Profilvereihe (*P*, *Pa*, *Pb*-Profil), die sich bei den Profilen über 30 cm Höhe durch ihre Flanschbreiten unterscheiden. Die Träger von 16--30 cm Höhe haben stets eine Flanschbreite gleich der Höhe; die zweite Profilvereihe (32--100 cm hoch) hat eine Breite = 30 cm. Die dritte Reihe enthält Profil mit 32, 34, 36 und 38 cm Breite und Höhen von 32--100 cm.

Neben den normalen Profilen werden auch dünnstegige (*Pd*-Profile) Eisen gewalzt.

Die Herstellung der Peiner I-Eisen erfolgt auf einem Universal-Walzwerk nach Patent Puppe.

Um einen guten Übergang zwischen Steg und Flanschen zu sichern, sind die Flanschen hier mit einer Neigung von 10 v. H. auf kurze Strecke versehen. Es verbleibt außerhalb dieser letzteren eine parallele Flanschlänge von solcher Ausdehnung, daß beliebige Anschlüsse einwandfrei hergestellt werden können. Der Übergang zur Stegfläche geschieht durch eine Abrundung mit $r =$ der Stegdicke. Wegen der Einzelabmessungen sei auf die nachfolgende Zusammenstellung verwiesen. In Zukunft soll nur ein Teil der Profile gewalzt werden.

Wegen weiterer bisher in Deutschland gewalzter I- und L-Eisen sei auf die übersichtliche „Zusammenstellung der Hauptwerte der von deutschen Walzwerken hergestellten I- und L-Eisen von Georg Schimpf“ verwiesen¹⁾.

¹⁾ München und Berlin, Druck und Verlag von R. Oldenbourg, 1905. Die Trägertabelle, welche alle einschlägigen deutschen Profile, ihrer Höhe nach geordnet, vereinigt, bringt in einem Anhang eine Zusammenstellung der englischen und amerikanischen I- und L-Normalprofile. Ein Abdruck der Tabelle befindet sich in Vianello, Der Eisenbau, bei dem vorgenannten Verlage 1905 erschienen.

Breit- und parallelflanschtige Peiner I-Träger.

(Aktien-Gesellschaft Peiner Walzwerk, Peine.)

Die inneren Flanschflächen sind nur auf einer kleinen Strecke (21—40 mm) vom Steg ab um 10 v. H. geneigt, im übrigen aber parallel zu den Außenflächen.

$$r = d.$$

Abrundung der äußeren Flanschkanten $r_1 = 2$ mm.

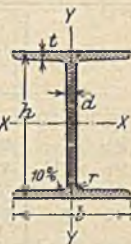


Fig. 28 b.

Nr.	h	b	d	t	F	G	J_z	J_y	W_z	W_y	$\frac{W_z}{W_y}$
P 16	160	160	7,5	10,4	45,0	35,3	2094	712	262	89	2,94
P 18	180	180	8	12,6	59,3	46,6	3 522	1 228	391	136	2,86
P 20	200	200	8	13,5	69,6	54,7	5 179	1 804	518	180	2,97
P 22	220	220	9	14,3	82,4	64,7	7 394	2 544	672	231	2,91
P 24	240	240	9,6	15,3	96,3	75,6	10 309	3 533	859	294	2,91
P 25	250	250	10	15,9	104,2	81,8	12 110	4 150	969	332	2,91
P 26	260	260	10,5	16,9	114,8	90,1	14 411	4 962	1 109	382	2,90
P 27	270	270	11	17,3	122,7	96,3	16 588	5 688	1 229	421	2,92
P 28	208	280	11	17,9	130,8	102,6	19 101	6 564	1 364	469	2,91
P 29	290	290	11,5	18,4	139,7	109,7	21 870	7 496	1 508	517	2,92
P 30	300	300	12	19,2	150,8	118,4	25 222	8 659	1 684	577	2,91
Pa 32	320	300	12,5	20,0	159,3	125,1	30 139	9 021	1 884	601	3,13
Pa 34	340	300	13	20,5	166,2	130,5	35 273	9 247	2 075	616	3,36
Pa 36	360	300	13,5	22,1	179,7	141,1	42 518	9 968	2 362	665	3,55
Pa 38	380	300	14	23,0	189,3	148,6	49 598	10 375	2 610	692	3,76
Pa 40	400	300	15	24,1	202,1	158,6	58 000	10 873	2 900	725	4,00
Pa 42 ^{1/2}	425	300	15,5	24,9	212,4	166,7	68 321	11 235	3 215	749	4,30
Pa 45	450	300	16	26,2	225,7	177,2	80 931	11 823	3 597	788	4,56
Pa 47 ^{1/2}	475	300	16,5	27,5	239,3	187,9	95 031	12 410	4 001	827	4,84
Pa 50	500	300	18	28,8	258,8	203,1	111 539	13 003	4 462	867	5,15
Pa 55	550	300	18	31,1	279,7	219,6	146 237	14 040	5 318	936	5,70
Pa 60	600	300	19	31,1	294,3	231,0	179 649	14 048	5 988	937	5,95
Pa 65	650	300	19	31,5	306,1	240,3	217 574	14 231	6 695	949	7,05
Pa 70	700	300	20	31,5	322,2	252,9	260 107	14 241	7 432	949	7,85
Pa 75	750	300	20	31,5	332,2	260,8	304 781	14 245	8 128	950	8,65
Pa 80	800	300	20	31,8	343,9	269,9	355 875	14 383	8 897	959	9,29
Pa 85	850	300	20	31,8	353,9	277,8	409 298	14 386	9 631	959	10,04
Pa 90	900	300	20	31,8	363,9	285,6	467 145	14 390	10 381	959	10,82
Pa 95	950	300	20	31,8	373,9	293,5	529 539	14 393	11 148	960	11,6
Pa 100	1000	300	20	31,8	383,9	301,3	596 607	14 396	11 932	960	12,4
Pb 32	320	300	12,5	20,0	167,3	131,3	31 942	10 943	1 996	684	2,92
Pb 34	340	320	13	20,5	182,7	143,4	39 464	13 451	2 321	791	2,92
Pb 36	360	340	13,5	22,1	206,2	161,9	50 099	17 208	2 783	956	2,91
Pb 38	380	360	14	23,0	226,1	177,5	61 340	21 059	3 228	1 108	2,91
Pb 40	400	380	15	24,1	240,6	188,9	71 640	22 068	3 582	1 161	3,07

Nr.	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>t</i>	<i>F</i>	<i>G</i>	<i>J_x</i>	<i>J_y</i>	<i>W_x</i>	<i>W_y</i>	$\frac{W_x}{W_y}$
	mm				cm ²	kg/m	cm ⁴		cm ³		=
Pb 42 ^{1/2}	425	380	15,5	24,9	252,2	198,0	84 286	22802	3966	1200	3,31
Pb 45	450	380	16	26,2	267,6	210,1	99 778	23994	4435	1263	3,50
Pb 47 ^{1/2}	475	380	16,5	27,5	283,3	222,4	117 087	25185	4930	1326	3,71
Pb 50	500	380	18	28,8	304,8	239,3	137 149	26381	5486	1388	3,94
Pb 55	550	380	18	31,1	329,5	258,6	179 772	28487	6537	1499	4,36
Pb 60	600	380	19	31,1	344,1	270,1	219 951	28495	7323	1500	4,89
Pb 65	650	380	19	31,1	356,5	279,8	265 816	28864	8179	1519	5,39
Pb 70	700	380	20	31,5	372,6	292,5	316 457	28874	9042	1520	5,95
Pb 75	750	380	20	31,5	382,6	300,3	369 870	28878	9863	1520	6,49
Pb 80	800	380	20	31,5	394,8	309,9	430 983	29155	10 775	1534	7,02
Pb 85	850	380	20	31,8	404,8	317,7	494 496	29159	11 635	1535	7,60
Pb 90	900	380	20	31,8	414,8	325,6	563 068	29162	12 513	1535	8,15
Pb 95	950	380	20	31,8	424,8	333,4	636 824	29165	13 407	1535	8,75
Pb 100	1000	380	20	31,8	434,8	341,3	717 890	29169	14 318	1535	9,32

Dieselben Profile werden auch als dünnstegige Peiner Träger mit 1,5 bis 5 mm dünnerem Steg gewalzt.

7. Normalprofile der Quadranteisen.

Die hierher gehörenden Eisen — in fünf Gruppen geteilt — werden, zu je vierein in Rohrform vereint, namentlich zur Ausbildung stark in der Achse durch Druck und auf Knickung beanspruchter Stäbe — besonders für Säulen — verwendet. Jede der fünf Gruppen, deren Bezeichnung nach dem inneren „Rohr“-Halbmesser sich richtet, enthält zwei Normaleisen verschiedener Wandstärke. Die zur Verbindung der Quadranteisen dienenden Flanschen („Kappen“) sind so stark und breit genommen, daß eine feste und gute Vernietung ausführbar ist.



Fig. 29.

Normalprofile der Quadranteisen.

$$b = 0,2 R + 25 \text{ mm}; r = 0,12 R; r_1 = 0,06 R.$$

Normallänge 1—10 m, größte Länge bis 14 m.

Lagerlängen zwischen 5 und 14 m in Abstufungen von 500 mm.

Profil-Nr.	<i>R</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>t</i>	<i>F</i> in qcm für alle vier Eisen	Gewicht <i>g</i> für 1 m aller vier Eisen in kg	<i>J</i> cm ⁴ für jede Achse	Größtes <i>W</i> cm ³ für die <i>x</i> -Achse	Kleinstes <i>W</i> cm ³ für die <i>y</i> -Achse
	mm	mm	mm	mm					
5	50	35	4	6	29,8	23,39	576	89,3	66,2
5	50	35	8	8	48,0	37,68	906	135	102
7 ^{1/2}	75	40	6	8	54,9	43,10	2 068	237	175
7 ^{1/2}	75	40	10	10	80,2	62,96	2 982	331	248
10	100	45	8	10	88,1	69,16	5 511	501	370
10	100	45	12	12	120	94,20	7 478	663	495
12 ^{1/2}	125	50	10	12	129	101,27	12 161	917	676
12 ^{1/2}	125	50	14	14	169	132,67	15 788	1165	867
15	150	55	12	14	179	140,58	23 637	1515	1120
15	150	55	18	17	259	195,47	32 738	2051	1530

Neben den Normalprofilen werden durch Walzen erzeugt:

8. Quadrateisen, Flacheisen¹⁾.

(Stabeisen, 3—20 m lang, gewöhnliches Handels- oder besseres Qualitätseisen.)

Über ihre Gewichtsverhältnisse geben die nachfolgenden drei Zusammenstellungen Auskunft:

a) Gewichte von Quadrateisen mit Seitenlänge d in mm.

Die angegebenen Gewichte gelten α für Schweißeisen ($\gamma = 7,8$), β für Flußeisen ($\gamma = 7,85$)

d mm	Gewicht in kg/m		d mm	Gewicht in kg/m		d mm	Gewicht in kg/m	
	α	β		α	β		α	β
5	0,195	0,196	50	19,500	19,625	180	252,720	254,314
6	0,281	0,283	52	21,091	21,227	185	266,955	268,666
7	0,382	0,385	54	22,745	22,890	190	281,580	283,385
8	0,499	0,502	56	24,461	24,618	195	296,595	298,496
9	0,632	0,636	58	26,239	26,408	200	312,000	314,001
10	0,780	0,785	60	28,080	28,260	205	327,795	329,896
11	0,944	0,950	62	29,983	30,175	210	343,980	346,185
12	1,123	1,130	64	31,949	32,154	215	360,555	362,867
13	1,318	1,327	66	33,977	34,196	220	377,520	379,940
14	1,529	1,539	68	36,067	36,300	225	394,875	397,406
15	1,755	1,766	70	38,220	38,465	230	412,620	415,265
16	1,997	2,040	72	40,435	40,700	235	430,755	433,516
17	2,254	2,269	74	42,713	42,990	240	449,280	452,160
18	2,527	2,543	76	45,053	45,343	245	468,195	471,196
19	2,816	2,834	78	47,455	47,760	250	487,500	490,625
20	3,120	3,140	80	49,920	50,240	255	507,195	510,446
21	3,440	3,462	85	56,355	56,715	260	527,280	530,660
22	3,775	3,799	90	63,180	63,585	265	547,755	551,266
23	4,126	4,153	95	70,395	70,845	270	568,620	572,265
24	4,493	4,522	100	78,000	78,500	275	589,875	593,656
25	4,875	4,906	105	85,995	86,545	280	611,520	615,440
26	5,273	5,307	110	94,380	94,985	285	633,555	637,616
27	5,686	5,723	115	103,155	103,816	290	655,980	660,185
28	6,115	6,154	120	112,320	113,040	295	678,795	683,146
29	6,560	6,602	125	121,875	122,660	300	702,000	706,500
30	7,020	7,065	130	131,820	132,665	305	725,595	730,246
32	7,987	8,038	135	142,155	143,066	310	749,580	754,385
34	9,017	9,075	140	152,980	153,860	315	773,955	778,916
36	10,109	10,174	145	163,995	165,046	320	798,720	803,840
38	11,263	11,335	150	175,500	176,630	325	823,875	829,156
40	12,480	12,560	155	187,395	188,600	330	849,420	854,865
42	13,759	13,847	160	199,680	200,960	335	901,680	880,965
44	15,101	15,198	165	212,355	213,720	340	875,355	917,460
46	16,505	16,611	170	225,420	226,870	345	928,395	934,346
48	17,971	18,086	175	238,875	240,400	350	955,500	961,626

¹⁾ Wegen der Gewichte und Inhaltsverhältnisse der Rundeisen vgl. die Tabelle im Kapitel Theorie der Eisenbetonbaue, S. 244/245.

b) Gewichte von Flacheisen in kg/m (Flußeisen).

Dicke in mm	Breite in mm																			Dicke in mm
	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	200	300	400	500	600	700	800	900	
4	0,157	0,314	0,628	0,942	1,256	1,570	1,884	2,198	2,512	2,826	3,140	6,28	9,42	12,56	15,70	18,84	21,98	25,12	28,26	4
5	0,196	0,393	0,785	1,178	1,570	1,963	2,355	2,748	3,140	3,533	3,925	7,85	11,78	15,70	19,63	23,55	27,48	31,40	35,33	5
6	0,236	0,471	0,942	1,413	1,884	2,355	2,826	3,297	3,768	4,239	4,710	9,42	14,13	18,84	23,55	28,26	32,97	37,68	42,39	6
7	0,275	0,550	1,099	1,649	2,198	2,748	3,297	3,847	4,396	4,946	5,495	10,99	16,49	21,98	27,48	32,97	38,47	43,96	49,46	7
8	0,314	0,628	1,256	1,884	2,512	3,140	3,768	4,396	5,024	5,652	6,280	12,56	18,84	25,12	31,40	37,68	43,96	50,24	56,52	8
9	0,353	0,707	1,413	2,120	2,826	3,533	4,239	4,946	5,652	6,359	7,065	14,13	21,20	28,26	35,33	42,39	49,46	56,52	63,59	9
10	0,393	0,785	1,570	2,355	3,140	3,925	4,710	5,495	6,280	7,065	7,850	15,70	23,55	31,40	39,25	47,10	54,95	62,80	70,65	10
11	0,432	0,864	1,727	2,591	3,454	4,318	5,181	6,045	6,908	7,772	8,635	17,27	25,91	34,54	43,18	51,81	60,45	69,08	77,72	11
12	0,471	0,942	1,884	2,826	3,768	4,710	5,652	6,594	7,536	8,478	9,420	18,84	28,26	37,68	47,10	56,52	65,94	75,36	84,78	12
13	0,510	1,021	2,041	3,062	4,082	5,103	6,123	7,144	8,164	9,185	10,21	20,41	30,62	40,82	51,03	61,23	71,44	81,64	91,85	13
14	0,550	1,099	2,198	3,297	4,396	5,495	6,594	7,693	8,792	9,891	10,99	21,98	32,97	43,96	54,95	65,94	76,93	87,92	98,91	14
15	0,589	1,178	2,355	3,533	4,710	5,888	7,065	8,243	9,420	10,60	11,78	23,55	35,33	47,10	58,88	70,65	82,43	94,20	106,0	15
16	0,628	1,256	2,512	3,768	5,024	6,28	7,536	8,792	10,05	11,30	12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,5	113,0	16
17	0,667	1,335	2,669	4,004	5,338	6,673	8,007	9,342	10,68	12,01	13,35	26,69	40,04	53,38	66,73	80,07	93,42	106,8	120,1	17
18	0,707	1,413	2,826	4,239	5,652	7,065	8,478	9,891	11,30	12,72	14,13	28,26	42,39	56,52	70,65	84,78	98,91	113,0	127,2	18
19	0,746	1,492	2,983	4,475	5,966	7,458	8,949	10,44	11,93	13,42	14,92	29,83	44,75	59,66	74,58	89,49	104,4	119,3	134,2	19
20	0,785	1,570	3,140	4,710	6,280	7,850	9,420	10,99	12,56	14,13	15,70	31,40	47,10	62,80	78,50	94,20	109,9	125,6	141,3	20
21	0,824	1,649	3,297	4,946	6,594	8,243	9,891	11,54	13,19	14,84	16,49	32,97	49,46	65,94	82,43	98,91	115,4	131,9	148,4	21
22	0,864	1,727	3,454	5,181	6,908	8,635	10,36	12,09	13,82	15,54	17,27	34,54	51,81	69,08	86,35	103,6	120,9	138,2	155,4	22
23	0,903	1,806	3,611	5,417	7,222	9,028	10,83	12,64	14,44	16,25	18,06	36,11	54,17	72,22	90,28	108,3	126,4	144,4	162,5	23
24	0,942	1,884	3,768	5,652	7,536	9,420	11,30	13,19	15,07	16,96	18,84	37,68	56,52	75,36	94,20	113,0	131,9	150,7	169,6	24
25	0,981	1,963	3,925	5,888	7,850	9,813	11,78	13,74	15,70	17,66	19,63	39,25	58,88	78,50	98,13	117,8	137,4	157,0	176,6	25

Bei Stärken von 10—20 mm sind Flacheisen vielfach Universaleisen; unter 5 mm mit dem Namen „Bandeisen“ bezeichnet und „bundweise“ geliefert, d. h. in größerer Länge und nicht in Stabform.

9. Bleche.

Zu unterscheiden sind: nach der Stärke, Fein- und Grobbleche, nach der Form, gerade und gewellte Bleche, Buckelplatten, Tonnenbleche, nach der Oberfläche, ebene, gelochte, geriffelte usw. Bleche.

a) Feinbleche bis zu 4,5 mm; Abstufung meist nach der deutschen Blechlehre (Stärken von 0,3 bis 5,0 mm). Herstellung aus Schweiß-eisen-, Flußeisen- und Stahl. Gewichte aus der nachfolgenden Zusammenstellung zu entnehmen:

Stärke mm	Gewicht von 1 qm Blech aus			Stärke mm	Gewicht von 1 qm Blech aus		
	Schweiß- eisen kg	Fluß- eisen kg	Fluß- stahl kg		Schweiß- eisen kg	Fluß- eisen kg	Fluß- stahl kg
0.5	3,9	3,92	3,93	3.0	23,4	23,6	23,6
1.0	7,8	7,85	7,86	3.5	27,3	27,5	27,5
1.5	11,7	11,8	11,8	4.0	31,2	31,4	31,4
2.0	15,6	15,7	15,7	4.5	35,1	35,3	35,4
2.5	19,5	19,6	19,7	5.0	39,0	39,25	39,4

Die üblichen Lieferungsabmessungen sind: von 5 (Nr. 2 der deutschen Blechlehre) bis 1,5 (Nr. 15) mm Stärke 0,8 · 1,6; 1,0 · 2,0; 1,25 · 2,50 m; unter 1,5 mm bis 0,5 mm (Nr. 24) 0,8 · 1,6 m.

Werden Bleche in anderen als den üblichen Lagergrößen gefordert, so können die Stärkenabmessungen bis zu denen der nächsten Nummer der Blechlehre nach oben oder unten gehen.

Die Höchstblechgrenzen sind:

	$L \leq$	$B \leq$
Stärke 5,00—3,00 mm (Nr. 2—9)	4,00 m	1,50 m
„ 3,00—2,00 „ („ 9—13)	3,50 „	1,40 „
„ 2,00—1,00 „ („ 13—19)	3,00 „	1,25 „
„ 1,00—0,75 „ („ 19—21)	2,50 „	1,10 „
„ 0,75—0,50 „ („ 21—24)	2,25 „	1,00 „

Hierbei kann die dünnste Stelle um $\pm 10\%$ von der verlangten Stärke abweichen. Je nach der Stärke sind Gewichtsabweichungen bei den Lagergrößen von 5—9 v. H., bei den Maximalabmessungen von 7—11 v. H. nicht zu beanstanden; diese Zahlen steigen noch um 50%, wenn weniger als zehn gleich große Bleche bestellt werden.

Feinbleche finden auch als gelochte Zierbleche Anwendung und werden hierfür in Stärken von 0,75—2,0 mm und bis zu $B \leq 2,5$ m, $L \leq 6,00$ m geliefert.

b) Grobbleche werden aus Fluß- oder Schweiß-eisen erzeugt. Die Höchstgrößen betragen bei:

	$L \leq$	$B \leq$	$L \leq$	$B \leq$
5,0—6,9 mm Stärke	6,0 m	2,0 m	10,0—19,9 „	9,0 m 3,0 m
7,0—9,9 „ „	7,5 „	2,5 „	20,0 mm u. mehr „	10,0 „ 2,5 „

Über die erlaubten Unterschiede der kleinsten und größten Blechstärken gibt die nachfolgende Zusammenstellung Aufschluß:

Blecbreite	Unterschied = $\delta_{\max} - \delta_{\min}$ bei einer Blechstärke von			
	5—6,9 mm	7—9,9 mm	10—19,9 mm	> 20 mm
bis 1,5 m	1,2 mm	1,1 mm	1,0 mm	0,9 mm
1,5—2,0 „	2,0 „	1,8 „	1,7 „	1,6 „
2,0—2,5 „	2,3 „	2,5 „	2,4 „	2,2 „
2,5—3,0 „	— „	— „	2,9 „	3,2 „
3,0 „	— „	— „	3,4 „	3,2 „

Einzelne Bleche sind abzunehmen, falls ihr Gewicht ein Gewicht nicht überschreitet, das gebildet ist aus den vorhandenen Abmessungen ($L \cdot B$) und der um 70 v. H. der zulässigen Dickenabweichung vergrößerten bestellten Dicke; jedoch soll das Übergewicht nicht mehr als 3 v. H. — bei den Größtabmessungen 5 v. H. — betragen. Bei Abnahme mehrerer Bleche ist eine Abweichung von $\pm 3\%$ gestattet. Die Gewichte sind aus der nachfolgenden Zusammenstellung zu entnehmen.

Gewichte der Flußeisen- und Schweißeisengrobbleche in kg für 1 qm.

Stärke in mm	Flußeisen	Schweißeisen	Stärke in mm	Flußeisen	Schweißeisen
5	39,3	39,0	16	125,6	124,8
6	47,1	46,8	18	141,3	140,4
7	55,0	54,6	20	157,0	156,0
8	62,8	62,4	22	172,7	171,6
9	70,7	70,2	24	188,4	187,2
10	78,5	78,2	25	196,3	195,0
12	94,2	93,6	26	204,1	202,8
14	109,9	109,2	28	219,8	218,4
15	117,8	117,0	30	235,5	234,0

Verzinktes Eisenblech (vgl. auch Rostschutz) findet baulich Verwendung zur Dachhaut in Abmessungen von etwa $0,65 \cdot 1,0$ m, ferner zur Rinnenbildung ($L = 2,0$ m, $B = 0,3-0,8$ m), sowie für Abfallrohre und leichte Rinnen ($L = 1,0$ m, $B = 0,20-0,63$ m). Das weitere über Metallüberzüge der Eisenbleche vgl. unter Rostschutz.

c) Riffelbleche sind meist aus Flußeisen hergestellt und auf der Oberfläche mit hervortretenden, rautenförmig verlaufenden kleinen $1\frac{1}{2}-2\frac{1}{2}$ mm hohen Rippen (Riffeln) versehen; ihr Gewicht beträgt etwa $4-4,5$ kg/qm mehr als das des entsprechenden ebenen Bleches. Hergestellt in Stärken von $4-15$ mm (gerechnet ohne Riffelung) und in Breiten von 100, 110, 120, 130, 140, 150 und 160 cm, Längen von $5-3,0$ m und Gewichten zwischen $38-126$ kg/qm. Daneben sind aber auch stärkere Riffelbleche bis 25,0 mm Stärke und bis zu 450 kg zu haben. Verwendung zu Belägen und Abdeckungen aller Art. Eine Gewichtsabweichung von $\pm 10\%$ ist nicht zu beanstanden. Ähnliche Erzeugnisse stellen die Warzen- und Waffelbleche (1,5 bis 5 mm stark) dar.

d) Streckmetall wird hergestellt aus einem weichen Stahlbleche, in das — die einzelnen Reihen gegeneinander versetzt — Schlitz hineingeschnitten werden. Durch ein seitliches Auseinanderziehen und geringes senkrecht Biegen des Bleches entsteht ein rautenförmiges räumliches Gitter. Genaueres vgl. in Kapitel „Eisenbetonbau“ (S. 245).

e) Tonnenbleche (Wölb- oder Hängebleche), aus Schweißeisen oder Flußeisen und meist mit einem Stich von $\frac{1}{8}-\frac{1}{12}$ erzeugt, haben i. d. R. Längen von $0,5-3,0$ m, Breiten von $0,5-2,0$ m, größte Tafelgröße von 4,0 qm und Dicke von $5-10$ mm; die längseit verlaufenden ebenen Ränder sind $60-80$ mm breit und werden vernietet (Nietdurchmesser 16 mm $= d$, bei einem Abstände von 4 bis $6d$). Die Verwendung erfolgt meist (bei Brücken, Decken usw.) mit der Zylinderfläche nach unten durchhängend, selten stehend. Wegen Berechnung usw. der Tonnenbleche vgl. das Kapitel „Eisenbrücken“.

f) Buckelplatten (Fig. 30) sind mit ebenem, allseitig herumlaufendem Rande nach Art der Klostergewölbe geformte Platten, die stehend oder hängend verwendet werden. Stich $= \frac{1}{10}-\frac{1}{15}$; Randbreite 40 bis 80 mm; L und $B = 0,5-1,8$ m. Form rechteckig, quadratisch, trapezförmig. Im ersten Fall beträgt das Gewicht, umgerechnet auf die von der Buckelplatte überdeckte ebene Fläche:

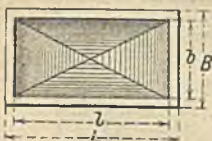


Fig. 30.

$$G = F \cdot 7,85 \text{ kg, wenn } F_{\text{inn}} = L \cdot B + 2 \frac{l^2 + b^2}{l \cdot b} h^2$$

ist. Bei quadratischer Platte $l = b$ wird:

$$F = L^2 + 4 h^2;$$

für trapezförmige Platten gilt, wenn L und l bzw. L_1 und l_1 die ungleichen parallelen Seitenlängen darstellen.

$$F = \frac{L + L_1}{2} B + \frac{(l + l_1)(l_2 + l_1^2 + 2b^2)}{2l_1 l b} \cdot h^2.$$

h bedeutet in obigen Gleichungen stets die Pfeilhöhe des Buckels.

Tabelle der Buckelplatten,

hergestellt von der Union-A.-G. in Dortmund. Die Gewichte beziehen sich auf 10 mm starke Bleche.

L	B	$\frac{B-b}{2} = \frac{L-l}{2}$ (Randbreite)	h	G
mm	mm	mm	mm	kg
500	500	60	27	10,9
700	700	70	45	39,1
750	750	60	45	44,2
1000	1000	60	72	80,1
1310	1000	50	104	106,4
1100	770	55	80	68,7
1630	1270	80	130	167,9
1098	1098	78	78	96,5
1098	1098	40	75	96,4
1140	1140	40	85	104,3
1265	1265	80	100	128,8
1490	1490	78	130	179,6

Die Tragfähigkeit der Buckelplatten wird zweckmäßig durch Versuche gefunden. Einen Anhalt für die gleichmäßige Traglast mögen die nachfolgenden Angaben liefern: Bei der für gewöhnlich verlangten frei tragenden Länge und Breite von 0,9—1,0 m und normalem Pfeilverhältnis trägt eine Buckelplatte von

3	4	5	6 mm Stärke bei
$G = 23,2$	31,0	38,6	46,8 kg/qm

als zulässige Last eine gleichmäßig verteilte Belastung von:

1160	2000	3400	4900 kg/qm.
------	------	------	-------------

Für eine konzentrierte, in Plattenmitte wirksame Last (P) gibt die nachfolgende Zusammenstellung einen Anhalt:

L in mm	B in mm	δ in mm	h in mm	P in kg	
1400	1400	8	80	7 500	} und zwar bei Erreichung der Elastizitätsgrenze.
1400	1400	8	120	10 000	
1250	1250	7	75	11 750	

Liegt die quadratische Platte nur auf zwei Seiten auf, so ist ihre Tragfähigkeit nur zu etwa $\frac{5}{8}$ der bei allseitiger Auflagerung zu nehmen.

g) Schmiedeeiserne (bzw. Stahl-) Rohre können sein: genietet (bei großen Weiten), hart gelötet (für Dampfheizungen), stumpf geschweißt (Gas- und Wasserleitungsrohre mit Gewinde und Muffe), mit übereinander gelappter Naht

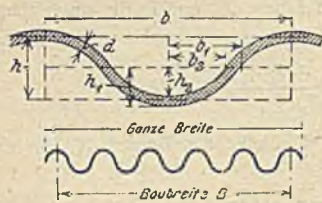


Fig. 32.

Flache

Welle aus

Querschnitt für 1 m Breite:

$$F = 12,5 \cdot d \cdot \frac{b}{h} \left\{ \frac{4h}{b} \sqrt{1 + \left(\frac{4h}{b}\right)^2} + \ln \left(\frac{4h}{b} + \sqrt{1 + \left(\frac{4h}{b}\right)^2} \right) \right\} \text{ qcm}$$

Profilbezeichnung	Breite <i>b</i> mm	Höhe <i>h</i> mm	Kern- stärke <i>d</i> mm	Normale Baubreite <i>B</i> mm	Quer- schnitt für 1 m Breite <i>F</i> qcm	Gewicht ohne Über- deckungen <i>G</i> kg/qm
U NP 60 · 20 · 3/4	60	20	3/4	720	10,15	8,12
U NP 60 · 20 · 7/8			7/8		11,84	9,47
U NP 60 · 20 · 1			1		13,53	10,82
U NP 60 · 20 · 1 1/4			1 1/4		16,92	13,52
U NP 76 · 20 · 3/4	76	20	3/4	760	8,72	6,78
U NP 76 · 20 · 7/8			7/8		10,17	8,13
U NP 76 · 20 · 1			1		11,63	9,30
U NP 76 · 20 · 1 1/4			1 1/4		14,54	11,63
U NP 76 · 20 · 1 1/2			1 1/2		17,44	13,95
U NP 100 · 30 · 3/4	100	30	3/4	800	9,02	7,22
U NP 100 · 30 · 7/8			7/8		10,51	8,42
U NP 100 · 30 · 1			1		12,03	9,62
U NP 100 · 30 · 1 1/4			1 1/4		15,04	12,03
U NP 100 · 30 · 1 1/2			1 1/2		18,05	14,44
U NP 100 · 40 · 3/4	100	40	3/4	700	10,00	8,00
U NP 100 · 40 · 7/8			7/8		11,67	9,35
U NP 100 · 40 · 1			1		13,34	10,67
U NP 100 · 40 · 1 1/4			1 1/4		16,68	13,34
U NP 100 · 40 · 1 1/2			1 1/2		20,00	16,00
U NP 135 · 30 · 3/4	135	30	3/4	810	8,62	6,89
U NP 135 · 30 · 7/8			7/8		10,05	8,04
U NP 135 · 30 · 1			1		11,49	9,19
U NP 135 · 30 · 1 1/4			1 1/4		14,36	11,49
U NP 135 · 30 · 1 1/2			1 1/2		17,24	13,78
U NP 150 · 40 · 3/4	150	40	3/4	750	8,72	6,88
U NP 150 · 40 · 7/8			7/8		10,18	8,17
U NP 150 · 40 · 1			1		11,63	9,30
U NP 150 · 40 · 1 1/4			1 1/4		14,55	11,63
U NP 150 · 40 · 1 1/2			1 1/2		17,45	13,96
U NP 150 · 60 · 1	150	60	1	600	13,34	10,67
U NP 150 · 60 · 1 1/4			1 1/4		16,68	13,34
U NP 150 · 60 · 1 1/2			1 1/2		20,00	16,00
U NP 150 · 60 · 2			2		26,68	21,34

Wellbleche.

Parabelbögen.

Gewicht für 1 m Breite: $g = 0,8 F \cdot \text{kg}$ Trägheitsmoment für 1 m Breite: $J = \frac{1280}{21} \cdot \frac{1}{b} (b_1 h_1^3 - b_2 h_2^3) \text{ cm}^4$ Widerstandsmoment für 1 m Breite: $W = \frac{2J}{h+d} \text{ cm}^3$ wobei $h_1 = \frac{1}{2}(h+d)$ $b_1 = \frac{1}{4}(b+2,6d)$ $h_2 = \frac{1}{2}(h-d)$ $b_2 = \frac{1}{4}(b-2,6d)$

Widerstands- moment für 1 m Breite W cm^3	Zulässige gleichmäßige Belastung für gerades Wellblech in kg/qm bei einer Beanspruchung von 1400 kg/qcm und einer Freilänge von m						
	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4
4,267	478	212	119	76	53	39	30
4,948	552	246	139	89	62	45	35
5,627	630	280	157	101	70	52	39
6,957	779	346	195	125	87	64	49
4,063	455	202	114	73	51	37	28
4,714	528	235	132	85	59	43	33
5,357	600	267	150	96	67	49	38
6,626	742	330	186	119	82	61	46
7,870	881	392	220	141	98	72	55
6,325	708	315	177	113	79	58	44
7,351	825	366	206	132	92	67	52
8,369	937	417	234	150	105	77	59
10,384	1163	517	291	186	129	95	73
12,370	1385	615	346	222	154	113	87
9,068	1015	451	254	162	113	83	63
10,543	1180	524	295	189	131	96	74
12,020	1346	598	337	215	150	110	84
14,939	1674	744	418	268	186	137	105
17,827	1996	887	499	320	222	163	125
5,987	670	298	168	107	75	55	42
6,957	779	346	195	125	87	64	49
7,921	887	395	222	142	99	72	55
9,826	1100	489	275	176	122	90	69
11,705	1311	582	328	210	146	107	82
8,290	929	413	232	149	103	76	58
9,642	1080	480	270	173	120	88	68
10,987	1230	548	307	197	137	100	77
13,655	1530	680	382	245	170	125	96
16,293	1825	811	456	292	203	149	114
18,171	2035	905	509	325	226	166	127
22,625	2534	1126	633	405	282	207	158
27,044	3030	1346	757	485	337	247	189
35,786	4008	1782	1002	641	445	327	250

geschweißt (Kesselrohre), nahtlos und längsgerippt (Patentstahlrohre der Duisburger Eisen- und Stahlwerke aus zähem Martinseisen, auch als Säulen, Masten



Fig. 31.



Fig. 33.

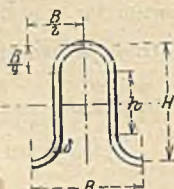


Fig. 35.

usw. verwendet, spiral geschweißt (Rheinische Metallwarenfabrik zu Düsseldorf-Derendorf), Mannesmann-Rohre (Düsseldorf, für alle Arten von Leitungen, auch unter hohem Druck, ein Ersatz alsdann für gußeiserne Muffenrohre mit Längen bis 8,0 m auf einen Druck von 70 Atm. geprüft) endlich Brunnen- und Bohrrohre (auch als Mannesmann-Rohre geliefert), 3 bis 5,5 m in der Regel lang, mit langem Gewinde und zylindrischer Muffe, kon-

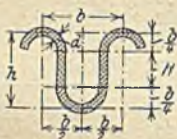


Fig. 34.

Träger-

Welle aus

Querschnitt für 1 m Breite:

$$F = 100 d \cdot \frac{1}{b} \left(\pi \frac{b}{2} + 2 H \right) \text{ qcm,}$$

$$\text{wobei } H = h - \frac{1}{2} b$$

Gewicht für 1 m Breite: $g = 0,8 F \text{ kg}$

Profilbezeichnung	Breite <i>b</i> mm	Höhe <i>h</i> mm	Kern- stärke <i>d</i> mm	Normale Baubreite <i>B</i> mm	Quer- schnitt für 1 m Breite <i>F</i> qcm	Gewicht ohne Über- deckungen <i>g</i> kg/qm
U NP 90 · 70 · 1	90	70	1	450	21,25	17,00
" " " 1 ¹ / ₄			1 ¹ / ₄		26,58	21,25
" " " 1 ¹ / ₂			1 ¹ / ₂		31,88	25,50
" " " 2			2		42,50	34,00
U NP 100 · 50 · 1	100	70	1	600	15,70	12,56
" " " 1 ¹ / ₄			1 ¹ / ₄		19,62	15,70
" " " 1 ¹ / ₂			1 ¹ / ₂		23,56	18,84
" " " 2			2		31,40	25,12
U NP 100 · 60 · 1	100	60	1	500	17,70	14,16
" " " 1 ¹ / ₄			1 ¹ / ₄		22,12	17,70
" " " 1 ¹ / ₂			1 ¹ / ₂		26,57	21,22
" " " 2			2		35,40	28,32
U NP 100 · 80 · 1 ¹ / ₄	100	80	1 ¹ / ₄	400	27,12	21,68
" " " 1 ¹ / ₂			1 ¹ / ₂		32,54	26,05
" " " 2			2		43,40	34,74
U NP 100 · 100 · 1 ¹ / ₄	100	100	1 ¹ / ₄	400	82,11	25,68
" " " 1 ¹ / ₂			1 ¹ / ₂		38,58	30,84
" " " 2			2		51,40	41,12

stantem äußeren Durchmesser und veränderlicher Stärke bei demselben Bohrohr; die äußeren Durchmesser gehen von 90 bis 33 mm, Wandstärken 4—7 mm.

Die Rohre kommen entweder roh, schwarz (asphaltiert), mit Mennige oder Ölfarbe gestrichen, mit Juteumwicklung und Goudronanstrich versehen, oder verzinkt (für Wasserleitungen z. B.) in den Handel.

h) Handeisen (Handläufereisen, als „Normalprofil“ gewalzt) Fig. 31 in Normallängen von 4—8 m, aber bis zu 12 und 16 m erhältlich. Über die Abmessungen und Gewichte vgl. die nachfolgende Tabelle:

Profil-Nr.	B	H	b	h in mm	d	b ₁	b ₂	Querschnitt in qcm	Gewicht in kg/m
4	40	18	20	10	8	18	30	4,20	3,30
6	60	27	30	15	12	27	45	9,46	7,43
8	80	36	40	20	16	36	60	16,8	13,2
10	100	45	50	25	20	45	75	26,3	20,6
12	120	54	60	30	24	54	90	37,8	29,7

Wellbleche.

Kreisbögen.

Trägheitsmoment für 1 m Breite:

$$J = 25 d \cdot \frac{1}{b} \left(\frac{\pi}{16} b^3 + b^2 H + \frac{\pi}{2} b H^2 + \frac{2}{3} H^3 \right) \text{ cm}^4$$

Widerstandsmoment für 1 m Breite:

$$W = \frac{2J}{h+d} \text{ cm}^3$$

Widerstands- moment für 1 m Breite W cm ³	Zulässige gleichmäßige Belastung für gerades Wellblech in kg/qm bei einer Beanspruchung von 1400 kg/qcm und einer Freilänge von m						
	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4
34,774	3890	1729	974	623	432	318	243
43,315	4852	2156	1213	776	539	396	303
51,797	5800	2579	1450	928	645	477	363
68,583	7678	3413	1918	1228	853	621	480
19,266	2158	960	540	345	240	176	135
23,957	2676	1190	671	428	298	218	167
28,699	3194	1426	800	513	356	260	199
37,778	4230	1880	1057	677	470	345	264
25,633	2872	1276	718	459	319	234	179
31,911	3572	1588	893	572	398	292	223
38,137	4270	1898	1067	683	475	349	267
50,439	5648	2511	1412	904	628	461	353
50,440	5648	2511	1412	904	628	461	353
60,342	6675	3001	1690	1082	752	553	423
79,966	8950	3980	2238	1432	995	732	558
72,369	8102	3602	2025	1297	901	662	506
86,629	9700	4310	2430	1554	1077	792	606
114,939	12860	5718	3218	2059	1429	1051	805

i) Wellbleche, hergestellt bei dünnen Blechen und niedrigen Wellen in der Regel durch Walzen, bei dickeren Tafeln und hohen Profilen durch Pressen. Je nach der Form werden unterschieden flache Wellbleche (Fig. 32 u. 33) und Trägerwellbleche (Fig. 34 u. 35). Bei den ersteren ist der $\alpha < 180^\circ$, während Trägerwellbleche sich aus Halbkreisen und zwischen diesen eingeschalteten geraden Stegen zusammensetzen. Über die Trägheits- und Widerstandsmomente sind die Angaben am Kopfe der voranstehenden Tabellen S. 412—414 zu vergleichen.

Die Tabelle enthält die Angaben über die deutschen Wellblech-Normalprofile, aufgestellt (1915) vom Verein deutscher Eisenhüttenleute.

Die Feststellung der richtigen Stärke hat grundsätzlich nicht durch Vermessung, sondern durch Verwiegung, bezogen auf die ganze Lieferung, zu erfolgen.

Verzinkte Bleche sind mit 1 kg/qm Mehrgewicht gegenüber schwarzen Feinblechen hierbei in Rechnung zu stellen. Die Abweichungen in der Länge dürfen bis zu ± 1 v. H., mindestens aber ± 20 mm betragen.

Die Breite ist nur, auf die ganze Baubreite bezogen, nachzuprüfen; Abweichungen sind bis zu ± 3 v. H. zulässig.

Die Wellenhöhe darf bei flachen Wellblechen bis zu ± 2 mm, bei Trägerwellblechen bis zu ± 3 mm abweichen. Alle flachen und Trägerwellbleche werden auch bombiert, d. h. in ihrer Längsrichtung gekrümmt, geliefert.

Bombiertes Trägerwellblech trägt bei gleichmäßiger Belastung und bei $\frac{1}{12}$ — $\frac{1}{10}$ Stich etwa das 8- bis 10fache der zulässigen Last des geraden Wellbleches. Abweichungen des Krümmungshalbmessers von ± 10 v. H. sind nicht zu beanstanden.

Eine abgeleitete Form der normalen Wellbleche stellen die Doppel- und Tripelwellbleche des Ingenieurs Knutson dar (D. R. P.), entstanden (Fig. 36—38) dadurch, daß beim Doppelwellbleche jede zweite Welle des normalen

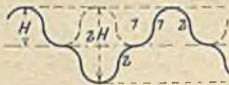


Fig. 36.

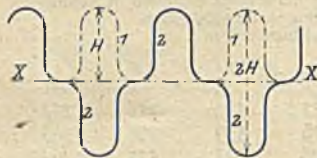


Fig. 37.

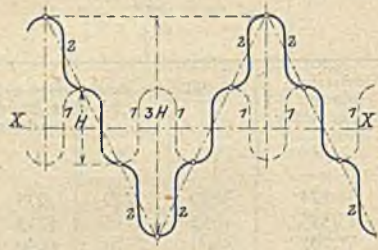


Fig. 38.

Blech nach unten, bei Tripelblech abwechselnd nach unten und nach oben gedreht worden ist. Hierdurch entstehen Wellbleche, welche bei gleicher Materialmenge, also auch demselben Gewichte, eine zwei- bzw. dreifache Höhe erlangen. Die Widerstandsmomente wachsen hierbei beim Doppelbleche — sowohl bei der flachen als auch der Trägerform — um rd. 65, beim Tripelblech sogar um rd. 130 v. H. Neben dieser sehr erheblichen Erhöhung des Widerstandsmomentes liegt der Vorteil der neuen Blechformen in einer erhöhten Verwendungsmöglichkeit von dünneren Eisenplatten zur Wellblecherzeugung, da durch sie eine Anzahl der heute üblichen 2 und mehr mm starken und in der Herstellung teuren Profile durch dünnwandige Bleche ersetzt werden können, ferner in der, trotz größerer Höhe erreichten Kleinhaltung der Berg- und Talkurven und der hierdurch bedingten verhältnismäßig großen Steifigkeit des Wellbleches. Verwendung zu Deckenbauten, für Brückenfahrbahnen (gut wegen der — im Vergleiche zu einem gleich hohen Normalwellbleche — geringeren Betonfüllungsmasse usw.), zu Dachdeckungen, freitragenden Wellblechdächern (bis zu etwa 30,0 m Spannweite wirtschaftlich gegenüber eisernen Fachwerksunterbauten) usf.

Die Knutson-Wellbleche werden hergestellt von der vereinigten Königs- und Laurahütte und den Hülstener Gewerkschaften in Hülsten in Westfalen.

Die Doppelbleche werden bis zu Größthöhen von 220 mm und bis zu größten Dicken von 2—3 mm gewalzt. Ein Bombieren der Bleche ist leicht ausführbar.

10. Niete und Schrauben

(vgl. auch das Kapitel über Konstruktionselemente des Eisenhochbaues).

a) Die Normalniete sind in der nachfolgenden Zusammenstellung enthalten; daneben kommen bei Konstruktionen noch häufig vor 6 und 8 mm (im Hochbau, mehr als Heftniete), 13 und 23 mm Durchmesser, mit Querschnittsflächen von 0,28, 0,50, 1,32 und 4,16 qcm.

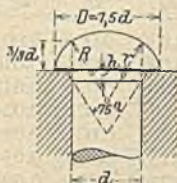


Fig. 39.

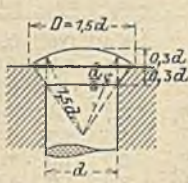


Fig. 40.

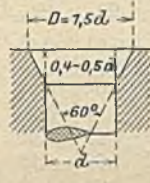


Fig. 41.

Form der Nietköpfe voll (normal), halb versenkt, versenkt (nicht empfehlenswert bei wichtigeren Anschlüssen) — Fig. 39—41. Bei den Normalköpfen wird für feste und zugleich dichte Verbindungen $D = 1,8 d$ ausgeführt und die Höhe des Kopfes zu $0,6 d$ gewählt; daneben kommen auch vielfach Formen mit $D = 1,56 d$, Kopfhöhe = $0,54 d$, $h = \frac{3}{8} d$ bei den Konstruktionen, im Maschinenbau noch verschiedene andere Formen vor.

Tabelle I.

Querschnittsinhalte (F) der Schäfte der Normalniete und der zugehörigen Gewichte der normalen (G_n) und versenkten (G_v) Nietköpfe.

d in mm . . .	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
F in qcm . . .	0,79	1,63	1,54	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,31	6,16	7,07
G_n für 1000 Nietköpfe in kg . . .	4,52	7,82	12,41	18,53	26,38	36,19	48,17	62,54	79,51	99,31	122,15
G_v desgl. . . .	3,64	6,29	9,98	14,90	21,21	29,10	38,73	50,28	63,28	79,85	98,21
100 normale Nietköpfe vom \varnothing	6	8	13	23 mm	wiegen:						
	0,26	0,35	0,97	5,35 kg							

Vielfach werden auch die Gewichte der Niete in der Art berechnet, daß für die Länge zwischen den Köpfen die betreffenden Rundeisengewichte (siehe S. 409) maßgebend sind, und für die Köpfe eine Stablänge von rd. 1,5 Schaftdurchmessern hinzugefügt wird.

Die Preise richten sich nach der Nietstärke und sind bei kleineren Durchmessern höher als bei größeren; sie gehen von etwa 30 M. (bei 6—8 mm \varnothing) bis zu 18 M. (bei 26 mm \varnothing) für je 100 kg.

b) Als Befestigungsschrauben finden ausschließlich scharfgängige und eingängige Schrauben Anwendung; sehr verbreitet ist in Deutschland noch das Witworthsche System (Fig. 42) ($\sphericalangle 55^\circ$, Abplattung um je rd. 16,6% der Gewindedreieckshöhen), daneben beginnt die me-

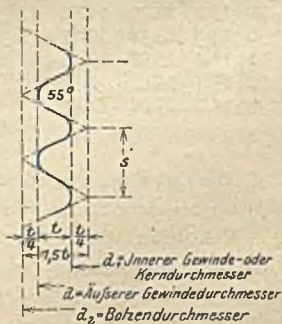


Fig. 42.

Tabelle II.

Witworths Skala der eingängigen scharfen Schrauben.

Nr.	Bolzendurchmesser d_1 , cm	Äußerer Gewindedurchmesser d , cm	Innerer Durchmesser d_1 (Kern-durchmesser), cm	Anzahl der Gewindengänge auf die Länge d	Schlüsselweite der Mutter D , cm	Höhe der Mutter abgerundet, cm	Kopfhöhe abgerundet, cm	Gewicht ¹⁾			
								von 10 cm Schaft	der Mutter	des sechs-eckigen Kopfes	des quadra-tischen Kopfes
								kg	kg	kg	kg
1	0,8	0,64	0,48	5	1,4	0,6	0,4	0,030	0,006	0,005	0,005
2	0,9	0,79	0,61	$5\frac{5}{8}$	1,6	0,8	0,6	0,039	0,011	0,010	0,012
3	1,1	0,95	0,75	6	1,8	1,0	0,7	0,061	0,020	0,017	0,020
4	1,2	1,11	0,88	$6\frac{1}{8}$	2,1	1,1	0,8	0,088	0,026	0,024	0,028
5	1,4	1,27	1,00	6	2,3	1,3	0,9	0,104	0,035	0,031	0,037
6	1,7	1,59	1,29	$6\frac{1}{2}$	2,7	1,6	1,1	0,157	0,058	0,054	0,063
7	2,0	1,90	1,58	$7\frac{1}{2}$	3,2	1,9	1,3	0,221	0,104	0,095	0,110
8	2,3	2,22	1,86	$7\frac{7}{8}$	3,6	2,2	1,5	0,324	0,134	0,129	0,152
9	2,7	2,54	2,13	8	4,1	2,5	1,8	0,414	0,186	0,194	0,225
10	3,0	2,86	2,39	$7\frac{7}{8}$	4,5	2,9	2,0	0,515	0,275	0,274	0,316
11	3,3	3,18	2,72	$8\frac{1}{4}$	5,0	3,2	2,2	0,627	0,356	0,368	0,429
12	3,6	3,49	2,95	$8\frac{1}{4}$	5,4	3,5	2,4	0,750	0,463	0,470	0,546
13	3,9	3,81	3,27	9	5,8	3,8	2,7	0,932	0,559	0,605	0,708
14	4,3	4,31	3,48	$8\frac{1}{8}$	6,3	4,1	2,9	1,081	0,725	0,770	0,898
15	4,6	4,45	3,80	$8\frac{3}{4}$	6,7	4,4	3,2	1,241	0,870	0,966	1,120
16	4,9	4,76	4,00	$8\frac{7}{16}$	7,2	4,8	3,4	1,412	1,109	1,189	1,375
17	5,2	5,08	4,36	9	7,6	5,1	3,6	1,593	1,277	1,392	1,622
18	5,8	5,72	4,91	9	8,5	5,7	4,0	2,061	1,793	1,949	2,254
19	6,5	6,35	5,54	10	9,4	6,4	4,5	2,509	2,417	2,672	3,101
20	7,1	6,99	6,06	$9\frac{5}{8}$	10,3	7,0	4,9	3,002	3,196	3,513	4,055
21	7,7	7,62	6,69	$10\frac{1}{2}$	11,2	7,6	5,3	3,632	4,037	4,480	5,186
22	8,4	8,26	7,26	$10\frac{9}{16}$	12,1	8,3	5,8	4,220	5,105	5,707	6,624
23	9,0	8,89	7,89	$11\frac{3}{8}$	13,0	8,9	6,2	4,852	6,384	7,073	8,173
24	9,6	9,53	8,44	$11\frac{1}{4}$	13,8	9,5	6,7	5,646	9,952	7,501	8,600
25	10,3	10,16	9,07	12	14,7	10,2	7,1	6,374	9,129	10,38	11,97
26	11,2	10,80	9,67	$12\frac{7}{32}$	15,6	10,8	7,6	7,146	10,82	12,48	14,43
27	11,9	11,43	10,30	$12\frac{15}{16}$	16,5	11,4	8,0	8,102	12,67	14,67	16,99
28	12,5	12,07	10,88	$13\frac{1}{16}$	17,4	12,1	8,5	8,969	14,87	17,30	20,07
29	13,2	12,70	11,52	$13\frac{3}{4}$	18,3	12,7	8,9	9,881	17,28	20,10	23,25
30	13,8	13,34	12,17	$13\frac{25}{32}$	19,2	13,3	9,3	11,00	19,77	23,09	26,74
31	14,4	13,97	12,75	$14\frac{7}{10}$	20,1	14,0	9,8	12,01	22,88	26,73	30,88
32	15,1	14,61	13,30	$14\frac{3}{8}$	20,9	14,6	10,2	13,06	25,60	30,06	34,75
33	15,3	15,24	13,94	15	21,8	15,2	10,6	14,34	29,03	34,07	39,29

Die Unterlagescheiben erhalten einen Durchmesser von $1,3 D$ ($1,3$ Schlüsselweite) bei einer Stärke von $0,1 D$.

Vgl. hierzu auch die Tabelle auf S. 649 bei dem Kapitel Konstruktionselemente des Eisenhochbaues.

¹⁾ Bei der Gewichtsrechnung ist der in der Mutter steckende Teil der Schraube nicht mit berücksichtigt.

trische Skala ($\angle = 60^\circ$, also ein gleichseitiges Dreieck, Abplattung um $\frac{1}{8}$ der Dreieckshöhen) Eingang zu finden.

Über die Abmessungen und die Gewichtsverhältnisse des metrischen Gewindes und des Witworthschen Systems vgl. die nachfolgenden Zusammenstellungen III und II; zugleich sei auf das Kapitel Konstruktionselemente des Eisenochbaues verwiesen.

Tabelle III.
Metrisches Gewinde (S-J-Gewinde = Systeme internat.).

Äußeres Gewinde Durchmesser	Kern-durchmesser	Gang-höhe	Gang-tiefe	Schlüssel-weite	Äußeres Gewinde Durchmesser	Kern-durchmesser	Gang-höhe	Gang-tiefe	Schlüssel-weite
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
6	4,59	1,0	0,705	12	33	28,08	3,5	2,46	50
7	5,59	1,0	0,705	13	36	30,37	4,0	2,815	54
8	6,24	1,25	0,88	15	39	33,37	4,0	2,815	58
9	7,24	1,25	0,88	16	42	37,67	4,5	3,165	63
10	7,89	1,5	1,055	18	45	38,67	4,5	3,165	67
11	8,89	1,5	1,055	19	48	40,96	5,0	3,52	71
12	9,54	1,75	1,23	21	52	44,96	5,0	3,52	77
14	11,19	2,0	1,405	23	56	48,26	5,5	3,87	82
16	13,19	2,0	1,405	26	60	52,26	5,5	3,87	88
18	14,48	2,5	1,76	29	64	55,56	6,0	4,22	94
20	16,48	2,5	1,76	32	68	59,56	6,0	4,22	100
22	18,48	2,5	1,76	35	72	62,85	6,5	4,575	105
24	19,78	3,0	2,11	38	76	66,85	6,5	4,575	110
27	22,78	3,0	2,11	42	80	70,15	7,0	4,925	116
30	25,08	3,5	2,46	46					

II. Drahtseile.

Schmiedeeisen- und Stahldraht werden auf äußerst schnell laufenden Walzen bis zu 3 mm \emptyset , alsdann unter Verwendung der „Drahtleiter“ hergestellt. Das Gewicht dieser Drähte beträgt für je 1000 m Draht bei einem

Durchmesser in mm	0,2	0,25	0,34	0,4	0,5	1,0	1,4	2,0	2,5	
kg	{ Schmiedeeisen	0,24	0,41	0,70	0,96	1,50	6,01	11,78	24,03	37,55
	{ Stahl	0,25	0,42	0,72	1,00	1,56	6,25	12,85	25,00	39,05
Durchmesser in mm	3,4	4,6	5,0	6,0	7,0	8,2	9,4	10,0		
kg	{ Schmiedeeisen	69,46	127,1	150,2	216,3	294,4	404,0	530,9	600,8	
	{ Stahl	72,13	132,2	156,2	225,2	306,2	420,2	552,1	624,9	

Zurzeit wird fast ausschließlich zu Förderseilen Gußstahldraht verwendet, und zwar von 1—3 mm Dicke.

Drahtseile werden aus einzelnen Litzen mit geradem, weichem Herzdrahte oder Hanfseele hergestellt. Die Litzen werden in einer ihrer eigenen Windung entgegengesetzten Drehrichtung zum Kabel verbunden, um letzteres möglichst elastisch zu erhalten.

Eine besondere Art sind die verschlossenen Drahtseile, Spiralkabel mit fast vollkommen metallischem Querschnitte und aus Reihen konzentrisch liegender, in den einzelnen Ringen verschieden profilierter und in wechselndem Drehungs-

Stärke und Tragfähigkeit der Drahtseile.

(Nach Versuchen mit Seilen von Felten & Guilleaume in Mülheim a. Rhein.)

Durchmesser mm	Runde Drahtseile			Flache Drahtseile					Kabel-Drahtseile				
	Gewicht für 1 m kg	Bruchbelastung ¹⁾ 8—10mal zuläss. Bel.		Breite mm	Dicke mm	Gewicht für 1 m kg	Bruchbelastung		Durchmesser mm	Eisendraht		Gußstahldraht	
		Eisen- draht kg	Gußstahl- draht kg				Eisen- draht kg	Gußstahl- draht kg		Gewicht für 1 m kg	Bruch- be- lastung kg	Gewicht für 1 m kg	Bruch- be- lastung kg
7	0,15	850	1 800	34	8	0,80	4 200	9 200	26	2,0	8 000	2,0	24 000
9	0,22	1 250	2 700	38	9	0,95	5 000	11 000	30	2,4	10 000	2,4	29 000
10	0,26	1 450	3 200	45	8	1,05	5 600	12 300	35	3,0	12 000	3,0	36 000
11	0,31	1 700	3 700	51	10	1,25	6 700	14 700	40	4,0	15 000	4,0	45 000
12	0,40	2 200	4 900	60	11	1,80	9 900	21 700	45	5,2	21 000	4,8	54 000
13	0,46	2 600	5 700	68	13	2,20	11 900	26 100	50	7,4	30 000	6,2	68 600
14	0,52	3 100	6 700	80	15	2,95	16 300	35 500	57	8,8	37 000	7,5	81 000
15	0,70	4 000	8 700	85	16	3,45	19 000	41 400	65	11,0	43 000	9,0	95 000
16	0,80	4 400	9 600	90	17	3,85	21 100	46 300	70	13,7	58 000	11,1	111 000
17	0,86	4 700	10 100	97	18	4,50	24 600	54 000	80	17,0	67 000	13,2	130 000
18	1,00	5 400	11 800	102	19	5,10	26 900	58 500					
19	1,10	6 200	13 600	109	20	5,70	31 300	68 300					
21	1,30	7 200	15 800	124	22	6,80	35 800	78 000					
23	1,60	8 800	19 100	142	22	7,50	41 500	90 500					
25	1,85	9 700	21 100	151	24	9,00	48 400	105 500					
27	2,30	13 400	29 300	173	26	10,50	55 300	120 600					
30	2,85	16 600	36 200	187	27	12,10	62 300	135 700					
33	3,45	20 000	44 000	208	29	13,80	69 200	150 800					
35	4,40	24 600	54 000										
37	4,45	26 000	56 500										
41	5,55	31 500	63 500										
44	6,05	34 000	74 000										
47	6,85	40 000	87 000										
51	8,25	48 000	105 000										
54	9,30	52 000	114 000										
59	11,15	63 000	137 000										

sinne gewundener Gußstahldrähte gebildet. Verwendung als Förderseil, zu Fahren, Brückenkabeln — Genauerer vgl. Brückenbau, Kabelbrücken (Felten & Guilleaumesche patentverschlossene Kabel).

12. Nägel.

Herstellung als geschmiedete, geschnittene und Drahtnägel. Geschmiedete Nägel bestehen in der Regel aus vierkantigem Stabeisen und werden von Hand aus erzeugt. Abart: Schraubennägel, beim Einschlagen sich drehend und sehr

¹⁾ Bruchbelastung durchschnittlich:

Für Seile aus Eisendraht 2000—2500 kg/qcm

„ „ „ Gußstahldraht 4000—5000 „

Zulässige Belastung durchschnittlich:

Für Förderseile aus Eisendraht 200 „

„ „ „ Gußstahldraht 400 „

„ „ „ Eisendraht 350 „

Bei Förderdrahtseilen nimmt man die Bruttolast einschließlich des Gewichtes der im Schachte hängenden Seillängen zu $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$, bei Kabelseilen die zu hebende Last einschließlich des Seilgewichtes zu $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{6}$ der Belastung an.

fest sitzend, aus glühend gemachten Eisenstäben hergestellt und für besonders wichtige Punkte der Holzverbände benutzt.

Geschnittene Nägel werden maschinell gewonnen und aus Blech in Keilform kalt geschnitten und durch „Andrücken“ des Kopfes vollendet; Spitze eine keilförmig verlaufende Schneide. Abmessungen 7—13 cm in der Regel lang, aber auch erheblich länger zu erhalten (bis 500 mm). Verwendet zum Nageln von Brettern, Latten und Bohlen.

Drahtnägel (-stifte) von 0,6—24 cm Länge werden aus hartgezogenem, nicht ausgeglühtem Rund- oder Vierecksdraht auf besonderen, sehr leistungsfähigen Maschinen geschnitten, die zugleich den Kopf herstellen, den Stift gerade richten und eine Spitze an ihn anschneiden.

Wegen der zur Schienenbefestigung verwendeten geschmiedeten Hakennägel vgl. Eisenbahnbau.

13. Die bautechnisch wichtigen Eigenschaften der einzelnen Eisenarten, namentlich ihre Elastizität und Festigkeit.

a) Kohlenstoffgehalt: Je höher der Kohlenstoffgehalt, desto geringer ist die Zugfestigkeit des Eisens. Kohlenstoffgehalt bei Gußeisen $> 2,3\%$; bei Stahl $0,5$ — $1,6\%$; bei Schmiedeeisen $< 0,5\%$, und zwar zeigt Schweißisen $0,1$ — $0,5\%$, Flußeisen $0,05$ — $0,25\%$ C. Phosphor ist im allgemeinen schädlich; er macht Roheisen zwar dünnflüssiger, macht aber Schmiedeeisen in kaltem Zustande brüchig und spröde. Gleich schädlich ist Schwefel, der das Eisen „rotbrüchig“ macht, seine Festigkeit und Schweißbarkeit vermindert.

Eisen mit etwa 1% C ist nur noch in geringem Grade schmiedbar und schweißbar, bei $1,6\%$ hat es seine Schmiedbarkeit vollkommen verloren, kann auch hier nicht mehr geschweißt werden. Silicium wirkt in gleichem Sinne auf die Schmiedbarkeit ein, während ein Manganerhalt bis zu 1% diese erhöht, sie aber bei größeren Mengen wieder herabsetzt. Auf die Schweißbarkeit hat Mangan eine ungünstige Wirkung; sein Gehalt soll deshalb bei kohlenstoffarmem Eisen nicht höher als $0,5$, bei kohlenstoffreichem unter 1% bleiben. Silicium hat zwar keine so ausschlaggebende Wirkung auf den Schweißvorgang, soll aber nicht mehr als $0,2\%$ bei Eisen für Schweißarbeiten betragen.

Die Festigkeit des Eisens steigt im allgemeinen mit der zunehmenden Menge der Nebenbestandteile bis zu einer bestimmten Grenze, um dann wieder rasch zu sinken. Den größten Einfluß übt in dieser Hinsicht der Kohlenstoff. Der Höchstwert der Festigkeit wird im allgemeinen bei 1% C erreicht, während die Dehnbarkeit im umgekehrten Maße abnimmt, wie die Festigkeit steigt. Ähnlich, wenn auch in geringerem Grade, wirkt Mangan, in untergeordnetem Maße Silicium.

Schädlich wirken Phosphor (Gehalt bei schmiedbarem Eisen $< 0,1\%$) und Schwefel (Gehalt $< 0,1\%$, in der Regel $< 0,05\%$).

Nickel, Chrom, Vanadium, Molybdän und Wolfram zeigen in bestimmten Mengen einen sehr vorteilhaften Einfluß auf die Festigkeitseigenschaften des Eisens und werden zur Erzeugung von Qualitätsstahl herangezogen (Nickel-, Chrom-, Vanadium- usw. Stahl).

Graues Roheisen ist bei 1200 — 1300° , weißes bei 1100 — 1200° , Schweißisen bei 1500 — 1600° , Flußeisen bei 1350 — 1450° , Stahl bei 1300 — 1400 (1800°) C flüssig.

b) Die Reibungszahlen sind: Gußeisen auf Gußeisen i. M. $0,15$, Schmiedeeisen auf Gußeisen i. M. $0,18$, Schmiedeeisen auf Schmiedeeisen in der Ruhe $0,25$, bei der Bewegung $0,13$, Walzeisen auf Kies und Sand i. M. $0,44$.

c) Schwindmaße. Gußeisen $\frac{1}{96}$; Stabeisen $\frac{1}{55}$ — $\frac{1}{72}$, je nach der weniger großen oder innigeren Feinheit des Kornes, Flußstahl $\frac{1}{64}$ — $\frac{1}{72}$ (Puddelstahl).

d) Elastizität und Festigkeitsverhältnisse vgl. die nachfolgende Zusammenstellung auf S. 422.

Elastizitäts- und Festigkeitsverhältnisse.

Eisenart	Gußeisen	Schweißeisen	Flußeisen	Flußstahl	Einheit
Elastizitätsmaß	1 000 000	2 000 000	2 150 000	2 200 000	kg/qcm
Elastizitätsgrenze	660 bei Zug, 1500—1900 bei Druck	1300—1700	2000—2400	2400	„
Gleitmaß	290 000—400 000	770 000	830 000	850 000	„
Proportionalitätsgrenze	—	1300	1800	2500—5000	„
Streck u. Quetsch-Grenze	—	> 1800 (2200—2800)	> 2000 (2500—3000)	> 2800	„
Dehnung	—	> 10—12% (—20%) Blech > 7%	> 15% (—25%) Blech > 18%	> 10% (—22%)	—
Zugfestigkeit ³⁾	1200—1800	3300—4000	3400—4500	4500—8000 u. mehr	kg/qcm
Druckfestigkeit ⁴⁾	7000—8500	> 2200	> 2500	> 2800 bei weichem } Material > 4500 bei hartem }	„
Schubfestigkeit	1000—1100	> 2000	> 3200	> 4000	„
Zulässige Beanspruchung auf	Zug 250 Druck 500—800 Schub 200	800—1000 750—1000 600—800	1000—1200 (1400 ¹⁾) 800—1000 ²⁾	1200 1000	kg/qcm „
Längenausdehnung b. 1°C	0,0000111—0,0000106	0,0000124—0,0000118	0,0000121 = $\frac{1}{825}$	0,0000108—0,0000124 je nach der Weiche od. Härte	—

Für Nickelstahl (von Krupp) ist bestimmt: die Elastizitätszahl zu 2 090 000 kg/qcm, die Elastizitätsgrenze zu 4000—5000 kg/qcm, die Proportionalitätsgrenze zu 3400 kg/qcm; die Streck- bzw. Quetschgrenze liegt bei 18—22 bzw. 50—55 v. H. der betreffenden Festigkeitsgrenze. Als Zugfestigkeit kann 6000—7000 kg/qcm gerechnet werden. Für Nickelflußeisen ist einzuführen eine Zugfestigkeit von rd. 5000 kg/qcm, eine Elastizitätsgrenze von 3500 kg/qcm und eine Streck- bzw. Quetschgrenze von 22 bzw. 60 v. H. der betr. Festigkeit.

¹⁾ Bei Dachkonstruktionen und Auftreten der Maximalspannkraft beim Zusammentreffen aller möglichen Belastungen, sogar bis 1600 kg/qcm, vgl. S. 640.

²⁾ Nietbeanspruchung auf Abscherung 1000 kg/qcm, auf Lochleibungsdruck bis 2000 kg/qcm; Zugfestigkeit 3500—4200 kg/qcm; Dehnung > 22%.

³⁾ Zugfestigkeit des Gußstahlrahtes 8000—20 000 kg/qcm, des nicht geglihten Schmiedeeisendrahtes 5500—6500 kg/qcm.

14. Die Prüfung des Eisens.

Die erforderliche Beschaffenheit des baulich verwendeten (Konstruktions-) Eisens ist festgelegt durch die Vorschriften¹⁾ für die Lieferung von Eisen und Stahl, aufgestellt vom Vereine deutscher Eisenhüttenleute vom Jahre 1911, und durch die Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau (1908).

a) **Bauwerkflußeisen**²⁾. Ist eine satzweise Prüfung vereinbart³⁾, so muß jedes dem Abnahmebeamten vorgelegte Stück die betreffende Satznummer tragen; aus jedem Satze dürfen 3 Stück, höchstens jedoch von je 20 Stück 1 Stück zur Prüfung entnommen werden.

War eine satzweise Prüfung nicht ausbedungen, so können von je 100 Stück 5, höchstens jedoch von je 2000 kg desselben Walzprofils 1 Stück entnommen werden.

In beiden Fällen sind zu den Proben möglichst Abfallenden zu verwenden. Entsprechen alle Proben den gestellten Vorschriften, so gilt das zugehörnde Material als abgenommen. Für jede nicht genügende Probe dürfen aus der betreffenden Eisenmenge zwei neue Proben entnommen werden; versagt wiederum eine dieser, so kann das Material verworfen werden.

I. Für das Material, das eine glatte Oberfläche ohne Schieferung und Blasen zeigen muß und weder Kantenrisse noch unganze Stellen besitzen darf, gelten für die anzustellenden **Zerreißproben** die nachstehenden Zahlen, und zwar:

α) für ein Stabmaterial von 7—28 mm Dicke und von mindestens 300 qmm Querschnitt der Probe⁴⁾:

1. In der Längsrichtung soll betragen:

Die Zugfestigkeit mindestens 37, höchstens 44 kg/qmm, die Dehnung mindestens 20%.

2. In der Querrichtung:

Die Zugfestigkeit 36—45 kg/qmm, die Dehnung mindestens 17%.

β) Bei Stabmaterial von 4 bis unter 7 mm Dicke und mindestens 200 qmm Querschnitt der Probe und einer entsprechenden¹⁾ Versuchslänge:

1. In der Längsrichtung:

Die Zugfestigkeit 37—46 kg/qmm, die Dehnung mindestens 18%.

2. In der Querrichtung:

Die Zugfestigkeit 36—47 kg/qmm, die Dehnung mindestens 15%.

γ) Bei Niet- und Schraubenmaterial:

Die Zugfestigkeit 36—42 kg/qmm, die Dehnung mindestens 22%.

Zu Nieten und Schrauben findet also ein weiches, sehr dehnbares Material Verwendung.

II. Für Flacheisen und Formeisen sind ferner **Biegeproben** und **Rotbruchproben** vorgeschrieben. Bei ersteren wird gefordert, daß sowohl Längs- als auch Querstreifen, kirschrotwarm gemacht und darauf in Wasser von 28° abgeschreckt, so zusammengebogen werden können, daß sie eine Schleife bilden,

¹⁾ Vgl. die Vorschriften für die Lieferung von Eisen und Stahl, aufgestellt vom Verein deutscher Eisenhüttenleute vom Jahre 1911. Verlag A. Bagel.

Diese Bestimmungen sind in ihren wesentlichsten Punkten in Deutschland anerkannt; sie stellen einen weiteren Ausbau der im Einverständnis mit dem Verbands deutscher Architekten und Ingenieurvereine, vom Vereine deutscher Ingenieure und dem Vereine deutscher Eisenhüttenleute erlassenen Bestimmungen dar, der sogenannten Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken und Hochbau.

²⁾ Da Schweißeisen als Konstruktionsmaterial für den Bauingenieur kaum mehr in Frage kommt, ist auf die entsprechenden Bestimmungen hier nicht eingegangen. Es sei ihretwegen auf die „Normalbedingungen“ verwiesen.

³⁾ Den Normalbedingungen entnommen, vgl. die voranstehende Anm¹⁾.

⁴⁾ Beträgt der Querschnitt (F) weniger als 300 qmm, so kann die Versuchslänge (l) nach der Formel $l = 11,3 \sqrt{F}$ bestimmt werden.

deren Durchmesser an der Biegestelle gleich ist: bei Längsstreifen der einfachen, bei Querstreifen der doppelten Dicke des Versuchsstückes. Hierbei dürfen beim Längsstreifen keine, beim Querstreifen höchstens unwesentliche Oberflächenrisse entstehen.

Die Rotbruchprobe bestimmt, daß ein im rotwarmen Zustande auf 6 mm Dicke und etwa 40 mm Breite abgeschmiedeter Probestreifen mit einem konischen Lochstempel von 80 mm Länge und 20 zu 30 mm Durchmesser gelocht werden kann, ohne daß — im besonderen bei der Erweiterung des Loches — sich Einrisse bilden.

III. Die beim Niet- und Schraubenmaterial vorgeschriebenen Biegeproben verlangen, daß die hellrotwarm gemachten und alsdann in Wasser von 28° abgeschreckten Rundeisenstäbe so zusammengebogen werden, daß sie eine Schleife bilden, deren Durchmesser an der Biegestelle gleich der halben Dicke des Versuchsstückes ist; hierbei dürfen keine Risse entstehen. Die Stauchprobe verlangt, daß ein Stück Schrauben- oder Nichteisen, dessen Länge gleich dem doppelten Durchmesser ist, sich in warmem, der Verwendung entsprechendem Zustande bis auf ein Drittel seiner Länge zusammenstauchen läßt, ohne daß Risse sich zeigen.

IV. Flußeisenbleche. Man unterscheidet — wie schon auf S. 409 hervorgehoben — Feinbleche in Dicken von unter 5 mm und Grobbleche von größerer Stärke, bezüglich der Verwendung und Qualität: Behälterbleche, Konstruktionsbleche¹⁾ usf.

Zur Erkennung der Brauchbarkeit der aus Flußeisen gefertigten Bleche sind folgende Proben auszuführen:

1. Zerreiß- und Dehnungsproben. 2. Härtungsbiegeproben.
3. Schmiedeproben. 4. Lochproben.

1. Zerreiß- und Dehnungsproben.

Konstruktionsbleche	Blechstärke 5—7,9 mm			8—28 mm			über 28 mm		
	a Zugfestigkeit	b Dehnung	∧ Gütezahl Mindestsumme aus a + b	a Zugfestigkeit	b Dehnung	∧ Gütezahl Mindestsumme aus a + b	a Zugfestigkeit	b Dehnung	∧ Gütezahl Mindestsumme aus a + b
	36—43 kg/qmm	18%	57	35—42 kg/qmm	20%	58	34—41 kg/qmm	22%	59

Durch die Einführung der in der obigen Zusammenstellung mitgeteilten „Gütezahl“ wird verhindert, daß ein Blech abgenommen zu werden braucht, welches zu gleicher Zeit die Mindestfestigkeit mit der geringsten Dehnung vereinigt; die Gütezahl tritt mithin — daher ihr Name — für eine besondere Güte des Materials ein.

2. Bei der Härtungsbiegeprobe werden die Streifen, längs oder quer zur Walzrichtung, gleichmäßig bis zu dunkelkirschroter Färbung erwärmt und in Wasser von 28° abgekühlt; sie werden alsdann um einen Dorn gebogen, dessen Dicke beim Behälterbleche der dreifachen, beim Konstruktionsbleche der zweifachen Dicke des Bleches entspricht, zum mindesten aber 25 mm Durchmesser zeigen soll.

Der Biegewinkel, also der Winkel, welchen der abgegebene Schenkel des Probestabes durchleilt, soll für alle Bleche 180° betragen. Der Blechstreifen gilt als gebrochen, wenn sich auf der konvexen Seite in der Mitte der Biegestelle ein deutlicher Bruch im metallischen Eisen zeigt.

¹⁾ Andere Bleche haben für die vorliegende Bearbeitung weniger Interesse.

3. Die Schmiedeprobe verlangt, daß ein 50—60 mm breiter Blechstreifen in rotwarmem Zustande zum mindesten bis auf das $1\frac{1}{2}$ fache seiner Breite ausgeschmiedet werden kann, ohne Kanten- oder Flächenrisse zu erhalten.

4. Die Lochprobe schließlich schreibt vor, daß Bleche, welche in rotwarmem Zustande und in einer Entfernung vom Rande gleich der halben Blechdicke mit einem Lochstempel gelocht werden, hierbei (vom Loche nach der Kante zu) nicht aufreißen dürfen. Diese Probe ist deshalb von besonderem Werte, weil Flußmetall beim Stanzen leicht Haarrisse bekommt.

b) **Flußstahl.** Die aus Flußstahl hergestellten, gegossenen oder geschmiedeten Teile sollen eine Festigkeit von 45—60 kg/qmm und eine Dehnung von wenigstens 10% aufweisen¹⁾.

Die Probestäbe sind — falls möglich — bei Gußstücken unmittelbar an diese anzugießen und alsdann nach dem Ausglühen auf kaltem Wege abzutrennen oder besonders zu gießen.

c) **Gußwaren aus Roheisen²⁾.** Füs aus grauem, weichem Roheisen hergestellte Gußwaren ist, wenn nicht ausdrücklich Hartguß od. dgl. verlangt ist, eine Zugfestigkeit von zum mindesten 12 kg/qmm vorgeschrieben. Die Zähigkeit des Materials soll eine solche sein, daß ein gegen eine rechtwinklige Kante des Gußstückes mit einem Hammer geführter Schlag einen Eindruck hinterläßt, ohne jedoch die Kante zum Abspringen zu bringen.

Ein unbearbeiteter, quadratischer Stab von 30 mm Seitenlänge, auf zwei 1 m voneinander entfernt liegenden Stützen ruhend, muß eine allmählich bis zu 450 kg zunehmende Belastung in der Mitte aufnehmen können, bevor er bricht; es entspricht dies einer Biegezugfestigkeit von 25 kg/qmm.

Der Unterschied in den Wanddicken eines Querschnittes, dessen vorgeschriebener Flächeninhalt zum mindesten innegehalten sein muß, soll bei Säulen bis zu 400 mm äußerem Durchmesser und 4 m Länge, die Größe von 5 mm nicht überschreiten; bei Säulen von größerem Durchmesser und größerer Länge darf der zulässige Unterschied für je 100 mm Mehrdurchmesser und für jedes Meter Mehrlänge um je $\frac{1}{2}$ mm zunehmen. — Es soll jedoch in keinem Falle die Wandstärke weniger als 10 mm betragen.

Sollen Säulen aufrecht stehend gegossen werden, so unterliegt dies besonderer Vereinbarung.

Als Einheitsgewichte sind vorgeschrieben für:

Schweißeisen 1 cbm .	7800 kg	Stahl 1 cbm	7860 kg
Flußeisen 1 cbm . . .	7850 „	Gußwaren 1 cbm . . .	7250 „

15. Der Rostschutz des Eisens.

Die Größe der Rostgefahr wächst mit Abnahme des Kohlenstoffgehaltes des Eisens; geschmiedetes Eisen rostet weniger stark als Walzeisen; gleichartig verhält sich Schweißeisen zu Flußeisen, gehärteter Stahl zu ungehärtetem. Das Rosten — eine allmähliche Umwandlung in Eisenoxydhydrat — findet statt

¹⁾ Bestimmung der Normalbedingungen. Die neuen Vorschriften des Vereins deutscher Eisenhüttenleute verlangen, daß die Zugfestigkeit im allgemeinen je nach dem Verwendungszwecke der Stücke, beim Stahl für mg uß 36—60 kg/qmm bei einer Mindestdehnung von 20—8% (auf 300 mm gemessen) betragen soll.

²⁾ Vielfach wird auch noch heute Roheisen nach seinem Bruchaussehen bewertet, indem ein grobkristallinisches Aussehen, dunkle Farbe beim Graueisen, die Art des kristallinischen Gefüges beim Weißeisen als Zeichen für gute Zusammensetzung angesehen werden. Wenn es auch richtig ist, daß ein grobkörniges Roheisen in der Regel graphitreich ist und als solches ein öfteres Umschmelzen verträgt, ferner ein dunkles Graueisen hoch siliciumhaltig sein kann, weiter bei Weißeisen das Gefüge auf die Härte, den Mangengehalt usw. Schlüsse gestattet, so muß doch hervorgehoben werden, daß nicht die Zusammensetzung ausschließlich Farbe und Gefüge bedingt, sondern letztere noch durch ganz andere Einflüsse hervorgerufen sein können.

Deshalb erscheint die Beurteilung des Roheisens nach dem Bruchaussehen als durchaus nicht zuverlässig. Eine geeignete und einwandfreie Bewertung kann hier nur die chemische Untersuchung liefern, an die sich — zur Vervollständigung — einige Schmelz- und Gießversuche anschließen sollen.

durch den Angriff von Luft und Wasser und wird unterstützt durch die Einwirkung von Säuren und Basen (z. B. von Kalk, während Zement das Eisen gut erhält).

Dem Schützen der Eisenoberfläche hat eine Reinigung vorauszugehen, die mechanisch (Abputzen mit Drahtbürsten oder dem Sandstrahlgebläse) oder chemisch sein kann (Einbringen des Eisens in Bäder aus verdünnter Säure, alsdann in Kalkwasser und Trocknung). Zweckmäßig ist es, die chemisch gereinigten Eisenteile baldmöglichst mit einem Schutzanstriche Leinölfirnis, der aber leicht abblättert, besser Grundierungsanstrich) zu versehen und bis zur vollkommenen Trocknung dieses unter Schutz zu halten. Durch Ölung des Eisens nach der Reinigung wird eine gute Haftung der Ölfarbe sehr unterstützt. Als Rostschutzmittel kommen in Frage:

a) Anstriche. Ölfarbenanstriche. Farbhaut leicht hygroskopisch und alsdann von Wasser und Gasen durchdringbar; weniger schädigend wirkt die Wärme und die verschieden starke Ausdehnung von Eisen und Farbe ein. Gegen Schwelung der Farbhaut durch Wasseraufnahme gut ein hoher Firnisgehalt und ein indifferenten Farbkörper.

Der erste Anstrich — Grundanstrich — kommt in der Werkstatt zur Ausführung, während die folgenden „Deckanstriche“ an der fertiggestellten Gesamtkonstruktion vorgenommen werden. Flächen, hierbei durch überliegende Teile gedeckt, werden vor dem Zusammensetzen des Ganzen mit einem einfachen Deckanstriche versehen.

Grundierungsfarbe: Leinölfirnis mit Eisen-, besser Bleimentige. Deckfarben: Bleiweiß- und Zinkweißölfarben mit einem Farbzusatze mineralischer Art. Hierher gehören: Diamantfarben, Silbergrau, Metallgrau, Eisengrau (Bleifarben), Platinfarbe, Bessemerfarbe (auch zur Grundierung gut und durch geringen Verbrauch gegenüber Mennige ausgezeichnet (Rosenzweig & Baumann in Cassel), Silicatfarben usw. (Zinkfarben). Zweckmäßig drei Deckanstriche in etwa achttägigen Pausen.

Die Farbe soll schnell trocknen (ein Regen soll sie nach 24 Stunden nicht mehr abzuwaschen vermögen) und dünnflüssig sein; zu dicke Farbe füllt nicht die Unebenheiten der Eisenoberfläche ausreichend aus und befördert das Entstehen von Luftblasen, weiterhin das Zerreißen der Farbschicht. Nur „geriebene“ Farben sind zu verwenden.

Sonderfarben sowohl zum Teil für Grundierungs- als auch Deckanstriche sind: Rathjens Patentkomposition (auf Mennige-Grund od. dgl. aufzustreichen, mit Spiritus angemacht, schnell trocknend (D. Decken, Flensburg), Schuppenpanzerfarbe (Dr. Graf & Co., Berlin, u. a., meist sehr gut bewährt, auch als Grundanstrich und als solcher der Mennige überlegen), Preolith¹⁾ (A. Prée, Dresden N.), als durchaus beständig anzusehen. Gegen Säuren und Laugen bewährt, Siderosthen-Lubrose (eine vollkommen dichte, elastische, gleichmäßige, gummiähnliche Farbhaut bildend, auf alte Ölfarbenanstriche auftragbar, desgl. auf Mennige (A. G. Jeserich, Hamburg), Resistol (als besonders wirtschaftlich und dauerhaft gerühmt, Vernix-Werke, Berlin), Ferrubron (Ernst Gartzke, Berlin), vielfach bei größeren Eisenbauten bewährt, sehr beständig, Zoncafarbe (Glanzfarbe, Zonca & Co., Kitzingen a. M., wetterfest, bakterientötend), Durabofarbe (E. Simon, Dresden), als Grund- wie Deckfarbe verwendbar, Jnertol (Dr. Rothes Jnertol, Paul Lechler, Stuttgart), gehört zu den bestbewährten Mitteln, auch für Wasserleitungsrohre, Behälter usw. geeignet, Dauboline (Holzapfel, Hamburg), sehr geeigneter Ersatz für Mennige, besser deckend wie diese, sehr schnell trocknend, Dauerfarbe (Münch & Röhrs, Berlin), im allgemeinen eine Ölfarbe von einer dem jeweiligen Zwecke besonders angepaßten Zusammensetzung, Rubol (von der Ruberoid-Gesellsch. Hamburg, auch ein Schutzanstrich für Zementarbeiten), Riessolinoxyd (Dessauer Rostschutzwerke) Meißners Farben (Heidenau bei Dresden) recht gut bewährte,

¹⁾ Vgl. auch S. 451 wegen der Verwendung von Preolith, Siderosthen usw., zur Mörtel- und Beton-Dichtung.

durch große Deckungsfähigkeit und hervorragende Beständigkeit ausgezeichnete Grund- und Deckanstriche, Überzugsöl der letztgenannten Firma, zum Schutze solcher Eisenteile zu empfehlen, die in trockenen Räumen längere Zeit lagern müssen usw. Auch eignet sich recht gut Steinkohlenteer, wenn er leichtflüssig und säurefrei ist (bewährte Mischung: 8 T. Teer + 2 T. gebrannter Kalk + 1 T. Terpentin oder Petroleum), auch bei Berührung mit Wasser gut haltbar, desgl. auf Mennigegrundierung.

Preise von den genannten Firmen zu erfragen.

b) Überziehen des Eisens mit anderen Metallen. Verzinken, erkennbar an der blumenartigen Zeichnung der Oberfläche, ist im allgemeinen ein guter Eisenschutz. Die Zinkschicht wiegt für 1 qm \geq 0,5 kg. Ausführung entweder im flüssigen Zinkbade oder auf elektrolytischem Wege. Verzinkt werden vorwiegend Eisenteile für Eindeckung der Dächer und für Verkleidungszwecke. Nicht bewährt hat sich verzinktes Eisenblech bei Bahnhofshallen wegen des schwer schädigenden Einflusses der Lokomotivgase. Nachträgliches Verbleien bildet besseren Säureschutz (Dachdeckung bei Gasanstalten, chemischen Fabriken usw.). Auch kann ein Bleiüberzug allein als Rostschutz wirksam sein, erkennbar an der blaugrauen Färbung.

Wenig haltbar für Baukonstruktionen, und deshalb hier nicht verwendet, ist ein Zinnüberzug (blank und glatt und hieran leicht zu erkennen), der namentlich bei feinsten Haarrissen ein Verrosten des Eisens zu befördern scheint.

Für einzelne kleinere Bauteile (Dachdeckungsplatten u. dgl.) findet auch ein Plattieren des Eisens mit Kupfer statt — gut, aber teuer (Wackwitz-Metall).

c) Eine „künstliche Oxydation“ sucht den beim Schmieden des Eisens auf seiner Oberfläche sich bildenden Überzug von Eisenoxyduloxyd künstlich zu erzeugen, ist aber bisher bei Baukonstruktionsteilen noch nicht eingeführt.

d) Portlandzement ist ein sehr guter Schutz des Eisens und scheint sogar u. a. vorhandenen Rost unschädlich zu machen. Reiner, mit Wasser angemachter Zement wird in 4—5facher Schicht auf die Eisenkonstruktion gestrichen; bei Flächen, die dem Wasser ausgesetzt sind, ist der Zement mit entrahmter Milch anzumachen.

16. Verhalten des Eisens im Feuer und Schutz des Eisens.

Nach Versuchen in Hamburg und Bremen verlieren schmiedeeiserne Säulen, mit einer Druckspannung von 1000 kg/qcm konstruiert, bei Temperaturen von 550—620° C ihre Tragfähigkeit; erhebliche Unterschiede zeigen sich hierbei nicht im Verhalten von Schweiß- und Flußeisen. Eine Ausfüllung der Stützen mit Beton erhöht die Widerstandskraft nur unwesentlich (um 15 Min. wird die Tragfähigkeit hinausgeschoben), vergrößert aber die seitliche Ausbiegung beim Anspritzen.

Gußeiserne, ausschließlich auf Druck belastete Säulen, mit $\sigma = 500$ kg/qcm konstruiert, verlieren ihre Tragfähigkeit erst bei 800° C. Eine Verstärkung der Wand vergrößert den Widerstand durchaus nicht im Verhältnisse der Querschnittsvermehrung; auch ist die Belastungsgröße wichtig für das Aufhören der Tragfähigkeit.

Gegenüber dem guten Verhalten gußeiserner gedrückter Säulen bei hohen Temperaturen ist sehr bemerkenswert ihr schlechtes Verhalten bei Zugbelastung, da Gußeisen erhitzt eine nur sehr geringe Zugfestigkeit besitzt. Demgemäß sind Säulen in Speichern, Warenhäusern usw. überhaupt überall dort, wo die Gefahr eines Schadenfeuers erheblich und folgenswer ist, stets so zu konstruieren, daß sie auch bei größtem Momente in allen Faserteilen nur gedrückt werden.

Als Umhüllungskonstruktionen zum Schutze der Eisenbauten sind zu nennen: Zement, Rabetputz, Eisenbetonummantelungen (desgl. mit Verwendung der Drahtziegel von Stauß in Cottbus), Gipsdielen (Macks Feuer-schutzmantel); Asbestzement, eine Umhüllung von 75% Asbest + 25% Kiesel-

gur, in Matten- oder in Pappeform, Korkplatten mit oder ohne eine innere Isolierschicht aus Infusorienerde, Asbest usw., Xyolith, Feuertrutz (aus drei Schichten bestehend, einer untersten als schlechter Wärmeleiter — Kieselgur —, einer mittleren veraschenden und hierbei viel Wärme verbrauchenden — Wollstaub, Sägespäne u. dgl. —, und einer äußersten, aus Ton gebildet, welche sintert und einen gegen das Anspritzen wirksamen Mantel bildet); ähnlich wie die letztere Ummantelung wirkt Plutonit, eine Asbestfeuerschutzmasse, ebenfalls sintern und einen Mantel bildend.

Bei Umkleidung von Säulen werden die meisten der vorgenannten Sicherungen noch durch einen 2 mm starken Eisenblechmantel gegenüber mechanischen Angriffen von außen geschützt. Nicht günstig ist die Anbringung einer Luftschicht zwischen Mantel und Stütze, weil ersterer hierdurch wenig widerstandsfähig wird; hingegen ist die Wahl von Stützenformen mit innerem Luftdurchgange zu empfehlen.

In Amerika findet der Schutz der Eisenbauten gegen Feuer fast ausschließlich durch gebrannte feste Ziegelsteine und gleichartige Tonplatten, durch Stahlklammern gegenseitig gehalten, statt.

17. Verbindung des Eisens durch besondere Löt- und Schweißprozesse.

1. Neben dem normalen Schweißen von Schmiedeeisen in Weißglut, Stahl in Hellrotglut, ist für Gußeisen das Schweißen mit „Ferrofix“ zu nennen, einem Stoffe, der infolge chemischer Reaktion das Gußeisen an der Vereinigungsstelle in Schmiedeeisen umwandelt; auch gestattet Ferrofix die Vereinigung von Gußeisen mit anderen Metallen (Kupfer, Stahl usw.) zu durchaus haltbaren Verbindungen.

2. Das Goldschmidtsche Schweißverfahren zur Verbindung und Ausbesserung von Schmiedeeisen und Stahlfassonguß. Das Verfahren beruht darauf, daß Gemische von Metall- (Eisen-) Oxyden mit Aluminium einmal entzündet, leicht in sich weiter brennen, hierbei Temperaturen von etwa 3000° erzeugen und eine Umsetzung in flüssiges Metall (Eisen) und Aluminiumoxyd erfahren; hierdurch kann einerseits eine sehr große Wärmemenge auf engen Raume konzentriert und zum Zusammenschweißen von nahe aneinander gebrachten und gegeneinander festgelegten Eisenteilen benutzt werden (Goldschmidtsches Schweißverfahren), oder es kann auch ein beliebiger Qualitätsstahl je nach den Zusätzen zum Eisen in flüssigem Zustande zum Angießen abgebrochener Stahlgußteile u. dgl. auf engstem Raume erzeugt werden. Für die unter Metallabscheidung Wärme liefernden Gemische ist der Name Thermit gesetzlich geschützt.

3. Das elektrische Schweißverfahren entweder mit starken Strömen von niedriger Spannung (Verfahren Thomson) oder mit schwachen Strömen und hoher Spannung (Verfahren Lagrange und Hoho).

4. Die autogene Schweißung, ausgeführt mit Wasserstoff und Sauerstoff, die Schweißung selbst erzeugend (autogen), also ohne Zuhilfenahme von Flußmitteln, Pressen, Hämmern u. dgl. Es wird auf 150 Atm. verdichteter Wasserstoff mit zusammengedrücktem Sauerstoff in einer Flamme vereinigt, die etwa 2400° liefert. Durch langsames Überleiten der Flamme über die vorher gut aneinander gepreßten Schweißränder, werden diese im näheren Umkreise flüssig und verbinden sich miteinander. Diese Art von Schweißung findet bis zu Blechen von 3 mm Stärke Anwendung. Bei größerer Blechstärke werden die Schweißränder nach außen zu abgeschrägt und in diese so gebildete Dreiecksnut ein flüssig werdender Draht eingeführt, der den Schlitz mit Metall ausfüllt. Ein Festhämmern der noch warmen Schweißnat verbessert die Verbindung, deren Festigkeit jedoch die im vollen Bleche nicht zu erreichen vermag. Größte Blechstärke 8 mm.

Eine Umkehrung des Verfahrens bildet das autogene Schneiden — ein Sauerstoffschmelzverfahren, — dem die Erwärmung der betr. Stelle vorausgeht; größte zu durchschneidende Blechstärke hier bis 150 mm.

II. Das Blei.

Gewonnen meist aus Bleiglanz; gießbar, sehr dehnbar, biegsam, wetterbeständig; mit 5—10% Antimon versetzt, Hartblei, härter und druckfester, aber immerhin noch ausreichend dehnbar.

Ausdehnungszahl für 1° C = $\frac{1}{351}$; Schmelzpunkt: 376° C; Raumgewicht: 11,25—11,4; Festigkeitszahlen:

	Zugfestigkeit	Druckfestigkeit	Schubfestigkeit
weiches Blei	150	125—300	75 kg/qcm
Hartblei	300	500	120 ..

Ausreichende Sicherheit etwa fünffach, woraus die zulässigen Spannungen folgen. Die Elastizitätszahl des weichen Bleis = 50000 kg/qcm. Verwendung: Zu Blechen ausgewalzt (die Hüttenwerke in Freiberg liefern Bleiblech 0,5 bis 12 mm stark, $L = 3,0$ — $10,0$ m, $B = 1,5$ — $3,0$ m, $G_{\max} = 1200$ kg), für Dachdeckungen in 1,5—2,0 mm starken Platten von 80—100 cm Breite und 10—15 m Länge, zum Verkleiden von Mauern, Abdecken von Gewölben (steinernen Kanalbrücken), Gelenkeinlagen in Brücken (im mittleren Fugendrittel, meist Hartblei), als Unterlage zur gleichmäßigen Drucküberleitung von Trägern usw. Es wiegt 1 qm Bleiblech, 1 mm stark, 11,5 kg, woraus weitere Gewichte der Platten abzuleiten sind.

Als Gußblei verwendet zur Befestigung von Metallkonstruktionen in Stein, zum Ausgießen der Muffen gußeiserner Rohre usw. Bleirohre aus Weich- oder Hartblei, zum Schutze gegen die Einwirkung des Wassers innen durch Schwefelnatrium mit Schwefelblei zu versehen oder zu verzinnen. Innerer Durchmesser, weich: 10—80 mm, hart: 15—200 mm bei Wandstärken von 2,5—3,0 mm und in Längen bis 30 m.

Bleidraht vielfach (Freiberger Handelsdraht) 1—15 mm stark, mit Gewichten für 100 m bei Stärke von: 1 mm 0,9 kg; 3,0 mm 8,0 kg; 6,0 mm 32,2 kg; 9,0 mm 72,5 kg; 12,0 mm 128,0 kg; 15,0 mm 200,0 kg. $E = 70\,000$ kg/qcm; Zugfestigkeit 170 (weich) bis 220 kg/qcm (hart).

Hierher gehören auch: A. Siebels Patent-Bleisulierungen, bestehend aus einer Bleieinlage zwischen zwei Asphaltfilz-Schutzschichten. Je nach dem Verwendungszwecke wird die Bleieinlage 1 fach (Marke A), $1\frac{1}{2}$ fach (B), 2 fach (C), 3 fach (D) (auch noch stärker) genommen. Um eine vollkommene Gleichmäßigkeit in der Dicke der Bleieinlagen zu sichern, werden die Folien nur bis zu 1 m Länge gewalzt, und zu Rollen von 10—20 m Länge aneinander gelötet. Verwendung 1. zu Mauerisulierungen bis zu 90 cm breit in Rollen von 20 m, von da an in 10 m Länge, für jede Mauerbreite erhältlich und einfach auf dem Mauerwerke abzuwickeln. $G \approx 6$ kg/qm (einfach). 2. Zu größeren Flächenabdeckungen (zu Gewölben, Brücken, Dächern, Behältern usw.) in Rollen von $B = 1$ m, $L = 10$ m und größerer Stärke der Bleieinlage. Außenmantel beste Wollfilzpappe, getränkt mit gereinigtem, besonders hergerichtem Asphalt.

III. Das Zink.

Zwischen 100 und 150° geschmeidig und gut verarbeitbar, sonst spröde, in feuchter Luft von einer sehr dünnen, gut schützenden Schicht von halbkohlen-saurem Zinkoxyd überzogen; Raumgewicht 7,2. $E = 150\,000$ kg/qcm; Zugfestigkeit in der Walz- (Faser-) Richtung rd. 1600 kg/qcm, senkrecht hierzu etwa 2500 kg/qcm; Druckfestigkeit = rd. 1000 kg/qcm; zulässige Belastung auf Zug, Druck und Schub 200, auf Biegung 150 kg/qcm. Lineare Ausdehnung: $\frac{1}{320}$, also sehr groß; Schmelzpunkt für den Guß 360° C.

Verwendung bautechnisch vorwiegend in Blechform.

a) Glatte Zinkblech, für Dachdeckung, Abfallrohre, Gesimsabdeckung usf.; gewalzt in 26 Stärken ($\delta = 0,1$ bis $2,68$ mm), von denen meist nur die Nrn. 12 bis 16 baulich verwendet werden, und zwar:

Nr. 12	13	14	15	16	} Gewicht für 1 qm bei 1 mm Stärke: 6,8 kg.
$\delta = 0,6$	0,74	0,82	0,95	1,08 mm	

Es dient zu Dachdeckungen, Nr. 14—16, zu Abfallrohren Nr. 12 sowie 13, 14 und 15 zum Gesimsabdecken, 14 für Dachrinnen. Blechtafelgrößen: $L_{\max} = 3,0$; $B_{\max} = 1,65$ m; gewöhnliche Tafelabmessungen: $0,65 \cdot 2,0$; $0,8 \cdot 2,0$; $1,0 \cdot 2,0$; $1,0 \cdot 2,25$; $1,0 \cdot 2,5$ m.

b) Zinkwellblech — wegen seiner Verwendung vgl. das Kapitel Konstruktionselemente des Eisenhochbaues. Nachstehend die Zinkbleche der Schlesienschen A.-G. für Bergbau und Zinkhüttenbetrieb zu Lipine in Oberschl. Die Bleche A bis D werden in Stärken bis Nr. 16, E (vorwiegend auf Schalung verwendet) bis Nr. 12 geliefert, vgl. die obigen Nr.

c) Zinkguß, für Schmuckformen, nicht selten im Anschlusse an Eisenkonstruktionen, um bei ihnen schädliche Gußspannungen auszuschließen. Zur guten Ausfüllung der Form sehr dünn zu gießen, sowie in nicht zu hoher Temperatur, da sonst der Guß porös, auch durch Aufnahme von Zinkoxyd unrein und brüchig wird; größere Stücke werden aus einzelnen Teilen zusammengelötet. Zinkguß ist durch einen Anstrich gegen atmosphärische Einflüsse zu sichern.

Profil-Bezeichnung	Wellen-		Größte Tafel-		Querschnitt für 1 m Tafelbreite	Gewicht für 1 qm Wellblech	Widerstandsmoment für 1 m Tafelbreite	Bemerkungen
	Breite mm	Höhe mm	Länge m	Breite m				
	und für 1 mm Blechstärke					qcm	kg	
A	117	55	3,00	1,12	15,1	10,9	20,9	Vorkommende Plattengröße in mm: $0,62 \cdot 2,0$; $0,89 \cdot 3,0$; $1,12 \cdot 3,00$
B	100	32	3,00	1,30	12,5	9,03	10,4	desgl. in m: $0,84 \cdot 2,00$; $1,08 \cdot 3,0$; $1,3 \cdot 3,0$
C	110	32	3,00	0,80	12,1	8,73	10,0	desgl. in m; $0,8 \cdot 3,0$
D	60	14	2,67	1,50	11,39	8,20	4,2	desgl. in m: $1,0 \cdot 1,78$; $1,5 \cdot 2,67$
E	20	6	2,64	1,60	12,25	8,82	1,9	desgl. in m: $1,6 \cdot 2,64$

Für die Blechstärken von δ mm sind die Querschnitts-, Gewichts- und Widerstandsmomente δ -mal so groß.

Profil A wird auch bombiert nach Halbmessern $\cong 1,5$ m in den Handel gebracht.

IV. Das Kupfer.

Bauliche Verwendung findet Kupfer in Form von Blechen, als Draht, als Rohr.

a) Blech: $L_{\max} = 6,0$; $B_{\max} = 2,5$ m; gewöhnliche, meist angeforderte Abmessungen: $B = 0,75 - 1,0$; $L = 1,5 - 2,0$ m.

Für Dachdeckungen: $\delta = 1,0 - 1,25$ mm i. M.; für Rinnenblech $\delta = 0,75$ mm; als Lagerplatte zur Druckverteilung $\delta = 1 - 2$ mm. Gewicht: 8,9 kg bei $\delta = 1$ mm für 1 qm. Längenausdehnung: $\frac{1}{362}$ für 100°C . Festigkeitsverhältnisse E : für Zug und Druck = 1 150 000 kg/qcm; Zugfestigkeit rd. 2700 kg/qcm (3800 bei dem elektrolytisch gewonnenen Material); zulässige Beanspruchung auf Zug: i. M. 1400 kg/qcm, desgl. auf Druck; auf Abscherung 600 kg/qcm bei g h ä m r t e m Blech

(nicht gegläht); bei Walzblech sind die Beanspruchungen in derselben Reihenfolge: 300, 200, 150 kg/qcm; desgl. bei geglähtem Blech: 900, 700, 500 kg/qcm.

b) Kupferrohr, ohne Naht (Mannesmann-Verfahren usw.) oder mit Naht aus Blechen gebogen und verlötet und nachher gezogen. Die Zähigkeit soll so groß sein, daß sich Kupferrohre über einen Dorn, dessen Durchmesser gleich der dreifachen Rohrstärke ist, herumbiegen lassen, ohne zu reißen.

c) Kupferdraht in 62 Nrn. vorkommend, bei 1 mm Stärke 7,07 kg für 1000 m wiegend, desgl. bei 2,0 mm \varnothing 28,28 kg, bei 5 mm \varnothing 176,2 kg, bei 10 mm \varnothing 707 kg. $E = 1210000$; Proportionalitätsgrenze 1200 kg/qcm; zulässige Zugspannung: 700 kg/qcm.

Legierungen.

Name	Zusammensetzung	Spez. Gewicht	Proportionalitäts-	E	Druck-	Zugfestig-
			grenze			
			kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm
Messing	Kupfer + Zink	8,6	650	800000	800	1200—1500
Bronze (Rotguß)	Kupfer + Zinn + etwas Zink bzw. Blei	8,7	900	900000	—	2400—3000
Aluminiumbronze	Kupfer + Aluminium	7,7	—	—	9300	5000

II. Verbindungsbaustoffe.

Mörtel und Beton.

Bei Mörtel unterscheidet man Luft- und Wassermörtel, je nachdem sie nur an der Luft oder auch unter Wasser erhärten. Zwischen beiden stehen die hydraulischen Zuschläge, welche den Luftmörteln zugesetzt, ihnen hydraulische Eigenschaften verleihen, d. h. sie nunmehr befähigen, auch im Wasser abzubinden.

I. Luftmörtel.

a) Kalksandmörtel, der gewöhnliche Mörtel des Hochbaus, hergestellt aus gelöschtem Kalk, Sand und Wasser.

Der Kalkstein wird zunächst zwecks Gewinnung des Ätzkalks (CaO) gebrannt. Dies geschieht in Meilerform (selten), in periodischen kleineren Öfen, in Hochöfen ähnlichen, dauernd betriebenen hohen Schachtöfen, in Ringöfen (Brenntemperatur 600—800° C). Je nach der größeren oder geringeren Reinheit und der hierdurch bedingten Ausgiebigkeit des Kalkes unterscheidet man zwischen Fett- und Magerkalk. Werden die Beimengungen durch kieselsaure Tonerde von 10—30 v. H. im ganzen gebildet, so sind die Kalke hydraulisch, bei noch höherem Gehalt zur Zementfabrikation verwendbar. Gebrannte Kalke sollen nicht mehr als 16 v. H. fremde Stoffe enthalten, gelblichgraue Farbe zeigen, porig und leicht sein. Beim Übergießen mit verdünnter Säure darf nur ein sehr geringes Aufbrausen eintreten. Gebrannter Kalk ist wegen Aufnahme von Wasser usw. vor Luft und Feuchtigkeit sorgfältig zu schützen. Im allgemeinen liefern 100 kg Kalkstein 50—70 kg CaO .

Wird beim Brennen magerer Kalke die Temperatur so hoch getrieben, daß die im Kalkstein vorhandenen Stoffe (Kieselsäure und Ton) mit dem Kalk Verbindungen eingehen, so wird der Kalk totgebrannt und verliert hiermit die Fähigkeit, abzulöschen. Man unterscheidet Weiß- oder Fettkalk, auch Speckkalk genannt, vorwiegend aus kohlenurem Kalk mit nur geringen Beimengungen (bis 10 v. H.) gewonnen und Graukalk (Magnesia-, Dolomitkalk).

Das Löschen des Kalkes hat seine Umwandlung in Kalkhydrat zum Ziele. Je nach der Menge des zugesetzten Wassers löscht sich der Kalk in Staubform — Staubkalk (namentlich bei Graukalk üblich) — oder es entsteht ein Brei — Kalkbrei; letztere Form ist vorwiegend bei Weißkalk eingeführt; hier kann man damit rechnen, daß 1 R.-T. frisch gebrannten Kalkes bei Handlöschung 1,8—2,0, bei maschinellern Betriebe 2,0—2,2 R.-T. gelöschten Kalkes liefert; bei Graukalk stellen sich die gleichen Zahlen auf rd. 1,5—1,7 und 1,8 R.-T. Löscht man Graukalk in Pulverform, so liefert 1 R.-T. Stückkalk 3—3,33 R.-T. Pulver, entsprechend einem porenfreien Raume von 2,0—2,25 R.-T.; mit Wasser angemacht ergibt sich hieraus ein steifer Brei von rd. $\frac{3}{4}$ Volumen des Kalkpulvers; es liefert mithin auch auf diesem Wege, wie bei der Ablöschung zu Kalkbrei 1 R.-T. Stückkalk 1,5—1,7 R.-T. Grubenkalk.

Der zu Pulver — unter Zufügung von etwa 33 v. H. Wasser — gelöschte Kalk hat ein spez. Gew. = 2,0, ist weiß, fühlt sich mild an und kann längere Zeit in Fässern aufbewahrt werden.

Dem zu Kalkbrei umzuwandelnden Kalk setzt man zunächst sein gleiches Gewicht an Wasser zu, bringt ihn hierbei zum Zerfallen und fügt allmählich unter stetem Umrühren noch die doppelte Wassermenge hinzu. Hierbei „gedeiht“ der Kalk, d. h. es tritt seine vorerwähnte Volumenvermehrung ein. Eine vollkommene Ablöschung (erkennbar an dem Auftreten fingerstarker Risse an seiner Oberfläche) erfährt der Kalk durch Stehen in nicht ausgemauerten Gruben, in deren Erde das überflüssige Wasser mit etwaigen gelösten Salzen einzieht. Dieses „Einsumpfen“ sollte bei Verwendung des Kalks zu Mörtel > 6 Tage, zu Putz > 20 Tage dauern.

Zur Mörtelherstellung soll so viel gelöschter Kalk dem Sand zugesetzt werden, als Luft zwischen den Sandkörnern vorhanden ist; jedoch ist — vgl. weiter unten — der Kalkzusatz im allgemeinen nach dem Verwendungszwecke des Mörtels und der Kalkbeschaffenheit verschieden. Der Sand soll rein, zu $\frac{2}{3}$ grob-, zu $\frac{1}{3}$ feinkörnig sein. An Wasser ist so viel zuzusetzen, daß der Mörtel steif ist, seine Verarbeitung aber leicht ist. Mit der Vermischung von gelöschtem Kalk und Sand findet stets eine Volumenverringering statt.

1 R.-T. gel. Kalk + 2 R.-T Sand = 2,4 R.-T. Mörtel.

1 „ „ „ + 2,5 „ „ = 2,8 „ „

1 „ „ „ + 3 „ „ = 3,2 „ „

Es erfordert:

	an gelöschtem Kalk	Sand	Wasser
	l	cbm	l
1 cbm Mörtel 1 : 2	420	0,84	170
1 „ „ 1 : 2,5	370	0,92	184
1 „ „ 1 : 3	330	1,00	200

Bei fettem Kalk verwendet man zum Mauern über der Erde einen Mörtel 1 : 3, für Grundmauern 1 : 4, bei Magerkalk 1 : 1 bzw. 1 : 2, Putz an freier Luft 1 : 2. An Mörtel gebraucht man: für 1 cbm Quadermauerwerk 0,08 cbm, desgl. aus lagerhaften Bruchsteinen 0,3 cbm; die gleiche Menge für normales Ziegelmauerwerk, 3 Stein stark, ferner für dieses bei 2 Stein Stärke 0,270 cbm, bei 1 Stein 0,250, bei $\frac{1}{2}$ Stein 0,23 cbm. Für Fachwände in Ziegeln sind notwendig für 1 qm bei einer Stärke von: 1 Stein 0,062 cbm, bei $\frac{1}{2}$ Stein 0,025 cbm. Auch kann man damit rechnen, daß zu 1000 Steinen des Normalformats rd. 600—700 l Mörtel zum Vermauern gebraucht werden. Für das Ausfügen braucht man beim Rohbau für 1 qm 0,005 cbm, bei einer Fachwerkwand 0,003 cbm; für das Verputzen einer Wand ist für 1 qm und je 1 cm Putzstärke 0,015 cbm Mörtel zu rechnen.

Die Erhärtung des Mörtels erfolgt durch seine Rückbildung zu kohlenurem Kalk durch Aufnahme der Kohlensäure aus der Luft. Hierbei ist eine genügende Menge von Wasser (Steine ansetzen!) Bedingung, da nur dieses einen Teil des

Kalkhydrats zu Kalkwasser löst, welches die einzelnen Sandkörner überzieht und der Einwirkung der Luftkohlensäure unterliegt. Die Erhärtung des Mörtels geht allmählich, nach dem Innern fortschreitend, vor sich. — Eine normale Mauerfuge ist in etwa 8 Tagen ausreichend erhärtet. Da der vorbeschriebene Vorgang bei tiefen Temperaturen sich nicht vollzieht, ist nur höchstens bis zu -2° C mit Kalksandmörtel — ohne besondere Vorsicht — zu mauern. Bei stärkerem Frost können Steine und Wasser erwärmt werden.

1 cbm an der Luft erhärteter Kalksandmörtel wiegt rd. 1680 kg; sein Porenraum beträgt i. M. 20 v. H.; die Druckfestigkeit kann unter normalen Verhältnissen zu 40 kg/qcm, die Zugfestigkeit zu $\frac{1}{8}-\frac{1}{10}$ dieses Wertes angenommen werden.

Die Berechnung des ungelöschten und gelöschten Kalkes erfolgt nach cbm. 1 cbm = 10 Faß = 10 hl = 1000 l — seltener nach alten preußischen Tonnen zu je 220 l. Die Kosten des heut vielfach von besonderen Fabriken gleich vermauerungsfertig gelieferten Kalksandmörtels sind in Deutschland sehr verschieden und schwanken je nach dem Kalkpreise recht erheblich.

Vielach wird der Wert eines Mörtels nach seiner Dichtigkeit (d) beurteilt. Hierunter versteht man den Quotienten:

$$d = \frac{\text{Kittmasse}}{\text{Hohlräume}} = \frac{\text{Bindemittel} + \text{Wasser}}{\text{Hohlräume}}$$

Ein Mörtel wird als dicht bezeichnet, wenn $d \geq 1$ ist. Kalksandmörtel sind fast stets dicht (vgl. weiter unten).

Unter der Ausbeute eines Stoffes im Mörtel ist daß Maß zu verstehen, in dem der Stoff zur Raumvergrößerung beiträgt. Hierbei ist die Porenmasse des Sandes zu 40 v. H., seine eigene Masse also zu 60 v. H. einzuführen; es wird gerechnet nach Unna¹⁾:

Die Ausbeute von Fettkalk = 1,00, Zement und Traß = 0,48, hydraulischem Kalk = 0,28, Wasser = 1,00.

Es beträgt z. B. für 1 Fettkalk + 2 Sand + 0,4 Wasser die Ausbeute: $1,0 + 2 \cdot 0,6 + 0,4 = 3,6$; ferner ist die Kittmasse (Bindemittel + Wasser) $1,00 + 0,4 = 1,4$, während die Hohlräume $2 \cdot 0,4 = 0,8$ betragen. Demnach ist:

$$d = \text{Dichtigkeit} = \frac{1,4}{0,8} = 1,75.$$

Als Zusatz kommt, um dem Kalkmörtel hydraulische Eigenschaften zu geben, abgesehen von den besonderen, später zu behandelnden hydraulischen Zuschlägen, fast ausschließlich Portlandzement in Frage. Alsdann entstehen die sogen. verlängerten Zementmörtel. Bei ihnen wird zunächst der Sand mit dem Zement und diese Mischung mit dem Kalkbrei vereinigt, wenn man nicht zu Pulver gelöschten Kalk verwendet. Zweckmäßige Mischungen sind:

1 Z. + $\frac{1}{2}$ K. + 5 S. + 1,3 Wasser; 1 Z. + 1 K. + 6 S. + 1,35 W.;

1 Z. + $\frac{1}{2}$ K. + 8 S. + 1,6 W.; 1 Z. + 2 K. + 10 S. + 1,7 W.

Diese Mischungen ergeben eine Ausbeute von 5,3, 6,5, 8,4, 9,2 Teilen Mörtel; 1 cbm Mörtel erfordert hierbei: an Zement: 270 bzw. 220 bzw. 170 bzw. 155 kg; an gebranntem Kalk: 46 bzw. 74 bzw. 86 bzw. 106 kg; an Sand: 0,95 bzw. 0,93 bzw. 0,96 bzw. 1,090 cbm und an Wasser: 0,25 bzw. 0,22 bzw. 0,20 bzw. 0,19 cbm.

An Kalkteig werden gebraucht etwa: 100, 165, 195 und 210 l.

Als Druckfestigkeiten können nach Erhärtung von 1 Tag an der Luft und 7 Tagen unter Wasser gelten für:

$$\left. \begin{array}{l} 1 : \frac{1}{2} : 5 \text{ rd. } 170 \text{ kg/qcm} \\ 1 : 1 : 6 \text{ ,, } 200 \text{ ,,} \\ 1 : 1\frac{1}{2} : 8 \text{ ,, } 130 \text{ ,,} \\ 1 : 2 : 10 \text{ ,, } 110 \text{ ,,} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Für die Zugfestigkeit kann etwa} \\ \frac{1}{10} \text{ dieser Werte gerechnet werden} \end{array}$$

¹⁾ Unna, Die Bestimmung rationeller Mörtelmischungen. 3. Aufl. Paul Neubner, Köln.

Die Dichtigkeiten der Mörtel sind: 1,14, 1,45, 1,12, 0,8.

Namentlich bei dem mit hohen Sandzusätzen gemischten, verlängerten Zementmörtel empfiehlt es sich, zu Pulver gelöschten Kalk zu verwenden, da hier der Kalkteig mit dem erdfeuchten Gemisch aus Zement und Sand schwer vermischbar ist.

Selten wird pulverisierter, scharf gebrannter Ziegelstein als Zuschlag gewählt, dem allerdings geringe hydraulische Eigenschaften innewohnen. Erheblich erfolgreicher in der Wirkung sind Zusätze von fein gemahlener Hochofenschlacke. Über die hydraulischen Eigenschaften dieser sind auch die Mitteilungen über Schlacken- und Eisenportland- und Hochofenzemente zu vergleichen.

b) Gipsmörtel. Zur Herstellung von Gipsmörtel findet vorwiegend der hoch (d. h. bei Temperaturen über 500°C, meist bis 950°C) gebrannte Estrichgips Verwendung und zwar meist kein besonders fein gemahlene, allzusehnell erhärtendes, sondern ein körniges Material (wie bei normalem Bausand). Meist wird dem Estrichgips kein Sand zugesetzt, da er hierbei an Erhärtungsfähigkeit und Festigkeit leidet. Vielfach mengt man: 8 R.-T. Gips + 5 R.-T. Wasser = 6 R.-T. dickflüssigen Gipsmörtel; daneben findet sich auch Gipskalkmörtel aus 1 R.-T. Gips + $\frac{1}{3}$ mit feinem Sand angemengtem Kalkmörtel. Ein Stehenlassen des fertig angesetzten Mörtels durch 24 Stunden vor dem Verbräuche ist zweckmäßig. Estrichgipsmörtel verträgt verhältnismäßig tiefe Temperaturen und ist noch bei einer Kälte von 5—10°C gut verarbeitbar. Neben diesem Vorzuge zeichnet er sich Kalkmörtel gegenüber durch seine besonders gute Haftung am Stein, durch seine helle Farbe, die er dauernd bewahrt und die Möglichkeit vielartiger Farbgebung aus. Für Wand- und Deckenputz verwendet man: 3 R.-T. Kalk + 1 R.-T. Gips + $4\frac{1}{2}$ R.-T. feinen Sand, oder: 2 R.-T. Gips + 1 R.-T. Sand. Gut ist es, einen Unterputz von Gips in Leimwasser anzuwenden. An feuchten Wänden soll Gipsputz nicht benutzt werden, da er hier nicht trocknet und schlecht abbindet.

Der bei 180° gebrannte Stuckgips wird vorwiegend zu Wand- und Deckenputz verwendet, und zwar mit Kalk- und Sandzusatz.

Wandputz	1 Gips + 3 Kalk + 1 Sand
Deckenputz	2 „ + 3 „ + 1 „

Je nach dem Wassergehalt — auf 1 T. Gips $\frac{5}{8}$ bis $\frac{13}{8}$ T. Wasser — ist der Stuckgipsmörtel dick- oder dünnflüssig. 1 T. Gips + $\frac{5}{8}$ T. Wasser liefern $\frac{3}{4}$ T. Mörtel. Dieser hat nach 7 bzw. 28 bzw. 84 Tagen eine Zugfestigkeit = 12, 20, 23 kg/qcm und eine Druckfestigkeit \approx 55, 80 und 125 kg/qcm¹). Eine größere Härte des Mörtels wird auch hier durch Anmachen mit Leimwasser bewirkt.

Abarten von Gipsputz sind: Marmorputz (Gips und Weißkalk mit zinkhaltigem Wasser und der Lösung eines Alkalisilicates angemengt), Heliolith (von A. Möller-Altona), ein abwaschbarer, auf einem Unterputz von hydraulischem Kalk aufgebracht Hart- und Glanzputz.

2. Hydraulische Kalke.

Hydraulische Kalke werden aus Kalkmergel und Kieselkalke gewonnen, besitzen einen höheren Tonerdesilicatgehalt (20—25%), werden nur bis zum Beginne der Sinterung gebrannt und i. d. R. in Pulverform gelösch („abgedämpft“

¹) Versuche von Tetmayer mit Schweizer Stuckgips.

²) Daneben kommt auch — im Übergang zu Romanzementen — gemahlener Wasserkalk in ungedämpftem Zustande in den Handel. Die Mahlung muß hier eine besonders feine sein, weil der noch nicht gelöschte Staubkalk wie der Zement erst während der Mörtelbereitung zum Ablösen kommt.

³) Nach den schweizerischen Normen soll ein Mörtel aus 1 hydraulischem Kalk + 3 Sand + 12% Wasser der Gesamtmenge nach 28 Tagen Erhärtung (3 an Luft, 25 unter Wasser) ergeben: Zugfestigkeit > 6—8, Druckfestigkeit > 30—50 kg/qcm, je nachdem er leichter oder schwerer. Es finden sich auch hydraulische Kalke mit dreifach so großer Festigkeit.

und gemahlen²⁾. Sie sind „frisch“ zu verwenden. Erhärtung teils durch Aufnahme von CO₂ (Anfangshärtung), teils durch Bildung von Kalkhydrosilicaten im Wasser. Festigkeit bei Mischung mit 3 Normsand nach 28 Tagen bei Luftlagerung auf Zug i. M. 10, auf Druck i. M. 75 kg qcm³⁾, bei Wassererhärtung etwa $\frac{2}{3}$ hiervon; jedoch stehen namentlich die hoch hydraulischen Kalke, welche einen Übergang zu den Romanzementen bilden an Festigkeit erheblich höher:

Erhärtungszeit								
28 Tage			90 Tage					
Mischung 1 : 3								
Wasserlagerung		Luftlagerung		Wasserlagerung		Luftlagerung		Festigkeit
Zug-	Druck-	Zug-	Druck-	Zug-	Druck-	Zug-	Druck-	
20	150	22	160	bis 40	bis 230	bis 40	bis 260	kg/qcm

1 hydr. Kalk + 1,5 Sand + 0,75 Wasser liefert rd. 2,0 Mörtel, hat eine Dichtigkeit = 1,7 und verlangt auf 1 cbm rd. 300 l Kalk, 0,78 cbm Sand und 0,39 cbm Wasser. 1 Kalk + 2 Sand + Wasser gibt 2,4 T. Mörtel, desgl. 1 + 3 3 T. Mörtel. Ohne Sand wird hydraulischer Kalk zum Mauern in bewegtem Wasser, mit Sand im Nassen, als Putz im Verhältnis bis 1 : 6 verwendet. Je weniger hydraulisch der Kalk ist, desto mehr Sand kann man ihm zusetzen. Bekanntere Arten sind: der Rüdersdorfer hydraulische Kalk, der Kalk von Streudnitz in Thür., von Recklinghausen, Thale i. H., von Geseke, von Büren, Förderstedt, Braunsdorf, aus der Eifel u. a. O.

Den Wasserkalken nahe stehen die sog. Edelputzmaterialien, welche als Trocken(Sack-)mörtel in den Handel gebracht werden und gebrauchsfähige Fassadenmörtel darstellen. Zu nennen sind: Terranova (Terranova-Industrie Freihung, Oberpalz, Terrasit (Terrasit G. m. b. H. Berlin-Halensee), Lithin, A. G. Steinfels bei Parksteinhütten in Bayern), Felsit-Porphyr (Porphyr Ges. Freihung) Diabasit (Putz- usw. Werke Langelsheim i. H.), Topasit (Topasitwerke Langelsheim i. H.) u. a. m. Wegen Einzelheiten dieser Rohmaterialien sei auf die Broschüren der vorgenannten Werke verwiesen.

3. Zemente.

a) Den hydraulischen Kalken verwandt sind die: natürlichen Zemente¹⁾ (Naturzemente) mit einem Tongehalt von etwa 30 v. H. und Kieselsäure — auch Romanzemente (nach dem ältesten englischen Fabrikate in Erinnerung an die „römische Puzzolane“) genannt. In der Regel sind es Mergelkalksteine, die durch Brennen bis zur Sinterung aufgeschlossen werden und hydraulische Eigenschaften erhalten. Die Erstarrung der angemengten Mörtel tritt oft sehr rasch ein, während die vollkommene Erhärtung und die Erzielung großer Festigkeit längere Zeit verlangt. Frisch zu verbrauchen; Steine genügend anzunässen, Mauerwerk feucht zu halten. Ein Sandzusatz findet aus Sparsamkeit statt, bedingt aber in der Regel geringere Festigkeit des Mörtels. Struktur erdig, körnig; Farben gelblich bis graubraun — dunkler wie die hydraulischen Kalke.

Gegenüber den hydraulischen Kalken sind Romanzemente dadurch unterschieden, daß sie nach dem Brennen in Wasser gebracht, in diesem sich nicht mehr zu einem Pulver ablösen — eine Eigenschaft, die den Wasserkalken eigen ist.

Im Handel in gemahlenem Zustande in Fässern (250 kg brutto) oder in Säcken (60 und 75 kg). Dem Gewicht von 50 kg entspricht ein Rauminhalt von 47 l. Gewicht: erhärtet, 2700—3000 kg/cbm, eingerüttelt 1200—1500 kg/cbm, lose 800—1050 kg/cbm.

¹⁾ Durch preuß. Min.-Verfüg. v. 16. III. 1910 ist für diese Zemente bestimmt: „Naturzemente sind den Portlandzementen ähnliche, aus natürlichen Steinen durch einfaches Brennen hergestellte Erzeugnisse, die jedoch mangels inniger Mischung der Bestandteile nicht die erforderliche Gleichmäßigkeit gewährleisten. Solche Zemente dürfen nicht als Portlandzemente bezeichnet werden.“

Besondere Arten sind: der Bielefelder Romanzement, der Romanzement der Porta Westfalica bei Minden, desgl. von Kuffstein, Kulmbach, Perlmoos, der Naturzementkalk von Foerderstedt (durch Glühen von Dolomit erhalten, vielfach bewährt — Schenk & Vogel) u. a. m.

Mörtel aus Romanzement erreichen in der Regel nicht die Güte wie bei Verwendung von Portlandzement, namentlich bei geringem Sandzusatz.

Festigkeitsverhältnisse:

ohne Sandzusatz: $k_z = 16$ bzw. 19 kg/qcm nach 7 bzw. 28 Tagen } Mittel-
 $k_d = 100$ „ 150 „ „ 7 „ 28 „ } werte

In Mischung 1 : 3 Normalsand soll bei einer der Portlandzementprüfung entsprechenden Erhärtung nach 28 Tagen bei langsam bindendem Material: $k_z > 15$; $k_d > 120$, nach 365 Tagen > 25 und $> 225 \text{ kg/qcm}$ sein¹⁾.

Für wasserdichten Mörtel empfiehlt sich ein geringer Zusatz von $\frac{1}{8}$ — $\frac{1}{4}$ T. Ätzkalk: Mischungsverhältnis: 1— $1\frac{1}{8}$ Romanzement + $1\frac{3}{8}$ — $1,5$ Sand + $\frac{1}{8}$ — $\frac{1}{4}$ Ätzkalk.

Für Mauerwerk in nassen Boden: 1 Romanzement : $\frac{2}{3}$ Sand.

Es ergibt: 1 Romanzement + 1 Sand = 1,6 Mörtel; 1 Romanzement + 2 Sand = 2,3 Mörtel; 1 Romanzement + 3 Sand = 3,0 Mörtel.

Romanzemente sind besonders dort wertvoll, wo es sich mehr um schnelle Erhärtung unter Wasser, als große Festigkeit handelt. Der Preis ist geringer als der vom Portlandzement.

b) **Portlandzement**, ein künstlicher Zement, hergestellt aus kohlenurem Kalk und Ton, die in bestimmtem Verhältnisse gemischt (trocken, feucht, naß, geschlämmt), bis mindestens zur Sinterung gebrannt und alsdann bis zur Mehlfeinheit zerkleinert sind — vgl. auch weiter unten die Begriffserklärung der „Normen“. Farbe grünlich bis bläulichgrau. Die Güte des Materials hängt ab von der Güte der Rohstoffe, namentlich des Tons, der guten und richtigen Zusammensetzung und Vermischung, dem Grade des Brennprozesses, endlich der feinen Mahlung. Chemische Zusammensetzung etwa: 60% Kalk, 7,5% Tonerde, 23% Kieselsäure, 3,5% Eisenoxyd und etwas Magnesia bzw. Gips bzw. Schwefelsäureanhydrid. Raumgewichte: lose eingelaufen 1,4, eingerüttelt 1,95, erhärtet 2,7—3,2; spez. Gewicht $> 3,1$.

Zum Brennen der Rohmasse werden entweder — selten — Öfen mit unterbrochenem Betriebe, meist solche mit kontinuierlichem Brande benutzt. Unter letzteren sind besonders Ringöfen und Drehrohröfen zu nennen, bei deren ersterer Art das in die Form von Steinen gebrachte Rohmaterial gebrannt wird, während bei der zweiten Ofenart die Rohmasse ohne vorhergehende Formgebung als Schlamm oder Mehl eingeführt wird. Wesentlich ist, daß bei dem Brennprozesse die Sinterung oder angehende Schmelzung, die sich durch Erweichung der Rohmasse in der Weißglühhitze zu erkennen gibt, vollständig eingetreten ist, da erst hierdurch die vorzüglichen Eigenschaften des Portlandzementes hervorgerufen werden. Gerade in der Höhe der Brenntemperatur (bei etwa 1500°C) liegt auch ein wesentlicher Unterschied gegenüber den Romanzementen und den hydraulischen Kalken, die bei erheblich tieferen Graden erbrannt werden. Bei dem Brennprozesse entweichen zunächst Wasser und aus dem Kalk die Kohlensäure; der so entstandene gebrannte Kalk wirkt alsdann in der Sinterungshitze aufschließend auf die tonigen Bestandteile und verbindet sich mit ihnen.

¹⁾ Die österreichischen Normen verlangen:

	Erhärtungsdauer	Mindest-	
		Druck	Zug
		Festigkeit in kg/qcm	
langsam und mittelbindende Romanzemente	7 Tage	—	5
	28 „	80	10
raschbindende Romanzemente	7 „	—	4
	28 „	60	8

Zum Zerkleinern des harten Brenngutes dienen Kugelmöhlen, Rohrmöhlen u. a. m. Es entsteht alsdann das fertige Erzeugnis, das unmittelbar verwendbar ist.

In der Regel liefern die Zementwerke, welche sowohl in Ring- als im Drehrohröfen den Zement erbrennen, einen aus beiden Brennverfahren gemischten Zement.

Für die Eigenschaften des Portlandzements, sein Vorkommen im Handel, sowie die Prüfung seiner Güte sind die deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement maßgebend, aufgestellt 1909 vom Verein Deutscher Portlandzement-Fabrikanten unter Mitwirkung des Königl. Materialprüfungsamtes Groß-Lichterfelde. Dieselben seien nebst den Begründungen und Erläuterungen nachstehend wiedergegeben. Diese Normen traten an Stelle der älteren, welche u. a. für Preußen unter dem 28. Juli 1887, 23. April 1897 und 19. Februar 1902 vom Minister der öffentlichen Arbeiten genehmigt wurden, und sind durch Erlaß vom 10. März 1910 in Preußen anerkannt.

I. Begriffserklärung von Portlandzement.

Portlandzement ist ein hydraulisches Bindemittel mit nicht weniger als 1,7 Gewichtsteilen Kalk (CaO) auf 1 Gewichtsteil lösliche Kieselsäure (SiO_2) + Tonerde (Al_2O_3) + Eisenoxyd (Fe_2O_3), hergestellt durch feine Zerkleinerung und innige Mischung der Rohstoffe, Brennen bis mindestens zur Sinterung und Feinmahlen.

Dem Portlandzement dürfen nicht mehr als 3 v. H. Zusätze zu besonderen Zwecken zugegeben sein.

Der Magnesiumgehalt darf höchstens 5 v. H., der Gehalt an Schwefelsäureanhydrid nicht mehr als $2\frac{1}{2}$ v. H. im geglähten Portlandzement betragen.

Begründung und Erläuterung.

Portlandzement unterscheidet sich von allen anderen hydraulischen Bindemitteln durch seinen hohen Kalkgehalt, welcher eine innige Mischung der Rohstoffe in ganz bestimmten Verhältnissen bedingt, wie sie (sehr wenige natürliche Vorkommen ausgenommen) mit Sicherheit nur auf künstliche Weise durch feinstes Mahlen oder Schlämmen und innigste Mischung unter chemischer Kontrolle zu erreichen ist.

Es muß im Interesse der Abnehmer verlangt werden, daß ähnliche, aus natürlichen Steinen, durch einfaches Brennen hergestellte Erzeugnisse als „Naturzemente“ bezeichnet werden.

Durch das Brennen bis zur Sinterung (beginnende Schmelzung) erhält das Erzeugnis eine sehr große Dichte (Raumgewicht), welche eine wesentliche Eigenschaft des Portlandzementes ist.

Ein Magnesiumgehalt bis zu 5 v. H., wie er bei Verwendung dolomithaltigen Kalksteins im Portlandzement vorkommen kann, hat sich als unschädlich erwiesen, wenn bei Bemessung des Kalkgehaltes der Magnesiumgehalt berücksichtigt wurde.

Um den Portlandzement langsam bindend zu machen, ist es üblich, ihm beim Mahlen rohen Gips (wasserhaltiger, schwefelsaurer Kalk) zuzusetzen, außerdem enthalten fast alle Portlandzemente schwefelsaure Verbindungen aus den Rohstoffen und Brennstoffen.

Zusätze zu besonderen Zwecken, namentlich zur Regelung der Bindezeit, sind nicht zu entbehren, jedoch in Höhe von 3 v. H. begrenzt, um die Möglichkeit von Zusätzen lediglich zur Gewichtsvermehrung auszuschließen.

Ein Gehalt bis zu $2\frac{1}{2}$ v. H. Schwefelsäureanhydrid hat sich als unschädlich erwiesen.

II. Verpackung und Gewicht.

Portlandzement wird in der Regel in Säcken oder Fässern verpackt. Die Verpackung soll außer dem Bruttogewicht und der Bezeichnung „Portlandzement“ die Firma oder Marke des Werkes in deutlicher Schrift tragen.

Streuverlust sowie etwaige Schwankungen im Einzelgewicht können bis zu 2 v. H. nicht beanstandet werden.

Begründung und Erläuterung.

Da bei Verpackung sowohl in Säcken wie in Fässern verschiedene Gewichte im Gebrauch sind, so ist die Aufschrift des Bruttogewichts unbedingt nötig.

Durch die Bezeichnung „Portlandzement“ soll dem Käufer die Gewißheit gegeben werden, daß die Ware der diesen Normen vorgedruckten Begriffserklärung entspricht.

III. Abbinden.

Der Erhärtungsbeginn von normal bindendem Portlandzement soll nicht früher als eine Stunde nach dem Anmachen eintreten. Für besondere Zwecke kann rascher bindender Portlandzement verlangt werden, welcher als solcher gekennzeichnet sein muß.

Begründung und Erläuterung.

Der Erhärtungsbeginn von normal bindendem Portlandzement wurde auf mindestens eine Stunde festgesetzt, weil der Beginn des Abbindens von Wichtigkeit ist; dagegen ist von der Festsetzung einer bestimmten Bindezeit Abstand genommen, weil es bei der Verwendung von Portlandzement von geringer Bedeutung ist, ob der Abbindeprozeß in kürzerer oder längerer Zeit beendet wird. Etwaige Vorschriften über die Bindezeit sollten daher nicht zu eng begrenzt werden.

Um ein Urteil über das Abbinden eines Portlandzements zu gewinnen, rühre man 100 g des reinen, langsam bindenden Portlandzements 3 Minuten, des rasch bindenden 1 Minute lang mit Wasser zu einem steifen Brei an und bilde auf einer Glasplatte einen etwa 1,5 cm dicken, nach dem Rande hin dünn auslaufenden Kuchen. Die zur Herstellung dieses Kuchens erforderliche Dickflüssigkeit des Portlandzementbreies soll so beschaffen sein, daß der mit einem Spatel auf die Glasplatte gebrachte Brei erst durch mehrmaliges Aufstoßen der Glasplatte nach dem Rande hin ausläuft, wozu in den meisten Fällen 27 bis 30 v. H. Anmachwasser genügen. Man beobachte die beginnende Erstarrung.

Zur Feststellung des Erhärtungsbeginnes und zur Ermittlung der Bindezeit bedient man sich der zylindrischen Normalnadel von 1 mm Querschnitt und 300 g Gewicht, die senkrecht zur Achse abgeschnitten ist. Man füllt einen auf eine Glasplatte gesetzten konischen Hartgummiring von 4 cm Höhe und 7 cm mittlerem lichten Durchmesser mit dem Portlandzementbrei (aus etwa 300 g Portlandzement) von der oben angegebenen Dickflüssigkeit und bringt ihn unter die Nadel. Der Zeitpunkt, in welchem die Normalnadel den Portlandzementkuchen nicht mehr gänzlich zu durchdringen vermag, gilt als „Beginn des Abbindens“. Die Zeit, welche verfließt, bis die Normalnadel auf dem erstarrten Kuchen keinen merklichen Eindruck mehr hinterläßt, ist die „Bindezeit“.

Da das Abbinden von Portlandzement durch die Wärme der Luft und des zur Verwendung gelangenden Wassers beeinflusst wird, insofern hohe Temperatur das Abbinden beschleunigt, niedrige Temperatur es dagegen verzögert, so ist es nötig, die Versuche, um zu übereinstimmenden Ergebnissen zu gelangen, bei 15—18° C mittlerer Zement-, Wasser- und Luftwärme vorzunehmen und auch Geräte und Sand vorher auf diese Temperatur zu bringen.

Die Meinung, daß Portlandzement bei längerem Lagern an Güte verliere, ist irrig, sofern der Portlandzement trocken und zugfrei gelagert wird. Vertragsbestimmungen, welche nur frische Ware vorschreiben, sollten deshalb in Wegfall kommen.

IV. Raumbeständigkeit.

Portlandzement soll raumbeständig sein. Als entscheidende Probe soll gelten, daß ein auf einer Glasplatte hergestellter und vor Austrocknung geschützter Kuchen aus reinem Portlandzement, nach 24 Stunden unter Wasser gelegt, auch nach längerer Beobachtungszeit durchaus keine Verkrümmungen oder Kantenrisse zeigen darf.

Erläuterung.

Zur Ausführung der Probe wird der zur Beurteilung des Abbindens angefertigte Kuchen bei langsam bindendem Portlandzement nach 24 Stunden, jedenfalls aber erst nach erfolgtem Abbinden, unter Wasser gelegt. Bei rasch bindendem Portlandzement kann dies schon nach kürzerer Frist geschehen. Die Kuchen, namentlich von langsam bindendem Portlandzement, müssen bis nach erfolgtem Abbinden vor Trocknung geschützt werden, am besten durch Aufbewahren in einem bedeckten Kasten. Es wird hierdurch die Entstehung von Schwindrissen vermieden, welche in der Regel in der Mitte des Kuchens entstehen und von Unkundigen für Treibrisse gehalten werden können.

Zeigen sich bei der Erhärtung unter Wasser Verkrümmungen oder Kantenrisse, so deutet dies unzweifelhaft „Treiben“ des Portlandzements an, d. h. es findet infolge einer Raumvermehrung Zerklüften des Portlandzements unter allmählicher Lockerung des zuerst gewonnenen Zusammenhanges statt, welches bis zu gänzlichem Zerfallen des Portlandzements führen kann.

Die Erscheinungen des Treibens zeigen sich an den Kuchen in der Regel bereits nach 3 Tagen; jedenfalls genügt eine Beobachtung bis zu 28 Tagen.

V. Feinheit der Mahlung.

Portlandzement soll so fein gemahlen sein, daß er auf dem Siebe von 900 Maschen auf ein Quadratcentimeter höchstens 5 v. H. Rückstand hinterläßt. Die Maschenweite des Siebes soll 0,222 mm betragen.

Begründung und Erläuterung.

Zu der Siebprobe sind 100 g Portlandzement zu verwenden.

Genauere Siebe sind im Handel nicht zu haben, deshalb sollen Schwankungen der Maschenweite zwischen 0,215 mm bis 0,240 mm zulässig sein.

Da Portlandzement fast nur mit Sand, in vielen Fällen sogar mit hohem Sandzusatz verarbeitet wird, die Festigkeit eines Mörtels aber um so größer ist, je feiner der dazu verwendete Portlandzement gemahlen war (weil dann mehr Teile des Portlandzements zur Wirkung kommen), so ist es geboten, die Prüfung von Portlandzement auf Bindekraft mittels Sandzusatz vorzunehmen.

Es wäre indessen irrig, wollte man aus der feinen Mahlung allein auf die Güte eines Portlandzements schließen.

VI. Festigkeitsproben.

Der Portlandzement soll auf Druckfestigkeit in einer Mischung von Portlandzement und Sand nach einheitlichem Verfahren geprüft werden, und zwar an Würfeln von 50 qcm Fläche.

Begründung.

Da man erfahrungsgemäß aus den mit Portlandzement ohne Sandzusatz gewonnenen Festigkeitsergebnissen nicht einheitlich auf die Binfefähigkeit zu Sand schließen kann, namentlich wenn es sich um Vergleich von Portlandzementen aus verschiedenen Fabriken handelt, so ist es geboten, die Prüfung von Portlandzement auf Bindekraft mittels Sandzusatz vorzunehmen.

Weil bei der Verwendung die Mörtel in erster Linie auf Druck in Anspruch genommen werden und die Druckfestigkeit sich am zuverlässigsten ermitteln läßt, ist nur die Prüfung auf Druckfestigkeit entscheidend.

Um die erforderliche Einheitlichkeit bei den Prüfungen zu wahren, wird empfohlen, derartige Apparate und Geräte zu benutzen, wie sie beim Königl. Materialprüfungsamt Großlichterfelde in Gebrauch sind.

VII. Festigkeit¹⁾.

Langsam bindender Portlandzement soll mit 3 Gewichtsteilen Normensand auf 1 Gewichtsteil Portlandzement nach 7 Tagen Erhärtung — 1 Tag in feuchter Luft und 6 Tage unter Wasser — mindestens 120 kg/qcm erreichen; nach weiterer Erhärtung von 21 Tagen in Luft von 15—30° C soll die Druckfestigkeit mindestens 250 kg/qcm betragen. Im Streifalle entscheidet nur die Prüfung nach 28 Tagen.

Portlandzement, der für Wasserbauten bestimmt ist, soll nach 28 Tagen Erhärtung — 1 Tag in feuchter Luft, 27 Tage unter Wasser — mindestens 200 kg/qcm Druckfestigkeit zeigen.

Zur Erleichterung der Überwachung auf der Baustelle kann eine Prüfung auf Zugfestigkeit dienen. Der Zement soll in einer Mischung von 1 T. Zement : 3 T. Normensand nach 7 Tagen Erhärtung — 1 Tag in der Luft, 6 Tage unter Wasser — mindestens 12 kg/qcm Zugfestigkeit aufweisen.

Bei schnell bindenden Portlandzementen ist die Festigkeit nach 28 Tagen im allgemeinen geringer als die oben angegebene. Es soll deshalb bei Nennung von Festigkeitszahlen stets auch die Bindezeit aufgeführt werden.

Begründung und Erläuterung.

Da verschiedene Portlandzemente hinsichtlich ihrer Bindekraft zu Sand, worauf es bei ihrer Verwendung vorzugsweise ankommt, sich sehr verschieden verhalten können, so ist insbesondere beim Vergleich mehrerer Portlandzemente die Prüfung mit hohem Sandzusatz unbedingt erforderlich. Als normales Verhältnis wird angenommen: 3 Gewichtsteile Sand auf 1 Gewichtsteil Portlandzement, da mit 3 Teilen Sand der Grad der Binfefähigkeit bei verschiedenen Portlandzementen in hinreichendem Maße zum Ausdruck gelangt.

Wenn aber die Ausnutzungsfähigkeit eines Portlandzements voll dargestellt werden soll, empfiehlt es sich, auch noch Versuchsreihen mit höheren Sandzusätzen auszuführen.

Portlandzement, welcher eine höhere Festigkeit zeigt, gestattet in vielen Fällen einen größeren

¹⁾ Hierzu bemerkt die preuß. Min. Verfüg. v. 16. III. 1910. Bei Vergebung von größeren Zementlieferungen empfiehlt es sich, vor der Zuschlagserteilung nicht nur Proben mit Normensand und in der Normalmischung 1 : 3 anzustellen, sondern, wie dies in der Begründung und Erläuterung hervorgehoben wird, auch mit denjenigen Mischungen und Sandsorten, die bei dem Bau wirklich verwandt werden sollen (z. B. 1 : 5 oder 1 : 7).

Es sei hier noch besonders darauf hingewiesen, daß die Druckprobe in Zukunft in erster Linie maßgebend sein soll, die Zugprobe jedoch daneben beibehalten ist, da sie als Vorprobe genügt und auf den Baustellen meist leichter auszuführen sein wird.

Sandzusatz und hat, aus diesem Gesichtspunkte betrachtet, sowie auch schon wegen seiner größeren Festigkeit bei gleichem Sandzusatz, Anrecht auf einen entsprechend höheren Preis.

Da die weitaus größte Menge des Portlandzementes Verwendung im Hochbau findet und in kürzerer Zeit die Bindekraft sich nicht genügend erkennen läßt, so wird als maßgebende Prüfung die auf Druckfestigkeit nach 28 Tagen Erhärtung — 1 Tag in feuchter Luft, 6 Tage unter Wasser und dann 21 Tage in Luft von 15—30° C — bestimmt und damit den Verhältnissen der Praxis angepaßt.

Für den zu Wasserbauten bestimmtem Portlandzement wird, der praktischen Verwendung entsprechend, die Prüfung nach 27 Tagen Wasserehärtung beibehalten.

Da aus der Zugfestigkeit des Zementes nicht in allen Fällen auf eine entsprechende Druckfestigkeit geschlossen werden kann, empfiehlt es sich, bei sehr hohen Zugfestigkeitszahlen nach 7-tägiger Erhärtung die Druckfestigkeit des Zementes besonders zu prüfen.

Um zu übereinstimmenden Ergebnissen zu gelangen, muß überall Sand von gleicher Korngröße und gleicher Beschaffenheit (Normensand) benutzt werden.

Der deutsche Normensand wird aus einem tertiierten Quarzlager der Braunkohlenformation in der Nähe von Freienwalde a. O. gewonnen. Der fast weiße Rohsand wird in einer Waschmaschine gewaschen und künstlich getrocknet. Die Absiebung des trocknen Sandes geschieht auf Schwingsieben, die pendelnd aufgehängt sind. Auf dem einen Siebe wird erst das Grobe abgesiebt und dann auf dem andern das Feine. Von jeder Tagesfertigung wird eine Probe auf Korngröße und Reinheit im Königl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde kontrolliert.

Zur Überwachung der Korngröße dienen Siebe aus 0,25 mm dickem Messingblech mit kreisrunden Löchern von 1,350 und 0,775 mm Durchmesser¹⁾.

Der nach wiederholten Kontrollproben für gut befundene Normensand wird gesackt und jeder Sack mit der Plombe des Königl. Materialprüfungsamtes verschlossen¹⁾.

Beschreibung der Proben zur Ermittlung der Festigkeit.

Da es darauf ankommt, daß bei Prüfung desselben Portlandzements an verschiedenen Orten übereinstimmende Ergebnisse erzielt werden, so ist auf die genaue Einhaltung der im nachstehenden gegebenen Regeln ganz besonders zu achten.

Zur Erzielung richtiger Durchschnittszahlen sind für jede Prüfung mindestens 5 Probekörper anzufertigen.

Anfertigung der Portlandzement-Sand-Proben. Herstellung des Normenmörtels (1 : 3) und der Probekörper für die Festigkeitsversuche.

a) Mischen des Mörtels.

Das Mischen des Mörtels aus 1 G.-T. Portlandzement + 3 G.-T. Normensand soll mit der Mörtelmischmaschine Bauart Steinbrück-Schmelzer wie folgt geschehen: 400 g Portlandzement und 1200 g Normensand werden zunächst trocken mit einem leichten Löffel in einer Schüssel eine Minute lang gemischt. Dem trocknen Gemisch wird die vorher zu bestimmende Wassermenge zugesetzt. Die feuchte Masse wird sodann eine weitere Minute lang gemischt, dann in dem Mörtelmischer gleichmäßig verteilt und durch 20 Schalenumdrehungen bearbeitet.

b) Bestimmung des Wasserzusatzes.

Die Ermittlung des Wasserzusatzes zum Normenmörtel erfolgt unter Benutzung von Würfelformen in folgender Weise:

Trockne Mörtelgemische in oben angegebener Menge werden beim ersten Versuch mit 128 g (8 v. H.) und, wenn nötig, beim zweiten Versuch mit 160 g (10 v. H.) Wasser angemacht und im Mörtelmischer, wie vorgeschrieben, gemischt.

850 bis 860 g des fertig gemischten Mörtels werden in die Druckform, deren Aufsatzkasten am unteren Rande mit zwei Nuten versehen ist, gefüllt und im Hammerapparat von Böhme mit Festhaltung (nach Martens) mit 150 Schlägen eingeschlagen.

Nach dem Verhalten des Mörtels beim Einschlagen ist zu beurteilen, welcher

¹⁾ Den Verkauf dieses plombierten „Deutschen Normensandes“ haben das Laboratorium des Vereins Deutscher Portlandzement-Fabrikanten, Karlshorst und das Chemische Laboratorium für Tonindustrie, Prof. Dr. H. Seger und E. Cramer, G. m. b. H., Berlin NW 21, Dreyestr. 4, übernommen.

Grenze der richtige Wasserzusatz am nächsten liegt; danach sind die Versuche mit verändertem Wasserzusatz fortzusetzen.

Der Wasserzusatz ist richtig gewählt, wenn zwischen dem 90. und 110. Schläge aus einer der beiden Nuten Portlandzementbrei auszufließen beginnt.

Das Mittel aus drei Versuchskörpern mit gleichem Wasserzusatz ist maßgebend und gilt für Anfertigung der Proben.

Der Austritt des Wassers erfolgt bei noch trocknen Aufsatzkästen langsamer als bei schon einmal benutzten, deshalb ist der Versuch bei erstmaliger Benutzung des Aufsatzkastens unsicher.

c) Herstellung der Probekörper.

Die Anfertigung der Probekörper aus Normenmörtel soll wie folgt geschehen: 850 bis 860 g des vorschriftsmäßig gemischten Mörtels werden in die Normalwürfel¹⁾ gebracht und im Hammerapparat (Bauart Böhme) mit Festhaltung (Bauart Martens) unter Anwendung von 150 Schlägen eingeschlagen.

Die so hergestellten Probekörper werden an der Oberfläche mit einem Messer abgestrichen, geglättet und gezeichnet.

Die aus 400 g Portlandzement und 1200 g Normensand angemachte Mörtelmenge reicht zur Anfertigung von zwei Druckproben aus.

Die Körper werden mit der Form auf nicht absaugender Unterlage in feucht gehaltene, bedeckte Kästen gebracht und nach etwa 20 Stunden entformt; 24 Stunden nach erfolgter Herstellung kommen die Körper aus den Kästen unter Wasser von 15 bis 18° C.

Die für die Erhärtung unter Wasser bestimmten Probekörper dürfen erst unmittelbar vor der Prüfung dem Wasser entnommen werden. Das Wasser soll nicht mehr als 2 cm über den Probekörpern stehen und alle 14 Tage erneuert werden.

Die für die Erhärtung in Luft bestimmten Probekörper müssen einzeln freistehend auf dreikantigen Holzleisten im geschlossenen Raum zugfrei bei 15 bis 30° C gelagert werden.

Behandlung der Proben bei der Prüfung.

Bei der Prüfung soll, um einheitliche Ergebnisse zu erhalten, der Druck stets auf zwei Seitenflächen der Würfel ausgeübt werden, nicht aber auf die Bodenfläche und die bearbeitete obere Fläche. Das Mittel aus den 5 Proben soll als die maßgebende Druckfestigkeit gelten.

Preuß. Ministerialanweisung für die Ermittlung des Nettogewichts bei der Abnahme von Portlandzement.

(Vom 23. April 1897.)

Bei der Veranschlagung, Verdingung und Abnahme von Portlandzement ist das Nettogewicht (kg oder t) zugrunde zu legen.

Die Verpackung kann in Fässern oder Säcken erfolgen. Auf den Verpackungen müssen Brutto- und Nettogewicht, sowie Firma oder Marke der betreffenden Fabrik deutlich angegeben sein.

Fässer sollen in der Regel die Normalgröße von

180 kg brutto	= etwa 170 kg netto	für ganze,
90 „ „	= „ 83 „ „	halbe,
45 „ „	= „ 40 „ „	viertel

Fässer haben. Doch ist auch die Packung in größeren Fässern von 200 kg brutto zuzulassen.

¹⁾ Die Formen müssen vor Ingebrauchnahme gut gereinigt und leicht geölt sein. Am besten verwendet man eine Mischung aus $\frac{1}{2}$ Rüböl und $\frac{1}{2}$ Petroleum.

Zur Feststellung des Nettogewichts einer Lieferung soll wenigstens ein Zehntel der gelieferten Fässer oder Säcke nach beliebiger Auswahl des abnehmenden Beamten genau verwogen werden. Hierbei ist zunächst das Bruttogewicht zu ermitteln, demnächst ist durch Abzug des Gewichts der Verpackungen das Nettogewicht festzustellen. Weicht dieses um weniger als 2 v. H. von demjenigen Gewichte ab, welches die Fabrik angegeben hat, so ist das letztere der Abrechnung zugrunde zu legen. Beträgt die Abweichung nach unten mehr als 2 v. H., so ist der überschießende Teil für die ganze Lieferung in Abzug zu bringen. Übergewicht wird nicht bezahlt.

Für die Ermittlung des Gewichts der Verpackungen ist anzunehmen, daß alle Verpackungen einer Lieferung bzw. bei größeren Lieferungen einer Sendung von gleichem Gewichte sind; doch ist das Einheitsgewicht aus dem Durchschnitt wenigstens des zehnten Teils der Lieferung oder der Einzelsendung festzustellen.

Über die Ausbeute der Zementmörtel und die zu 1 cbm Mörtel notwendigen Rohstoffe gibt die nachfolgende Zusammenstellung Auskunft:

1 Zement + 1 Sand + 0,50 Wasser = rd. 1,6 Mörtel.	} für 1 cbm Mörtel.
Erfordert wird an Zement 960 kg, an Sand 680 l, an Wasser 250 l	
1 Zement + 2 Sand + 0,53 Wasser = rd. 2,2 Mörtel.	
Erfordert wird an Zement 700 kg, an Sand 980 l, an Wasser 240 l	
1 Zement + 3 Sand + 0,64 Wasser = rd. 2,9 Mörtel.	
Erfordert wird an Zement 490 kg, an Sand 1040 l, an Wasser 230 l	
1 Zement + 4 Sand + 0,80 Wasser = rd. 3,7 Mörtel.	
Erfordert wird an Zement 370 kg, an Sand 1050 l, an Wasser 220 l	

Die Dichtigkeit dieser Mörtel beträgt in der obigen Reihenfolge: 2,45, 1,26, 0,93 und 0,80; desgl. die Druck- und Zugfestigkeit nach 28 Tagen Erhärtung, davon 27 unter Wasser, i. M.:

Mischung:	k_d	k_z	} kg/qcm.
1 : 1	200	20—32	
1 : 2	180	18—30	
1 : 3	160	16—27	
1 : 4	140	14—23	

Hierbei ist die Zugfestigkeit = $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{8}$ der Druckfestigkeit gerechnet; als Mittelwerte empfehlen sich: 25, 22, 20, 18 kg/qcm.

Die Elastizitätszahl schwankt nicht unerheblich; es kann gelten für Mischung:

1 Zement + 0 Sand + Wasser	$E_d = 250\ 000$ kg/qcm
1 „ + 1,5 „ + „	$E_d = 350\ 000$ „
1 „ + 2 „ + „	$E_d = 330\ 000$ „
1 „ + 3 „ + „	$E_d = 315\ 000$ „
1 „ + 4 „ + „	$E_d = 255\ 000$ „

Verwendet wird ein Mischungsverhältnis von 1 : 4 für Mauerarbeiten im Trocknen und unter Wasser, und zwar bei untergeordneten oder nicht schwer belasteten Bauten, 1 : 3 für die meisten Zwecke, 1 : 2 in fließendem Wasser, sowie für stark belastete, flache Gewölbe, 1 : $1\frac{1}{2}$ an besonders durch Wasserdruck oder -spülung gefährdeten Stellen, 1 : 1 zum Ausgießen von Sprüngen, für einen letzten wasserdichten Putz u. dgl.; für letztere Zwecke findet auch reiner Zement Anwendung, ist jedoch weniger zu empfehlen, da er leichter als der mit Sand versetzte rissig wird.

Als guter Schutz für Zementputz und -flächen hat sich (neben dem Keßler-schen Zementfluat) ein Anstrich mit Siderosthen (S. 567) erwiesen, namentlich in Behältern usw. und bei einem Angriffe von Kohlensäure, Salpetersäure u. dgl.

Beim Mauern in Frost sind Steine, Wasser und Sand anzuwärmen; auch ist mit möglichst steifem Mörtel zu arbeiten. — Auf eine starke Nässung der Steine

ist wegen der Erfordernis von Wasser zur Abbindung des Zementmörtels besonders zu achten; desgleichen ist das dem Austrocknen ausgesetzte Mauerwerk noch tagelang zu nässen; Putzflächen sind etwa 2—3 Wochen lang feucht zu erhalten. Bei Verwendung des Mörtels ist auf einen schnellen Verbrauch zu achten; Mörtel, der auch nur kurze Zeit steht, wird unbrauchbar.

Ein geringer Kalkzusatz macht den Zementmörtel geschmeidiger und dichter. Über die neuzeitlichen hervorragenden Zement-, Traß- Kalkmörtel und den Zusatz von Traß zum Zementmörtel bzw. Beton vgl. die Ausführungen auf S. 446—448.

Über Zementbeton vgl. diesen Abschnitt sowie — namentlich wegen der physikalischen und Festigkeitseigenschaften des Zementmörtels und -Betons das Kapitel: Theorie des Eisenbetonbaues.

c) **Eisenportlandzemente.** Eisenportlandzemente sind heute bezüglich ihrer Verwendungsmöglichkeit den Portlandzementen gleich gestellt (Runderlaß in Preußen vom 16. III. 1910¹⁾ und vom 26. III. 1913). In letzterem ist die Verwendung von Eisenportlandzement zu Eisenbetonbauten des Hochbaues behandelt. Die Herstellung des Eisenportlandzements beruht darauf, daß zunächst eine innige Mischung von äußerst feingemahlener Hochofenschlacke und Kalksteinmehl hergestellt und zu Formsteinen gepreßt wird. Diese werden bis zur Sinterung gebrannt. Die so gewonnenen Klinker werden bis zur Mehlfeinheit pulverisiert und ihnen — als einem kalkreichen Zement — ein kalkarmer Zement und zwar granuliert, gepulverte Hochofenschlacke zugesetzt. Dieser Zusatz an Hochofenschlacke zu den erbrannten Klinkern darf nicht über 30% gehen (Vereinbarungen des Vereins Deutscher Eisenportlandzement-Werke). Die Prüfung ist der des normalen Portlandzementes entsprechend. Demgemäß werden vom Eisenportlandzement die gleichen Festigkeitsbedingungen verlangt wie vom Portlandzement. Eisenportlandzemente sind raumbeständig, treiben also nicht, können als Rasch-, Normal- oder Langsambinder geliefert werden (für Putz, Gesimsziehen, Arbeiten unter Wasserandrang bzw. für gewöhnliche Mauerarbeiten bzw. für Betonarbeiten, zur Kunststeinherstellung usw.); sie erhärten an der Luft wie auch im Wasser und werden gleich dem normalen Portlandzement im Laufe der Zeit fester, müssen aber auch wie dieser vor dem Austrocknen geschützt und dauernd genäßt werden; die Farbe ist meist blaugrau, wird beim Lagern unter Wasser jedoch dunkelgrün (Entstehung von Eisensulfid). Eisenportlandzement eignet sich auch zur Herstellung von Kalkzementmörtel. Hierbei wird zweckmäßig der Kalkbrei durch Hinzufügung von Wasser in Kalkmilch verwandelt und in diese, unter beständigem Umrühren, die vorher fertiggestellte trockene Mischung von Eisenportlandzement mit Sand gefügt.

Das Raungewicht von 1 kg beträgt i. M. 1,40 eingelaufen, 2,10 eingerüttelt, das spez. Gewicht (geglüht) 3,25. Es scheint, daß Eisenportlandzemente einen besonders guten Widerstand dem Meerwasser gegenüber leisten.

Auszug: aus den deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Eisenportlandzement. Dezember 1909.

Begriffserklärung von Eisenportlandzement. Eisenportlandzement ist ein hydraulisches Bindemittel, das aus mindestens 70 v. H. Portlandzement und höchstens 30 v. H. gekörnter Hochofenschlacke besteht. Der Portlandzement wird gemäß der Begriffserklärung der Normen des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten hergestellt. Die Hochofenschlacken sind Kalk-Tonerde-Silikate, die beim Eisen-Hochofenbetrieb gewonnen werden. Sie sollen auf 1 Gewichts-

¹⁾ Die preuß. Min. Verfüg. v. 16. III. 1910 besagt betr. den im allgemeinen gleich dem Portlandzement zu Bauten zugelassenen Eisenportlandzement:

Um die Erfahrung bei Verwendung dieses Zements zu erweitern, ist von etwaigen verdächtigen Erscheinungen, die eine schädliche Zusammensetzung der Schlacke vermuten lassen, dem Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde Mitteilungen zu machen.

Insbesondere wird eine Nachprüfung durch das Materialprüfungsamt erforderlich sein, falls die Vermutung vorliegen sollte, daß die Mischung des gelieferten Zements der Probe nicht entspricht.

teil lösliche Kieselsäure (SiO_2) + Tonerde (Al_2O_3) mindestens 1 Gewichtsteil Kalk und Magnesia enthalten. Der Portlandzement und die Hochofenschlacke müssen fein vernaheln, im Fabrikbetriebe regelrecht und innig miteinander vermischt werden. Zusätze zu besonderen Zwecken, namentlich zur Regelung der Bindzeit, sind nicht zu entbehren, jedoch in Höhe von 3 v. H. der Gesamtmasse begrenzt, um die Möglichkeit von Zusätzen lediglich zur Gewichtsvermehrung auszuschließen.

Begründung und Erläuterung. Durch langjährige, staatlich ausgeführte Versuche ist festgestellt worden, daß, wenn geeignete, gekörnte Hochofenschlacke bis zu 30 v. H. mit Portlandzementklinkern fabrikmäßig innig gemischt wird, der so erhaltene Zement „Eisenportlandzement“ dem Portlandzement als gleichwertig zu erachten ist und nach dessen Normen beurteilt werden kann.

Der Eisenportlandzement steht unter der regelmäßigen Kontrolle des Vereins Deutscher Eisenportlandzementwerke, dessen Mitglieder sich gegenseitig verpflichtet haben, den Eisenportlandzement genau nach der vorstehenden Begriffserklärung herzustellen.

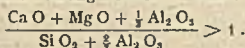
Die weiteren Bestimmungen sind die gleichen wie bei Portlandzement.

d) Hochofenzement. Durch Runderlaß in Preußen vom 22. XI. 1917 ist auch Hochofenzement gleich Portland- und Eisenportlandzement zur allgemeinen Verwendung zugelassen. Auch hier stimmen die „Normen für Hochofenzement“ mit den vorstehend mitgeteilten für Portlandzement bis auf die nachfolgend mitgeteilten besonderen Abschnitte überein.

Auszug aus den deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Hochofenzement. November 1917.

Begriffserklärung von Hochofenzement. Hochofenzement ist ein hydraulisches Bindemittel, das bei einem Mindestgehalt von 15 v. H. Gewichtsteilen Portlandzement vorwiegend aus basischer Hochofenschlacke besteht, die durch schnelle Abkühlung der feuerflüssigen Masse gekörnt ist. Hochofenschlacke und Portlandzement werden miteinander fein gemahlen und innig gemischt.

Zur Herstellung von Hochofenzement dürfen nur beim Eisen-Hochofenbetriebe gewonnene Schlacken von folgender Zusammensetzung verwendet werden:



Die Hochofenschlacke darf nicht mehr als 5 v. H. MnO enthalten.

Der beigemischte Portlandzement wird gemäß der Begriffserklärung der Normen des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten hergestellt.

Zusätze zu besonderen Zwecken, namentlich zur Regelung der Abbindezeit, sind in Höhe von 3 v. H. des Gesamtgewichts begrenzt, um die Möglichkeit von Zusätzen lediglich zur Gewichtsvermehrung auszuschließen.

Begründung und Erläuterung. Beim Hochofenzement ist der Hauptträger der Erhärtung die Hochofenschlacke; der zugesetzte Portlandzement, der als Hilfsmittel unentbehrlich ist, übernimmt eine Nebenrolle.

Der Hochofenzement der Vereinswerke steht unter der regelmäßigen Kontrolle des Vereins deutscher Hochofenzementwerke, dessen Mitglieder sich gegenseitig verpflichtet haben, den Hochofenzement genau nach der vorstehenden Begriffserklärung und den folgenden Bedingungen herzustellen.

Verpackung und Gewicht. Hochofenzement wird in der Regel in Säcke oder Fässer verpackt. Die Verpackung soll außer dem Rohgewicht und der Bezeichnung „Hochofenzement“ die Firma oder Marke des Werkes, und, sofern das Werk dem Verein deutscher Hochofenzementwerke angehört, das in die Zeichenrolle des Patentamts eingetragene Warenzeichen des Vereins in deutlicher Ausführung tragen.

Begründung und Erläuterung. Da bei Verpackung sowohl in Säcken wie in Fässern verschiedene Gewichte in Gebrauch sind, so ist die Aufschrift des Rohgewichts unbedingt nötig. Durch die Bezeichnung „Hochofenzement“ soll dem Käufer Gewißheit gegeben werden, daß die Ware der diesen Normen vorgedruckten Begriffserklärung entspricht.

Abbinden. Der Erhärtungsbeginn von normal bindendem Hochofenzement soll nicht früher als eine Stunde nach dem Anmachen eintreten. Für besondere Zwecke kann rascher bindender Hochofenzement verlangt werden, welcher als solcher gekennzeichnet sein muß. Hochofenzement muß trocken und zugfrei gelagert und möglichst frisch verarbeitet werden¹⁾.

¹⁾ Der Schlußsatz: „Hochofenzement muß trocken und zugfrei gelagert und möglichst frisch verarbeitet werden“ ist in den Portland- und Eisenportlandzementnormen nicht enthalten. Die Versuche haben nämlich gezeigt, daß es zweckmäßig ist, Hochofenzement vor dem Gebrauch nicht lange lagern zu lassen. Deshalb empfiehlt sich die Verwendung von „wenig abgelagertem“ Hochofenzement. Will man in dieser Hinsicht sicher gehen, so kann man den Tag der Einfüllung auf der Verpackung vermerken lassen, oder man kann — da durch den Aufdruck des Datums eine wiederholte Benutzung der Fässer und Säcke erschwert wird — bei der Einfüllung kleine Täfelchen mit dem Datum des Fülltages einlegen lassen (aus dem Runderlasse vom 22. XI. 1917).

Feinheit der Mahlung. Hochofenzement soll so fein gemahlen sein, daß er auf dem Siebe von 4900 Maschen auf 1 qcm höchstens 12 v. H. Rückstand hinterläßt¹⁾.

Begründung und Erläuterung. Da Hochofenzement fast nur mit Sand, in vielen Fällen sogar mit hohem Sandzusatz verarbeitet wird, die Festigkeit eines Mörtels aber um so größer ist, je feiner der dazu verwendete Hochofenzement gemahlen war (weil dann mehr Teile des Hochofenzementes zur Wirkung kommen), so ist die feine Mahlung des Hochofenzementes von Wichtigkeit.

Es wäre indessen irrig, wollte man aus der feinen Mahlung allein auf die Güte eines Hochofenzementes schließen.

e) Schlackenzemente. Während die vorstehend behandelten Bindemittel durch Erbbrennen gewonnen werden, bestehen Schlackenzemente nur aus in Pulverform gelöschtem Kalkhydrat (Wasserkalk) mit feingepulverter, granulierter Hochofenschlacke; Farbe lichtgrau bis bräunlich; in Fässern von 200 kg Bruttogewicht und in Säcken im Handel, verhältnismäßig schnell abbindend (Raschbinder spätestens nach 10 Minuten, Langsambinder nicht vor 30 Minuten). Erhärtung nach 15—20 Stunden. Wassermörtel, jedoch nicht für Bauteile, die einer starken Wasserbewegung ausgesetzt sind, auch bei Frostwetter nicht verwendbar. Festigkeitsmindestzahlen i. M. wie die des normalen Portlandzementes bei langsamer Bindung; beim Raschbinder hiervon etwa $\frac{2}{3}$. Mischung 1 : 1 bis 1 : 5 (Kalk : Schlacke) meist 1 Kalk : 2 Schlacke, mit 1 bis 3 Sand.

4. Hydraulische Zuschläge und Traßmörtel.

Neben den ausländischen natürlichen Stoffen: Püzzolanerde (eine vulkanische Asche vom Vesuv von braunroter, grauer bis schwarzer Farbe, die nächst dem Orte Puzzuoli bei Neapel sich findet) und Santorinerde (grauweißes, lockeres Pulver aus vulkanischem Bimssteinsand und feiner Auswurf- asche bestehend, von der Insel Santorin) ist für deutsche Verhältnisse als besonders wertvoll zu nennen:

Der Traß oder Druckstein (vgl. S. 349). Je nach der Mischung führt er zu Luft-, vorwiegend aber zu hydraulischen Mörteln und unter ihnen zu den besonders wertvollen Zement-Traß-Kalkmörteln.

a) Kalk-Traßmörtel.

Übliche Mischungen sind:

		Notwendig für 1 cbm Mörtel			
		T.	gelösch. K.	S.	W.
		l = kg ²⁾	l		l
1	1 $\frac{1}{2}$ R.-T. Traß + 1 R.-T. Kalkteig + 1 $\frac{3}{4}$ R.-T. Sand	500	340	560	140
2	1 $\frac{1}{2}$ " " + 1 " " + 2 " "	488	325	650	150
3	1 " " + 1 " " + 2 " "	350	350	700	140
4	1 " " + 2 " " + 3 " "	185	370	925	150

Mischung 1 für Talsperren, von Intze eingeführt und heute noch meist innegehalten; Mischung 2 guter dichter Traßmörtel für Wasserbauten aller Art; Mischung 3 und 4 verlängerter Traßmörtel für Bauausführungen über Wasser.

Der Mörtel in geeigneter Mischung ist sehr hydraulisch, erreicht schon nach kurzer Zeit ausreichende Festigkeit und ist billiger wie Zementmörtel. Traß wird in Pulverform (gemahlen) in Säcken, seltener in Stücken geliefert und alsdann erst kurz vor der Mörtelherstellung gemahlen.

¹⁾ Die für Hochofenzement geforderte Feinheit ist also größer als bei Portland- und Eisenportlandzement.

²⁾ 100 l Traß wiegen rd. 100 kg.

Die Festigkeit des meistverwendeten Mörtels ($1\frac{1}{2} + 1 + 1\frac{3}{4}$) Nr. 1 kann i. M. nach 6 Wochen auf Zug zu $\left\{ \begin{array}{l} 15,0 \text{ kg/qcm;} \\ 21,5 \text{ „} \end{array} \right.$ auf Druck zu $\left\{ \begin{array}{l} 100 \text{ kg/qcm} \\ 180 \text{ „} \end{array} \right.$ nach 18 Wochen gerechnet werden. Als Verhältnis beider Festigkeiten ist $\frac{k_z}{k_d} = \frac{1}{6}$ anzunehmen.

Die Mörtel werden unter Wasser fester als an der Luft¹⁾; sie eignen sich besonders für Bauten, bei denen es sich um große Mauer Massen handelt, da sie die Fähigkeit haben, längere Zeit elastisch zu bleiben als reiner Zementmörtel; auch ist ihre Dichtigkeit sehr groß, bei den meistverwendeten Mischungen zwischen 3 und 4 schwankend, stets aber > 1 .

Bei Traßkalkmörteln aus Kalkpulver von Lahnkalk mit normal-körnigem Rheinsand gemengt, fand Dr.-Ing. E. h. Hambloch die folgenden Festigkeiten:

Mischung	Druckfestigkeit in kg/qcm nach		
	28 Tagen	1 Jahr	2 Jahren
1 : 1 : 1	104,0	138,5	158,0
1 : $1\frac{1}{2}$: 2	99,5	157,0	194,0
1 : 2 : 3	75,0	128,0	146,0
$1\frac{1}{2}$: $1\frac{1}{2}$: 2	120,0	190,0	221,0

Es ergibt sich, daß bei den reinen Traßkalkmörteln nicht die fetteste Mischung immer die höchsten Druckfestigkeiten liefert; hier spricht auch die Eigenfestigkeit der sandreichen Mischungen mit; bezüglich der Zugfestigkeit dieser Mörtel zeigte sich jedoch, daß der fetteren Mischung auch die größere Zugfestigkeit entsprach.

Weitere Hamblocksche Versuche mit einer Mischung aus $1\frac{1}{2}$ R.-T.-Traß, $1\frac{1}{4}$ Lahnkalkteig, und 2 Normal Sand lieferten die folgenden Festigkeitsergebnisse:

Alter der Versuchskörper	28	60	90	180 Tage	1 Jahr	2 Jahr
Druckfestigkeit	110	145	180	245	290	350 kg/qcm
Zugfestigkeit	20,5	24,0	26,5	28,0	34,0	37,5 kg/qcm

Auch zeigte sich, daß diese Mörtel unter Wasser fester werden als an der Luft.

b) Zement-Traßmörtel.

Durch Zusatz von Traß zum Zementmörtel wird ein noch festerer Mörtel, als es der Kalktraßmörtel ist, erzeugt. Nach Untersuchungen von Dr. Hambloch²⁾ sollte der Traßzusatz nicht höher genommen werden, als 0,7 R.-T. auf 1. R.-T. Zement, da eine solche Mischung die besten Ergebnisse zeitigt hat. Zement und Traß sind hierbei trocken zu vermengen. Verwendet wird in der Regel:

1. im Hafenaufbau: 1 Zement + ($\frac{3}{4}$)—1 Traß + 4—5 Sand + 1,20 Wasser = rd. 4,86 Mörtel;

2. für Schleusenbauten u. dergl.: 1 Zement + ($\frac{3}{4}$)—1 Traß + $2\frac{1}{2}$ —4 Sand + 1,0 bis 1,20 Wasser = 3,34—4,56 Mörtel.

Dichtigkeit > 1 .

Auf 1 cbm Mörtel sind zu rechnen rd. bei:

Mischung 1	{	240 l Zement + 240 l Traß + 960 l Sand + 290 l Wasser,
		205 l „ + 205 l „ + 1030 l „ + 290 l „
„ 2	{	320 l „ + 320 l „ + 800 l „ + 290 l „
		240 l „ + 240 l „ + 960 l „ + 290 l „

Durch Traßbeimengung wird der Zementmörtel geschmeidiger, dichter, meist auch billiger; auch nimmt seine Widerstandskraft gegenüber den schäd-

¹⁾ Bei Lufterhärtung wirkt ein geringer Gehalt an Portlandzement günstig.

²⁾ Der Traß, seine Entstehung, Gewinnung und Bedeutung im Dienste der Technik, von A. Hambloch, Berlin 1909, Julius Springer, und weitere Arbeiten dieses Verfassers.

lichen Einwirkungen des Seewassers zu. Diese Erscheinung dürfte ihren Grund darin haben, daß beim Erhärten der Zementmörtel sich Ätzkalk, nicht an Silikate gebunden, sondern in kristallinischer Form ausscheidet, der durch die Kieselsäure der Trasses chemisch gebunden und somit der Zerstörung durch die Einwirkung des Seewassers entzogen wird.

Nach Lichterfelder Versuchen haben Traßzementmörtel (allerdings mit hohem Sandzusatz) die nachfolgenden Festigkeiten gezeigt:

Mischung	Zugfestigkeit in kg/qcm			Druckfestigkeit in kg/qcm			Verhältnis $\frac{\text{Zug}}{\text{Druck}}$			
	nach Tagen			nach Tagen			nach Tagen			
	14	28	90	14	28	29	14	28	90	
1 Z. + 0,25 T. + 6 Sand	19,1	23,1	31,2	153	198	280	$\frac{1}{8,0}$	$\frac{1}{8,6}$	$\frac{1}{9,0}$	Erhärtung 2 1/2 Tage in feuchtgehal- tenen Kästen, als- dann unter Wasser von rd. 16° C.
1 „ + 1,0 „ + 6 „	12,9	17,9	27,2	98	132	210	$\frac{1}{7,6}$	$\frac{1}{7,4}$	$\frac{1}{7,7}$	
1 „ + 0,8 „ + 6 „	13,0	18,4	23,5	108	143	193	$\frac{1}{8,3}$	$\frac{1}{7,8}$	$\frac{1}{8,2}$	

Es kann mithin hier das Verhältnis der Zug- zur Druckfestigkeit zu rd. $\frac{1}{8}$ angenommen werden.

Inwieweit ein geeigneter Traßzusatz den Zementmörtel zu beeinflussen vermag, lassen die nachstehenden Ergebnisse der Versuche von Dr. Hambloch erkennen:

Mischung	Druckfestigkeit nach		Zugfestigkeit nach	
	28 Tagen	2 Jahren	28 Tagen	2 Jahren
1 Z. + 3 normalkörn. Rheinsand . .	265	401	27,8	38,0 kg/qcm
1 „ + $\frac{1}{3}$ T. + 3 normalkörn. Rheins.	309	465	33,5	40,1 „
1 „ + $\frac{1}{2}$ „ + 3 „	359	540	36,1	42,4 „
1 „ + $\frac{3}{4}$ „ + 3 „	328	519	35,8	42,4 „
1 „ + 1 „ + 4 „	290	510	29,5	51,0 „

Durch große Versuchsreihen des Wasserbauamtes Köln a. Rh. (mehr als 28 000 Versuchskörper) wurde erwiesen, daß bei eingehämmerten Mörteln und bei einem Mischungsverhältnis 1 : 4, die Druckfestigkeit der reinen Zement-Sandmörtel zwar absolut höher ist als bei Zusatz von Traß (30—48 Gew.-T.), daß aber Zement-Traßmörtel mit 65 bzw. 70 Gew.-T. Zement zu 35 bzw. 30 Gew.-T. Traß dem Zementsandmörtel 1 : 4 nicht erheblich nachstehen, schon nach 28 Tagen Erhärtung ihm nahekommen und im Laufe der Zeit an seine Festigkeit immer mehr heranreichen:

Mischung	Druckfestigkeit ¹⁾ nach		
	28 Tagen	90 Tagen	1 Jahr
1 Zement : 4 Sand	180 (140)	290 (260)	400 (265) kg/qcm
0,65 Zement : 0,35 Traß : 4 Sand	120 (127)	220 (215)	305 (247) „
0,70 Zement : 0,30 Traß : 4 Sand	135 (110)	255 (190)	335 (235) „

Ersetzte man bei den vorgenannten Mischungen den Traß durch Feinsand, so gieng die Druckfestigkeit ganz bedeutend zurück. Hieraus folgt der Beweis, daß der Traß nicht nur physikalisch zur Verdichtung des Zementmörtels dient,

¹⁾ Die ersten Zahlen sind die Druckfestigkeiten bei gemischt körnigem Rheinsande, die zweiten — eingeklammerten — die bei normalkörnigem Rheinsande gefundenen.

sondern auch eine ziemlich erhebliche Bindekraft in Verbindung mit ihm entwickelt.

Besonders günstig aber wirkte auch bei den Kölner Versuchen der Traßzusatz — wie das bereits die vorerwähnten Hamblochschen Versuche gezeigt haben — auf die Zugfestigkeit des Zementmörtels 1 : 4 ein. Hier ist die Festigkeit der Traß-Zementmörtel fast durchgehend der des reinen Zementmörtels überlegen. Wird an Stelle von Traß auch hier Feinmehl zugesetzt, so zeigt sich — gleichlaufend wie bei der Druckfestigkeit — eine starke Festigkeitsverminderung — wiederum ein Beweis für die chemisch aktive Arbeit des Trasses.

Bei den Mischungen 1 : 5 und 1 : 8 zeigte sich eine Überlegenheit des Traß-Zementmörtels bei normal körnigem Rheinsande auch in bezug auf die Druckfestigkeit, während bei gemischtkörnigem Sande ein unerheblicher und für die Baupraxis ziemlich bedeutungsloser Rückgang eintrat. Bei allen diesen Mischungen wurde aber die Zugfestigkeit durch den Traßzusatz erheblich vergrößert.

Noch allgemein günstiger stellte sich die Zumischung von Traß bei den an der Luft erhärteten eingefüllten Proben. Hier läßt sich das Gesamtergebnis dahin zusammenfassen, daß sowohl Druck- als auch Zugfestigkeit im allgemeinen durch eine Beimengung von Traß zum Zementmörtel erhöht werden. Dieses Ergebnis ist — wie auch die Veröffentlichung über diese Versuche in Beton und Eisen 1914 Heft XIII hervorhebt — für die Verwendung des immer mehr in Frage kommenden Schütt- und Gußbetons von hoher Bedeutung. Deshalb erscheint es angebracht, auch bei diesem Beton stets einen bestimmten Traßzusatz zu verwenden, umso mehr als hier die langsamere Erhärtung, die ein Traßzusatz bei Stampfbauten zur Folge hat, einen verhältnismäßig geringeren Einfluß ausübt.

Zusammengefaßt lassen also die vorerwähnten Versuche erkennen, daß eine Traßbeimengung zum reinen Zementmörtel mit diesem eine chemische Bindung eingeht, hierbei mit einer Erhöhung der Zugfestigkeit des Mörtels bzw. Betons zu rechnen ist, aber auch in vielen Fällen auf eine Vermehrung der Druckfestigkeit gezählt werden kann, jedenfalls aber bei geeignetem Mischungsverhältnisse kein nennenswerter Festigkeitsrückgang zu gewärtigen steht. Hierbei spricht auch der Umstand mit, daß die Traßverwendung auch im wirtschaftlichen Sinne günstig wirkt.

c) Traß-Zementkalkmörtel.

Hier empfiehlt sich eine Mischung (nach Dr. Hambloch) von $1\frac{1}{2}$ R.-T. Traß, 1 R.-T. Zement, $\frac{2}{3}$ R.-T. Kalk, und 4 R.-T. Sand.

Dieser bei angeforderter hoher Elastizität, besonderer Dichtigkeit und sehr hoher Beanspruchung zu verwendende Mörtel zeigte die folgenden Festigkeiten:

	nach 28	60	96	180 Tg.	1 Jhr.	2 Jhr.
Druckfestigkeit	240	295	355	440	515	620 kg/qcm
Zugfestigkeit	32	36,5	41	45	51	58 ..

Es beträgt mithin das Verhältnis beider Festigkeiten in den späteren Erhärtungszeiten rd. $\frac{1}{10}$.

Über die Verwendung von Traßmörtel zu „Beton“ vgl. diesen Abschnitt.

5. Beton.

Beton oder Grobmörtel wird meist unter Verwendung von Portlandzement hergestellt, aber auch — vgl. weiter unten — aus anderen hydraulischen Mörteln sowie unter Zusatz hydraulischer Zuschläge gewonnen.

Zementbeton kann sein: fett, 1 Zement + 2 Sand + 4 Steine bzw. 1 : 3 : 4, mager, 1 : 3 : 6 usw. Je nach den Bestandteilen und der Mischung schwankt das Raumgewicht des fertigen Erzeugnisses zwischen 2,4 und 2,1; als Mittelwert wird meist 2,2 und 2,3 gerechnet; bei Zusatz von Ziegelbrocken ist $\gamma = 1,9$,

bei Schlacken 1,3—1,8, bei Bimskies etwa 1,7. Der Beton ist um so fester, je höher sein Zementgehalt und je besser die Güte seiner Zuschlagmaterialien ist. Harter Steinschlag ist besser als Kiesgerölle; von ersterem empfiehlt sich zweckmäßig eine solche Menge, daß die Steinbrocken allseits vom Zementmörtel umgeben und fest durch ihn verkittet werden. Ein solcher, an Steinen reicher Beton verhält sich zudem günstig bei Temperaturbeanspruchungen, da seine Formänderung eine verhältnismäßig geringe ist.

Nur zu Arbeiten unter Wasser oder bei starkem Wasserandrang ist schnellbindendes Portlandzement zu verwenden; wird der Beton gegossen, so erlangt er nach 28 Tagen bei weitem nicht die Festigkeit (etwa nur $\frac{1}{3}$), welche durch ein Stampfen des Betons zu erreichen ist; nach einiger Zeit aber werden die Festigkeiten annähernd gleich. Über die üblichen Betonmischungen, ihre Ausgiebigkeit, ihre Druckfestigkeit, ihre Verwendung, zulässige Druckbelastung usw. gibt die nachfolgende Zusammenstellung Aufschluß.

Durch einen Transport des Betons wird, vorausgesetzt, daß keine Entmischung eintritt, die Druckfestigkeit des Betons erhöht. Hierauf beruht der Transport-Beton von Magens-Hamburg.

Der Wasserbedarf ist verschieden, je nachdem der Beton erdfeucht oder weich (plastisch) ist (7—10% Wasser) oder in Form von Gußbeton (10—15 v. H. Wasser) Verwendung findet. Während Stampfbeton so trocken ist, daß er sich in der Hand noch ballen läßt, enthält Weichbeton so viel Wasser, daß die Ränder der durch einen Stampfstoß gebildeten Vertiefung kurze Zeit stehen, dann aber langsam verlaufen, während Gußbeton „fließt“. Stampfbeton wird vorwiegend bei reinen Stampfbetonbauten bevorzugt, während für Eisenbetonbauten ein plastischer, wasserreicher bzw. Gußbeton notwendig ist, um eine vollkommen sichere Einbettung der Eisen zu erreichen.

Zudem bildet sich bei Beton mit höherem Wassergehalt um die Eisen herum eine mit Zement angereicherte Schicht, die einen besonders guten Rostschutz für das Eisen abgibt und zudem dessen sichere Haftung im Beton bewirkt. Auch hat sich gezeigt, daß Gußbeton im Verbundbau in Anbetracht des Fehlens der Stampffugen dem Stampfbeton an Festigkeit nicht unterlegen ist, sich ihm gegenüber aber durch größere Dichtigkeit, schnellere Bauausführung und nicht unerhebliche Herstellungersparnisse auszeichnet. Wegen der Anforderungen an Gußbeton und seine Einbringung im Bau sei auf die nachfolgenden Vorschriften für die Ausführung von Bauwerken aus Beton vom Jahre 1915 verwiesen.

Beton wird durch die Würfelprobe beurteilt. Bei wasserhaltigem Beton sind die Probewürfel in absaugenden Gipsformen (nach Gary) zu erzeugen, um ein der Praxis wenigstens angenähert angepaßtes Ergebnis zu liefern.

Die Zuschlagstoffe zum Zement sollen möglichst gemischtkörnig sein, im Sinne eines möglichst dichten Betons. Demgemäß ist die Mischung in dieser Hinsicht die beste, der das größte Einheitsgewicht entspricht. Steinschlag ist hierbei dem Kies, Grubenkies dem Flußkies vorzuziehen. Die Eignung von Hochofenschlacke für den Beton ist i. d. R. zu bejahen. Wenn auch im allgemeinen Eisen-Hochofenschlacken ein recht geeignetes Zuschlagmaterial darstellen, so sind doch auch in seltenen Fällen nichtbeständige und deshalb dem Betonbau gefährliche Schlacken beobachtet worden. Da bisher kein leicht erkennbares Merkmal zur Unterscheidung guter und auszuschließender Schlacken gefunden ist, wird der Lieferer deren Güte und Beständigkeit zu vertreten haben.

Sand, Kies, Steinschlag usw. werden nach Raumteilen, Zement nach Gewicht bemessen; hierbei ist letzteres für 1 cbm lose eingefüllten Zement zu 1300 kg anzunehmen.

Die Elastizitätszahl des Betons ist keine Konstante, sondern abhängig in erster Linie von der Spannungsgröße, auch Spannungsart, von dem Wasserzusatz, dem Alter des Betons, der Art und Summe der Zuschlagstoffe u. a. m.

Je höher die Spannung ist, desto geringer wird *E*. Diese Größe wächst

mit dem Alter, nimmt mit dem stärkeren Wassergehalt ab; sein Größt-
tritt in den Mischungen von 1:1,5 bzw. 1:2 auf, unter- und oberhalb dieser
Grenzen zeigen sich also kleinere Werte. Als Mittelwert für die üblichen
Spannungen kann bei Druck mit etwa $E = 200\,000 \text{ kg/qcm}$, auf Zug mit etwa
 $230\,000 \text{ kg/qcm}$ gerechnet werden. Im Eisenbetonbau wird in der Regel die
Elastizitätszahl des Betons $= \frac{1}{15}$ der des Flußeisens, also $= \frac{2\,150\,000}{15} = \text{rd.}$
 $143\,000 \text{ kg/qcm}$ gerechnet.

Über die Ausbeute des Betons und die bei verschiedenen üblichen Mi-
schungen zu erwartenden Druckfestigkeiten gibt die nachfolgende Zusammen-
stellung Auskunft.

Mischungs- verhältnis Z. ¹⁾ : S. ²⁾ : St. ³⁾	Aus- beute an Beton	1 cbm Beton erfordert an			Druck- festig- keit nach 28 Tagen kg/qcm ⁴⁾	Zulässige Inanspruch- nahme auf Druck kg/qcm	Verwendungsgebiet
		Z. (lose) cbm	S. cbm	St. cbm			
1 : 2 : 4	4,8	0,21	0,4	0,9	200	45	Gewölbe Pfeiler Decken
1 : 3 : 4	5,3	0,13	0,6	0,8	160	35	
1 : 3 : 6	6,8	0,15	0,45	0,9	140	30	
1 : 4 : 8	8,9	0,12	0,46	0,95	120	27	Widerlager u. dgl. Weniger stark be- lastete Mauern usw.
1 : 5 : 10	11,4	0,09	0,47	0,93	95	20	
1 : 3 —	2,9	0,39	1,04	—	180	40	Eisenbetonbau
1 : 4 —	3,7	0,32	1,05	—	150	30	

Die Normalzugfestigkeit kann im Mittel zu $\frac{1}{12}$ — $\frac{1}{15}$ der Normaldruck-
festigkeit, die Schubfestigkeit zu etwa $\frac{1}{7}$ des letzten Wertes gesetzt werden.
Als zulässige Spannung empfehlen sich hier Werte, die mit einer rd. sechs-
bis achtfachen Sicherheit ermittelt sind. Die nach Navier berechnete Biegungs-
druckfestigkeit ist etwa das 1,7fache, die Biegungszugfestigkeit etwa das zwei-
fache der entsprechenden Normalfestigkeiten.

Im Mittel kann man demgemäß damit rechnen, daß bei normalem Stampfbeton
1 : 3 : 4 bis 1 : 4 : 8 ein Aufklaffen von Betonfugen bei Biegungsbelastung in
der Zugzone erst bei einer Biegungszugspannung (berechnet nach Navier)
von etwa 16—20 kg/qcm zu befürchten steht, so daß bei einer achtfachen
Sicherheit kein Bedenken gegen die Zulassung einer Zugbiegungsbeanspruchung
bis zu 2,0 oder 2,5 kg/qcm zu erheben ist. Demgemäß ist auch die oft vertretene
Forderung, daß in Stampfbetongewölben usw. die Drucklinie im inneren Drucke
verbleiben soll, nicht haltbar. Beim Verbundbau (Beton 1 : 4) stellt sich
die Biegungszugfestigkeit, von der an erst mit dem Auftreten von Zugrissen zu
rechnen ist — vgl. S. 243 —, auf rd. 24 kg/qcm.

Die Schubfestigkeit kann im Mittel zu rd. 25—30 kg/qcm angenommen
und hieraus die zulässige Beanspruchung auf Schub zu rd. 4—4,5 kg/qcm fest-
gelegt werden.

Die lineare Ausdehnungszahl beträgt für 1° C. i. M. 0,000010. Gegen
Feuer widersteht Beton sehr gut und dient aus diesem Grunde auch zur Um-
mantelung von Eisenkonstruktionen; in gleichem Sinne sind auch die Eisen-
betonbauten durchaus feuersicher.

Ein vollkommen wasserdichter Beton kann erzielt werden durch
Zusätze zum Beton bzw. Mörtel, durch Anstrich oder Verputzen mit be-
sonderen Zementen. Als Zusätze kommen u. a. in Frage: Ceresit, Aquabar,

¹⁾ Z. = Zement; ²⁾ S. = Sand; ³⁾ St. = Steine.

⁴⁾ Hier können naturgemäß nur Mittelwerte gegeben werden. Die oben angegebenen zu-
lässigen Druckspannungen setzen eine etwa 4,5fache Sicherheit voraus.

Impervit, und Preolith, hervorragend bewährt in seiner besonderen Form als Preolith-Mörtelzusatz¹⁾, von dem auf 1 cbm Beton nur 20 kg gebraucht werden. Nach Prüfungsergebnissen wird durch diese Zusätze ein wasserdichter Beton erreicht, ohne — wie z. B. bei Preolith-Mörtelzusatz besonders sicher erwiesen, die Abbindung, die Zug- und Druckfestigkeit des Zementmörtels bzw. Betons, ebenso die Haltfestigkeit des Betons im Verbundbau, in irgend einer Weise ungünstig zu beeinflussen. Vielfach genügt es, diese Stoffe dem Mörtel zuzusetzen, der in den meisten Fällen bereits bei 2—3 cm Stärke seine Aufgabe, vollkommene Wasserdichtheit zu erreichen, erfüllt. Als Anstriche kommen — neben Teer und Seitenpräparaten — Asphalt- bzw. Bitumen-Emulsionen, Goudron, Asphalt, Fluaten, Rostschutzmittel wie Inertol, Siderosthen, Preolith usw. in Frage, von denen z. B. das erste sich bei hohem Wasserdruck als ebenso wasserdicht wie beständig gegen Säuren und Laugen erwiesen hat. Als besonders wasserdichte Zemente sind u. a. Liebold-Zement und Antiaqua-Zement hervorzuheben, der aus Portland-Zement und wasserabweisenden Stoffen besteht²⁾.

Auf die elastischen Verhältnisse, sowie die Fragen der Anfangsspannungen des Betons, seiner allmählich zunehmenden Verfestigung, den Einfluß des Mischens von Hand aus oder durch Maschinen, des Wassergehaltes usw. ist bei dem Kapitel Theorie des Eisenbetonbaus genauer eingegangen; auch sei in dieser Hinsicht auf die Sonderwerke verwiesen.

Für die Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton sind im Jahre 1915 vom „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton“ allgemeine Bestimmungen erlassen worden, von denen nachstehend Auszüge mitgeteilt werden.

a) Auszug aus den Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Beton.

Aufgestellt vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton Oktober 1915*).

Vorbemerkung. Unter Beton im allgemeinen wird verstanden ein Gemenge von Mörtel und Zuschlägen. Der Mörtel setzt sich zusammen aus dem Bindemittel, Sand und Wasser; Zuschläge sind Kies, Grus oder Steinschlag (Schotter).

Als Beton im Sinne der nachfolgenden Vorschriften gilt nur Zementbeton, d. h. ein Beton, bei dem als Bindemittel Portlandzement, Eisenportlandzement oder andere als Zement anerkannte Bindemittel benutzt werden³⁾.

Je nach dem Verwendungszweck des Betons können Zuschläge von Traß, Kalk oder dergleichen beigegeben werden.

Zulässige Beanspruchung. 1. Die größte Druckbeanspruchung des Betons für ruhende Last darf $\frac{1}{5}$ seiner Druckfestigkeit⁴⁾ nicht überschreiten; sie darf nicht größer als 50 kg/qcm sein. Ausnahmsweise können bei Gelenken und anderen besonderen Bauteilen höhere Beanspruchungen zugelassen werden. Die Zugfestigkeit des Beton ist bei der Berechnung der größten Druckspannung nicht in Ansatz zu bringen.

2. Bei Stützen und Pfeilern ist die Druckbeanspruchung (bei exzentrischer Belastung die größte Kantenpressung) mit zunehmendem Verhältnis von Höhe (Länge) zur kleinsten Dicke abzumindern und höchstens anzunehmen:

für das Verhältnis 1 : 1 zu $\frac{1}{5}$ der Druckfestigkeit⁴⁾

„ „ „ 5 : 1 „ $\frac{1}{10}$ „ „

„ „ „ 10 : 1 „ $\frac{1}{20}$ „ „

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

¹⁾ A. Préé G. m. b. H., Dresden N. Das Material wird in zwei Formen geliefert, in Teigform und in Pulverform. Die Verarbeitung des Mörtels bzw. Betons erfolgt mit dem Zusatz in durchaus normaler Weise; dieser wird dem Anmachewasser bzw. der Zementsandmischung zugesetzt.

²⁾ Antiqua-Zement, durchaus bewährt, besteht aus normalem Portland-Zement und besonderen mineralischen, bituminösen Stoffen, die den Zementklinkern bereits vor dem Vermahlen zugesetzt werden und ihre Aufgabe dadurch lösen, daß sie die Poren des fertigen Mörtels schließen und Zement und Sand besonders innig miteinander verbinden. Antiaqua-Zement wird trocken mit Sand und Kies vermischt und weiterhin normal verarbeitet. Das Material hat sich auch bei Bauten an der See und im Moor durchaus bewährt.

³⁾ Die folgenden Anmerkungen enthalten einen Teil der den Bestimmungen beigelegten Erläuterungen.

⁴⁾ Für die Herstellung von Beton aus Traß, Kalk und ähnlichen Bindemitteln ohne nennenswerten Zusatz von Zement haben diese Bestimmungen keine Gültigkeit.

⁴⁾ Unter Druckfestigkeit ist hier und im folgenden die Druckfestigkeit von Würfeln zu verstehen, die nach Maßgabe der „Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton vom Oktober 1915“ angefertigt und geprüft worden sind.

Knicksicherheit. 1. Beträgt die Höhe einer zentrisch belasteten Stütze mehr als das 15fache der kleinsten Querschnittsabmessung, so ist die Stütze außer auf Achsdruck auch auf Knicken zu berechnen. Hierbei ist die Eulersche Formel anzuwenden unter Voraussetzung einer 10fachen Sicherheit. Das Elastizitätsmaß des Betons ist zu 140 000 kg/qcm anzunehmen. Das erforderliche Trägheitsmoment berechnet sich dann zu:

$$J \text{ (in cm}_4\text{)} = 70 P \cdot l^2,$$

worin P die Belastung der Stütze in t und l die volle Stablänge (Stockwerkhöhe) in m ist.

Die Benutzung anderer Knickformen soll nicht ausgeschlossen sein, doch bedarf es daneben des Nachweises der Knicksicherheit nach der Eulerschen Formel.

2. Ist eine Stütze exzentrisch belastet, oder ist die Möglichkeit vorhanden, daß sie seitliche Drucke erhält (z. B. in Fabriken und Lagerhäusern), so sind neben dem Nachweis der Knicksicherheit die größten Kantenpressungen zu ermitteln.

Die Baustoffe. Die Eigenschaften der Baustoffe, die verwendet werden, sind auf Anforderung der Baupolizeibehörde durch Zeugnisse nachzuweisen. Im Streitfall entscheidet eine amtliche Prüfungsanstalt.

1. Zement. Verwendet werden darf nur normal bindender Zement, der den jeweils gültigen, behördlich anerkannten Vorschriften für Lieferung und Prüfung von Zement entspricht.

Die Zeugnisse über die Beschaffenheit müssen Angaben über Raumbeständigkeit, Bindezeit, Mahlfeinheit, Zug- und Druckfestigkeit enthalten.

Da erfahrungsmäßig die Abbindezeit eines Zements wechseln kann, muß der Unternehmer durch wiederholte Abbindeproben auf der Baustelle feststellen, daß kein rasch bindender Zement verwendet wird.

Der Zement ist in der Ursprungspackung (Fabrikpackung) auf der Verwendungsstelle anzuliefern.

2. Sand, Kies und sonstige Zuschläge.

a) Im Sinne dieser Bestimmungen ist zu verstehen: unter Sand: Gruben-, Fluß-, See-, Brech- oder Quetschsand, Schlackensand¹⁾ (in Wasser gekörnte Hochofenschlacke geeigneter Zusammensetzung), Bimssand²⁾ usw. bis zu höchstens 7 mm Korngröße;

unter Kies: Kiesgrauen, Kiessteine, Kiesel, Bimskies¹⁾, von 7 mm Korngröße aufwärts bis etwa 70 mm größter Abmessung;

unter Kiessaad: das natürliche Gemenge von Sand und Kies, wie es sich an der Gewinnungsstelle vorfindet;

unter Steingrus: zerkleinertes Gestein zwischen etwa 7 und etwa 25 mm;

unter Steinschlag (Schotter): von Hand oder mit der Maschine zerkleinertes Gestein zwischen etwa 25 und etwa 70 mm größter Abmessung.

In Kies, Steingrus und Steinschlag dürfen bis zu 10 v. H. feinere Teile enthalten sein.

b) Sand, Kies, Grus, Steinerschlag usw. dürfen keine schädlichen Beimengungen enthalten. In Zweifelsfällen ist der Einfluß von Beimengungen durch Versuche festzustellen³⁾.

c) Zur Erzielung eines dichten Betons ist erforderlich, daß Sand, Kies, Grus und Steinerschlag gemischtkörnig sind, d. h. Stücke von verschiedener Form und Korngröße in richtiger Menge enthalten.

d) Die als Zuschlag verwendeten Baustoffe sollen in der Regel mindestens die gleiche Festigkeit besitzen, wie der erhärtete Mörtel des Betons⁴⁾.

e) Größere druckfeste Steine können in den Beton eingebettet werden, sofern Zweck, Art und Abmessungen des Betonkörpers dies zulassen und für eine sachgemäße Verteilung solcher Einlagen innerhalb des Betonkörpers sowie für Verwendung ausreichend weicher Betonmasse zur Erzielung einer vollständig dichten Umschließung dieser Einlagen Sorge getragen wird.

3. Wasser. Das Wasser darf keine Bestandteile enthalten, die die Erhärtung des Betons beeinträchtigen. Bei Zweifeln ist die Brauchbarkeit des Wassers vorher durch Versuche festzustellen.

Zubereitung der Betonmasse. 1. Betongemenge. Sand, Kies, Grus und Steinerschlag werden für den Beton nach Raumteilen, Zement nach Gewicht bemessen.

Zur Umrechnung von Gewichtsteilen auf Raumteile ist das Gewicht des Zements nach losem Einfüllen in ein Hektolitergefäß zu bestimmen.

2. Mischweise. Die Betonmasse kann von Hand, muß aber bei größeren Bauausführungen durch geeignete Mischmaschinen gemischt werden. Die Zusammensetzung der Mischung muß

¹⁾ Bimssand und Bimskies eignen sich zur Herstellung leichter und poriger Bauteile, dagegen nicht für stark beanspruchte Bauteile. Das Gleiche gilt für Schlackensand, der schaumig und weich gefallen ist.

²⁾ Es läßt sich keine erschöpfende, allgemeine Bestimmung treffen, wie die Baustoffe beschaffen sein müssen, aus denen der Beton hergestellt wird. Lehm, Ton und ähnliche Beimengungen wirken schädlich auf die Festigkeit des Betons, wenn sie am Sand und Kies festhaften. Sind sie im Sand fein verteilt, ohne an den Körnern fest zu haften, so schaden sie in der Regel nichts, sie können sogar unter Umständen die Festigkeit erhöhen. Im ersten Falle können die Baustoffe zuweilen durch Waschen zum Betonieren brauchbar werden, im anderen Falle wäre Waschen verfehlt.

Die in verschiedenen Flußkiessanden vorkommenden Braunkohlenteile können schädlich wirken, wenn sie in größeren Mengen vorhanden sind.

Sollen Schlacken (Kessel- oder Lokomotivschlacke, zerkleinerte Hochofenschlacke, Müllverbrennungsrückstände u. dgl.) als Zuschlag verwendet werden, so ist vorher zu prüfen, ob sie sich dazu eignen.

³⁾ Weiche Gesteine, schwach gebrannte Ziegelsteine u. dgl. sind nicht geeignet.

an der Mischstelle mit deutlich lesbarer Schrift angeschlagen sein und muß sich beim Arbeitsvorgang leicht feststellen lassen.

a) Bei Handmischung ist die Betonmasse auf einer gut gelagerten, kräftigen, dicht schließenden Pritsche oder auf sonst ebener, schwer absaugender und fester Unterlage herzustellen. Zunächst sind Sand, Kiessand oder Grus mit dem Zement trocken zu mischen bis sie ein gleichfarbiges Gemenge ergeben; dann ist das Wasser zuzusetzen, hierauf gröbere Zuschläge, die vorher genüßt und wenn nötig gereinigt werden müssen. Das Ganze ist noch so lange zu mischen, bis eine gleichmäßige Betonmasse entstanden ist.

b) Bei Maschinenmischung wird das gesamte Gemenge zunächst trocken und hierauf unter allmählichem Wasserzusatz so lange noch weiter gemischt, bis eine innig gemischte, gleichmäßige Betonmasse entstanden ist.

c) Sollen außer Zement noch andere Stoffe (Traß, Kalk u. dgl.) in Pulverform zugesetzt werden, so darf dies, um Nesterbildung zu vermeiden, nur so geschehen (z. B. durch Vermahlen auf der Baustelle), daß eine innige Mischung gewährleistet ist.

d) Die Mischdauer kann als ausreichend angesehen werden, wenn die Steine allseitig von innig gemischtem, gleichfarbigem Mörtel umgeben sind.

3. Wasserzusatz. Der Wasserzusatz richtet sich nach der Art der Baustoffe, dem Mischungsverhältnis, der Witterung, dem Feuchtigkeitsgehalt und der Wasseraufnahmefähigkeit der Baustoffe sowie nach dem Verwendungszweck des Betons.

Je nach der Menge des zugesetzten Wassers unterscheidet man: a) Erdfeuchte Betonmasse. Die Betonmasse gilt als erdfeucht, wenn beim Formen eines Handballens die innere Handfläche sichtlich naß wird; sie enthält nur so viel Wasser, daß erst bei beendigtem Stampfen an der Oberfläche Wasser austritt.

Erdfeuchte Betonmasse muß gestampft werden.

b) Weiche Betonmasse. Weiche Betonmasse enthält so viel Wasser, daß die Ränder der durch einen Stampfstoß hervorgerufenen Vertiefung eine kurze Zeit stehen und nur langsam verlaufen.

Weiche Betonmasse verlangt weniger große Stampfarbeit als erdfeuchte.

c) Flüssige Betonmasse. Flüssige Betonmasse enthält so viel Wasser, daß sie fließt. Stampfen ist unmöglich. Die Masse ist so zu verteilen, daß keine Hohlräume entstehen.

Erdfeuchter Beton ergibt die größte Druckfestigkeit, diese nimmt mit höherem Wasserzusatz ab. Soll bei höherem Wasserzusatz die gleiche Festigkeit erreicht werden wie bei erdfeuchtem Beton, so ist ein größerer Zementzusatz erforderlich.

Verarbeitung der Betonmasse. 1. Die Betonmasse soll alsbald nach dem Mischen eingebracht und ohne Unterbrechung verarbeitet werden. In Ausnahmefällen darf die Betonmasse einige Zeit unverarbeitet liegen bleiben; bei trockner und warmer Witterung aber nicht über eine Stunde, bei kühler und nasser nicht über zwei Stunden. Nicht sofort verarbeitete Betonmasse ist vor Witterungseinflüssen, wie Sonne, Wind, starkem Regen usw., zu schützen und unmittelbar vor Verwendung umzuschaukeln. In allen Fällen muß die Betonmasse vor Beginn des Abbindens verarbeitet sein.

2. Bei dem Einbringen der Betonmasse ist darauf zu achten, daß die Gleichmäßigkeit der Mischung erhalten bleibt. Größere Zuschlagteile, die sich abgesondert haben, sind mit dem Mörtel wieder zu vermengen.

3. Man unterscheidet:

- a) Stampfbeton,
- b) Schüttneton,
- c) Gußbeton,
- d) Füllbeton.

a) Stampfbeton. 4. Die Betonmasse darf in die Verwendungsstelle (Baugrube, Verschalung) nur schichtenweise und nur in solcher Höhe eingebracht werden, daß die fertig gestampfte Schicht in der Regel nicht stärker ist als 15 cm bei erdfeuchter Masse, 20 cm bei weicher Masse.

Die einzelnen Schichten sollen, wo es die Bauausführung gestattet, rechtwinklig zu der im Bauwerk auftretenden Druckrichtung und, wo dies nicht möglich ist, gleichlaufend mit der Druckrichtung eingelegt werden.

Die Massen sind nacheinander so zeitig (frisch auf frisch) einzubringen, daß die einzelnen Schichten untereinander ausreichend fest binden. Es ist unbedingt erforderlich, daß vor dem Weiterarbeiten auf einer soeben fertig gestampften Schicht die Oberfläche dieser Schicht durch Abkehren mit Stabbesen, Kelle oder sonstwie gehörig aufgeraut wird.

Treten frische Stampfschichten mit bereits abgeordneten in Berührung (Weiterarbeiten am nächsten Tage), so muß für ausreichend festen Zusammenschluß der Betonschichten gesorgt werden. Neben einer geeigneten Gliederung der in Betracht kommenden Betonkörper selbst (z. B. stufenartige Abtreppungen) ist die Oberfläche der zuletzt gestampften Schicht sofort nach Beendigung der Stampfarbeit gehörig aufzuraufen. Diese erhärtete und aufgeraute Oberfläche ist vor dem Fortsetzen des Betonierens von losen Bestandteilen zu reinigen und anzunässen. Sodann ist ein dem Mörtel der Betonmasse entsprechender Zementmörtelbrei aufzubringen, wobei streng darauf zu achten ist, daß dieser Mörtelbrei nicht schon abgetrocknet ist oder abgebinden hat, bevor die neue Betonschicht hergestellt wird.

5. Für erdfeuchte Betonmasse sind quadratische oder rechteckige Stampfer von 12—16 cm Seitenlänge und 12—17 kg Gewicht zu verwenden, sofern nicht mechanisch betriebene Stampfer zur Anwendung kommen. Für weiche Betonmasse können leichtere und anders geformte Stampfer verwendet werden.

6. Die Stampfarbeit erhöht innerhalb gewisser Grenzen die Festigkeit, und zwar bei erdfeuchter Betonmasse mehr als bei weicher. Die Verwendung erdfeuchter Betonmasse empfiehlt sich nur dort, wo die Gewähr für eine ausgiebige Stampfarbeit sei es von Hand oder maschinell

gegeben ist. Besondere Sorgfalt ist auf das Stampfen der Ecken und Außenseiten (längs der Verschalung) zu verwenden. Die einzelnen Stampfflächen sollen sich etwas überdecken.

7) Schüttbeton. b) Schüttbeton kommt hauptsächlich für die Herstellung unter Wasser in Frage. Die Betonmasse muß in weichem Zustand eingebracht werden¹⁾.

8. Das Schütten geschieht in Trichtern oder Senkkästen, bei geringen Wassertiefen auch unmittelbar aus dem Fördergefäß. Freier Fall der Betonmasse durch das Wasser muß vermieden werden, deshalb sind die Trichter vor dem Versenken mit Betonmasse zu füllen und während des Schüttens stets genügend gefüllt zu halten; die Senkkästen sind geschlossen bis auf die Schüttfläche herabzulassen.

Die Massen sind nacheinander so zeitig (frisch auf frisch) einzubringen, daß ein ausreichend festes Binden der einzelnen Schichten untereinander eintreten kann. Beim Aufbringen neuer Schichten auf abgeordneten Beton muß der darauf abgesetzte Schlamm durch geeignete Mittel (z. B. Absaugen) entfernt werden, damit eine gute Verbindung der Schichten stattfindet. Bei Herstellung stärker beanspruchter Bauteile (z. B. Schleusenböden) ist die Arbeit ohne Unterbrechung in Tag- und Nachtschichten auszuführen.

9. Das Wasser in der Baugrube ist ruhig, d. h. ohne Strömung und Auftrieb zu erhalten, da sonst ein Ausspülen des Zements aus dem Beton durch fließendes Wasser eintreten würde.

c) Gußbeton. 10. Die Betonmasse muß genügend flüssiges Mörtel enthalten, damit dieser alle Hohlräume der Zuschläge (Kies, Schotter) ausfüllt. Kiessand muß so viel feine Teile enthalten, daß eine flüssige Masse entsteht.

Das Mischen der Gußbetonmasse muß in dicht schließenden Maschinen geschehen, um Auslaufen des Mörtels während des Mischens zu verhindern.

11. Bei dem Einbringen der Betonmasse ist darauf zu achten, daß keine Entmischung eintritt. Das Einbringen kann mit Hilfe von Rinnen, Röhren u. dgl. geschehen, damit der Gußbeton vermöge seiner eigenen Schwere an die Verwendungsstelle fließt. Bei steiler Neigung trennt sich in der Rinne das grobe Material von dem Mörtel, durchläuft die Rinne schneller und fällt infolge flacherer Wurfparabel an anderer Stelle nieder als der Mörtel. Hierdurch können z. B. bei Schotter- und grobem Kiesbeton Steinester entstehen, die sich nur durch Handarbeit beseitigen lassen. Bei steiler Rinnenneigung (mehr als 25 v. H. gegen die Wagerechte) ist daher vor der Rinnenmündung eine Klappe oder ein Trichter derartig anzubringen, daß die Betonmasse möglichst senkrecht niederrfällt. Die Rinnen werden vorteilhaft derart beweglich angeordnet, daß sie die ganze Grundfläche des zu betonierenden Bauteils bestreichen können.

Um der Entmischung des Betons beim freien Fall vorzubeugen, soll der Auslauf der Zubringer nicht höher als 2 m über der Verwendungsstelle liegen.

Größere Zuschlagteile, die sich beim Einbringen der Betonmasse abgesondert haben, sind mit dem Mörtel wieder zu vermengen.

12. Der Gußbeton ist in hohen Schichten herzustellen, wenn nicht der ganze Bauteil in einem Guß betoniert werden kann. Zu diesem Zweck sind bei größerer Grundrißausdehnung einzelne Bauabschnitte zu bilden. Die Massen sind innerhalb einer Arbeitschicht so zeitig (frisch auf frisch) einzubringen, daß die einzelnen über- oder nebeneinander liegenden Betonstreifen ausreichend fest binden.

Bei längerer Unterbrechung der Arbeit (Weiterarbeiten am folgenden Tage) muß für ausreichend festen Zusammenschluß der Betonschichten gesorgt werden. Neben einer geeigneten Gliederung der in Betracht kommenden Betonkörper selbst ist die Oberfläche der zuletzt gegossenen Schicht möglichst unregelmäßig und rauh zu gestalten. In besonders wichtigen Fällen kann dies dadurch geschehen, daß Bruchsteinbrocken, Stücke von starken Rundeisen, Schienenstücke u. dgl. mindestens bis zur Hälfte ihrer Höhe oder Länge als Dübel in die noch nicht erhärtete Schicht eingelassen werden, so daß der überstehende Teil dieser Dübel in die neu aufzubringende Schicht hineinragt. Vor dem Aufbringen neuer Betonmassen am nächsten Tage ist die alte Oberfläche durch Abkehren zu reinigen und gehörig anzunässen.

Stampfen ist bei Gußbeton nicht möglich. Kann die Betonmasse nicht von selbst überall hinfließen, so ist durch Nachhelfen mit geeigneten Geräten dafür zu sorgen, daß sie alle Bauteile, auch die Ecken und Außenflächen (längs der Verschalung) satt ausfüllt.

d) Füllbeton. 13. Füllbeton kommt in erdfeuchtem, weichem oder flüssigem Zustand da zur Anwendung, wo es sich um die Herstellung wenig beanspruchter zusammenhängender Massen handelt. Seine Verarbeitung richtet sich nach Material und Zweck.

Betonieren bei Frost. Bei stärkerem Frost als -3°C an der Arbeitsstelle darf nur betoniert werden, wenn in geeigneter Weise gesorgt wird, daß der Frost keinen Schaden bringt. Die Baustoffe dürfen nicht gefroren sein. An gefrorene Bauteile darf nicht anbetoniert werden. Beton, der im Abbinden ist, ist besonders sorgfältig vor Kälteeinwirkung zu schützen.

Herstellung der Schalungen. 1. Alle Rüstungen und Einschaltungen sind tragfähig herzustellen: sie müssen ausreichend widerstandsfähig gegen Durchbiegung und genügend fest sein gegen die Einwirkung des Stampfens. Sie müssen auch leicht und gefahrlos wieder entfernt werden können. Die Stützen oder Lehrbögen sind auf Kelle, Sandkästen oder Schrauben zu stellen, damit durch deren allmähliches Lüften das Lehrgerüst langsam gesenkt werden kann.

2. Bei allen unterstützten Lehrgerüsten dürfen gestoßene, d. h. aufeinandergesetzte Unterstützungshölzer nur bis zu zwei Dritteln der Gesamtheit der Stützen verwendet werden. Gestoßene Stützen dürfen nur abwechselnd mit aus einem Stück geschnittenen Stützen gesetzt werden. Die Schnittflächen der gestoßenen Stützen müssen wagrecht glatt aufeinander passen. An der Stoßstelle sind sie durch aufgenagelte, mindestens 0,70 m lange, hölzerne Laschen gegen Ausbiegen und Knicken zu sichern. Bei Stützen aus Rundholz sind drei, bei solchen aus Vier-

¹⁾ Das Auswaschen des Zements kann durch geringen Zusatz von hydraulischem oder Fettkalk (in Seewasser Traß-Kalk) abgemindert werden.

kantholz vier Laschen für jeden Stoß zu verwenden. Mehr als einmal gestoßene Stützen sind unzulässig. Wegen der Knickgefahr ist der Stoß nicht ins mittlere Drittel der Stützen zu legen. Stützen unter 7 cm Zopfstärke sind unzulässig.

3. Stützen mit Ausziehvorrichtung oder eiserner Verlängerung gelten als nicht gestoßen, wenn der Stoß haltbar durch Schrauben gesichert ist.

4. Die Stützen müssen eine unverrückbare Unterlage aus Holz (Bohlen, Kanthölzern) erhalten. Bei nicht tragfähigem Untergrunde sind besondere Sicherungen anzuwenden.

5. Bei Schalungsgerüsten für Ingenieurbauten sowie für Hochbauten in Räumen von mehr als 5 m Höhe kann ein rechnerischer Festigkeitsnachweis verlangt werden.

Stützen von 5 m Länge und darüber sind nach der Längen- und Tiefenrichtung untereinander abzuschweren und knicksicher auszubilden.

Schalungsfristen und Ausschaln. 1. Die Ausschalung eines Bauteiles, d. h. die Beseitigung der Schalung und Stützung, darf nicht eher vorgenommen werden, als bis der verantwortliche Bauleiter durch die Untersuchung des Bauteiles sich von der ausreichenden Erhärtung des Betons und Tragfähigkeit des Bauteiles überzeugt und die Ausschalung angeordnet hat.

2. Bis zur genügenden Erhärtung des Betons sind die Bauteile gegen die Einwirkung des Frostes und gegen vorzeitiges Austrocknen zu schützen sowie vor Erschütterung und Belastung zu bewahren.

3. Die Fristen zwischen der Beendigung des Betonierens und der Ausschalung sind von der Art, Größe und Beanspruchung des Betonkörpers und von der Witterung abhängig.

Besondere Vorsicht ist bei Bauteilen geboten, die beim Ausschaln nahezu schon die volle rechnungsmäßige Last haben.

3. Tritt während der Erhärtung Frost ein, so sind die sonst erforderlichen Ausschalungsfristen mindestens um die Dauer der Frostzeit zu verlängern.

Prüfung während der Ausführung. Probebelastungen. Die Baupolizeibehörde kann während der Bauausführung Anfertigung und Prüfung von Probekörpern verlangen. Die Probekörper hat der Unternehmer auf der Baustelle herzustellen, auf Verlangen der Baupolizeibehörde in Gegenwart des Baupolizeibeamten.

Probebelastungen sollen auf den unbedingt notwendigen Umfang beschränkt werden. Sie sind nicht vor 45-tägiger Erhärtung des Betons vorzunehmen.

Bei Probebelastung von Brückenbauten sind die wirklichen der Berechnung zugrunde gelegten Verkehrslasten oder gleichwertige Belastungen aufzubringen.

β) Auszug aus den Bestimmungen für Druckversuche bei der Ausführung von Bauten aus Stampfbeton.

Aufgestellt vom Deutschen Ausschluß für Eisenbeton Oktober 1915.

Betonmasse. Die zur Prüfung der Bauausführung bestimmten Probekörper müssen aus Betonmassen gleicher Art, gleicher Aufbereitung und gleichen Feuchtigkeitsgehalts angefertigt werden, wie sie für den Beton des Bauwerks oder Bauteils verwendet werden.

Arbeitsstelle. Die Probekörper sind an einem vor Regen, Zugluft, Kälte und strahlender Wärme geschützten Ort herzustellen.

Anzahl der Probekörper. Für jede Versuchsreihe sind in der Regel drei Körper in unmittelbarer Arbeitsfolge herzustellen.

Formen und sonstiges Arbeitsgerät. Zur Herstellung der Probekörper sind eiserne Würfelrahmen von 30 cm Seitenlänge zu verwenden¹⁾.

Einlegen und Durcharbeiten der Betonmasse. Die Probekörper sind an einem Platz anzufertigen, der von der Lagerstelle der bereits fertigen Körper getrennt ist, damit etwaige Erschütterungen nicht auf die frisch hergestellten Körper einwirken können; die Form ist auf eine etwa 3 cm hohe Sandunterlage zu stellen.

Weiche Betonmasse ist in zwei Schichten von gleicher Höhe einzulegen, flüssige Betonmasse hintereinander einzufüllen.

Die Betonmasse ist möglichst in der gleichen Art durcharbeiten wie beim Bau.

Behandlung und Aufbewahrung der Probekörper. An jedem Probekörper ist in deutlicher und dauerhafter Weise der Anfertigungstag und das Mischungsverhältnis zu bezeichnen und eine Erkennungsmarke anzubringen.

Die Probekörper sollen mindestens 24 Stunden in der Form bleiben. Sind dann die vier Formwände entfernt, so sollen die Körper weitere 24 Stunden auf der Formplatte ruhen. Danach sind sie bis zum Tage der Prüfung oder des Versandes in einem geschlossenen frostfreien Raum auf einem Lattenrost so zu lagern, daß die Luft allseitig Zutritt hat. Die Probekörper müssen vom zweiten Tage an bis zum Tage der Prüfung oder des Versandes mit Tüchern bedeckt sein. Diese Tücher sind vom zweiten bis zum siebenten Tage feucht zu halten.

Druckprobe. 1. Die maßgebende Prüfung der Probekörper erfolgt 28 Tage nach ihrer Herstellung. Es soll jedoch zulässig sein, in Fällen, wo die Erhärtung der Körper durch kalte Witterung verlangsamt ist, die maßgebende Prüfung dieser Körper erst 45 Tage nach ihrer Herstellung vorzunehmen.

2. Um durch Druckversuche den Nachweis mit 28 Tage alten Probekörpern zu erbringen, bedarf es in der Regel mindestens fünf Wochen. Wenn diese Zeit nicht zur Verfügung steht,

¹⁾ Es bleibt vorbehalten, Formen einzuführen, bei denen das überflüssige Wasser aus der weichen und flüssigen Betonmasse entfernt wird. Für solchen Beton sind sehr zweckmäßig von Gary für die Probeform Gipsplatten vorgeschlagen, die in die eisernen Probeformen eingebaut werden sollen und Würfel von 20 cm Kante ergeben.

wird unter Umständen schon ein Druckversuch mit 7 Tage alten Probekörpern einen Schluß auf die nach 28 Tagen zu erwartende Festigkeit gestatten; die Prüfung nach 28 Tagen muß auch in diesen Fällen vorgenommen werden.

3. Vor der Prüfung ist festzustellen, ob die Druckflächen eben und gleichlaufend sind. Unebene und nicht gleichlaufende Flächen sind durch Abgleichung eben und gleichlaufend herzustellen. Die aufgetragene Abgleichsschicht soll bei der Prüfung annähernd die Festigkeit des Betonkörpers haben.

Vor der Prüfung sind Gewicht und Abmessungen der Körper festzustellen.

4. Die Druckfestigkeiten sind auf Maschinen zu ermitteln, die zuverlässig auf ihre Richtigkeit geprüft sind. Zwischenlagen von Blei, Pappe, Filz u. dgl. sind unzulässig.

Der Druck kann in der Richtung, in der die Betonmasse eingebracht worden ist, oder senkrecht dazu ausgeübt werden.

Der Druck ist langsam und stetig zu steigern, ungefähr derart, daß die Belastung in der Sekunde um 1 kg/qcm wächst.

5. Als Druckfestigkeit gilt nicht die Belastung beim Auftreten von Rissen, sondern die höchste erreichte Belastung.

6. Maßgebend ist der Mittelwert aus den Festigkeitszahlen einer Versuchsreihe (in der Regel drei Probekörper).

Für Eisenportlandzement und Hochofenzement und deren Verwendung zu Beton gelten dieselben Gesichtspunkte wie für Portlandzement. Auch sind hier die gleichen Festigkeitsverhältnisse zugrunde zu legen.

Schlackenzementbeton, hergestellt unter Verwendung von Schlackenzement. Mischungen:

1 : 2 : 2 verlangt 325 kg Schlackenzement auf 0,65 cbm Sand und 0,65 cbm Schotter;

1 : 2 : 3 desgl. 248 kg : 0,5 cbm : 0,75 cbm;

1 : 2 : 4 „ 225 „ : 0,45 „ : 0,90 „

1 : 3 „ 400 „ : 1,20 „

1 : 4 „ 320 „ : 1,25 „

Fälschlich wird zudem mit „Schlackenbeton“ ein magerer Beton aus Kohlschlacken und Fettkalk bezeichnet, der zu Ausfüllungsarbeiten benutzt wird und ein Raumgewicht von etwa 0,8 besitzt.

Traßbeton. Hier werden als geeignete Mischungen für „Traß-Kalk-Zement-Beton“ bzw. „Traß-Zement-Beton“ empfohlen — namentlich bei Beton und Eisenbetonbauten an der See:

α) unter Wasser geschüttet:

2 R.-T. Traß + 1 R.-T. Kalkteig + 2 R.-T. Zement + 6 R.-T. Sand + 11,5 R.-T. Kies = 0,467 Mörtel : 0,785 Kies;

β) im Trocknen gestampft:

1 $\frac{1}{2}$ R.-T. Traß + 0,75 R.-T. Kalkteig + 1 R.-T. Zement + 4 R.-T. Sand + 11,5 R.-T. Kies = 0,4 Mörtel : 0,92 Kies, bzw.

0,5 R.-T. Traß + 1 R.-T. Zement + 2,5 R.-T. Sand + 6 R.-T. Kies = 0,4 Mörtel : 0,92 Kies.

Für Bauten in süßem Wasser ist bewährt:

1 Traß : 1 Wasserkalk : 1 Sand : 4 Kies oder

1 „ : 1 „ : 1 $\frac{1}{2}$ „ : 5 „

je nach der Beanspruchung und Wichtigkeit des Baus.

Über die Druckfestigkeit einiger Traßzementbetone usw. gibt die folgende Zusammenstellung Auskunft:

Mischung	k _d in kg/qcm		
	nach Tagen		
	14	28	90
0,8 Traß + 1 Zement + 4 Sand + 4 Kies	89	119	162
0,8 „ + 1 „ + 6 „ + 12 „	46	54	82
1,0 „ + 1 „ + 5 „ + 10 „ + 0,5 Kalkteig	77	107	144
1,0 „ — + 1 $\frac{1}{2}$ „ + 4 $\frac{1}{2}$ „ + 0,8 „	39	70	79

(Erhärtung: 3 Tage in feucht gehaltenen Kästen, dann unter Wasser von + 15° C.)

Die Mischung des Betons kann von Hand aus, besser, und für die Festigkeit des Endprodukts empfehlenswerter, durch Maschinenbetrieb erfolgen. Hier kommen in Frage:

a) Maschinen mit unterbrochenem, d. h. absatzweisem Betriebe, und zwar:

1. Maschinen mit feststehendem, wagerecht liegendem Troge und sich in diesem drehenden Rührarmen, günstig wegen der steten Beobachtung der Mischarbeit, etwas unbequem wegen Staubbildung (Systeme Kunz & Co., Kempten, Entleerung durch Bodenklappe oder Kippen des Troges — Wolf & Co., Guben, mit kippbarem Troge, — desgl. Gauhe, Gockel & Co., Oberlahnstein, usw.);

2. Maschinen mit senkrecht stehendem Betonmischer und Rührarmen an senkrechten Wellen (System Hüser, Bonn, mit selbsttätig sich öffnender Bodenklappe — Gustav Eirich, nach Art des Kollerganges);

3. Maschinen mit wagerecht umlaufenden Trommeln (Gaubesche Mischtrommel, System Tobler, Borsigwalde, Ransome-Mischer, mit inneren Mischflügeln in der Trommel, Bauart Georg Schmidt, Dresden, mit einem birnenförmigen, kippbaren, auf einer Seite offenen Mischbehälter);

4. Freifallmischer. Das Gut mischt sich durch sein Herabfallen, einfach in der Handhabung, geringe Bedienung erfordernd, dort mit Vorteil verwendbar, wo die Betonmasse in Gruben verwendet wird und es nicht auf absolute Ausschließung einer nicht vollkommenen Mischung der Betonbestandteile ankommt. (Wilhelm Damm, Miltenberg a. M., Dr. Gaspary & Co., Markranstädt.)

b) Maschinen mit ununterbrochenem Betriebe. Hier wird das Mischgut getrennt an einem Ende der Maschine zugeführt und verläßt diese in zusammenhängender Masse am anderen Ende. Von deutschen Bauarten sind zu nennen: System Bfinger in Düsseldorf, mit längerer, etwas geneigter Mischmulde, desgl. System Gauhe, sowie auch mit senkrechtem Mischbehälter, bestens empfohlen, System Gaspary, gut wegen der genauen Regelung des Mengenverhältnisses — ein Trichtertellermischer, System Kraus, München, mit einer um ihre wagerechte Längsachse sich drehenden Trommel, durch welche das Mischgut von einem Ende zum anderen hindurchgeht — usw.

Genaueres hierüber vgl. Kapitel „Maschinenbau“. Leistung i. M. 4—6 cbm in der Stunde bei mechanischem Antriebe und 1,5—2 Pferdekraften¹⁾.

III. Besondere Materialien, namentlich des inneren Ausbaues.

A. Glas.

Das Glas, entstanden durch Zusammenschmelzen von Kieselsäure mit Kalk (oder Bleioxyd) und Natron oder Kali. Raumbgewicht 2,6 i. M. Bei Weißglut flüssig, bei Rotglut teigartig, daher in ersterem Zustande zum Gießen, in letzterem zum Blasen verwendet. Nach der Herstellung unterscheidet man:

a) Geblasenes Rohglas, in Walzenform durch Menschenkraft — in neuester Zeit auch durch Dampf — gewonnen. Der Preis richtet sich nach addierten cm ($L + B$). Im Handel: Tafeln $L = 1,65$ m; $B = 1,02$ m; ausnahmsweise $L \leq 3,05$ m; $B \leq 1,16$ m; $F_{\max} \leq 3,5$ qm.

¹⁾ Vgl. auch M. Foerster, Lehrbuch der Baumaterialienkunde. Heft V/VI, 1912, S. 669—684.

Nach der Dicke werden bei den meist 4 kg wiegenden Walzen angefertigt:

$\frac{7}{8}$ stark	=	$\approx 1,5$ mm stark	mit einem Gewichte von 3,6 kg/qm
$\frac{5}{4}$ "	=	$\approx 2,5$ " " " "	" " " 6,0 "
$1\frac{1}{2}$ "	=	$\frac{6}{4} \approx 3$ " " " "	" " " 7,2 "
doppelt	=	$\frac{8}{4} \approx 4$ " " " "	" " " 8,4 "

Die stärkeren Nummern dienen als Spiegelscheiben, alsdann geschliffen.

$k_b = 375$ kg/qcm; Sicherheit = dreifach als ausreichend anzusehen;
 $E = 7500$ kg/qcm.

b) Gegossenes Rohglas. Die weißglühende Glasflüssigkeit wird auf vorher gewärmte, gehobelte und polierte Metallplatten aufgegossen und einem sehr langsamen Abkühlungsprozesse ausgesetzt. Hier sind leichter große Flächenabmessungen und bedeutendere Stärke als bei a) erreichbar. Stärke 4—30 mm, meist 6—12 mm verlangt, da dünnere Platten nicht sicher sind, stärkere durch Gußspannungen beeinträchtigt werden können. 1 qm, 6 mm stark, wiegt 12,5 kg. $B \leq 99$ cm, $L \leq 2,70$ m, F bis 1,5 qm als gewöhnliche Handelsware zu haben (größte Abmessungen 5 · 3 m). k_b nimmt mit zunehmenden δ ab

$\delta = 6$	7	8	9	10	12	15	20	25 mm	} Sicherheit dreifach
$k_b = 330$	300	280	260	240	214	200	200	200 kg/qcm	
$E = 7650$ kg/qcm.									

Die beim Gießen sich bildende Oberfläche ist besonders widerstandsfähig gegen atmosphärische Einflüsse und demgemäß bei Oberlichtern nach außen zu verlegen.

c) Preßhartglas. Die vorher auf das richtige Maß zugeschnittenen, gegossenen Tafeln werden wieder bis zum Erweichen erhitzt und während des Erkaltes gepreßt. Hierbei nimmt ihr Widerstand gegen Druck, Biegung und Stöße erheblich zu. $k_b = 1000$ kg/qcm. Gewöhnliche Abmessungen 30, 40 bzw. 50 cm (größte Abmessung 1,3 · 0,9 m). Die Preßhartglastafeln, über deren Bewährung die Meinungen geteilt sind, sind genau zu bestellen, da sie sich mit Diamanten nicht mehr schneiden lassen.

d) Drahtglas. Um ein viereckig-maschiges Drahtnetz wird das Rohglas herumgegossen. Da die Eiseneinlage die Aufgabe hat, die Biege- (Zug-) Festigkeit des Glases zu erhöhen, so liegt sie bei stärkeren Platten nahe an einer Außenfläche, bei dünneren allerdings aus Gründen der Herstellung nahezu in der Mitte. $k_b \approx 500$ kg/qcm, beim Erhitzen erheblich zurückgehend (bei $260^\circ k_b = 220$ kg/qcm, bei $400^\circ k_b = 160$ kg/qcm). Sicherheit dreifach. Auch wenn durch starkes Erhitzen und plötzliches Abkühlen die Drahtglasplatte in viele Teile zerspringt, werden letztere noch so ausreichend durch das Drahtgitter zusammengehalten, daß ein Zutritt neuer atmosphärischer Luft (zum Feuer) durch die Verglasung in nur geringem Maße erfolgt.

Fehler des Glases können eintreten:

1. durch unrichtige Zusammensetzung: zuviel Alkali oder Kalk bewirkt Erblinden; ein Entfärben des Glases durch Mangan hat oft in der Sonne eine rötlich-violette nachträgliche Verfärbung zur Folge (es genügt schon 0,1% Mangan!);
2. durch fehlerhafte Schmelze: ungelöste Quarzkörner, Bläschen, Schlieren, rauchige Stellen, (durch Staubaufsatz bedingt) usf.;
3. durch unvollkommene Kühlung: Haarrisse;
4. durch windschiefe Form.

Prüfung des Glases: Einfache Probe: Gut gereinigtes Glas wird in Eisenvitriol gepackt und erhitzt. Schlechtes Glas erblindet. Genauere Prüfung: Gläser, gereinigt, werden Dämpfen von Salzsäure ausgesetzt, die sich in Bläschenform niederschlägt; Platten dann in abgeschlossenem Raume 24 Stunden lang aufbewahrt. Gutes Material zeigt keinen Anlauf. Gute Kühlung durch Polarisationsapparat zu kontrollieren.

Färbung des Glases durch dem Glasfluß zugefügtes Metalloxyde entweder in der ganzen Masse oder nur oberflächlich, durch bunte Glasschicht (Überfang-Kathedralgläser). Bei gewöhnlichem ungefärbtem Glase wird unterschieden je nach der mehr oder weniger grünen Farbe des Querschnittes: ordinäres halbgrünes — halbweißes, $\frac{3}{4}$ weißes und weißes Glas.

e) Glasbausteine.

α) Massive Glasbausteine.

1. Nach dem Ziegelnormalformat, schwer, gute Wärmeleiter, teuer, wenig lichtdurchlässig.

2. Als Nachahmung aller Arten von Dachsteinen, Pfannen, Platten, Strang-, Falzriegeln usw., genau den entsprechenden Ziegelsteinen nachgebildet und sehr geeignet zur Einführung von Licht an beliebiger Stelle des Daches, ohne Anordnung besonderer Fenster. In der Regel genügen 4—6 Glasziegel, um eine quadratische Fläche von 10 m Seite annähernd gut zu beleuchten.

3. Fußboden- und Wandbekleidungsplatten in verschiedensten Größen mit verschiedenster Oberflächenausgestaltung (mosaikartig, gestreift, geriffelt, quadratisch geteilt, gepernt, mit zentralen Ringen usw.). Anschluß an ein Mörtelbett am besten durch einzelne Rippen an der Unterfläche, welche — im Querschnitte trapezförmig — oben breitere Räume frei lassen und ein schwalbenschwanzförmiges Eingreifen des Mörtelbettes in die Platte sichern.

4. Prismen-Gläser (Luxfer-Prismen) zur Erhellung schlecht beleuchteter Räume mit Hilfe der Lichtbrechung.

Auch ist hier das Elektrogas erwähnenswert, bei dem nach Zwischenlage von Drähten zwischen einzelne Glasplatten auf ersteren auf elektrolytischem Wege Metall (Kupfer) niedergeschlagen wird, das eine unwandelbare Fassung der Gläser bewirkt.

β) Hohlsteine.

1. System Falconier, hergestellt durch Blasen und nachträglich zugeschmolzen; Normalform: Linsenform, daneben andere Formen. Für Brandmauern mit äußerem Drahtnetz versehen, verschiedenfarbig, ästhetisch nicht sehr befriedigend, aber leicht, schlechte Wärmeleiter, gut Licht durchlassend.

2. System Faust (Deubener Hütte), dem Normalformat der Ziegel angepaßte hohle Kästen darstellend, an einer Lagerseite offen, durch Auf- und Ansätze gut gegenseitig in Verband zu bringen und zu erhalten.

3. System Siemens (Dresden), ähnlich wie 2. Ein zerbrochener Stein kann ohne Störung des Verbandes von der Seite her herausgeschoben und ersetzt werden usw.

γ) Bausteine aus entglastem — überhitztem — Material. Hierbei erhält das Glas eine faserige Struktur, große Zähigkeit, Härte und Undurchsichtigkeit. Zu nennen: Keramosteine und (vorwiegend) -platten der Adlerhütte in Penzig, ein hervorragendes, künstlerisch wertvolles, perlmutterartig schimmerndes, weißes Material für Fußböden, Stufenverkleidungen, Wandbeläge, Fassaden usw.; $r = 2,54$; Härte = 9; $k_d = 2000$ kg/qcm, vollkommen säurefest.

B. Asphalt.

Asphalt findet sich selten als pechähnliches Harz, meist in Verbindung mit Sand, Kalk und Ton und in Form eines dunkelbraunen, schwarzen, fettglänzenden Gesteins als Asphaltkalk bzw. -sandstein. Dieser besitzt die Eigenschaft, beim Erhitzen in Pulver zu zerfallen, das sich dann wieder unter Verwendung heißer Stampfen in die frühere Form des Gesteins zurückbringen läßt. Hierauf beruht die Verwendung von Stampfasphalt. Fundorte von Asphaltstein sind: Iberg (Harz), Lobsann (Elsaß), Limmer, Vorwohle, das Val de Travers (Schweiz), die Insel Trinidad, Baku, Mexiko, Peru, das Tote Meer usw.

Durch Ausschmelzen wird gewonnen: Bitumen, schwarzglänzend, bei 10° erstarrend, bei 40—50° flüssig. Hieraus wird erzeugt:

Goudron durch den Zusatz von 25% Rückständen der Petroleumdestillation zum gereinigten Asphalt gewonnen oder aus diesem und Bergteer (zähflüssiger, weicher ziemlich reiner Asphalt) bzw. durch trockene Destillation bitumenreicher Schiefer usw. Goudron ist also ein ziemlich reines Asphaltbitumen von größerer Härte, glänzender Beschaffenheit und tiefschwarzer Farbe.

Mastix, in schwarzen Broten von rd. 25 kg als Handelsware erhältlich, wird gewonnen, indem man gepulverten Asphaltstein in das geschmolzene Goudron verrührt, oder Asphaltgestein mit Goudron oder reinem Bitumen zusammenschmilzt, und zwar in der Zusammensetzung, daß die fertige Masse rd. 20% v. H. Bitumen enthält.

Anwendung: α) Stampfasphalt. Asphaltstein bis 120° erhitzt, zum Zerfallen gebracht und auf einer festen Betonunterlage wieder verdichtet, oberflächlich durch Überfahren mit glühendem Glätteisen wasserundurchlässig gemacht; fabrikmäßig hergestellte Stampfasphaltplatten, durch hohen Druck gefestigt.

β) Gußasphalt zu Fußwegbefestigung, Fugenverguß, Isolation von Mauern usw. Asphaltmastix wird mit rd. 6% Goudron bei 160° geschmolzen und mit 40—50% trockenem Sand zu einem Brei verarbeitet und auf feste Unterlage aufgegossen.

γ) Asphaltbeton aus Mastix und 50—60% grobkörnigem Sande bestehend, zu Maschinenfundamenten unter Umständen geeignet. $k_d = 250—300$ kg/qcm.

δ) Asphaltfilzplatten, dünnere und stärkere, aus einem Faserfilz und Durchtränkung mit Asphalt u. dergl. gewonnen; gute Abdeckungsmaterialien, ziemlich zugfest, aber vielfach nicht vollkommen wasserdicht und daher noch mit Asphalt zu streichen. Im Handel in Rollen und Plattenform. Hierher gehört auch „Tektolit“. Über die Sybelschen Blei-Asphaltplatten vgl. S. 429).

Ein reines Bitumenpräparat ist auch Preolith (Pree & Co. G. m. b. H., Dresden-N.), das sowohl als Rostschutz, als Preolith-Bedachung, als Isoliermasse gegen Feuchtigkeit, selbst bei hohem Wasserandrang (vgl. S. 451), als geruchloser, bestens wirksamer und dichter Anstrich für Wasserbehälter, als Isolier- und Klebmasse für Linoleum usw. Verwendung findet.

C. Teere.

Holzteer, durch trockene Destillation des Holzes gewonnen. Ausbeute bei Nadelholz rd. 10—14 v. H., bei Laubholz 8—10 v. H.; Masse braun, ölig, entflammbar; durch Kreosotgehalt fäulnisverhindernd. Steinkohlenteer, schwarz, bei Destillation der Steinkohle als Nebenprodukt erzeugt, Carbonsäure enthaltend und daher zu allen möglichen konservierenden Anstrichen geeignet.

D. Pappe.

a) Teerpappe. Heute fast nur noch in Rollenform in den Handel gebracht. $L \leq 20$ m; $B = 1,0$ m; G einer Rolle ≈ 40 kg. Gute Pappe soll im Querschnitte vollkommen von Teer usw. durchdrungen sein, kein Wasser innerhalb 24 Stunden aufnehmen. Rohmaterial: Wollpappe (Holzpappe bricht leicht und hält sich schlechter), imprägniert mit heißem, vorher destilliertem Steinkohlenteer; ist letzteres nicht geschehen, so wird die Pappe hart, aber auch leichter brüchig (Steinpappe).

b) Wird zu Teer Asphalt gesetzt, entsteht Asphaltpappe, dauerhafter, aber auch teurer. Gebräuchliche Nummern der Dachpappe sind:

Nr.	70	80	90	100
Stärke	1,5	1,32	1,17	1,05 mm
Gewicht von 50 kg .	70	80	90	100 qm

Die dünneren Sorten finden zur Unterlage für Schieferdächer u. dgl. Verwendung.

Anstrich von Pappdächern: 8 Teer + 2 Staubkalk + 1 Asphalt.

Abarten sind: Asphalt Dachfilz von 3—4 mm Stärke, aus besonders verfilztem Material mit Asphalt getränkt, Asphaltsteinpappe mit Drahtgeflecht (L. Lindenberg in Stettin).

Hierher gehören auch die „Kosmor Falztafeln“, hergestellt aus guten Rohpapptafeln, die schwalbenschwanzförmig mit ein- und auspringenden Trapezräumen gepreßt und mit Asphalttränkung wasserdicht gemacht werden. Auf der einen Seite an den Wandputz angefügt, bilden sie auf der anderen Seite isolierende Luftkanäle und gestatten hier den Anschluß einer durch letztere trocken gehaltenen ebenen Pappe und dergl. zum weiteren Anschlusse innerer Mauerverkleidungen.

E. Asbest.

Asbest, durch Verwitterung von Hornblende entstanden, ist ein vorwiegend aus kieselsaurer Magnesia bestehendes, faseriges Mineralprodukt, aus Kanada, Italien, der Kapkolonie kommend. Benutzt als Feuerschutz zu Isolationen aller Art, zur Herstellung von Asbestschiefer. Letzterer besteht aus gebleichten Asbestfasern und Talk mit Wasserglas, auch Zement (vgl. S. 514). Diese Masse wird in dünnen Schichten — nach Art von Papier — gewalzt. Durch Aufeinanderpressen mehrerer Schichten werden Dachplatten gewonnen, die mit hoher Wetterbeständigkeit geringes Gewicht und vollkommene Feuersicherheit verbinden. $k_s = 700 \text{ kg/qcm}$.

F. Holzzement.

Holzzement besteht aus 60 T. Steinkohlenteer, 15 T. Asphalt und 25 T. Schwefel, die zu einer dicken klebrigen, braunschwarzen Masse zusammengeschmolzen werden; Verwendung zu den feuerfesten, flach geneigten Holzzementdächern.

G. Ruberoid.

Ruberoid, ein in der Praxis bewährtes Isoliermaterial, besteht aus einer besonders guten Wollfilzpappe als Hauptbestandteil, die mit einem wasserbeständigen, wasserfesten, gegen Säuren und Laugen gleich unempfindlichen und an Elastizität wie Zähigkeit dem Rohgummi nahestehenden Mittel beiderseits überzogen ist. Von letzterem ist nur mitgeteilt, daß es weder Teer noch Asphalt, sondern Petroleumpech enthält.

Durch Versuche ist festgestellt, daß seine Zusammendrückung sehr gering ist, namentlich im Vergleich zu Asphaltfilz.

Es ergab sich bei einer Belastung von kg/qcm:

5	10	20	50	100	200
---	----	----	----	-----	-----

bei Ruberoid eine Zusammendrückung in Hundertteilen:

7	8	9	10	12	13
---	---	---	----	----	----

Auch zeigten die Versuche, daß sämtliche Versuchsstücke von Ruberoid ihre quadratische Form beibehielten. Sie ergaben zugleich, daß Ruberoidplatten, selbst von sehr geringer Stärke, sogar bei starker Beanspruchung in hohem Grade elastisch bleiben, und daß wegen der verhältnismäßig geringen Zusammendrückung ein Herausquellen von Imprägnierungsmasse nicht zu befürchten steht.

Trotz geringer Stärke ist, wie Versuche erkennen lassen, Ruberoid dem Asphaltfilz in bezug auf seine Zugfestigkeit überlegen, ein Ergebnis, das insofern für die bauliche Praxis von Bedeutung ist, als durch ein ungleichmäßiges Setzen des Mauerwerkes, Arbeiten der Gewölbe bei Temperaturunterschieden usw. die Abdeckungsschicht recht erheblich auf Biegung beansprucht sein kann. Während bei Asphaltfilz nur Zugfestigkeiten von i. M. 10 kg/qcm erzielt wurden, lieferten Ruberoidproben i. M. 43 kg/qcm. Auch waren die beobachteten Dehnungen beim Ruberoid nur ein geringer Teil der bei Asphaltfilz gemessenen.

Vor allem aber sind die Vergleichsergebnisse bezüglich der Wasserdichtigkeit bemerkenswert. Während bei keiner Ruberoidprobe eine Tropfenbildung eintrat, ließen Asphaltfilzproben schon bei wenigen Zentimetern Wasserdruck Tropfen durch; bei ihnen wird also die Wasserdichtheit vorwiegend durch die nachträglichen Dichtungsanstriche zu bewirken sein.

Daß sich Ruberoid unter der Einwirkung von Säuren und Laugen gut verhält, ist aus vielen Erfahrungen der Praxis ersichtlich. Schließlich sei als ein Vorzug die große Wärmebeständigkeit des Ruberoids hervorgehoben, welche bis zu 150° besteht, und es somit gestattet, das Material auch selbst unter tropischer Sonne zur Abdeckung senkrechter Flächen zu verwenden.

Bei der Ausführung der Abdeckung wird das Material welches für diesen Zweck in Rollen zu 20 qm, von 91,5 cm Breite und einem Gesamtgewichte von 46 kg, also für 1 qm von je rd. 2,3 kg geliefert wird, einfach ausgerollt, mit einem Überschlag von 10 cm an die bereits verlegten Rollen angefügt und auf eine glatte und trockene Beton- oder Zementschicht vermittels einer heißflüssigen Klebmasse aufgeklebt; auch die Stöße werden mit letzterer verklebt. Eine gleiche Masse aber von härterer Beschaffenheit wird schließlich zum Überstreichen der Abdeckung verwendet, um eine Beschädigung der Oberfläche durch Kies, Sand, Steine usw. aus der Überschüttung zu verhindern.

H. Wasserglas.

Wasserglas ist kieselsaures Natrium oder Kalium — meist ersteres, da es billiger; in Wasser lösbar und auf allen möglichen Flächen einen firnisartigen Überzug bildend, der allerdings nicht sehr wetterbeständig ist, aber einen guten Schutz gegen Fäulnis, Feuer usw. bildet, wenigstens auf einige Zeit. Durch Farbzusatz u. dgl. wird die Neigung des Abblätterns hintengehalten.

J. Hanfseile.

Hanfseile bestehen aus einer inneren geraden Seele und drei bis vier schraubenförmig um diese gewundenen Litzen. Teeren der Seile macht sie haltbarer, aber weniger tragfähig. Verwendung vorwiegend bei Hebezeugen. Zugfestigkeit 800—900 kg/qcm; Raumgewicht 1,0, bei Teerung 1,1.

K. Rohr.

Rohr wird nach Eintritt der Reife im Winter geschnitten und lange getrocknet; es wird in geschältem Zustande mit Rohnägeln an Wänden und Decken angebracht und dient zum Festhalten des Putzes, der hier wenig Neigung zum Reißen zeigt. Besser als einzelne Rohrhalm sind zusammengedrahtete Rohrgewebe.

L. Schmieröle.

Hier werden unterschieden: Harzöle, aus dem Harz der Nadelbäume durch Destillation und Reinigung gewonnen, nur mit anderen Ölen gemischt zu verwenden; Pflanzenöle, durch Auspressen zerkleinerter Pflanzen hergestellt (Rüböl, Baumöl, Rizinusöl, Baumwollsamensöl usw.); tierische Fette; Mineralöl (Teeröle, Erz- oder Steinöle), durch Destillation in dünne (Brennöle) und schwere (Schmier-) Öle geschieden. Über die Lieferung von Mineralschmieröl sind vom preussischen Minister der öffentlichen Arbeiten unter dem 4. Februar 1892 besondere Bestimmungen erlassen.

Im allgemeinen sollen Schmieröle wenig kleben, flüssig, unveränderlich und säure- sowie wasserfrei sein.

M. Kitte.

Kitte dienen zur Verbindung von verschiedensten Baustoffen miteinander, daneben zum Ausfüllen von Rissen usw. Hervorhebenswert sind:

a) **Leimkitt:** für Holz: 1 Leim + 14 Wasser + 1 Sägespäne + 1 Kreide; für Tapeten: 10 Stärkemehl + 100 Wasser + 1 Borax oder Alaun (letzteres um ein Faulen des Stärkekleisters zu verhindern).

b) **Kalkkitt** — Caseinkitt, bestehend aus Staubkalk, Ziegelmehl und Wasser und einem hohen Zusatz von Käsequark, als Steinkitt, in Vercinigung von Staubkalk, Käsestoff und Eiweiß ein Holzkitt. An Stelle von Kalk kann auch Zement treten; alsdann wird zweckmäßig Käsestoff durch saure Milch ersetzt.

c) **Ölkitt.** Glaserkitt: Leinölfirnis (ungekocht) und Schlemmkreide. Zum Aufweichen dient: Kalilauge und Schmierseife; Steinkitt: 25 T. Staubkalk + 10 T. Ziegelmehl + 1 T. Glaspulver + 8 T. Leinöl.

d) **Magnesiakitt** vgl. Sorelschen Zement auf S. 370—371.

e) **Eisenkitt**, 60—100 T. Eisenfeilspäne, 1—2 T. Salmiak und 1 T. Schwefelblume mit Wasser angemacht; daneben einfacher und besser: für Verkitten von Eisen und Stein reiner Portlandzement, patentierter Metallzement, Asbestzement.

f) **Wasserglaskitt.** Wasserglas + Kreide + Zinkstaub für Metalle, Stein und Holz; für Steine: Wasserglas mit Zement.

N. Anstriche.

Als Farben werden unterschieden: 1. Wasserfarben; der Farbstoff wird in Wasser gelöst; zum Festhalten wird zugesetzt: Firnis, Leimwasser, Kalk, Käsestoff (Kalk- und Käsefarben). 2. Leimfarben, in Leim angemacht; als Grundfarbe dient Schlammkreide bzw. bei feineren Arbeiten Barytweiß. 3. Ölfarben, angemacht mit Leinöl, durch Zusatz von Sikkativ¹⁾ wird das Erhärten beschleunigt. Werden Ölfarben mit einer Wachs-Terpentinlösung vereinigt, so entstehen Wachsfarben. Setzt man den Ölfarben harzige Stoffe zu, bilden sich wetterfeste Lackfarben. 4. Wasserglasfarben (Keimsche Mineralfarben).

Wasserfarben sind nur in geschlossenen Räumen verwendbar. Kalkfarben sind zwar billig, färben aber ab und sind wenig haltbar. Voranstrich mit Kalkmilch; Leimfarben, billig, trocknen rasch; sie dürfen nicht abfärben und müssen demgemäß auch ausreichenden Leimgehalt aufweisen; Ölfarben, abwaschbar, teuer, gut haltend; zu beseitigen durch eine 1 proz. Sodaauflösung; Käsefarben (mit Quark und Kalkmilch) angemacht, sind außen und innen verwendbar und abwaschbar. Das Aufbringen der Anstriche erfordert trockene, schmutzfreie Flächen.

Die Anstriche sind mehrmals, nach Trocknen des vorangehenden Anstriches mit andersgerichtetem Pinselstrich, zu wiederholen²⁾.

Dem Anstrich hat vorauszugehen bei Metall ein Aufrauen der Flächen, Beseitigen von Rost, bei Holz ein Verkitten der Risse, Abschleifen der Astknoten, Überziehen dieser mit Schellack, Grundieren mit Leinöl oder Firnis; bei frischgeputzten Kalkwänden ein Überstrich mit Seifenlauge und einem Alaun- oder Borsäurezusatz zur Beseitigung der ätzenden Wirkung des Kalkes, bei frischem Zementputz ein Vorstrich mit Keblerschen Fluaten oder Wasserglas. Will man letzteres nicht ausführen, so muß man bei Ölfarbenanstrich 2 Jahre warten, wenn man nicht vorzieht, Käsefarben zu verwenden.

O. Tapeten.

Arten: Papiertapeten in Rollen von 8 m Länge und 47 cm, selten 70 cm Breite, bedruckt durch Öl-, Leim-, Wasserfarben, oft nach vorhergehender gleichartiger Grundierung; glatt, stumpf, gerippt, geglättet, lackiert, gefirnißt (abwaschbar, Glanztapeten).

¹⁾ Sikkativ ist ein gekochtes Leinöl + Bleiglätte.

²⁾ Vgl. auch die Ausführungen im Kapitel „Hochbau“ über die Anfertigung der Anstriche und in M. Foerster, Lehrbuch der Baumaterialienkunde. Heft V/VI, S. 750—761.

Wolltapeten, mit feinzerteilten Wollfasern bedruckt (Samttapeten); Ledertapeten, echt, aus tierischen Häuten, auf Leinwand gespannt und in einzelne Holzrahmen gefaßt, sehr gut nachgeahmt durch Linkrusta — vgl. weiter unten; gewirkte Tapeten (Gobelins), Seidentapeten, Furniertapeten, sehr dünne Holzplatten, auf Papier aufgeklebt, zur Nachahmung von Holztäfelungen — nicht bewährt. Linkrustatapeten, aus Holzstoff und oxydiertem Leinöl, nach Art des Linoleums hergestellt, zum Teil hervorragende Fabrikate.

Unterlagen unter Tapeten bei glattgeputzter Mauer Zeitungspapier, bei Holzwänden Stoffüberzug; bei feuchten Wänden Unterlagen von Kosmostafeln, getränkter Wellpappe oder ähnlichen Isolationsstoffen.

P. Linoleum.

Linoleum wird gewonnen aus feinstem Korkmehl und Leinöl, das auf natürlichem oder chemischem Wege durch Oxydation in einen harzigen Kitt umgewandelt worden ist; beide Materialien werden miteinander gemischt und mit heißen Preßwalzen auf ein vorher imprägniertes, festes Jutegewebe aufgewalzt. Das fertige Linoleum trocknet sehr lange, hierbei eine Art Abbindeprozeß durchmachend. Man unterscheidet durchgehend gemustertes (Granit, Inlaid) und oberflächlich bedrucktes Linoleum. Dauerhaft, wasserdicht, fußwarm, schalldämpfend, gut rein zu halten, feuerbeständig. Auf Holzfußboden mit Terpentinkelester, auf Steinboden oder fugenlosem Magnesiaementestrich mit besonderem Linoleumkitt zu verlegen.

Handelsübliche Maße: $L = 25$ m, $B = 2,0, 1,5, 1,0$ m, Stärke 1,8, 2,2, 3,0, 3,6, 4, 4,6 und 7 mm (bei Inlaid usw. nur 2,2 und 3,3 mm).

Deutsche Marken u. a.: Delmenhorst bei Bremen (Anker), Maximiliansau, Neukölln bei Berlin.

Geodäsie.

Von

Finanz- und Baurat Dr.-Ing. A. Schreiber, Dresden.

I. Instrumentenkunde.

Die im praktischen Vermessungswesen gebräuchlichen Geräte und Instrumente dienen entweder der direkten Längenmessung oder der indirekten, deren Verfahrungsweisen sich zurückführen lassen auf das Ausrichten von Ebenen und auf Winkelmessung (Nivellierinstrument und Theodolit). Hierzu kommen noch gewisse einfache Instrumente zum Absetzen fester Winkel, (Winkelprisma u. dgl.).

A. Theorie und Gebrauch der einfachsten Meßgeräte und Instrumente.

a) Stahlband.

α) Mit Endringen zum Aufstreifen auf Spannstäbe (auch Kettenbaken genannt). Band aus gehärtetem Stahl, 20—28 mm breit, 0,4—0,5 mm dick von 20—25 m Länge (für Stationierung von Eisenbahnen auch 50 m), gemessen zwischen den Mittelpunkten der Endringe. Einteilung in m und dm durch Nieten verschiedener Form und Größe. Handhabung durch 2 Gehilfen. Das Band rückt bei der Messung um die ganze Bandlänge vor. Der vordere Endpunkt wird durch Einstecken eines eisernen Stabes (Zähler, Zählstäbe) markiert. Der hintere Bandzieher sammelt die Zählstäbe, wodurch sich die Zahl der Bandlagen ergibt.

β) Ohne Endringe, sogenannte Handstahlbänder, 0,2—0,4 mm dick, 12 bis 15 mm breit, 10—25 m lang.

Im Felde gebrochene Meßbänder können an Ort und Stelle, ohne die Genauigkeit des Bandes zu beeinträchtigen, durch eine Meßbandklemme geflickt werden. (Gewicht 90 g. Bei Reiß, Liebenwerda.)

Die Stahlbänder mit Endring werden außer Gebrauch auf einen Eisenring von 20 cm Durchmesser, die Handstahlbänder mittels Kurbel auf eine Welle aufgewickelt, die in einen Rahmen eingebaut ist. Handstahlbänder in festen Leder- oder Blechkapseln sind für den Gebrauch im Freien nicht praktisch.

Zwirnbänder sind wegen ihrer Unbeständigkeit gegenüber den Witterungseinflüssen nicht zu empfehlen und dürfen höchstens für beiläufige Messungen und zur Messung kurzer Strecken verwendet werden.

b) Meßplatten (Meßstangen). 2 Stäbe von je 3—5 m Länge, die äußerlich unterschieden sind, aus Tannen- oder Fichtenholz, in Öl gesotten und mit Ölfarbe gestrichen. Querschnitt rechteckig oder oval. Einteilung durch Farbstriche oder Nägel in dm oder $\frac{1}{2}$ dm. Endschnitten abgerundet und, wie in Fig. 1 an-



Fig. 1.



Fig. 2.

gedeutet, um 90° gegeneinander versetzt (zweckmäßigere Form der Endschnitten Fig. 2). Handhabung in ebenem Gelände durch 1 Mann, besser und stets, wenn gelotet werden muß, durch 2 Mann.

Über die amtlichen Fehlergrenzen für Meßplatten und Stahlbänder vgl. S. 486.

Über Längenmessung, insbesondere auch Berechnung schief gemessener Strecken vgl. S. 485 u. 488.

c) **Nivellierlatten.** In cm (neuerdings auch $\frac{1}{2}$ cm) geteilte Latten von 3—5 m Länge. Für Eisenbahnnivellements, die lediglich auf der Planie hingehen, ist eine Latte von 2,5 m Länge im allgemeinen ausreichend und empfehlenswert. Längere Latten für technische Nivellements zum Einschieben oder Zusammenklappen. Die Latte ist mit Dosenlibelle (Fig. 3) zu versehen, deren Berichtigung erfolgt, indem man die Latte mittels Schnurlots oder an einer Hauskante senkrecht stellt und für diese Stellung der Latte die Dosenlibelle mittels der drei Berichtigungsschraubchen zum Einspielen bringt. Bei Latten zu technischen Zwecken (Absteckungen) muß der Nullpunkt der Teilung mit dem unteren Ende der Latte (ebene Fläche des Metallbeschlages) zusammenfallen. Bei Wendelatten mit Teilung auf beiden Seiten ist es zweckmäßig, die Teilung auf der einen Seite (Rückseite) um ein un rundes Maß (z. B. 123 mm) gegen die vordere Teilung zu verschieben. Zum Halten der Latte seitwärts angebrachte Handgriffe.

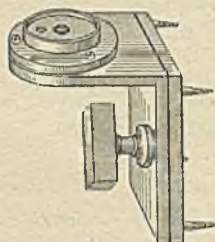


Fig. 3.

Für untergeordnete Zwecke Nivellierbänder, d. s. Teilungen, die auf Papier oder Leinen aufgedruckt sind und im Felde mit Reißzwecken auf gewöhnlichen Latten befestigt werden.

Für Feinnivellements Einrichtung der Latte zur Lattenverglei chung im Felde. An geeigneten Stellen (etwa bei den vollen m) sind Messingplättchen mit je einem Teilstriche einzulassen. Der Abstand dieser Teilstriche wird untersucht. Zweckmäßig ist die Benutzung eines Strichmaßstabes aus Stahl, der amtlich zu beglaubigen ist, mit trapezförmigem Querschnitt. Die Teilung ist auf der einen, nichtparallelen Seitenfläche anzubringen, derart, daß an dem einen Ende einige mm in 0,1 mm geteilt sind. Ausdehnungszahl für Holz vgl. unten; die für den Stahlstab geht aus der amtlichen Beglaubigung hervor.

Für sichere Aufstellung der Latte und scharfe Erfassung der Wechsellpunkte Lattenuntersätze (Wendelplatten oder Kröten) 3—5 kg schwer.

d) **Stahlnormale** werden gebraucht für feine Messungen, z. B. zu Maßverglei chungen für Stahlbänder und Nivellierlatten und zur Messung von Schienenlängen behufs Bestimmung der Ausdehnungszahl des Schienenstoffes. Solche Stäbe (2 Stück) mit scharfen, um 90° versetzten Endschnneiden werden von Bamberg in Berlin und Hildebrandt in Freiberg geliefert zugleich mit Eichung durch die Kaiserl. Normaleichungskommission in Berlin als „Gebrauchsnormale“. Für jeden Stab wird eine Gleichung gegeben, z. B. für die von Bamberg gelieferten Stäbe

$$\text{Stab Nr. 2609a} = 1 \text{ m} + 0,01 \text{ mm} + 0,011 (t - 18) \text{ mm}$$

$$\text{„ „ 2609b} = 1 \text{ m} + 0,011 (t - 18) \text{ mm}$$

Der Stab Nr. 2609a ist also bei 18° C um 0,01 mm zu lang. Der andere Stab ist bei 18° C richtig. Die Ausdehnungszahl dieser Stäbe, überhaupt für Meßstäbe von Eisen, ist $11 \cdot 10^{-6}$, für Messing $19 \cdot 10^{-6}$, für Tannenholz 4 bis $5 \cdot 10^{-6}$.

Für Messung kleiner Längen (z. B. auch der Zwischenräume an den Schienenstößen der Eisenbahngleise), bedient man sich des Meßkeiles aus Stahl oder Glas (Fig. 4). Für jeden Meßkeil gilt eine Gleichung $y = a n + b$, wobei y die zu messende Strecke (z. B. lichter Abstand zwischen zwei Schnneiden), n die Ablesung an der Einteilung des Meßkeils, a und b Festzahlen sind, die besonders angegeben oder ermittelt werden müssen. Die gewöhnlichen Meßkeile

haben $b=0$ und sind so beziffert, daß man y in mm nebst Bruchteilen abliest. Wenn der zu messende Abstand nicht an beiden Endpunkten durch scharfe Schneiden bestimmt ist, sind 2 Meßkeile nach Fig. 5 geeigneter.

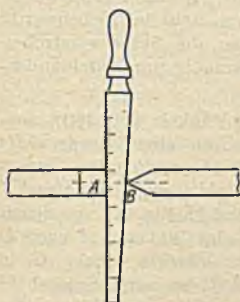


Fig. 4.

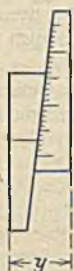


Fig. 5.

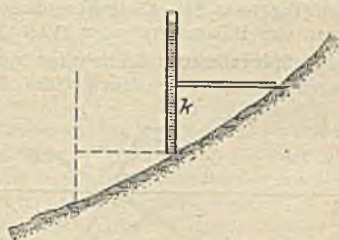


Fig. 6.

e) Setzlatten (Staffelzeuge) für Aufnahme steiler Querschnitte läßt man sich nach eigenen Angaben durch einen geeigneten Tischler (Modelltischler) anfertigen (Fig. 6). In die horizontale Setzlatte (4 m lang) wird eine Setzlibelle (S. 481) eingelassen. Der Fußpunkt von h (Höhenstab 2—3 m lang) wird durch einen Zählstab markiert, an den die Setzlatte beim Fortschreiten der Messung angeschoben wird. Setzlatte und Höhenstab in cm geteilt.



Fig. 7.



Fig. 8.

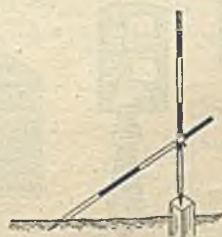


Fig. 10.



Fig. 9.



Fig. 11.



Fig. 12.

f) Fluchtstäbe (Baken) zur Bezeichnung von Punkten und zum Ausfluchten von Vertikalebene (geraden Linien). Kieferne, 2—5 m lange Stangen, kreisrunder (28—33 mm Durchmesser), neuerdings auch dreieckiger Querschnitt zwecks Verpackung in Paketen von 6, 10 oder 16 und mehr Stäben, von $\frac{1}{2}$ zu $\frac{1}{2}$ m durch verschiedenfarbigen Olanstrich geteilt, mit gehärteter Stahlspitze.

Die Firma Reiß, Liebenwerda, liefert Fluchtstäbe aus nahtlos gezogenem Stahlrohr, die sich nicht krummziehen und sehr leicht sind. Zum Senkrechtstellen bedient man sich des Schnurlotes oder des Lattenrichters (Fig. 7).

Zum Aufstellen der Fluchtstäbe über Rainsteinen, auf Pflaster, festem Boden u. dgl. dient der Bakenhalter (Fig. 8) oder die von Reiß in Liebenwerda gelieferten Doppelringe (Fig. 9), mittels deren man die Stäbe verstreben kann (Fig. 10 u. 11). Diese Ringe lassen sich auch zweckmäßig zum Aufeinandersetzen von Baken verwenden (Fig. 12).

g) Spiegelkreuz, Einrichtung zum Abstecken des Winkels von 180° , insbesondere zur Einschaltung eines Zwischenpunktes C in eine Gerade AB .

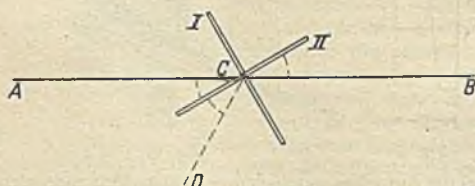


Fig. 13.

Zwei zueinander rechtwinklig gestellte Spiegel I und II (Fig. 13), von denen I das Bild von A nach D zurückwirft. Steht C in AB , so wirft Spiegel II das Bild von B nach der gleichen Richtung CD , weil die in der Figur angedeuteten Winkel einander gleich sind, so daß dem

Auge in D die beiden Spiegelbilder von A und B in Deckung erscheinen müssen. Fig. 15 zeigt ein Spiegelkreuz in Verbindung mit dem Winkelspiegel zum Abstecken von rechten Winkeln (Spiegelkreuz unten).



Fig. 14.



Fig. 15.

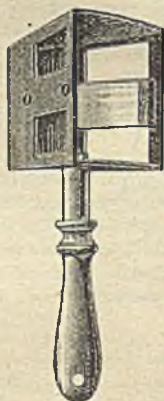


Fig. 17.



Fig. 18.



Fig. 19.



Fig. 16.

h) Winkelspiegel, Einrichtung zum Abstecken rechter Winkel (Fig. 14), auch in Verbindung mit Spiegelkreuz (Fig. 15). Zwei Spiegel, die miteinander einen Winkel α (hier 45°) bilden, lenken einen seitlich einfallenden Strahl durch zweimalige Zurückwerfung um den Winkel 2α ab. Beim Gebrauche, z. B. Fällen eines Lotes von P auf die Gerade AB (Fig. 16), wobei die Punkte P , A und B im Felde durch Fluchtstäbe bezeichnet sein müssen, wird der Winkelspiegel von A oder B aus in AB eingefluchtet. Ist der Winkelraum des Spiegels nach A gerichtet, so sieht man das Spiegelbild von A und im freien

Schen durch die Öffnung hindurch den Fluchtstab P . Wenn dann der Fluchtstab P als Verlängerung des Spiegelbildes von A erscheint, so ist AZP ein Rechter. Entsprechend wird der Winkelspiegel gebraucht, um im Endpunkte Z der Geraden AZ ein Lot ZP zu errichten. Die Prüfung erfolgt, indem man in einem Zwischenpunkte Z der im Felde abgesteckten Geraden AB eine Senkrechte ZZ_1 auf ZA , dann nach derselben Seite der Geraden AB eine Senkrechte ZZ_2 auf ZB errichtet. Die Punkte Z_1 und Z_2 bzw. die Richtungen ZZ_1 und ZZ_2 müssen, wenn das Instrument berichtigt ist, zusammenfallen. Ist dies nicht der Fall, so ist aus der gegenseitigen Lage von Z_1 und Z_2 zu beurteilen, ob der Spiegelwinkel größer oder kleiner als 45° ist. Die vorhandenen Berichtigungsschraubchen gestatten, diesen Winkel auf 45° zu bringen.

Verbesserte Anordnung für hügeliges Gelände zeigt Fig. 17. Man kann hier die Deckung des frei gesehenen Stabes mit dem Spiegelbild an der oberen oder an der unteren Kante des Spiegels wahrnehmen je nach der Höhenlage des frei gesehenen Stabes, wodurch die Sicherheit der Handhabung erhöht wird.

Winkelspiegel und Winkelprismen werden zweckmäßig auf einem Lotstab mit Federung befestigt (Fig. 18). Man kann auch statt der Bake eine Lotsehnur anwenden. In neuerer Zeit verwendet man auch Doppelprismen mit optischer Lotung (Fig. 19). Man sieht beim Einblick in das Prisma auch ein kreisförmig begrenztes Stück des Bodens unter dem Prisma.

i) Winkelprismen für Winkel von 90° (Fig. 20 und 21).

Ein Teil der auf die eine Kathete eines gleichschenkelig rechtwinkligen Prismas auffallenden Strahlen, nämlich diejenigen, welche in der Nähe von R (Fig. 22) auftreffen, wird im Prisma bei C gebrochen, zweimal (bei A und B) total reflektiert und bei D nochmals gebrochen. Falls der Prismenwinkel bei R ein rechter ist und die Winkel bei P und Q 45° betragen, ist die Gesamtablenkung zwischen dem einfallenden und ausfallenden Strahl 90° . Hieran ändert sich nichts, wenn das Prisma gedreht wird; der ausfallende Strahl behält feste Ablenkung und wird daher als fester Strahl bezeichnet. Aus der dem Auge zugewendeten



Fig. 20.



Fig. 21.

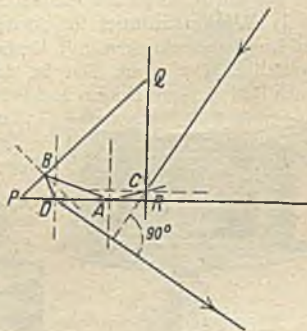


Fig. 22.

Kathetenfläche treten auch Strahlen in das Auge, die nur Totalreflexion an der Hypotenuse erlitten haben und andere Ablenkungen aufweisen. Man erkennt diese Strahlen (zwecks Vermeidung von Verwechslungen) daran, daß sie bei der Drehung des Prismas bewegliche Bilder geben. Die Handhabung des Winkelprismas entspricht der des Winkelspiegels; den einen Fluchtstab sieht man im Prisma, den anderen frei über oder unter der Prismenfassung. Neuerdings werden fünfseitige Prismen (nach Prantl) wegen ihrer Helligkeit und größeren Gesichtsfeldes bevorzugt.

Die Prismen sind unveränderlich und lassen sich in den Winkeln bis auf wenige Bogensekunden genau herstellen. Berichtigungen kommen daher nicht

in Frage. Deshalb und wegen ihrer Handlichkeit sind die Prismen den Winkelspiegeln vorzuziehen. Angelaufene Prismenflächen mit Weingeist zu reinigen. Winkelprismen usw. geben in stark hügeligem Gelände unsichere Richtungen; dann ist Winkelkopf vorzuziehen.

k) Winkelkopf (Kreuzscheibe) (Fig. 23), Instrumente mit zwei zueinander



Fig. 23.



Fig. 24.



Fig. 25.

senkrechten Zieleinrichtungen (Spalte und Objektivfaden). Diese Instrumente können auch zur Absteckung anderer runder Winkel eingerichtet werden, gestatten steile Zielungen und sind insofern den Spiegeln und Prismen vorzuziehen. Prüfung ähnlich wie beim Winkelspiegel. Berichtigung in der Werkstatt.

Über die Genauigkeit dieser Instrumente für Absteckung fester Winkel liegen folgende Angaben vor: Die Größtfehler für Winkelschenkel von 40 m Länge sind nach Lorber bei

	Winkelspiegel	Winkelprisma	Winkelkopf	
	6',7	4',8	7',9	in Winkelmaß
	78 mm	56 mm	92 mm	in Längenmaß,
für Winkelschenkel von 20 m Länge				
	Winkelspiegel	Winkelprisma	Winkelkopf	
	8',8	5',6	7',9	in Winkelmaß
	51 mm	33 mm	46 mm	in Längenmaß.

Die mittleren Fehler können zu $\frac{1}{3}$ dieser Beträge gerechnet werden.

l) Winkeltrommel für Absteckung beliebiger Winkel, insbesondere auch bei Bogenabsteckungen mit Umfangswinkeln. Das walzenförmige Gehäuse ist zweiteilig. Der obere Teil ist drehbar und kann mittels einer Kreisteilung (nach Befinden mit Nonius und Feinbewegung) eingestellt werden (Fig. 24 und 25).

m) Prismentrommeln.

α) Prismenkreuz nach Decher (Fig. 26) für Bogenabsteckungen. 2 Prismen, die so gegen-

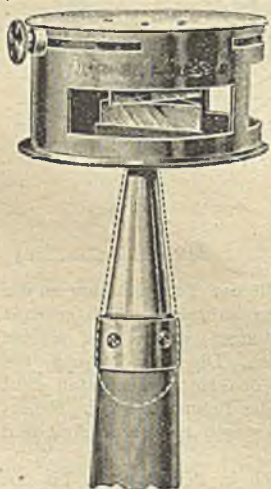


Fig. 26.

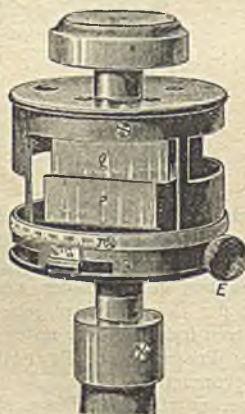


Fig. 27.

einander verstellbar sein können, daß man die beiden Fluchtstäbe, die die Schenkel eines im Felde abgesteckten beliebigen Winkels festlegen, in den beiden Prismen gespiegelt sehen und zur Deckung bringen kann. Durch eine Feststellschraube läßt sich diese Stellung der Prismen festhalten, um z. B. beliebig viele Punkte eines Kreisbogens (aus Scheitel, Bogenanfang und -ende) abzustecken. Die Firma G. Heyde in Dresden liefert das Prismenkreuz

auch mit Kreisteilung, um die Winkel abzulesen und beliebige Winkel abzustecken.

β) Prismentrommel mit Kreisteilung (Fig. 27). Das Instrument ist ähnlich dem Decherschen, aber für größere Genauigkeit eingerichtet. Für hügeliges Gelände sind Prismentrommeln nicht geeignet.

n) Neigungsmesser (Gefällmesser) (Fig. 28) für Messung von Neigungen (bei schief gemessenen Entfernungen) und Höhenwinkeln. Im Gehäuse eine um eine Achse drehbare Trommel mit Teilung, die in einem Fenster sichtbar ist. Vermöge eines an der Trommel angebrachten Pendelgewichtes stellt sich die Teilung, wenn die Trommelachse wagerecht gehalten wird, so ein, daß der Nullstrich der Teilung in einer wagerechten Ebene mit der Trommelachse liegt. Die prismatische Büchse, die am Gehäuse befestigt ist, trägt vorn einen wagerechten Spalt, hinten einen wagerechten Faden, wodurch die Zielachse des Instrumentes gegeben ist. Die Teilung ist zum Ablesen der Neigung in Winkelmaß oder nach Neigungsprozenten oder für beides eingerichtet und wird durch eine Lupe betrachtet.

o) Horizontal- oder Gefällmesser nach Gauss (Fig. 29) zur unmittelbaren Ablesung der mittels Stahlband von 20 m Länge gemessenen Längen, auch zum Messen von Neigungen für bautechnische Zwecke, ist zum Aufstecken auf die Bandmaßstäbe eingerichtet.

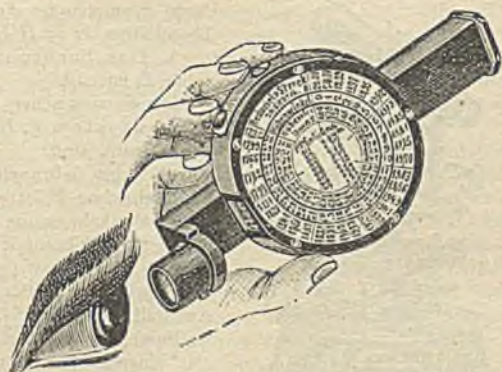


Fig. 28.

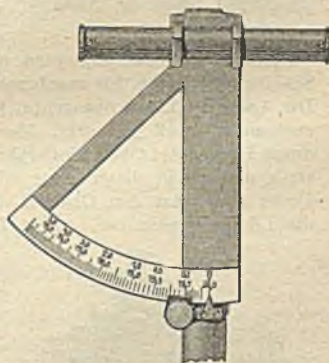


Fig. 29.

B. Theodolit.

Instrument zum Messen von Grund-(Horizontal-) Winkeln. Der auf dem Standpunkte P gemessene Winkel zwischen den Zielpunkten L und R ist der Winkel zwischen den beiden lotrechten Ebenen durch P und L einerseits, P und R andererseits. Der einfache Theodolit (Fig. 30) besteht aus 3 Teilen:

1. Untergestell mit Büchse B und im Uhrzeigersinne beziffertem Teilkreis K in fester Verbindung. Die geometrische Achse der Bohrung der Büchse gibt die Stehachse V des Theodoliten.

2. Zeiger (Alhidade) S , bestehend aus einer Scheibe, auf der die Ablesemittel (Indizes) J' und J'' angebracht sind. Die Scheibe sitzt fest auf dem Zapfen Zp , der in der Büchse B läuft, und trägt das Gestelle $A' A''$ für das Fernrohr. In den Trägern sind bei H' und H'' Lager angeordnet,

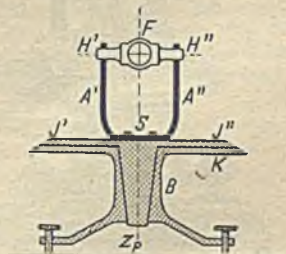


Fig. 30.



Fig. 31.

Die Lotrechtstellung wird mittels der Fußschrauben durch die auf der Scheibe $J'J''$ (Fig. 30) angebrachten Libellen (Alhidadenlibellen) herbeigeführt. Die Achse L (Libellentangente) jeder Libelle (eine oder zwei, dann winkelrecht zueinander) muß $\perp V$ sein. Man versichert sich dessen, indem man die Libelle durch Drehen des Oberteiles senkrecht zur Verbindungslinie zweier Fußschrauben stellt und sie in dieser Lage mit der 3. Fußschraube zum Einspielen bringt. Dreht man jetzt den Oberteil des Theodoliten (Alhidade) um 180° und spielt die Libelle wieder ein, so ist $L \perp V$; andernfalls wird die Hälfte des Ausschlages am Berichtigungsschraubchen

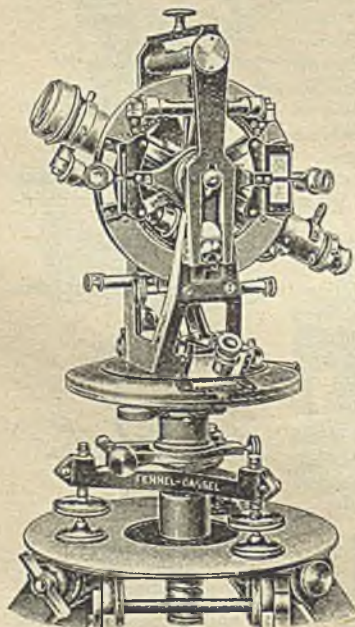


Fig. 33.

deren geometrische Achse die Kippachse des Theodoliten $H = H'H''$ angibt.

3. Das Fernrohr F , welches die Zielachse Z enthält.

Die geometrischen Bedingungen, denen das Achsensystem V, H, Z des Theodoliten genügen muß, sind:

a) Beim Gebrauche des Theodoliten muß die Stehachse V lotrecht stehen. Der Fehler in der Winkelmessung infolge Neigung von V läßt sich durch besondere Messungsanordnungen (Durchschlagen usw.) nicht beseitigen. Er ist um so größer, je steiler die Zielungen sind. Ein Aufstellfehler $\nu = 5'$ (Neigung der V gegen die Lotlinie) bringt auf einen Winkel von nahezu 180° einen Fehlereinfluß $\Delta = 2\nu = 10'$ hervor, wenn die Zielungen unter 45° geneigt sind. Hiernach besondere Vorsicht bei Messung von Vieleckszügen in hügeligem Gelände erforderlich.

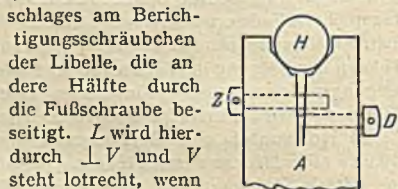


Fig. 32.

ist diese in gleicher Weise zu berichtigen.

Bei feineren Instrumenten zur Sicherung der Stehachse umsetzbare auf $H'H''$ aufsitzende Reitlibelle (Fig. 33). Diese ist zunächst als Setzlibelle zu berichtigen, d. h. so, daß ihre $L \parallel H'H''$ wird. Berichtigung durch Drehen des Oberteils, bis L parallel der Verbindungslinie zweier Fußschrauben liegt, Einspielenlassen der Libelle mit Hilfe dieser Fußschrauben, darauf Umsetzen auf $H'H''$ und Beseitigung des Ausschlages zur Hälfte mit der Libellenberichtigungsschraube, zur anderen Hälfte mit den 2 Fußschrauben. Die Lage $L \perp V$ wird alsdann wie bei vorhandener Alhidadenlibelle hergestellt, nur mit dem Unterschiede, daß

der Ausschlag, der sich nach Drehung des Oberteils um 180° ergibt, nicht an der Libellenberichtigungsschraube, sondern durch Neigen oder Senken der H beseitigt wird, zu welchem Zwecke der eine der Träger A (Fig. 30) gespalten ist (Fig. 32). Durch Lösen der Druckschraube D und Anziehen der Zugschraube Z kann der Spalt verengert werden, wodurch H gehoben wird. Hierdurch wird zunächst $H \perp V$ und da bereits $L \parallel H$ ist, auch $L \perp V$.

Die geometrische Achse der Büchse B bzw. des Zapfens Zp soll durch den Mittelpunkt des Teilkreises K gehen. Der andernfalls (Exzentrizität der Alhidade) sich ergebende Fehler bei der Winkelmessung wird durch Ablesen der Kreisteilung an zwei Zeigern J' und J'' beseitigt. Eine größere Exzentrizität erkennt man aus den Beobachtungen selbst, wenn der Unterschied der Ablesungen an den beiden Zeigern für verschiedene Stellen der Kreisteilung nicht fest bleibt, sondern regelmäßige (periodische) Änderung aufweist. Dieser Fehler wird übrigens auch bei Ablesung an nur einem Zeiger durch Messung in zwei Fernrohrlagen (Durchschlagen) beseitigt.

b) Die Kippachse $H = H' H''$ soll rechtwinklig auf V stehen. Der entsprechende Fehler wird durch Messung in zwei Fernrohrlagen (Durchschlagen) beseitigt. Ist Reitlibelle vorhanden, so wird der Fehler durch die unter a angegebene Berichtigung $H \perp V$ erkannt und beseitigt.



Fig. 34.

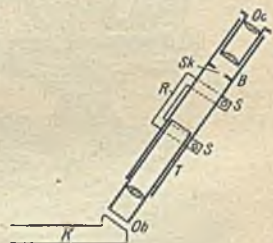


Fig. 35.

Ist keine Reitlibelle vorhanden, so genügt es, bei richtiger Stellung von V das Fernrohr auf eine nahe lotrechte Hauskante zu richten; es ist dann $H \perp V$, wenn beim Heben des Fernrohrs der Fadenkreuzpunkt in der Hauskante bleibt. Etwaige Abweichung wird ihrem ganzen Betrage nach durch Heben oder Senken der H (Fig. 32) beseitigt. Dieses und das folgende Verfahren setzen voraus, daß der Zielachsenfehler vorher beseitigt wird (s. unter c). Man kann auch einen hochgelegenen Punkt (Blitzableiter) in beiden Fernrohrlagen (Durchschlagen, nicht Umlegen) auf eine wagerechte Nivellierlatte herunterloten. Man liest für jede Lotung die Latte ab; dann entspricht das Mittel dieser beiden Ablesungen der Lotebene durch den Blitzableiter. Man stellt nun den Theodolit auf dieses Mittel an der Latte ein, klemmt auf diese Zielung fest und richtet das Fernrohr nach oben. Die Abweichung des Fadenkreuzpunktes von dem Blitzableiter wird jetzt durch Heben oder Senken der H (Fig. 32) beseitigt.

Der Zeiger für die Ablesung des Teilkreises ist entweder durch den Nullstrich eines Nonius oder durch den Nullstrich der Glasteilung eines Schätz- oder Skalenmikroskopes (Fig. 35 u. 36), bei feinen Theodoliten durch die Nullstellung der Trommel eines Schraubenmikroskopes gegeben.

Der Nonius wird erhalten, indem die Strecke von $n - 1$ Kreisteilen der Größe J (in Fig. 34, $J = 20'$) in n Noniusteile der Größe N geteilt wird. Dann ist

$$(n - 1) J = n N,$$

woraus die Noniusangabe

$$a = J - N = \frac{J}{n}$$

folgt, d. h. jeder Noniusteil ist um a kleiner als ein Kreisteil. In Figur 34 ist $n = 40$, $J = 20'$, daher $a = \frac{1}{2}'$. Wenn der k te Strich des Nonius (Null-

strich nicht mitgezählt) eintritt, so ist die Noniusablesung $k \cdot \frac{J}{n} = k a$ (in der Fig. $k = 12$, also Ablesung für den Nullstrich des Nonius $= 6'$, ganze Kreisablesung $= 178^\circ 26'$). Der Nonius wird nicht nach der Ordnungsziffer k , sondern so beziffert, daß man an dem einstehenden Striche sofort die Noniusablesung $k a$ erhält (in der Fig. 6').

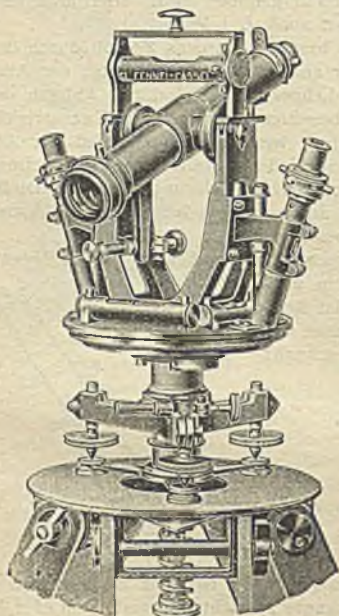


Fig. 36.

Beim Schätz- oder Skalenmikroskop (Fig. 36) wird die Teilung durch ein Mikroskop betrachtet, in dessen Bildfeldebene B (Fig. 35) auf einer Glasplatte Sk eine Unterteilung angebracht ist (Fig. 37), die den Kreisteil (in Fig. 37 $= 20'$) in 10 Teile zerlegt. Man kann dann noch $0,01$ des Intervalls (hier $12''$) schätzen. Die ganze Ablesung ist daher $25^\circ 40' + 3,1$ Doppelminuten. Da man gleichzeitig am zweiten Mikroskop auch Doppelminuten abliest und dann das Mittel zu bilden hat, so wird man bei der in Fig. 37 dargestellten Anordnung die Ablesungen beider Mikroskope zu addieren haben, um das Mittel in Bogenminuten zu erhalten. Das Mikroskop ist richtig eingestellt, wenn man Kreis- und Glasteilung im Mikroskop gleichzeitig deutlich sieht und wenn die Endstriche der Glasteilung mit zwei benachbarten Strichen der Kreisteilung zur Deckung gebracht werden können.



Fig. 37.

Derichtigung des Schätzmikroskops. Deutliches Sehen der Kreisteilung und der Glasteilung Sk in B wird herbeigeführt, indem man durch Verschiebung von Oc in der Mikroskopröhre T die Glasteilung scharf einstellt und dann nach Lüftung der Schrauben S des Ringhalters R (Fig. 35) T herauf- oder herunterschiebt, bis auch die Kreisteilung deutlich gesehen wird. Hierbei ist die richtige Stellung der Striche der Glasteilung parallel den Strichen der Kreisteilung (Fig. 37) durch Drehen von T im Ringhalter herbeizuführen. Die 2. Bedingung (Abstimmung auf die Kreisteilung) wird durch Verschieben der Objektivröhre Ob erfüllt. Wenn infolge dieser Verschiebung von Ob in T die Kreisteilung nicht mehr deutlich gesehen wird, so muß T im ganzen wieder gegen K verschoben werden usw.



Fig. 38.

c) Die Zielachse Z soll senkrecht auf der Kippachse H stehen und die Stehachse V schneiden. Die entsprechenden Fehler in der Winkelmessung werden durch Messen in zwei Fernrohrlagen (Durchschlagen) beseitigt. Der Zielachsenfehler ist am leichtesten zu erkennen, wenn das Fernrohr umgelegt, d. h. in den Lagern vertauscht werden kann, wie bei Fig. 31 und 36. Man stellt einen Punkt A in gleicher Höhe mit dem Instrument ein und klemmt fest (Fig. 38). Nach dem Umlegen steht, wenn $Z \perp H$, das Fadenkreuz wieder auf A ein. Andernfalls wird die Zielachse auf A'

einstehen und der Winkel zwischen A und A' wird den doppelten Zielachsenfehler darstellen. Der Fehler wird beseitigt, indem man das Fadenkreuz mittels der wagerechten Berichtigungsschraubchen am Fadenkreuzring so verschiebt, daß es auf die Mitte zwischen A und A' einsteht.

Ist das Fernrohr nicht zum Umlegen eingerichtet (z. B. bei Fig. 33), so stellt man einen Punkt A (Fig. 38) ein, liest die Kreisteilung an dem einen Nonius ab und schlägt durch. Dann wird das Fernrohr, falls Zielachsenfehler vorhanden ist, auf A'' einstehen. Alsdann dreht man mit Hilfe der Kreisteilung den Oberteil um 180° , indem man zur Ablesung 180° hinzuzählt und den vorher benutzten Nonius auf die so gewonnene Ablesung einstellt. Die Zielachse wird dann auf einen Punkt A' einstehen, und AJA' ist der doppelte Zielachsenfehler, der wie vorher beseitigt wird.

Wenn Z die V nicht schneiden sollte (Exzentrizität des Fernrohrs), so würde dieser Fehler vom Mechaniker zu beseitigen sein. Eine Exzentrizität des Fernrohrs ist aber belanglos, weil ihr Einfluß im Mittel aus zwei Fernrohrlagen (Durchschlagen) verschwindet. Man baut auch Theodoliten mit großer Exzentrizität (Fernrohr außerhalb der Träger), um bei niedrigem Oberbau das Durchschlagen zu ermöglichen und mit sehr steilen Zielungen arbeiten zu können (Fig. 39). Mit solchen Theodoliten muß jeder Winkel in zwei Fernrohrlagen beobachtet werden; sie eignen sich deshalb nicht für Absteckungen u. dgl.

Das Fernrohr muß für das Auge des Beobachters parallaxenfrei eingestellt sein. Als Okular wird meist das Ramsdensche (Bild und Fadenkreuz vom Beobachter aus hinter den beiden Linsen des Okulars) verwendet; es läßt sich in der Okularröhre verschieben, bis das Fadenkreuz (das Fernrohr gegen den freien Himmel gerichtet) deutlich gesehen wird. Man stellt dann das Fernrohr auf einen weit entfernten Gegenstand ein und sieht nach, ob sich beim Bewegen des Auges vor dem Okular das Fadenkreuz gegen den Gegenstand verschiebt. Ist dies der Fall, so hat man Parallaxe, d. h. das Fadenkreuz befindet sich nicht in der Ebene, in der das vom Objektiv entworfene und

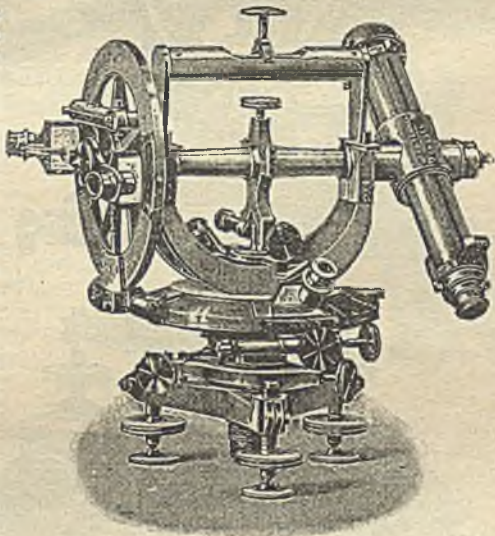


Fig. 39.

durch das Okular betrachtete Bild des angezielten Punktes zustande kommt. Wenn z. B. das Fadenkreuz bei der Bewegung des Auges nach rechts in gleicher Richtung ausweicht, so muß das Okular in die Okularröhre hineingedreht werden. Der Vorgang ist zu wiederholen. Die Parallaxe muß von jedem Beobachter für sein Auge beseitigt werden.

Bei dem seltener vorkommenden Huygensschen Okular sitzt das Fadenkreuz zwischen den beiden Einzellinsen des Okulars. In diesem Falle muß der Ring auf dem das Fadenkreuz ausgespannt ist, verschoben werden, bis die Parallaxe verschwindet.

Brillenträger haben sich zu gewöhnen, entweder immer durch die Brille

oder stets über diese hinweg ins Fernrohr zu sehen. Jedenfalls muß man die Parallaxe entweder für die Brille oder für das unbewaffnete Auge beseitigen.

Repetitionstheodolit mit doppeltem Achsensystem (Fig. 40). Der Teilkreis ist nicht fest auf dem Untergestell befestigt, sondern auf einer Achse K (Fig. 41), die sich in der Büchse B bewegt. Die Achse K ist ihrerseits mit einer Bohrung versehen, in der sich der Zapfen Z der Stehachse V dreht. Mittels einer am Untergestell angebrachten Klemmschraube läßt sich die Achse K , d. h. der Teilkreis feststellen. Der Repetitionstheodolit wird dann wie ein einfacher

Theodolit gebraucht. Durch eine zweite weiter oben, etwa in Höhe des Teilkreises angebrachte Klemmschraube kann man die Achse K , auf der der Teilkreis befestigt ist, in starre Verbindung mit dem Zapfen Z bringen (Fig. 41). Wenn die untere Klemmschraube gelöst und die obere angezogen ist, so bewegt sich der Kreis mit dem Oberteil, d. h. der Nullpunkt der Kreisteilung kann dann in eine beliebige Richtung verlegt werden. Über den Höhenkreis vgl. S. 484 u. 494.

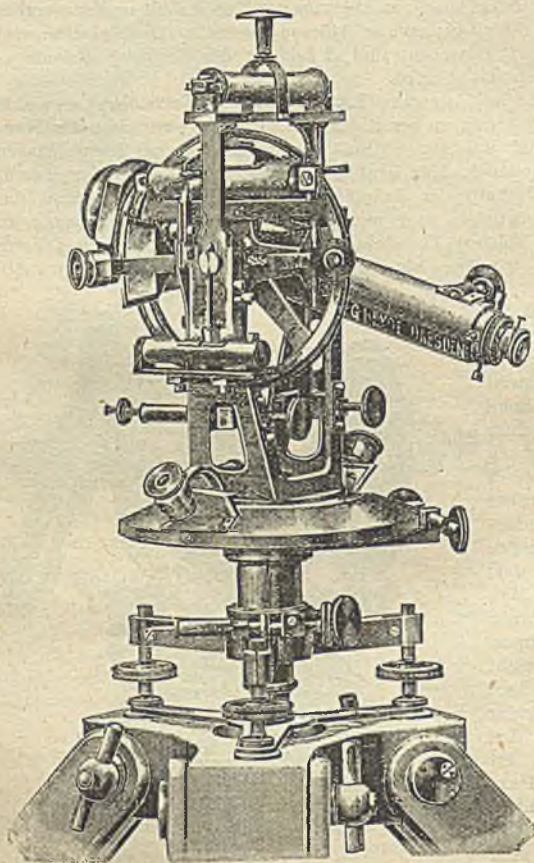


Fig. 40.

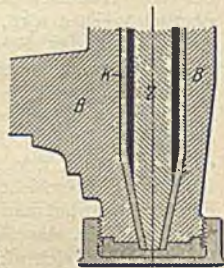


Fig. 41.

Zur Aufstellung des Theodoliten im Freien verwendet man Dreibeine (Stativ). Sie müssen möglichst standfest sein; der Kopf (Teller) darf sich auch unter dem Einfluß der Sonnenbestrahlung nicht drehen. Ausschnitt auf dem Kopfe für die Spannschraube muß möglichst groß sein, damit man Spielraum fürs Zentrieren über dem Bodenpunkte hat.

C. Nivellierinstrument.

Instrumente zur Absteckung horizontaler Zielungen mit Hilfe einer Röhrenlibelle. Daher folgende Hauptbedingungen:

a) Die Libellenachse L (Tangente an der Mittelmarke der Libellentheilung) muß parallel der Zielachse Z des Fernrohres liegen (s. Fig. 42). Außerdem soll

b) die Libellenachse senkrecht auf der Stehachse V stehen. Ist dies der Fall, so läßt sich V bei Aufstellung des Instrumentes genau lotrecht stellen und Z beschreibt dann (falls $Z \parallel L$) eine wagerechte Ebene; auch bedarf es, um für jede Sicht Z wagerecht zu stellen, keiner weiteren Verstellung der Fußschrauben, sondern höchstens einer geringen Verbesserung der Richtung $L \parallel Z$ mittels der Kippschraube (Fig. 46).

Der der Bedingung a) entsprechende Fehler wird zwar beseitigt, wenn man immer mit gleichen Zielweiten arbeitet; er muß aber nichtsdestoweniger be-

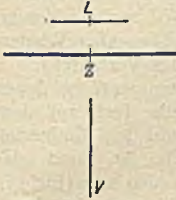


Fig. 42.

seitigt werden, weil sonst das Instrument zur Einnivellierung von Zwischenpunkten mit beliebigen Zielweiten nicht brauchbar sein würde.

1. Instrumente, bei denen Fernrohr und Libelle untereinander

und mit dem Fußgestell (Träger) fest verbunden sind (Fig. 43).

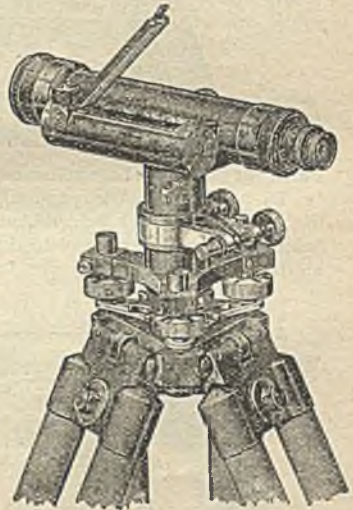


Fig. 43.

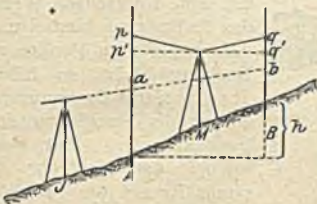


Fig. 44.

Diese Instrumente haben den Vorzug der Einfachheit, Billigkeit und Dauerhaftigkeit und halten sich lange Zeit richtig. Fig. 43 zeigt das seit einigen Jahren von Carl Zeiß, Jena, auf den Markt gebrachte Nivellierinstrument IV mit neuer Fernrohreinrichtung (innere Fokussierung).

Man stelle hier zunächst die Bedingung unter b) ($L \perp V$) her, indem man die Libelle parallel der Verbindungslinie zweier Fußschrauben stellt, mittels dieser zum Einspielen bringt und dann um 180° dreht. Spielt die Libelle dann noch ein, so ist $L \perp V$. Andernfalls wird die eine Hälfte des Ausschlags an der Libellenberichtigungsschraube, die andere Hälfte an den Fußschrauben beseitigt. Der Vorgang ist zu wiederholen.

Die Bedingung a) wird bei diesen Instrumenten untersucht, indem man den bekannten Höhenunterschied zweier Punkte mit sehr ungleichen Zielweiten nivelliert (allgemeine Nivellierprobe). Man nimmt 2 Punkte A und B in etwa 100 m Entfernung (Fig. 44). Ist ihr Höhenunterschied h nicht bekannt, so stellt man sich in der Mitte M oder so auf, daß man gleiche Zielweiten hat. Sind p und q die Lattenablesungen, so wird

$$h = p - q = p' - q',$$

d. h. der Unterschied der Ablesungen ist vom Zielachsenfehler befreit und gibt den richtigen Höhenunterschied. Stellt man sich dann so auf, daß die Zielweite nach A möglichst klein gegen die nach B ist, also etwa im Punkte J , dann gibt der Unterschied der beiden Ablesungen a und b bei jedesmal einspielender Libelle den fehlerhaften (hier zu kleinen) Höhenunterschied $h' = a - b$.

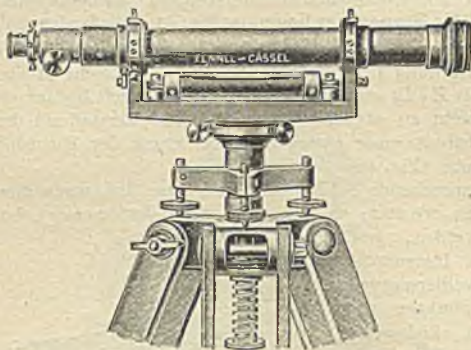


Fig. 45.

Fernrohr aus seinen Lagern herausgenommen und umgelegt werden kann (Fig. 45).

Zu a) ist zunächst festzustellen, ob die Z zusammenfällt mit der durch die Mittelpunkte der beiden Auflageringe bestimmten Fernrohr- oder Ringachse. Man zielt bei einspielender Libelle einen Punkt in etwa 50 m Zielweite an (z. B. einen Teilstrich der Latte) und dreht

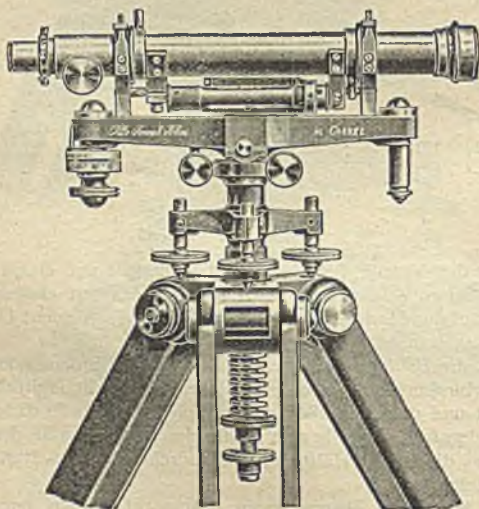


Fig. 46.

das Fernrohr, ohne es aus seinen Lagern zu nehmen, um seine Ringachse. Wenn das Fadenkreuz hierbei mit dem angezielten Punkte in Deckung bleibt, so fallen Ringachse und Z zusammen; andernfalls Verschiebung des Fadenkreuzes. Hat man hierbei das Fernrohr in seinen Ringen um rd. 180° gedreht und ergibt sich eine Abweichung des Fadenkreuzes nach oben (unten) so ist dieses nach unten (oben) durch Benutzung der oberen und unteren Berichtigungsschrauben am Fadenkreuzringe zu verschieben, aber nur um die Hälfte der vorgefundenen Abweichung. Das Verfahren ist zu wiederholen, indem man wieder bei einspielender Libelle einen Punkt anzielt usw.

Es ist nun zu untersuchen, ob die Ringachse $\parallel Z$ ist. Man stellt das Fernrohr über eine Fußschraube, läßt die Libelle einspielen, stellt die Latte in 50 m Zielweite auf und liest ab. Das Fernrohr wird nun umgelegt (Vertauschung der Lager) und das Nivellierinstrument durch Drehung um 180° wieder auf die Latte gerichtet. Libelle von neuem einspielen lassen; ergibt

sich dann gleiche Lattenablesung wie vorher, so ist die Ringachse und daher auch $Z \parallel L$. Ist dies nicht der Fall, so liest man die Latte ab, bildet das Mittel aus beiden Ablesungen und richtet die Z mit Hilfe der Kippschraube (Fig. 46) oder der betreffenden Fußschraube auf das Lattenmittel. Der entstehende Libellenausschlag wird durch das lotrechte Libellenberichtigungsschraubchen voll beseitigt. Das Verfahren wird wiederholt. Durch diese Berichtigung wird die Ringachse, also vermöge der vorhergegangenen Zentrierung der Zielachse auch $Z \parallel L$.

Der Bedingung b) kann hier durch Berichtigung nur entsprochen werden, wenn das Instrument mit Kippschraube versehen ist. Libelle über eine Fußschraube stellen und mit dieser einspielen lassen, dann Drehung des Oberteils um 180° . Der Libellenausschlag wird zur Hälfte mit der Kippschraube beseitigt. Der Vorgang wird über einer anderen Fußschraube wiederholt. Fehlt die Kippschraube (wie bei Fig. 45), so kann der Fehler in der Regel nur durch den Mechaniker beseitigt werden.

Übrigens ist eine kleine Abweichung von dieser Bedingung unbedenklich, da es statthaft ist, bei jeder Sicht die Libelle durch Verstellung der Kippschraube oder einer geeigneten Fußschraube zum Einspielen zu bringen.

3a) Instrumente, bei denen die Libelle fest mit dem Fernrohr verbunden und dieses zum Umlegen eingerichtet ist (Fig. 46 u. 47).

Bei diesen Instrumenten ist die Berichtigung am einfachsten; sie sind deshalb anderen vorzuziehen, insbesondere für Feinnivellements, bei denen die Berichtigung nach jedem Auspacken des Instruments nachzusehen ist.

Zunächst ist die Libelle wie eine Setzlibelle zu berichtigen, d. h. L wird parallel der Richtung gemacht, die durch die Ringauflager des Fernrohrs bestimmt ist. Man bringt die Libelle durch die Kippschraube oder eine passend gelegene Fuß-

schraube zum Einspielen und legt das Fernrohr um; ergibt sich ein Ausschlag, so ist dieser zur Hälfte an den Libellenschraubchen zu beseitigen. Der Vorgang ist zu wiederholen.

Es ist nun wie unter 2., S. 478, nachzusehen, ob Z mit der Ringachse zusammenfällt. Beseitigung an den Schraubchen des Fadenkreuzringes.

Wegen der Bedingung b) wie unter 2., S. 478.

3b) Instrumente, bei denen das Fernrohr um seine Ringachse gedreht werden kann und Libelle zum Aufsetzen (Fig. 48).

Berichtigung wie bei 3a, d. h. zunächst Libelle durch Umsetzen auf den Fernrohringen als Setzlibelle berichtigen, dann Zentrierung von Z . Der Bedingung b) läßt sich nur genügen, wenn Kippschraube vorhanden.

Bei den Instrumenten 3 b) ist das Fernrohr in der Regel auch zum Umlegen eingerichtet, um die Gleichheit der Ringdurchmesser zu prüfen, die stillschweigend vorausgesetzt werden muß, wenn durch das angegebene Berichtigungsverfahren $L \parallel$ der Ring- oder Fernrohrachse werden soll.

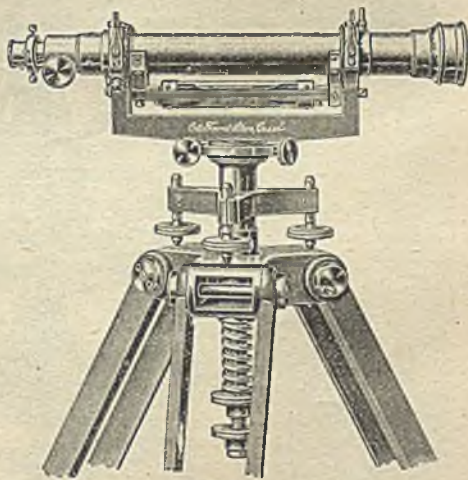


Fig. 47.

Eine Gattung für sich stellt das Nivellierungsinstrument I der Firma Carl Zeiß (Fig. 49) mit Wendelibelle dar. Zur Berichtigung des Instruments sind nur vier Ablesungen an einem Lattenstand erforderlich, davon zwei unter Benutzung des Fernrohrs in umgekehrter Richtung. Das Okular kann zu diesem Zwecke auf das Objektivende umgesteckt werden (biaxiales Fernrohr). Das Einspielen der Libellenblase kann mittels einer eigenartigen Prismeneinrichtung (vgl. Prisma über der Libelle Fig. 49) vom Okular aus überwacht werden.

Neuerdings versieht man die Nivellierinstrumente grundsätzlich mit Einrichtung zur optischen Entfernungsmessung (vgl. S. 482), um die Zielweiten an der Latte abzulesen und auf diese Weise bei Streckennivellements die Latten Träger auf richtige Einhaltung gleicher Zielweiten zu überwachen.

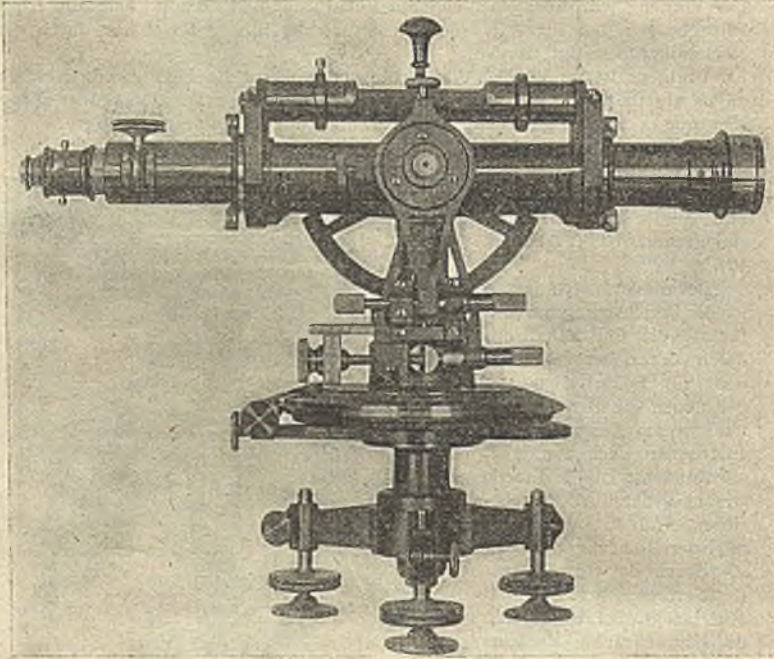


Fig. 48.

Die Wende-(Reversions-) Libelle, auch Doppelschliblibelle genannt, findet sich auch bei älteren Instrumenten mit in den Lagern drehbarem Fernrohr (Gattung 3b). Die Reitlibelle fällt dann fort und die Wendelibelle ist fest mit dem Fernrohr verbunden. Nach Drehen des Fernrohrs in seinen Ringen um 180° kann die vorher untere Seite der Wendelibelle benutzt werden. Man bringt hier zunächst Z mit der Ringachse zum Zusammenfallen wie bei 2. unter a) (S. 478) durch Einstellen an der Latte. Die Bedingung $Z \parallel L$ wird herbeigeführt; indem man die Libelle in der einen Lage (etwa Libelle unten) mittels der Kippschraube oder einer passenden Fußschraube zum Einspielen bringt, das Fernrohr in seinen Lagern um 180° wälzt, so daß nun die Libelle oben sitzt, und nachsieht, ob sie wieder einspielt. Ist dies der Fall, so ist $L \parallel Z$. Ist ein Ausschlag vorhanden, so wird dieser zur Hälfte an den Libellenberichtigungsschraubchen beseitigt. Wiederholung des Verfahrens. Bedingung $L \perp V$ wie bei 2. unter b).

Das Verfahren setzt voraus, daß die Tangenten an beiden Mittelmarken der Libelle parallel laufen, was nach neueren Untersuchungen bei entsprechender Sorgfalt der Ausführung bis auf wenige Bogensekunden erreichbar ist.

Libelle. Unter Empfindlichkeit der Libelle versteht man den Winkel, um den die Libellenachse (Tangente im Mittelpunkt der Libellenteilung) sich neigt, wenn die Blase um einen Strich (gewöhnlich = 2,25 mm, neuerdings auch 2 mm) ausschlägt. Die Empfindlichkeit bei einer Nivellierlibelle soll betragen:

- für größere Nivellierinstrumente zu Feinnivellements 5 bis 12''
- „ gewöhnliche Nivellierinstrumente. 20''
- „ Nivellierinstrumente zu untergeordneten Zwecken 30 bis 40''

Die Dosenlibellen an geodätischen Instrumenten und die Setzlibellen an Staffelleugen (S. 467) haben eine Empfindlichkeit von 2 bis 4'. Für Dosenlibellen an Nivellierlatten (S. 466) Empfindlichkeit 5 bis 10'. Sehr empfindliche Libellen kommen schwer zur Ruhe und halten bei gewöhnlichen Nivellements zu sehr auf, ohne die Genauigkeit wesentlich zu steigern.

Ermittlung der Empfindlichkeit ist erforderlich, wenn mit sog. Libellenausschlägen gearbeitet wird. Der Wert eines Libellenteiles wird auf dem Libellenprüfer ermittelt. Weniger genaue Bestimmung mit dem Nivellierinstrument selbst, wenn man nacheinander einzelne Striche einer in bekannter Entfernung aufgestellten Latte oder eines in mm geteilten Maßstabes mit der Kippschraube einstellt und jedesmal den Libellenstand abliest.

Nivellierfernrohre müssen, um hinreichende Genauigkeit der Lattenablesung zu ermöglichen, angemessene Vergrößerung aufweisen. Vergrößerung ist das Verhältnis des Gesichtswinkels, unter dem man eine Strecke y (z. B. den Abschnitt y einer Latte) sieht, zu dem Gesichtswinkel, unter dem y im Fernrohr erscheint. Ein praktisches Verfahren zur Bestimmung der Vergrößerung ist folgendes: Man stellt in einer Entfernung von 8–12 m eine Latte auf und sieht mit dem rechten Auge ins Fernrohr. Es bedarf dann nur einiger Übung, um mit dem linken Auge im freien Schen nach der Latte beurteilen zu können, wie viele cm frei gesehen scheinbar ebenso groß sind wie ein im Fernrohr vergrößert gesehenes cm der Lattenteilung. Diese Zahl gibt dann unmittelbar die Vergrößerung an.

Fernrohrvergrößerung und Libellenempfindlichkeit sollen in angemessenem Verhältnis stehen, wie sich etwa aus folgender Zusammenstellung ergibt:

Fernrohrvergrößerung	10	15–20	25	30	40
Empfindlichkeit	40–50''	30''	20''	10–15''	5''.

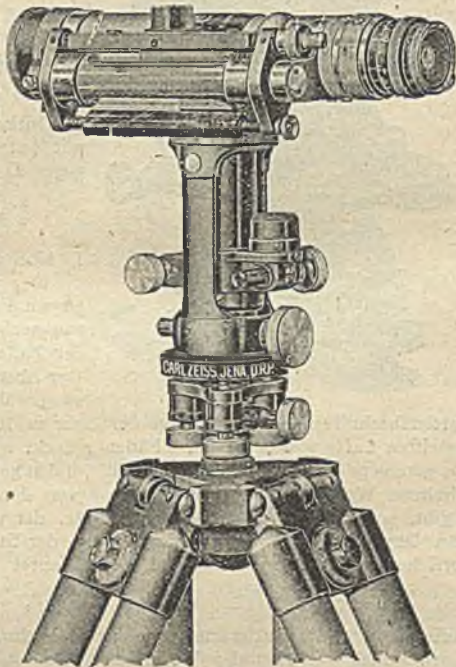


Fig. 49.

D. Tachymeter.

Man bezeichnet Theodoliten mit entfernungsmessendem Fernrohr und Höhenkreis als Tachymeter (Fig. 50). Bei Tachymetern ohne Höhenkreis, z. B.

Schiebetachymeter von Wagner-Fennel (Fig. 52) und sog. selbstreduzierendes Tachymeter Hammer-Fennel (Fig. 53) erfolgt Umrechnung der schief gemessenen Entfernungen, sowie Berechnung der Höhenunterschiede selbsttätig.

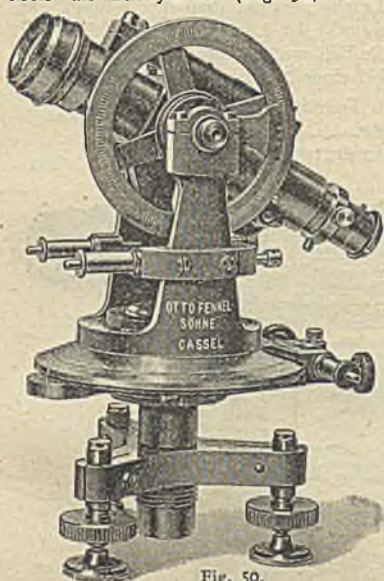


Fig. 50.

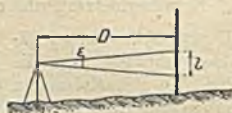


Fig. 51.

Optische Entfernungs-messung mit lotrechter Latte. Ist l klein gegen D , so folgt aus Fig. 51

$$D = \frac{l}{\varepsilon}, \quad (\varepsilon \text{ in Bogenmaß}).$$

Es sind nun 2 Fälle möglich:

a) ε ist ein fester Winkel. Dieser ist im Fernrohr festgelegt durch zwei wagerechte Fäden oder Striche, die in der Fadenzugenebene angebracht sind. Der Abstand der Fäden ist in der Regel so gewählt, daß die Endpunkte eines

Lattenabschnittes von 1 m Länge auf einer in 100 m Entfernung lotrecht aufgestellten Latte von den beiden Fäden gedeckt werden. Es ist dann $\varepsilon = 0,01$. Die genauere Untersuchung ergibt, daß bei den gewöhnlichen Fernrohren der so erhaltene Wert D nicht den Abstand von der Stehachse des Instrumentes angibt, sondern von einem festen Punkte, der vom Okular aus gesehen hinter dem Objektiv in der Entfernung c von der Stehachse liegt. Die Formel für optische Entfernungs-messung mit Fäden lautet also

$$D = c + k l,$$

worin D in m die Entfernung von der Stehachse, c eine Festzahl (0,3—0,6 m), k gewöhnlich = 100 und l der zwischen den Fäden abgelesene Lattenabschnitt in m ist.

Bestimmung der Festzahlen c und k . Da eine genaue Abstimmung des Fadenabstands auf $k = 100$ dem Mechaniker in der Regel nicht gelingt, muß zeitweilig eine Bestimmung von c und k im Felde vorgenommen werden. Man steckt auf einer wagerechten Geraden Punkte ab, die vom Anfangspunkte um etwa 20, 40, 60 usw. bis 200 m entfernt sind, außerdem einen Punkt, der so nahe am Anfangspunkte liegt, daß er mit dem größten Okularauszug des Fernrohrs vom Anfangspunkte aus gerade noch eingestellt werden kann. In der nachstehenden Tabelle ist die Entfernung dieses nächstgelegenen Punktes $e' = 4,293$ m. Man mißt auch die übrigen Punkte mit Stahlband oder Latte genau gegen den Anfangspunkt ein. Die Entfernung des letzten Punktes e'' ist hier 199,960 m. Dann stellt man sich mit dem Tachymeter im Anfangspunkte auf, so daß die Stehachse auf diesen zentriert ist und liest in jedem Punkte den Lattenabschnitt l zwischen den beiden Fäden ab. Es empfiehlt sich, l mehrere Male abzulesen, so daß der Mittelfaden jedesmal auf eine andere Stelle der Latte fällt; zweckmäßigerweise an jedem Punkte erst 2 Ablesungen l_1 und l_2 , dann

in umgekehrter Reihenfolge die Punkte durchnehmen und wieder 2 Ablesungen l_3 und l_4 . Die l trägt man in die Tabelle ein und bildet die Mittel λ . Dann ergibt sich zunächst ein Näherungswert k_0 für k , indem man aus e'' und dem zugehörigen $\lambda'' = 1,9798$ bildet

$$k_0 = \frac{199,960}{1,9798} \approx 101.$$

e	$e - c$	Beobachtete Lattenabschnitte.				Mittel λ	$\frac{\lambda}{e - c}$
		l_1	l_2	l_3	l_4		
4,293	3,919	0,039	0,039	0,039	0,038	0,0388	0,009921
20,098	19,724	0,197	0,197	0,197	0,196	0,1968	9978
40,050	39,676	0,392	0,392	0,392	0,392	0,3920	9800
59,933	59,559	0,590	0,590	0,590	0,591	0,5902	9910
80,125	79,751	0,791	0,790	0,791	0,791	0,7908	9924
99,990	99,616	0,989	0,990	0,990	0,990	0,9898	9936
119,827	119,453	1,189	1,190	1,189	1,189	1,1892	9956
139,924	139,550	1,385	1,385	1,387	1,385	1,3855	9928
159,843	159,469	1,580	1,580	1,584	1,583	1,5808	9914
179,891	179,517	1,784	1,785	1,779	1,779	1,7818	9926
199,960	199,586	1,980	1,978	1,980	1,981	1,9798	9920

Mittel = 0,0099194

Es ergibt sich nun aus dem zu e' gehörigen Lattenmittel $\lambda' = 0,0388$

$$c = e' - k_0 \lambda' = 0,374 \text{ m.}$$

Mit c bildet man die Spalte $e - c$ und damit die Werte der letzten Spalte $\frac{\lambda}{e - c}$. Der Mittelwert der letzten Spalte gibt $\frac{1}{k} = 0,0099194$, also $k = 100,81$.

Die Gleichung für die optische Distanzmessung lautet hier also

$$e = 0,374 + 100,81 \cdot l$$

oder abgekürzt

$$e = 0,4 + 100,8 \cdot l.$$

Vorstehendes Näherungsverfahren ist für die gewöhnliche Praxis ausreichend; genaue rechnerische Bestimmung nach der Methode der kleinsten Quadrate.

Durch besondere optische Einrichtungen kann das Fernrohr anallatisch gemacht werden, so daß die Konstante $c = 0$ ist (Porrosches Fernrohr).

b) l wird festgehalten, d. h. man arbeitet mit einem bestimmten Lattenabschnitt (1 oder 2 m), dessen Enden auf der Latte durch Marken besonders gekennzeichnet werden können. Der parallaktische Winkel ε wird dann mittels einer Schraube gemessen, wobei sich ε als Unterschied zweier Schraubentrommel-Ablesungen (je eine für die Fernrohrzielung nach dem oberen und nach dem unteren Lattenabschnittsende) ergibt (Schraubendistanzmesser).

Die einfachste Handhabung ergibt die Gefäll- (Tangenten-) Schraube (z. B. an dem Instrument Fig. 46). Diese Schraube ist an Tachymetern so eingerichtet, daß beim Drehen der Schraube die Ablesungen an der Trommelteilung verhältnismäßig mit den Ablesungen an einer in beliebiger Entfernung aufgestellten Latte wachsen. Es ergibt sich dann, wenn Δu der Unterschied der beiden Schraubenablesungen für das obere und untere Ende des festen Lattenabschnittes l ist und d den Hebelarm, an dem die Schraube wirkt, bedeutet:

$$D = \frac{d \cdot l}{\Delta u}$$

Man kann dann noch über die Ganghöhe der Schraube so verfügen, daß zu $\Delta u = 1$ Schraubenumdrehung $D = 100$ gehört und $l = 1$ m annehmen, so daß man die Gleichung

$$D = \frac{100}{\Delta u} = \frac{100}{\text{Unterschied der Schraubenablesungen}}$$

hat. Berechnung von D mittels Tafel. Man kann aber auch beim Schraubendistanzmesser mit festem Δu arbeiten und stets die Lattenzielung um eine Schraubenumdrehung verstellen, in welchem Falle man l an der Latte ablesen muß; die Ganghöhe läßt sich derart annehmen, daß genau $D = 100$ l ist.

Weniger einfach ist die Handhabung der Stampferschen Meßschraube, die häufig noch in Süddeutschland und in Österreich in Gebrauch ist, insbesondere hinsichtlich der Auswertung der Feldbeobachtungen. Sie wirkt als sog. Sehnen-schraube (Schraubenmutter bleibt nicht wie bei Gefällschraube in lot-rechter Lage); es gelten deshalb die vorstehenden Formeln nur in erster Näherung und müssen mit Verbesserungen, die aus Tafeln zu entnehmen sind, versehen werden. Vgl. hierzu: Stampfer - Lorber: Das Nivellieren, Wien 1894, § 143 ff., und Vogler, Lehrbuch der praktischen Geometrie, 2. Teil, Braunschweig 1894, § 276.

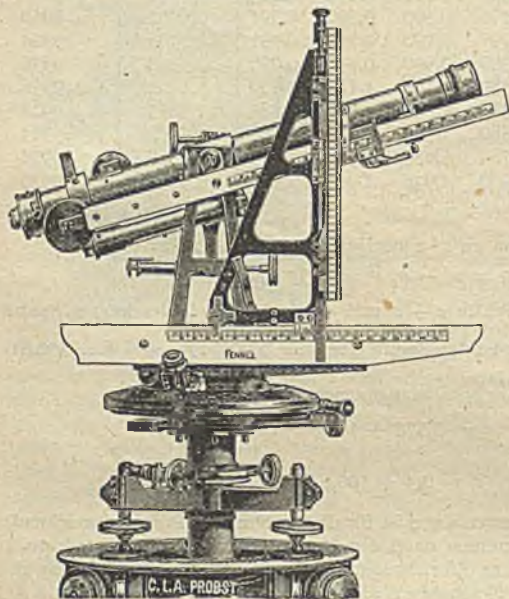


Fig. 52.

Zulässige Abweichung zweier optischer Entfernungsmessungen (hin und zurück) = $2\frac{1}{2}$ Tausendstel der Länge.

Höhenkreis zur Messung der Höhenwinkel für Höhenunterschied und für Umrechnung der schiefe gemessenen Entfernungen auf die Wagerechte. Aus dem Begriffe des Höhenwinkels folgt, daß jede Ablesung des Höhenkreises

mit Einstellung einer Libelle verbunden sein muß. Die Libelle kann entweder:

- a) eine Alhidadenlibelle parallel der Kippebene des Fernrohrs sein (S. 473) oder

- b) als Notbehelf eine Libelle, die wie eine Nivellierlibelle fest auf dem Fernrohr angebracht ist, vgl. z. B. Fig. 50. Man muß dann im allgemeinen bei jeder Höhenwinkelmessung den Höhenkreis zweimal ablesen, einmal bei Einstellung auf den Höhenzielpunkt, das andere Mal bei einspielender Fernrohrlibelle; wobei vorausgesetzt wird, daß $L \perp Z$ ist, was durch die allgemeine Nivellierprobe S. 477 sicherzustellen ist.

- c) Die beste Anordnung ist die Höhenkreislibelle, eine am Nonienarm des Höhenkreises angebrachte, also um die Kippachse des Tachymeters mit geringem Spielraume drehbare Libelle, die nach jeder Zielung und vor der Ablesung durch eine Feinbewegungsschraube eingestellt werden kann (vgl. Fig. 33 und 40).

Der Höhenkreis muß fest oder wenigstens mit Reibung auf der Kippachse des Fernrohrs sitzen, so daß er sich beim Kippen des Fernrohrs mit diesem dreht. Über die Bezifferung des Höhenkreises S. 495.

Das Wagner-Fennelsche Schiebetachymeter (Fig. 52) ist mit entfernungsmessendem Fernrohr ausgestattet. An Stelle des Höhenkreises tritt ein Projektionssystem, das die an den Fäden gemessene schiefe Entfernung nach ihren zwei Bestandteilen, wagerechte (auf den Horizont zurückgeführte) Entfernung und Höhenunterschied, zerlegt. Weiteres vgl. „Zeitschr. f. Verm. 1878“, S. 57—77. O. Fennel, Tachymeter von Wagner.

Auch bei dem selbst-reduzierenden Tachymeter Hammer-Fennel (Fig. 53) fehlt der Höhenkreis. Die wagerechte Entfernung und der Höhenunterschied werden hier mit Hilfe eines in der Bildfeldebene auf optischem Wege erzeugten Schaubilds (Diagramms), das die Hälfte des Gesichtsfeldes im Fernrohr einnimmt, an der Latte abgelesen.

Im übrigen steht man in der Praxis vielfach auf dem Standpunkte, daß alle Arbeiten die von der Feldarbeit getrennt werden können, also die Berechnung der wagerechten Entfernung und des Höhenunterschiedes, im Zimmer ausgeführt werden sollen. Hiernach wird man z. B. den Schiebetachymetern, die besondere Einstellungen am Instrumente im Felde und daher vermehrte Feldarbeit erfordern, grundsätzliche Vorzüge gegenüber den Tachymetern mit Höhenkreis nicht zugestehen können.

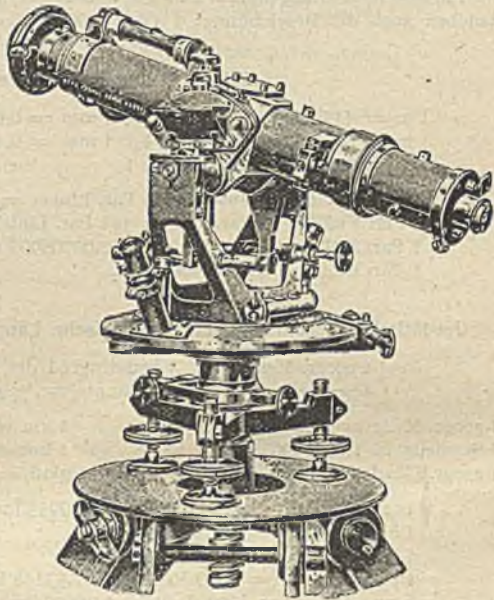


Fig. 53.

II. Besondere Aufnahmefethoden.

A. Längen- und Flächenmessung.

a) Maße und Maßvergleiche (Metrologie). Die gesetzliche Längeneinheit in Deutschland ist das Meter, d. i. der Abstand der Endstriche des von der Kaiserl. Normal Eichungskommission in Berlin aufbewahrten Prototypes des internationalen Pariser Urmaßstabes bei 0° C. Die amtlichen Bezeichnungen sind:

1000 Meter	= 1 Kilometer,	1000 m = 1 km
Ein hundertstel Meter	= 1 Zentimeter,	0,01 m = 1 cm
Ein tausendstel Meter	= 1 Millimeter,	0,001 m = 1 mm

Zulässig ist ferner noch die Bezeichnung: 0,1 m = 1 dm.

In Oesterreich benutzt man auch die Bezeichnung des Myriameters (1 μ m = 10 000 m).

Amtliche Flächenmaße: das Quadratmeter qm, ferner das Ar (1 a = 100 qm), das Hektar (1 ha = 10000 qm) und das Quadratkilometer (1 qkm = 1 000 000 qm).

Für sehr kleine Längenmaße hat sich die Bezeichnung Mikron ($1 \mu = 0,001$ mm), daneben auch die Bezeichnung: $1 \mu\mu = 0,000\ 001$ mm eingeführt.

Metermaß und Pariser Maß.

1 m = 443,296 Par. Linien	1 mm = 0,0369413 Par. Zoll
1 m = 0,513074074 Toisen	1 nm = 0,443296 Par. Linien
1 m = 3,078444 4 Par. Fuß	
1 Toise = 6 Par. Fuß = 864 Par. Linien = 1,9490363107 m	
1 Par. Fuß = 12 Par. Zoll = 144 Par. Linien = 0,3248394 m	
1 Par. Zoll = 12 Par. Linien = 0,02706995 m	
1 Par. Linie = 2,255829063 mm.	

Geodätische Meilenmaße und ausländische Längen- und Flächenmaße.

1 geogr. Meile = $\frac{1}{15}$ Äquatorgrad des Erdellipsoids	
1 Seemeile = 1 Äquatorminute = $\frac{1}{4}$ geogr. Meilen	
1 geogr. Meile = 7,42043854 km	1 km = 0,13476292 geogr. Meilen
1 Seemeile = 1,855109635 km	1 km = 0,53905170 Seemeilen
1 geogr. Quadr.-Meile = 55,0629081 qkm	1 qkm = 0,018161046 Quadr.-Meilen
1 engl. Meile (= 1760 Yards) = 1,60933 km	
1 österr. Meile = 7,58594 km	
1 österr. Fuß = 0,316102 m	
1 preuß. Meile (= 2000 Ruten) = 7,53248 km	
1 russ. Werst (= 3500 Fuß) = 1,06679 km	
1 russ. Saschen (= 7 engl. oder russ. Fuß) = 2,13358079 m	
1 engl. Yard (= 3 engl. Fuß = 36 engl. Zoll) = 0,9143992 m	
1 engl. Fuß = 0,30479 m (auch in Rußland und Nordamerika)	
1 engl. Zoll = 2,5400 cm	
1 Acre (= 160 □ Rods = 4840 Sq. Yards) = 40,46784 a	
1 Square Mile = 640 Acres = 2,58994 qkm	
1 Wiener Klafter = 6 Fuß = 1,896484 m	
1 Quadr.-Klafter = 36 Quadr.-Fuß = 3,596652 qm	
1 Joch = 1600 Quadr.-Klafter = 57,54642 a	
1 österr. Meile (= 4000 Klafter) = 7585,94 m	

Ältere deutsche Maße.

Preußen.

1 (rheinländ.) Fuß = 0,3138535 m
1 Zoll ($\frac{1}{12}$ Fuß) = 0,0261545 m
1 Linie ($\frac{1}{12}$ Zoll) = 2,1795382 mm
1 Rute (12 Fuß) = 3,7662420 m
1 Dezimalfuß = 0,3766242 m
1 Quadr.-Rute (144 Quadr.-Fuß) = 14,1845786 qm
1 Morgen (180 Quadr.-Ruten) = 25,53224 a

Hannover.

1 Fuß (12 Zoll) = 0,2920947 m
1 Rute (16 Fuß) = 4,6735148 m
1 Quadr.-Rute = 21,84174 qm
1 Morgen = 26,210 a

Kurhessen.

1 Normalfuß = 0,28770 m
1 Katasterrute = 3,98875695 m
1 Acker (150 Quadr.-Ruten) = 23,87 a

Bayern.

- 1 Fuß ($\frac{1}{10}$ Rute) = 0,2918592 m
 1 Tagwerk (400 Quadr.-Ruten)
 = 34,072709 a

Sachsen.

- 1 Fuß ($\frac{1}{2}$ Elle) = 0,28319 m
 1 Feldmesserrute = 4,2950 m
 1 Straßenrute = 4,5310 m
 1 altsächs. Meile = 9,06208 km
 1 Acker (2 Scheffel oder 300 Quadr.-Ruten) = 55,3423206 a
 1 Quadratfuß = 0,0802 qm

Hessen - Darmstadt.

- 1 Fuß = 0,25 m
 1 Klafter = 2,5 m
 1 Morgen (400 Quadr.-Klafter) = 25 a

Oldenburg.

- 1 Fuß = 0,2958790 m
 1 Rute (18 Fuß) = 5,3258 m
 1 Jüek (160 Quadr.-Ruten) = 45,383 a

Württemberg.

- 1 Fuß ($\frac{1}{10}$ Rute) = 0,2864903 m
 1 Quadr.-Rute (100 Quadr.-Fuß)
 = 8,20767 qm
 1 Morgen (384 Quadr.-Ruten)
 = 31,51745 a

Baden.

- 1 Fuß ($\frac{1}{10}$ Rute) = 0,3 m
 1 Morgen (400 Quadr.-Ruten)
 = 36 a

Mecklenburg.

- 1 Fuß = 0,291002 m
 1 Rute (16 Fuß) = 4,6560312 m
 1 Morgen (300 Quadr.-Ruten) = 65,036 a

Braunschweig.

- 1 Fuß = 0,2853624 m
 1 Rute (16 Fuß) = 4,5657980 m
 1 Feldmorgen (120 Quadr.-Ruten)
 = 25,02 a
 1 Waldmorgen (160 Quadr.-Ruten)
 = 33,35 a

b) Amtliche Fehlergrenzen für Meßlatten und Meßbänder. Bei den für den Gebrauch der Eichämter bestimmten sog. „Gebrauchsnormalen“ gelten folgende Fehlergrenzen: die zulässige Differenz beträgt

1 Meter von Messing als Handelsmaß	0,10 mm
1 „ „ „ „ „ Präzisionsmaß	0,04 „
1 „ „ Holz	0,3 „
1 Doppelmeter von Holz	0,6 „
1 Anschlagmeter von Stahl	0,3 „
1 Bandmaß von 20 m Länge bei 20 kg Spannung	1,6 „

Für Gebrauchsnormale, die sich im öffentlichen Verkehr befinden, ist das Fünffache dieser Differenzen zulässig. Die hölzernen Meßlatten werden eichamtlich als Werkmaßstäbe behandelt und gelten bei 5 m Länge noch als zulässig, wenn die Differenz nicht mehr als 8 mm beträgt; für Stahlmeßbänder von 20 m Länge ist die zulässige Differenz 8 mm. Diese Differenzen sind für die Zwecke der Feldmessung als unzulässig anzusehen. Bei der preußischen Katasterverwaltung dürfen Bänder und Latten bei der Vergleichung mit einem als Gebrauchsnormale geltenden beglaubigten Normalmaße folgende Größtabweichungen aufweisen:

Stahlbänder 20 m	3,5 mm	Meßlatten 5 m	1,6 mm
„ 10 „	2,4 „	„ 3 „	1,3 „
		„ 2 „	1,1 „

(Über dgl. Normalmaße vgl. S. 466.)

c) Amtliche Fehlergrenzen für die Längenmessung. Die zulässige Abweichung zwischen zwei Messungen einer Strecke beträgt nach der preußischen Anweisung IX, bzw. nach der sächsischen Verordnung über das Vermessungsgewerbe vom 16. September 1915 in:

Streckenlänge m	Preußen			Sachsen	
	günstiges	mittleres	ungünstiges	günstiges	ungünstiges
	Gelände			Gelände	
10	0,06	0,08	0,09	0,04	0,06
50	0,14	0,18	0,20	0,07	0,13
100	0,21	0,26	0,30	0,11	0,19
200	0,32	0,39	0,45	0,17	0,28
300	0,41	0,50	0,57	0,22	0,37
500	0,57	0,70	0,81	0,33	0,53
1000	0,95	1,16	1,34	0,59	0,88

Wenn diese Abweichungen nicht überschritten werden, ist es gerade noch zulässig, das arithmetische Mittel aus den beiden Einzelmessungen ohne Hinzuziehung einer dritten Messung zu bilden.

Bei sorgfältiger Lattenmessung kann der mittlere (zufällige) Fehler einer einmaligen Messung der Strecke L (in m) zu $0,5\sqrt{L}$ (in mm) angenommen werden.

d) Umrechnung schief gemessener Entfernungen auf die Wagerechte. Bei Lattenmessung arbeitet man grundsätzlich mit wagerechter Latte (nach dem Augenmaß) und Abloten vom freien Ende der einen Lattenlage nach dem aufliegenden der nächsten. Zweckmäßige Lattenlänge 5 m.

Auch bei Stahlbandmessung ist es zweckmäßig, mit wagerechtem Bande zu arbeiten und abzuloten. Bei Messung mit geneigter Bandlage wird jede Bandlänge einzeln umgerechnet, und man hat dazu den Neigungswinkel des Bandes zu bestimmen, z. B. mit dem S. 471 beschriebenen Gefällmesser, den man auf die eine Bandmaßbake aufsetzt; es wird dann nach dem oberen Ende der anderen Bake gezielt. Liest man den Neigungswinkel α ab, so ist von der schief gemessenen Länge l die Größe $l(1 - \cos\alpha)$ abzuziehen. Für $l = 10$ m beträgt diese in m:

α	Red.	α	Red.	α	Red.
1°	0,002	11°	0,184	21°	0,664
2	0,006	12°	0,219	22	0,728
3	0,014	13	0,256	23	0,795
4	0,024	14	0,297	24	0,865
5	0,038	15	0,341	25	0,937
6	0,055	16	0,387	26	1,012
7	0,075	17	0,437	27	1,090
8	0,097	18	0,489	28	1,171
9	0,123	19	0,545	29	1,254
10	0,152	20	0,603	30	1,340

Wird bei Landmessung die Neigung des Bandes durch den Gefällmesser in Neigungsprozenten gemessen, so gibt bei 20-m-Band das Quadrat des Prozentsatzes der Neigung die Reduktion in mm genau genug an, so lange die Neigungen nicht über 10–12° betragen.

e) Mittelbare Längenmessung (Messung unzugänglicher Entfernungen). In einfachen Fällen, und wenn die zu messende Strecke nicht sehr lang ist, aber von beiden Enden aus eingesehen werden kann, hilft man sich nach Fig. 54 durch Erichten von gleichlangen Senkrechten in A und B . Man mißt dann die Länge $A'B'$.

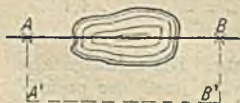


Fig. 54.

Kann aber AB wegen eines Hindernisses nicht eingesehen werden, so nimmt man einen Punkt C ,

mißt CA und CB und verlängert AC über C hinaus um AC , BC über C hinaus um BC (s. Fig. 55). Man mißt dann $A'B' = AB$.

Ist ein Winkelmeßinstrument vorhanden, so mißt man auf C den Winkel $ACB = \gamma$, sowie $CA = b$ und $CB = a$. Dann ist

$$AB = \sqrt{a^2 + b^2 - 2ab \cos \gamma}.$$

In anderen Fällen hilft man sich (Fig. 56) durch Messung der Hilfslinie $BC = a$ und der Winkel β und γ ; dann ist

$$AB = \frac{a}{\sin(\beta + \gamma)} \sin \gamma.$$

Der allgemeinste Fall der Messung einer unzugänglichen Entfernung AB durch eine Hilfslinie $MN = l$ und Messung der Winkel α , α' , β und β' ist in Fig. 57 dargestellt. Man rechnet dann

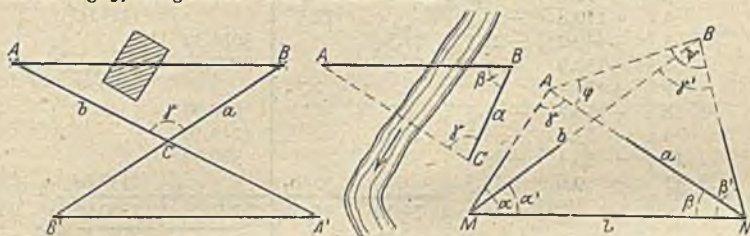


Fig. 55.

Fig. 56.

Fig. 57.

$$\gamma = 180^\circ - \alpha - \beta \quad \text{und} \quad \gamma' = 180^\circ - \alpha' - \beta',$$

ferner einen Hilfswinkel μ aus

$$\cot \mu = \frac{\sin \alpha' \sin \gamma}{\sin \alpha \sin \gamma'}.$$

Weiter ist

$$\frac{\varphi + \psi}{2} = 90 - \frac{\beta' - \beta}{2} \quad \text{und} \quad \tan \frac{\varphi - \psi}{2} = \cot(\mu + 45) \tan \frac{\varphi + \psi}{2}.$$

Aus $\frac{\varphi + \psi}{2}$ und $\frac{\varphi - \psi}{2}$ ergeben sich φ und ψ . Der Sinussatz gibt aus l , α' und β' die Länge b , aus l , α und β die Länge a , und AB läßt sich doppelt rechnen, nämlich aus $\triangle MBA$ oder aus $\triangle NBA$.

Über optische Längenmessung und zulässige Fehler vgl. S. 482—484.

f) Flächenbestimmungen können vorgenommen werden:

α) auf Grund der im Felde erhaltenen Messungszahlen; man bezeichnet die so erhaltene Fläche als Naturfläche:

β) auf Grund eines Planes, und zwar entweder

durch Abgreifen solcher Längenmaße aus dem Plane, aus denen nach den Lehrsätzen der Planimetrie die Fläche berechnet werden kann, oder auf mechanischem Wege durch besondere Vorrichtungen (z. B. Planimeter), sog. mechanische Integration.

α) **Naturflächenberechnung** eines Grundstückes durch Aufmessung nach rechtwinkligen Koordinaten (Fig. 58). Man beziffert die Ecken in rechtsläufigem

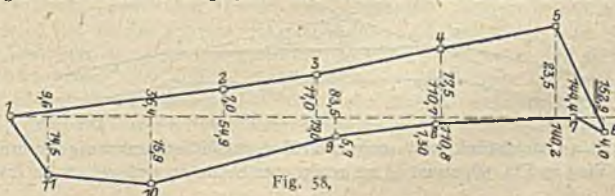


Fig. 58.

Sinne mit 1, 2 usw. bis n . Dann ergibt sich, falls die Koordinaten des mit n bezifferten Punktes x_n, y_n heißen

$$F = \frac{1}{2} \{x_1(y_2 - y_n) + x_2(y_3 - y_1) + \dots + x_n(y_1 - y_{n-1})\}.$$

Die Berechnung ergibt sich aus folgendem Schema I, wobei man die rechts der Messungslinie liegenden Ordinaten positiv anzusetzen hat:

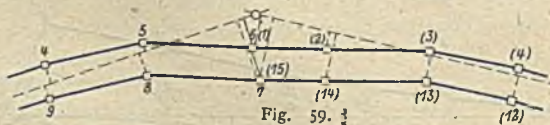
I.

Nr.	x_n	y_n	$y_{n+1} - y_{n-1}$		$x_n(y_{n+1} - y_{n-1})$	
			+	-	+	-
1	0	0		21,5	0	0
2	+ 54,9	- 7,0		11,0		603,90
3	+ 79,0	-11,0		10,5		829,50
4	+110,8	-17,5		12,5		1385,00
5	+140,2	-21,5	21,5		3014,30	
6	+152,9	+ 4,0	23,5		3593,15	
7	+144,4	0		2,7		389,88
8	+110,7	+ 1,3	5,7		630,99	
9	+ 83,5	+ 5,7	14,6		1219,10	
10	+ 36,4	+15,9	8,8		320,32	
11	+ 9,6	+14,5		15,9		152,64
			74,10	74,10	8777,86	3360,92
					$2 F = 5416,94$	
					$F = 2708,47 \text{ qm}$	

II.

Nr.	x_n	y_n	$y_{n+1} - y_{n-1}$		$x_n(y_{n+1} - y_{n-1})$	
			+	-	+	-
1	0	0	45,3		0	0
2	- 7,0	+ 54,9	79,0			553,00
3	-11,0	+ 79,0	55,9			614,90
4	-17,5	+110,8	61,2			1071,00
5	-23,5	+140,2	42,1			989,35
6	+ 4,0	+152,9	4,2		16,80	
7	0	+144,4		42,2	0	0
8	+ 1,3	+110,7		60,9		79,17
9	+ 5,7	+ 83,5		74,3		423,51
10	+15,9	+ 36,4		73,9		1175,01
11	+14,5	+ 9,6		36,4		527,80
			287,7	287,7	16,80	5433,74
					$2 F = 5416,94$	
					$F = 2708,47 \text{ qm}$	

Zur Prüfung nimmt man eine 2. Rechnung vor (s. Schema II), bei der x mit y vertauscht wird. Bei dieser ergibt sich F negativ.

Fig. 59. $\frac{1}{2}$

Wenn ein Grundstück von mehreren Messungslinien aus aufgenommen ist, z. B. der Weg in Fig. 59, so ist es an geeigneter Stelle zu zerlegen, z. B. durch die

Verbindungsline der Punkte 6 (I) und 7 (15). Man hat dann diese Punkte von jeder Messungslinie aus aufzumessen.

β) Flächenbestimmung aus Plänen.

a) Nach dem unter α) beschriebenen Rechenverfahren, indem man die x und y , bezogen auf eine geeignet liegende Achse aus dem Plane abgreift.

b) Man zerlegt das Grundstück in Vierecke und Dreiecke. Der Inhalt eines Teilvierecks (Fig. 60) wird ermittelt, indem man durch Abschieben senkrecht und parallel AB die Linien h und q zeichnet, ferner $AB = d$ und die Länge h abgreift. Es ist dann $F = \frac{1}{2} d h$. Hierbei hat man die Auswahl, welche der beiden

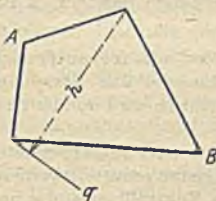


Fig. 60.

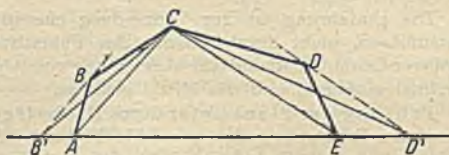


Fig. 61.

Diagonalen man benutzt. Aus Genauigkeitsgründen nimmt man diejenige, für welche d und h sich möglichst wenig unterscheiden.

c) Flächenverwandlung durch Parallelabschieben (Fig. 61). Durch Ziehen einer Parallelen läßt sich z. B. der Eckpunkt B in AE nach B' verlegen, ebenso D nach D' . Man kann dieses Verfahren beliebig oft anwenden, so daß schließlich außerhalb AE nur ein einziger Eckpunkt (hier C) verbleibt. Das Vieleck ist dann in ein Dreieck (hier $B'CD'$) verwandelt und kann aus Grundlinie und Höhe berechnet werden.

d) Harfe. Für die Flächenbestimmung unregelmäßig begrenzter, insbesondere langgestreckter Figuren verwendet man die Harfe, ein auf Pauspapier gezeichneter Rost (Fig. 62) paralleler Linien mit festem Abstände, z. B. 4 mm. Durch Auflegen der Harfe zerfällt die Fläche in Paralleltrapeze. Man ermittelt mit dem Zirkel die Streifenlängen, gemessen je in der Mitte zwischen zwei Harfenlinien, und zählt sie zusammen, was auch mechanisch mit dem Zirkel selbst erfolgen kann. Die Gesamtlänge ist mit dem Rostabstände zu multiplizieren. Es werden auch Harfen gebaut, bei denen sich der Rostabstand etwas verstellen läßt, um den Papierzugang zu berücksichtigen.



Fig. 62.

e) Polarplanimeter. Instrumente zur mechanischen Bestimmung von Flächen durch Umfahren.

Bei Pol außerhalb der Fläche ergibt sich diese in der Form $F = b \cdot R$; hierbei ist b die Abwicklung am Rande einer Rolle, deren Umdrehungen durch ein Zählwerk gezählt werden und die so eingerichtet ist, daß noch Tausendstel einer Umdrehung an einem Nonius abgelesen werden können. Das Zählwerk und der Nonius werden vor Beginn der Umfahrung, d. h. nachdem der Fahrstift auf einen bestimmten Punkt des Umfangs eingestellt ist, abgelesen. Dabei wird die an der Scheibe des Zählwerks abgelesene Ziffer, z. B. 9, vor die an der Rolle und am Nonius abgelesenen, z. B. 4 2 3 gesetzt, so daß man die Ablesung 9 4 2 3 hat. Nach Vollzug der Umfahrung und Rückkehr auf den Ausgangspunkt wird wieder abgelesen. Die Planimeter sind so eingerichtet, daß sie bei rechtsläufiger Umfahrung wachsende Ablesungen ergeben; es ist also, wenn man rechtsläufig umfährt, stets die 1. Ablesung von der 2. abzuziehen, um b zu erhalten. Bei der 2. Ablesung ist besonders darauf zu achten, ob etwa während

der Umfahrung der Zeiger an der Scheibe des Zählwerks die 0 überschritten hat. Ergibt z. B. im obigen Falle die 2. Ablesung 0 5 6 7, so würde eine 1 vorzusetzen sein, so daß $b = 10567 - 9423 = 1144$ Noniuseinheiten ist.

Über R kann man durch Verlängern oder Verkürzen des Fahrarms, der mit Einstellsvorrichtung und meist mit Teilung versehen ist, von vornherein so verfügen, daß $R = 1$ oder einer Potenz von 10 ist, derart, daß z. B. eine Nonieneinheit 1 qmm bedeutet. In dem obigen Falle würde also dann die Fläche $F = 1144 \text{ qmm} = 11,44 \text{ qcm}$ sein. Für verschiedene Zeichnungsmaßstäbe sind außerdem von der mechanischen Werkstatt diejenigen Einstellungen am Fahrarm angegeben, welche bei gegebenem Maßstab der Zeichnung anzuwenden sind, damit 1 Noniuseinheit einen runden Betrag in qm (unverjüngt) darstellt, z. B. $\frac{1}{2}$, 1 oder 2 qm.

Die Umfahrung ist zur Vermeidung einseitiger Fehler mit freier Hand auszuführen, nicht durch Anlegen des Fahrstiftes an Lineale. Zur Erzielung größerer Genauigkeit und zur Vermeidung von Ablesungsfehlern wird mindestens zweimal umfahren und das Mittel gebildet.

Prüfung der Planimeter durch Probefiguren, entweder aufgezeichnete Quadrate, Rechtecke u. dgl., deren Fläche durch Abgreifen genau ermittelt werden kann, oder mit Hilfe eines dem Planimeter beigegebenen Kontrolllineals, das an einem Ende mit einer feinen Nadel versehen ist zum Einsetzen auf die Zeichenfläche eines Reißbretts. Man kann in eine der auf dem Lineal angebrachten Vertiefungen den Fahrstift einsetzen und Kreise von 3 bis 10 cm Radius beschreiben, wobei man von Umfahrungsfehlern nahezu unabhängig ist. Prüfung nach Probefiguren ist aber vorzuziehen. Falls man bei unzulässigen Abweichungen (s. unter g, S. 493) nicht auf eine Beschädigung des Instruments durch unpfleghche Behandlung oder Abnutzung zu schließen hat und auf Instandsetzung durch die Werkstatt zukommt, kann man ein für allemal eine Verbesserung ermitteln, die für eine bestimmte Fahrarmstellung an jeder Flächenermittlung anzubringen ist. Bedeutet F die vom Planimeter angegebene Fläche, F' den Sollwert, so bildet man $\delta = 100 \frac{F' - F}{F'}$ als Mittel aus mehreren

Versuchen mit größeren und kleineren Flächen. Ergeben sich bei diesen Versuchen nahezu übereinstimmende Werte (mit gleichen Vorzeichen) für δ , so gibt δ die an jeder Fläche in % anzubringende Verbesserung. Ist z. B. $\delta = +3,5$ und eine Fläche zu 210,1 qcm gefunden, so ist eine Verbesserung von +3,5%, d. i. 7,4 qcm anzubringen; die Fläche ist also 217,5 qcm. Durch dieses Verfahren wird nach Befinden auch der Papiereingang mit berücksichtigt.

Aufstellung des Planimeters. Den Pol des Instruments (d. i. der beim Gebrauche feststehende, durch eine Nadel oder schwere Scheibe bezeichnete Punkt) wählt man außerhalb der Figur so, daß bei Stellung des Fahrstiftes etwa im Schwerpunkte der Figur, die erweitert gedachte Rollenebene etwa durch den Pol geht. Die Stellung Pol innerhalb der Figur wird grundsätzlich (aus Genauigkeitsrücksichten) vermieden; auch gilt dann eine andere Auswertungsformel.

Außer den Polarplanimetern hat man Präzisions-Scheibenplanimeter und Kugelrollplanimeter (Coradi-Zürich). Bei den Scheiben- und Rollplanimetern wird größere Genauigkeit erzielt, weil die Rollenabwicklung nicht auf der Zeichnungsfläche erfolgt, sondern auf einer am Instrument selbst angebrachten, besonders hergerichteten und geformten Fläche.

f) Hyperbeltafel nach Kloth. Auf einer Glastafel sind zwei Scharen gleichseitiger Hyperbeln eingerissen. Anwendung beruht auf dem Satze, daß die gleichseitige Hyperbel der Ort der freien Ecke eines Rechtecks mit unveränderlichem Inhalt ist.

g) Genauigkeit der Planimetermessungen. Nach Versuchen von Lorber beträgt der mittlere Fehler einer Flächenmessung für die Fläche F in qcm für Polarplanimeter und Kugelrollplanimeter bei sorgfältiger Handhabung: Das Mittel aus 2 oder mehr Umfahrungen ist entsprechend genauer.

h) Papiereingang. Infolge wechselnder Feuchtigkeitsverhältnisse (Eintrocknen) unterliegen Zeichnungen gewissen Veränderungen; insbesondere zeigen ältere Pläne sog. Eingang (Schwinden), der ermittelt werden muß, wenn Längen oder Flächen entnommen werden sollen. Der Papiereingang nach einer bestimmten Richtung (linearer Papiereingang) wird in Prozenten angegeben und kann leicht ermittelt werden, wenn die Zeichnung von Anfang an mit Quadratnetz versehen worden ist, sonst mit Hilfe bekannter Längen (z. B. des Maßstabes auf der Zeichnung). Es ist zweckmäßig, den Eingang wenigstens für die beiden Hauptrichtungen des Zeichenblattes zu ermitteln, da er häufig in verschiedenen Richtungen verschieden ist. Alte Pläne weisen bis zu 3% Papiereingang auf.

Wird eine Fläche aus einem Plane ermittelt (durch Abgreifen von Längen oder mittels Planimeter), so ist sie, falls der lineare Papiereingang $p\%$ ist, mit einem Flächeneingang $= 2p\%$ behaftet und entsprechend zu verbessern. Ist der Eingang nach den beiden Hauptrichtungen verschieden, etwa nach der einen $p\%$, nach der anderen $q\%$, so ist der Flächeneingang mit $(p + q)\%$ anzunehmen.

B. Winkelmessung.

a) Grundwinkel (Horizontalwinkel). Unmittelbare Messung mit dem Theodolit. Hierbei wird der Winkel als Unterschied zweier Richtungen erhalten, von denen jede auf dem Teilkreise selbst gegen den Nullpunkt desselben durch eine Fernrohrricht mit Ablesung an dem Zeiger (Nonius usw.) festgelegt ist. Zwecks Wegschaffung der Achsenfehler des Theodolits wird in 2 Fernrohrlagen (S. 474) gemessen. Beispiel für die Aufschreibung und Berechnung bei Messung eines einzelnen Winkels:

Ziel- punkt	I. Fernrohrlage									II. Fernrohrlage									Mittel aus 2 Fernrohr- lagen			Bemerkung
	Non. I			Non. II			Mittel			Non. I			Non. II			Mittel			0	'	"	
	o	'	"	o	'	"	o	'	"	o	'	"	o	'	"	o	'	"				
L	37	48	50	49	20	37	49	5	217	49	0	49	40	217	49	20	37	49	12,5			
R	164	12	10	12	50	164	12	30	344	12	30	13	10	344	12	50	164	12	40			
						126	23	25						126	23	30	126	23	27,5			

Richtungsbeobachtungen in Sätzen (Reihen). Sind auf einem Standpunkte mehrere Winkel zu messen, d. h. liegen drei oder mehr Zielstrahlen vor, so faßt man sämtliche Beobachtungen in einen Satz (Reihe) zusammen, indem man in der I. Fernrohrlage sämtliche Punkte nacheinander anzielt, dann durchschlägt und in der II. Fernrohrlage dieselben Zielpunkte in umgekehrter Reihenfolge mitnimmt. Die Berechnung der Beobachtungen erfolgt dann in der Weise, daß die Winkel der Zielstrahlen gegen einen von ihnen (sog. Nullrichtung) angegeben werden. Beispiel für Aufschreibung und Berechnung eines vollständigen Satzes:

Zielpunkt	I. Fernrohrlage									II. Fernrohrlage									Hauptmittel			Reduktion auf d. Nullrichtung			Bemerkungen
	Non. I			Non. II			Mittel			Non. I			Non. II			Mittel									
	o	'	''	o	'	''	o	'	''	o	'	''	o	'	''	o	'	''	o	'	''	o	'	''	
A	62	40	40	40	30		62	40	35,0	242	41	0	41	0		242	41	0,0	62	40	47,5	0	0	0	
B	87	32	20	32	40		87	32	30,0	267	33	0	32	40		267	32	50,0	87	32	40,0	24	51	52,5	
C	138	20	10	20	10		138	20	10,0	318	20	50	20	30		318	20	40,0	138	20	25,0	75	39	37,5	
D	183	26	10	26	0		183	26	5,0	3	26	30	26	20		3	26	25,0	183	26	15,0	120	45	27,5	

Sowohl bei einfacher Winkelmessung, wie bei Richtungsmessungen ist jede Messung mindestens einmal zu wiederholen und vor der zweiten Messung des Winkels oder vor dem 2. Satze der Theodolit auf dem Dreibeinkopf um etwa 90° zu drehen oder, wenn der Teilkreis auf Reibung sitzt, dieser um 90° zu verstellen, um bei der 2. Messung andere Ablesungen zu erhalten und die Teilungsfehler unschädlich zu machen. Nimmt man sich von vornherein vor, n mal zu beobachten (bei Richtungsbeobachtungen n vollständige Sätze), so dreht man den Theodolit bzw. den Kreis nach jedem Satze um $\frac{180^\circ}{n}$. Aus den Ergebnissen der n Einzelmessungen ist das Mittel zu bilden.

Genauigkeit der Grundwinkelmessung hängt von den Eigenschaften des Beobachters ab und von den äußeren Umständen (Witterung, Atmosphäre, Beleuchtung), im übrigen aber vom Theodolit und der Zahl der Messungen (Sätze). Der mittlere Fehler einer Winkelmessung in 2 Fernrohrlagen beträgt bei den einfachsten Theodoliten (für Absteckungen usw.) bis zu $1'$ und geht bei Instrumenten für Triangulierung herunter bis auf $2-3''$.

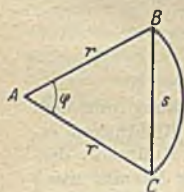


Fig. 63.

b) Mittelbare Messung von Horizontalwinkeln durch Messung von Längen, die den Winkel bestimmen. Man setzt auf beiden Schenkeln des Winkels gleiche Stücke $AB = AC = r$ (Fig. 63) ab und mißt die Sehne $BC = s$. Man kann dann den Winkel φ entweder aus einer Sehnentafel (z. B. die Tafel auf S. 34–36 oder F. G. Gauß, Fünfstellige logarith. und trigon. Tafeln, Halle a. S.) entnehmen oder, falls eine solche nicht zur Hand ist, durch Rechnung: In diesem Falle wählt man r gleich einem Bruchteil der Zahl $\frac{180}{\pi} = 57,296$, also z. B. $\frac{57,296}{3}$.

$= 19,099$ m, mißt die zugehörige Sehne und nimmt von dieser beispielsweise das Dreifache; damit erhält man diejenige Sehne s in m, welche zu $r = 57,296$ m gehört. Dann ergibt sich $\varphi = s + \frac{s^3}{75000}$ in Graden (nach F. Fuhrmann,

Zentralblatt der Bauverwaltung, 1908, S. 211). Dieses Verfahren ist nur zulässig bei Winkeln unter 45° ; anderenfalls legt man an AC mit dem Winkelprisma einen rechten Winkel an und mißt das Komplement, bei stumpfen Winkeln Supplement oder Überschuß über 90° . Durch dieses Verfahren kann man einen Winkel ohne Theodolit auf $2-3'$ genau messen.

c) Höhenwinkel durch Theodolitmessung. Bei jeder Höhenzielung muß die Libelle scharf zum Einspielen gebracht werden, und zwar, falls nur Alhidadenlibelle in der Fernrohrrichtung (S. 484 unter a) vorhanden, durch die Fußschrauben, falls Höhenkreislibelle vorhanden, mittels der zugehörigen Feineinstellung des Nonienarmes. Nach Einstellung des wagerechten Fadens auf den Höhenpunkt überzeugt man sich, ob die Libelle noch einsteht und bringt sie nötigenfalls zum Einspielen. Hiernach werden beide Nonien abgelesen. Nach Durchschlagen des Fernrohrs und Drehung des Theodoliten um 180° wird die Messung wiederholt.

Die Berechnung der Höhen- bzw. Tiefenwinkel gestaltet sich je nach der Bezifferung des Höhenkreises verschieden.

α) Bezifferung nach Fig. 64, die den Anblick des Kreises und des dahinter befindlichen Fernrohrs in Lage I gibt (Okular rechts). Bezeichnet I das Mittel aus den beiden Ablesungen an den Nonien A und B in Lage I, II das entsprechende Mittel in Lage II nach dem Durchschlagen, so ist hier der Höhenwinkel

$\alpha = \frac{II - I}{2}$. Man wendet folgendes Schema an:



Fig. 64.

Nonius	Fernrohrlage		II - I	II + I
	I	II		
A	67° 5' 10''	112° 52' 50''	45° 47' 40''	179° 58' 0''
B	67° 3' 40''	112° 53' 10''	45° 49' 30''	179° 56' 50''
Mittel	67° 4' 25''	112° 53' 0''	45° 48' 35''	179° 57' 25''

$$\alpha = 22^\circ 54' 17'',5$$

Ergibt sich α negativ, so hat man einen Tiefenwinkel. Bei dieser Bezifferung gibt jeder Nonius in der I. Lage Zenitabstände; insbesondere würden, wenn kein Zeigefehler (Indexfehler) vorhanden wäre, bei wagerechter Zielung alle 4 Ablesungen 90° ergeben. Der Zeigefehler i kann aus $90 - \frac{II + I}{2} = 90$

$- 89^\circ 58' 42'',5 = +1^\circ 17'',5$ gerechnet werden. Die Bedeutung von i ist die, daß die Ablesung in Lage I (= 67° 4' 25'') mit i verbessert, den Zenitabstand gibt (67° 4' 25'' + 1° 17'',5 = 67° 5' 42'',5 = 90° - α). Wenn man, wie dies z. B. immer in der Tachymetrie der Fall ist, die Höhenwinkel nur in Lage I messen will, so kann man i ein für allemal aus einer Reihe von Höhenzielungen bestimmen und am Mittel der Nonienablesungen anbringen. Die Ergänzung des so verbesserten Nonienmittels zu 90° ist dann der Höhenwinkel α . Bei größeren Werten von i (> 5 - 10') empfiehlt es sich, den Zeigefehler zu beseitigen. Dies geschieht, wenn Höhenkreislibelle (s. unter c, S. 484) vorhanden ist, dadurch, daß man in Lage I bei einspielender Libelle einen Punkt anzielt und mit der Feinbewegungsschraube des Nonienarmes diesen so verstellt, daß sich die Ablesung an beiden Nonien um i vergrößert. Jetzt wird das Fernrohr noch einstecken, aber die Libelle ausschlagen. Man beseitigt nun den ganzen Ausschlag an der Libellenberichtigungsschraube. Die wiederholte Messung eines Höhenwinkels in zwei Fernrohrlagen zeigt dann, ob der Zeigefehler beseitigt ist. Wenn nur Alhidadenlibelle (s. unter a, S. 484) vorhanden, kann man die Zeigefehler ebenfalls wegschaffen, darf aber die Libelle nicht verstellen, weil sie bereits so berichtigt ist, daß ihre Achse $\perp V$ ist. Man muß dann die Zielachse mit Hilfe der lotrechten Fadenkreuz-Berichtigungsschraubchen verstellen. Im allgemeinen wird man in diesem Falle die Berichtigung dem Mechaniker überlassen.

β) Durchlaufende Bezifferung nach Fig. 65. Lage I ist die, in welcher bei Heben des Objektivs beide Nonien wachsende Ablesungen geben. Hier gibt die Formel $\frac{II - I}{2}$ den Zenitabstand der Höhenzielung.

Nonius	Fernrohrlage		II - I	$\frac{II + I}{2}$
	I	II		
A	10° 12' 30''	253° 14' 50''	243° 2' 20''	131° 43' 40''
B	12' 50''	14' 10''	1' 20''	43' 30''
Mittel	10° 12' 40''	253° 14' 30''	243° 1' 50''	131° 43' 35''

Zenitabstand 121° 30' 35''.

Tiefenwinkel 31° 30' 55''.



Fig. 65.

In diesem Falle ist $i = \frac{II + I}{2} = 131^\circ 43' 35''$ der

Zeigefehler (hier besser als Zeigeabweichung zu bezeichnen) und gibt die Ablesung am Nonius *A* für die Zenitzielung an. Gewöhnlich sitzt bei dieser Bezifferung der Höhenkreis auf Reibung, so daß er sich derart verstellen läßt, daß bei wagerechter Zielung die Ablesung am Nonius *A* = 0° wird, d. h. für die Zenitzielung 90°.

Man erzielt dadurch, daß in Lage I der Nonius *A* den Höhenwinkel gibt. Die Tiefenwinkel ergeben sich dann als Winkel zwischen 270° und 360°. Im vorliegenden Falle würde also der Kreis im Uhrzeigersinne um $131^\circ 43' 35'' - 90^\circ = 41^\circ 43' 35''$ zu drehen sein, so daß sich am Nonius *A* in Lage I die Ablesung $10^\circ 12' 30'' - 41^\circ 43' 35'' = -31^\circ 31' 5'' = 328^\circ 28' 55''$ ergibt, d. i. aber, abgesehen von einer auf Ables- und Instrumentfehler zurückzuführenden Abweichung, der Tiefenwinkel der Zielung. Solange der Kreis nicht verstellt wird, muß für alle Höhenzielungen die Größe $\frac{II + I}{2}$ nahezu fest bleiben.



Fig. 66.

γ) Bezifferung nach Höhen- und Tiefenwinkeln (Fig. 66). Diese wird häufig bei Tachymetern angewendet und gibt an jeden Nonius in jeder Fernrohrlage Höhen- oder Tiefenwinkel; man braucht aber hier nach zwei Richtungen bezifferte Nonien, wobei die eine Bezifferung für Höhenwinkel, die andere für Tiefenwinkel gilt. Hier gibt $\frac{I + II}{2}$ den Höhenwinkel.

Nonius	Fernrohrlage		I + II	$\frac{I - II}{2}$
	I	II		
<i>A</i>	31° 28' 40''	31° 25' 30''	62° 54' 10''	1' 35''
<i>B</i>	31° 26' 30''	31° 23' 10''	62° 49' 40''	1' 40''
Mittel	31° 27' 35''	31° 24' 20''	62° 51' 55''	1' 37'',5

Höhenwinkel 31° 25' 57'',5.

Die Größe $i = \frac{I - II}{2} = 1' 37'',5$ gibt die Ablesung in Lage I für wagerechte Zielung an; diesen Zeigefehler kann man berücksichtigen, indem man ihn von jedem Nonienmittel in Lage I abzieht ($31^\circ 27' 35'' - 1' 37'',5 = 31^\circ 25' 57'',5$), um den vom Zeigefehler befreiten Höhenwinkel zu erhalten; man kann ihn auch wie unter α) durch Berichtigung der Höhenkreislibelle beseitigen.



Fig. 67.

δ) Bezifferung nach Zenitabständen (Fig. 67). Beide Fernrohrlagen am Nonius *A* geben Zenitabstände, am Nonius *B* Nadirabstände. Hier gibt die Größe $\frac{II + I}{2}$ am Nonius *B*, vermindert um dieselbe Größe für den Nonius *A*,

Nonius	Fernrohrlage		$\frac{I + II}{2}$	$\frac{II - I}{2}$
	I	II		
<i>A</i>	58° 2' 10''	58° 0' 20''	58° 1' 15''	- 0' 55''
<i>B</i>	121° 56' 10''	121° 57' 50''	121° 57' 0''	+ 0' 50''
<i>B - A</i>	63° 54' 0''	63° 57' 30''	63° 55' 45''	

Höhenwinkel 31° 57' 52'',5.

den doppelten Höhenwinkel. Die Größe $\frac{11 - 1}{2}$ für den Nonius *A* gibt den Zeigefehler $i = -0' 55''$ an; dieselbe Größe für den Nonius *B* gibt den negativen Zeigefehler an. Er hat hier folgende Bedeutung: Für wagerechte Zielung erhält man am Nonius *A* in Lage I statt der Ablesung 90° die Ablesung $90^\circ - i = 90^\circ 0' 55''$, d. h. es ist, um in Lage I am Nonius *A* den vom Zeigefehler befreiten Zenitabstand abzulesen, die Verbesserung $i = -0' 55''$, und um in derselben Lage am Nonius *B* den Nadirabstand abzulesen, die Verbesserung $-i$ anzubringen. Dies gibt für *A* die Ablesung $58^\circ 1' 15''$, für *B* $121^\circ 57' 5'' = 180^\circ - 58^\circ 2' 55''$, so daß der Zenitabstand im Mittel $58^\circ 2' 5'' = 90^\circ - 31^\circ 57' 55''$ wird (statt $31^\circ 57' 52'',5$ wegen Nichtberücksichtigung der Lage II). Im Beispiel liegt eine beträchtliche Abweichung der Nonien von ihrer diametralen Lage vor, die man zweckmäßigerweise beseitigen würde.

C. Die Horizontalaufnahmen.

Unter Horizontalaufnahme (Lagemessung) versteht man diejenigen Messungen, welche erforderlich sind, um einen verjüngten Grundriß (Lageplan) eines Teiles der Erdoberfläche herzustellen. Hierbei stellt man sich unter gewöhnlichen Verhältnissen, d. h. wenn das Aufnahmegebiet eine gewisse Größe (etwa 50 qkm) nicht überschreitet, vor, daß die Lotlinien (Richtung der Schwerkraft) in allen Punkten dieses Gebietes parallel verlaufen; als Grundrißebene nimmt man diejenige Ebene, welche von allen Lotlinien senkrecht durchschnitten wird. Die Grundrißaufnahmen größerer Teile der Erdoberfläche können nicht mehr auf die Ebene bezogen werden, sondern auf mathematische Flächen, die sich der wirklichen Gestalt der physischen Erdoberfläche mehr oder minder anschließen (Kugel, Ellipsoid, Geoid).

Aufnahmen kleineren Umfanges lassen sich unter voller Wahrung der an die Genauigkeit zu stellenden Ansprüche auf Längenmessung unter Verwendung eines Instrumentes zum Abstecken rechter Winkel stützen. Größere zusammenhängende Aufnahmen werden auf Theodolitmessung begründet. In jedem Falle (abgesehen von sog. Tachymeteraufnahmen S. 511) stützt sich die Stückvermessung (Detailmessung) auf die sog. Koordinatenaufnahme, bei der die einzelnen Detailpunkte gegen eine als Abszissenachse dienende, in geeigneter Weise, sonst aber beliebig abgesteckte Messungslinie nach Koordinaten festgelegt werden.

1. Kleinmessung durch Koordinatenaufnahme.

Kleinere Grundstücke oder Teile solcher, auch Teile von Eisenbahnen und Straßen lassen sich in vielen Fällen von einer einzigen Messungslinie aus aufnehmen, die möglichst derart durch das Grundstück hindurchgelegt wird, daß die seitlichen Abstände der einzelnen aufzunehmenden Punkte (Grenzsteine, Hausecken, Kulturen usw.) von der Messungslinie nicht größer als 30–40 m werden. Diese Messungslinie wird, nachdem sie in den Endpunkten, nach Befinden auch in Zwischenpunkten, verpflockt ist, durchlaufend gemessen; während der Messung werden die Ordinatenfußpunkte mit dem Winkelprisma aufgesucht und die Ordinaten mit besonderem Stahlband gemessen. Die Messungszahlen werden in einem Handriß (s. z. B. Fig. 72) notiert. Zweckmäßig ist es, die Durchschnitte der Messungslinie mit Grenzen, Mauer- und Häuserfluchten u. dgl. einzumessen.

Der Handriß ist als Skizze, aber möglichst maßstäblich (etwa 1 : 250 bis 1 : 2000) zu führen. Man bedient sich dabei einer Krokier tafel mit einem zum Aufklappen eingerichteten Rahmen, durch den der Handriß auf der Tafel festgehalten wird.

Längere Ordinaten (> 20 m) werden durch sog. Stützen gesichert (Fig. 65), insbesondere wenn eine einzelne längere Ordinate selbst wieder als Messungslinie dienen soll. Bei unebenem Gelände und langen Ordinaten wendet man den



Fig. 68.

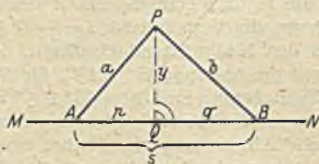


Fig. 69.



Fig. 70.

Bogenschlag an. Soll vom Punkte P eine Senkrechte PQ auf die Gerade MN gefällt werden (Fig. 69), so nimmt man auf MN zwei Punkte A und B derart an, daß das $\triangle ABP$ ungefähr gleichseitig ist. Man mißt dann die Strecken a , b und s , womit sich p und q berechnen lassen. Es ist nämlich

$$\frac{p+q}{2} = \frac{s}{2}, \quad \frac{p-q}{2} = \frac{(a+b)(a-b)}{2s},$$

woraus sich p und q durch Addition und Subtraktion ergeben. Nun kann man Q absetzen; y läßt sich ebenfalls rechnen, und zwar doppelt aus $y = \sqrt{a^2 - p^2} = \sqrt{b^2 - q^2}$.

Erweist es sich nach der Örtlichkeit für geboten, mit gebrochener Messungslinie zu arbeiten (s. z. B. Fig. 59), so muß der Winkel, den die Messungslinien bilden, gemessen werden, wozu man sich in der Regel des Theodoliten bedienen wird, ausnahmsweise aber auch das Verfahren S. 494 oder S. 525 anwenden kann. Bei mehrmaliger Anwendung gebrochener Messungslinien gelangt man zur Vieleckszugabsteckung (Polygonzüge) S. 499.

2. Grundstücksaufnahme (Stückvermessung) auf Grund von Liniennetzen.

Grundstücke, die nicht von einer Messungslinie aus aufgenommen werden können, lassen sich auf Grund von Liniennetzen aufnehmen, entweder durch ausgiebige Verwendung des Winkelprismas, wie z. B. in Fig. 71, wobei

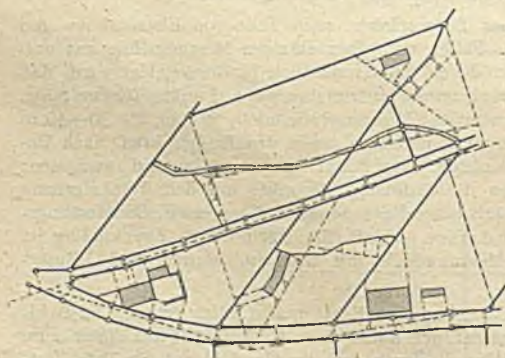


Fig. 71.

die langen Ordinaten zu sichern sind (vgl. oben) oder durch Aneinanderreihen von Dreiecken, wie z. B. in Fig. 72. In diesem Falle ist das Liniennetz durch die 4 Punkte $ABCD$ festgelegt. Das Viereck $ABCD$ ist bestimmt durch die Messung seiner 4 Seiten und der Diagonale BD . Falls nicht wie in Fig. 72 andere Kontrollen vorhanden sind, mißt man auch AC . Die Hauptbestimmungsstücke werden doppelt gemessen.

Die Auftragung eines Liniennetzes wie Fig. 72 erfolgt auf Grund von einfachen Dreiecksberechnungen, indem man z. B. in $\triangle BCD$ die Höhe auf BD und deren Fußpunkt berechnet und ebenso mit $\triangle BDA$ verfährt. Damit lassen sich die Punkte A und C genau auftragen und durch die gemessene Länge AC prüfen. Weiteres vgl. S. 513.

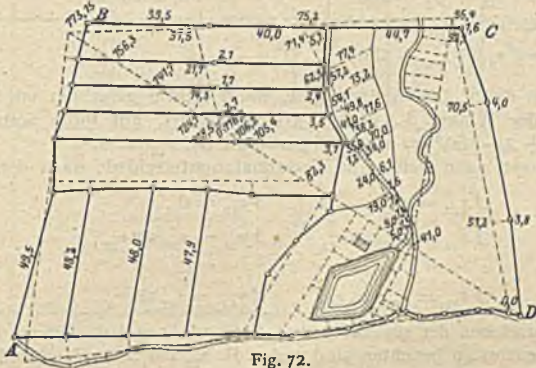


Fig. 72.

3. Vieleckszüge (Umziehen).

a) Geschlossenes Vieleck. In der Regel ist es möglich, das aufzunehmende Gebiet durch einen auf den Ausgangspunkt zurücklaufenden Linienzug zu umziehen. Jede Vieleckseite wird zweimal (hin und zurück) gemessen; auch jeder Brechungswinkel wird mindestens zweimal in jeder Fernrohrlage gemessen. Zur Vermeidung von Ablesefehlern wird der Theodolit vor der zweiten Messung um etwa 90° gedreht oder, falls der Teilkreis auf Reibung sitzt, dieser selbst. Bei der Winkelmessung ist wegen der kurzen Sichten besondere Sorgfalt auf zentrische Aufstellung des Theodoliten über den durch Pfähle, Steine oder dgl. versicherten Vieleckspunkten zu verwenden. Diese werden fortlaufend von 1 bis n oder mit Buchstaben beziffert; man hat bei der Winkelmessung auf dem mit n bezifferten Punkte erst den Punkt $n - 1$, dann den Punkt $n + 1$ einzustellen. Die Messung ergibt dann die Innenwinkel, falls die Bezifferung so erfolgt ist, wie Fig. 70 zeigt, nämlich links-läufig, bei rechtsläufiger Bezifferung (Fig. 73) die Außenwinkel. Die Sollsumme der n gemessenen Winkel ist im 1. Falle (links-läufige Bezifferung) $(n - 2) \cdot 180^\circ$, im andern $(n + 2) \cdot 180^\circ$. Die auftretende Abweichung wird beseitigt, indem man sie auf die n gemessenen Winkel gleichmäßig verteilt. Die Abweichung von der Sollsumme darf den Betrag von $1,5 \cdot \sqrt{n}$ Minuten nicht übersteigen, also z. B. bei $n = 10$ höchstens $5'$ betragen.

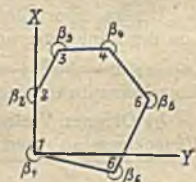


Fig. 73.

Behufs Auftragung des Vieleckszugs werden die Koordinaten der Vieleckspunkte berechnet. Bei Bezifferung nach Fig. 73 legt man die X -Achse in eine Seite, z. B. $1-2$ und den Koordinatenanfang in den Punkt Nr. 1. Ist bereits ein Koordinatensystem vorhanden, so wird man als Punkt Nr. 1 einen nach Koordinaten bekannten Punkt annehmen, d. h. den Zug anschließen. Dann hat man aber bei der Winkelmessung in Nr. 1 außer den Strahlen nach Nr. 6 und Nr. 2 noch einen weiteren Punkt P anzuvisieren, dessen Koordinaten ebenfalls bereits bekannt sind, so daß der Richtungswinkel, den die Gerade $1-P$ mit der X -Achse bildet, durch Rechnung hergeleitet werden kann. Die Richtungswinkel der n Seiten sind dann:

$$\begin{array}{l}
 v_{12} = 0 \\
 v_{23} = v_{12} + \beta_2 + 180^\circ \\
 v_{34} = v_{23} + \beta_3 + 180^\circ \\
 v_{45} = v_{34} + \beta_4 + 180^\circ \\
 v_{56} = v_{45} + \beta_5 + 180^\circ \\
 v_{61} = v_{56} + \beta_6 + 180^\circ \\
 v_{12} = v_{61} + \beta_1 + 180^\circ
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} v_{12} = 0 \\ v_{23} = v_{12} + \beta_2 + 180^\circ \\ v_{34} = v_{23} + \beta_3 + 180^\circ \\ v_{45} = v_{34} + \beta_4 + 180^\circ \\ v_{56} = v_{45} + \beta_5 + 180^\circ \\ v_{61} = v_{56} + \beta_6 + 180^\circ \\ v_{12} = v_{61} + \beta_1 + 180^\circ \end{array}} \right\} \begin{array}{l} \text{Ergibt sich ein Winkel über } 360^\circ \\ \text{oder } 720^\circ, \text{ so ist } 360^\circ \text{ oder } 720^\circ \\ \text{abzuziehen.} \end{array}$$

Die letzte dieser Gleichungen gibt, wenn richtig gerechnet ist und zuvor die Summe der Winkel β , wie S. 501 angedeutet, auf ihren Sollwert, d. i. hier auf $(6 + 2) \cdot 180^\circ = 1440^\circ$ abgestimmt ist, $v_{12} = 0$.

Man rechnet dann weiter die Koordinatenunterschiede nach den Formeln:

$$\begin{array}{ll}
 \Delta x_{12} = s_{12}, & \Delta y_{12} = 0, \\
 \Delta x_{23} = s_{23} \cos v_{23}, & \Delta y_{23} = s_{23} \sin v_{23}, \\
 \dots & \dots \\
 \Delta x_{61} = s_{61} \cos v_{61}, & \Delta y_{61} = s_{61} \sin v_{61},
 \end{array}$$

wobei die Vorzeichen der sin (im 3. und 4. Quadr. negativ) und cos (im 2. und 3. Quadr. negativ) zu beachten sind und z. B. s_{12} die Seite 1—2 bedeutet usw. Zu jeder Vieleckseite gehört ein Δx und ein Δy .

Bei jedem geschlossenen Polygonzuge muß die Bedingung

$$[\Delta x] = 0, \quad [\Delta y] = 0$$

erfüllt sein, wobei z. B. $[\Delta x]$ die Summe aller Δx bedeutet. Statt dessen ergeben sich Widersprüche

$$[\Delta x] = w_x, \quad [\Delta y] = w_y,$$

die auf die Δx bzw. Δy verhältnismäßig zu den Seitenlängen verteilt werden.

Man bringt also z. B. an Δx_{12} die Verbesserung an $-w_x \frac{s_{12}}{[s]}$, ebenso $-w_y \frac{s_{12}}{[s]}$, an Δy_{12} , wo $[s]$ die Summe der Seiten bedeutet. Beispiel S. 501.

Um zu beurteilen, ob die Widersprüche w_x und w_y , die im wesentlichen von der Längenmessung herrühren, noch zulässig sind, bildet man den Schlußfehler $w = \sqrt{w_x^2 + w_y^2}$; er muß kleiner sein als die zulässige Abweichung zweier Einzelmessungen einer Strecke von der Länge $[s]$. Vgl. z. B. die Tabelle S. 488.

b) **Offener Vieleckzug mit beiderseitigem Festpunktanschluß.** Wird ein Vieleckszug an einen Punkt I , dessen Koordinaten gegeben sind und auf dem außerdem eine feste Richtung (in Fig. 74 die Richtung nach A) ihrem Richtungswinkel nach gegeben ist, angeschlossen und in einem Punkte n , dessen Koordinaten ebenfalls bekannt sind, und in dem eine feste Richtung etwa nach B , als gegeben vorliegt, abgeschlossen, so gelten auf den Punkten I und n die Winkel β_1 und β_n , die die 1. bzw. die letzte Vieleckseite gegen die Richtung nach A bzw.

nach B festlegen, als Brechungswinkel. Die Berechnung zunächst der Richtungswinkel erfolgt dann ganz wie beim geschlossenen Vieleck, nur daß hier im Berechnungsschema S. 501 in der Spalte der Richtungswinkel an Stelle der eingeklammerten Zahl oben der Richtungswinkel von A nach I vorzutragen ist, der sich von dem Richtungswinkel $I-A$ um 180° unterscheidet. Die Fortführung der Winkelberechnung nach den obigen Formeln muß dann bis auf einen Widerspruch, der höchstens $1,5\sqrt{n}$ Minuten betragen darf, im Punkte n

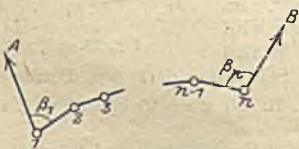


Fig. 74.

Nr.	Brechungs- winkel β	Richtungs- winkel γ	Länge s	$\log \cos \varphi$ $\log s$ $\log \sin \varphi$	$\log s \cos \varphi$ $\log s \sin \varphi$	$s \cos \varphi$		$s \sin \varphi$		Δx	Δy	Nr.
	+	-	+	-	x	y						
1.	$256^{\circ} 43' 0''$ ⁻²⁰	[283° 17' 20''] 0° 0' 0''	101,25	.	.	-2 101,25	.	.	+3	0,00 + 101,23	0,00 - 0,03	1.
2.	$207^{\circ} 14' 20''$ ⁻²⁰	27° 14' 0''	90,24	9,94898 1,95540 9,66050	1,90438 1,61590	-2 80,24	.	-3 41,30	.	+ 80,22	+ 41,27	2.
3.	$241^{\circ} 16' 0''$ ⁻²⁰	88° 29' 40''	86,17	8,41952 1,93536 9,99985	0,35488 1,93521	-2 2,26	.	-3 86,14	.	+ 2,24	+ 86,11	3.
4.	$232^{\circ} 54' 30''$ ⁻²⁰	141° 23' 50''	110,17	9,89292 _n 2,04206 9,79513	1,93498 _n 1,83719	.	+2 86,10	-3 68,74	.	+ 183,69	+ 127,35	4.
5.	$239^{\circ} 50' 50''$ ⁻²⁰	201° 14' 20''	141,31	9,96945 _n 2,15017 9,55902 _n	2,11962 _n 1,70919 _n	.	+3 131,71	.	+4 51,19	+ 97,57	+ 196,06	5.
6.	$262^{\circ} 3' 20''$ ⁻²⁰	283° 17' 20''	148,78	9,36147 2,17254 9,98821 _n	1,53401 2,16075 _n	-2 34,20	.	.	+4 144,79	- 34,17	+ 144,83	6.
	$1440^{\circ} 2' 0''$ $13^{\circ} = -20''$		677,92 = [s]			217,95 $w_x =$	217,81 + 0,14	196,18 $w_y =$	195,98 + 0,20	0,00	0,00	1.

den Richtungswinkel von n nach B ergeben. Den Winkelabschlußfehler kann man im voraus berechnen. Es muß nämlich, wenn die Richtungswinkel $I - A$ und $n - B$ (Fig. 71) mit φ_A bzw. φ_B bezeichnet werden, die Beziehung

$$\sum^n \beta + \varphi_A - \varphi_B = (n - 1) \cdot 180^\circ$$

bestehen. Der Widerspruch ist auf die n Winkel β gleichmäßig zu verteilen. In den Spalten für Δy und Δx werden oben die gegebenen Koordinaten des Punktes I vorgetragen; die Durchrechnung muß alsdann auf die Koordinaten von n führen, womit sich Widersprüche w_x und w_y ergeben, die, wie oben angegeben, verteilt werden.

c) Offene Züge ohne Abschluß. Kann ein Zug nicht auf einen festen Punkt abgeschlossen werden, so fehlt jede Prüfung für Messung und Rechnung. Liegt der Fall so, daß man in der Nähe einen nach Koordinaten gegebenen Punkt P (Kirchturm oder trigonometrischer Punkt) hat, der von einzelnen Punkten des offenen Zugs aus sichtbar ist, so empfiehlt es sich, bei der Winkelmessung diesen Punkt von einigen Vieleckspunkten, möglichst auch von dem letzten aus anzuschneiden, indem man auf den betreffenden Punkten außer den beiden Sichten nach vorwärts und rückwärts auch die nach P durch Messung eines vollständigen Satzes der 3 Richtungen (S. 493) festlegt. Man kann dann, nachdem der Zug gerechnet vorliegt, mit Hilfe des gerechneten Richtungswinkels $\nu_{n-1,n}$ und des gemessenen Winkels γ_n den Richtungswinkel φ_n



Fig. 75.

von n nach P berechnen (Fig. 75). Sind die Koordinaten von P gleich x, y , die berechneten von n gleich x_n, y_n , so gibt

$$(x - x_n) \sin \varphi_n - (y - y_n) \cos \varphi_n$$

den sog. Querfehler der Sicht nach P im Punkte n , d. h. den Betrag in m , um den die Sicht in n nach P infolge der dem Zuge anhaftenden unvermeidlichen Fehler am Punkte P vorbeistreich.

Wenn diese Querfehler eine gewisse Größe nicht überschreiten, so kann man daraus schließen, daß unzulässige (grobe) Fehler im Zuge nicht enthalten sind. Die Querfehler werden um so größer sein können, je weiter der Punkt P vom Zuge entfernt liegt. Über Bussolenzüge vgl. S. 517.

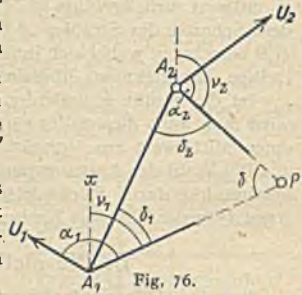
4. Kleintriangullierung durch Punkteinschaltung.

Bei Aufnahmen größeren Umfanges müssen zum Zwecke der Stückvermessung einzelne feste Punkte als Grundlage für die Vieleckszüge oder für ein unmittelbares einzuhängendes Liniennetz durch Triangulation bestimmt werden. Bei dem derzeitigen Stande des Vermessungswesens wird es in der Regel möglich sein, solche feste Punkte als sog. Neupunkte in das Landesnetz einzuschalten; als Grundlage für solche Einschaltungen kommt in der Hauptsache das Netz 4. Ordnung in Frage, das ist die Gesamtheit der für den Anschluß der Vieleckszüge und des Liniennetzes bestimmten Dreieckspunkte, die in Abständen von 2—4 km über das Landesvermessungsgebiet verteilt und meistens als Bodenpunkte (Granitquader mit Bohrung zur Aufnahme eines Signales), dann aber auch als Hochpunkte (Kirchtürme, Blitzableiter) festgelegt sind. Für die einfachen Punkteinschaltungen sind die Aufgaben des Vorwärtseinschneidens und Rückwärtseinschneidens grundlegend.

a) Punktbestimmung durch Vorwärtseinschneiden. Gegeben sind 2 Punkte A_1 und A_2 durch ihre Koordinaten x_1, y_1 bzw. x_2, y_2 . Auf jedem der beiden Punkte ist die Richtung nach dem Neupunkt P festgelegt durch Messung eines Winkels gegen eine gegebene Richtung (s. Fig. 76), z. B. auf A_1 des Winkels α_1 , wobei z. B. U_1 die ihrem Richtungswinkel nach bekannte

Richtung nach irgendeinem bekannten Dreieckspunkte bedeuten soll. Im einzelnen Falle kann an Stelle der Richtung nach U_1 auch die nach A_2 treten; dann wäre also der Winkel δ_1 direkt zu messen. Man berechnet durch einfache Addition des gemessenen Winkels α_1 zu dem gegebenen Richtungswinkel der festen Richtung nach U_1 den Richtungswinkel ν_1 der Richtung von A_1 nach P , ebenso den Richtungswinkel ν_2 von A_2 nach P . Gesucht sind die Koordinaten x , y von P .

Zunächst lassen sich die Winkel δ_1 und δ_2 des $\triangle A_1 A_2 P$ bei A_1 und A_2 , falls sie nicht direkt gemessen sein sollten, berechnen, da der Richtungswinkel ν_{12} von $A_1 A_2$ (ebenso wie der um 180° davon verschiedene Richtungswinkel ν_{21} von $A_2 A_1$) entweder direkt (aus den sog. Ab-



rissen der Landestriangulierung) gegeben ist oder aus $\operatorname{tg} \nu_{12} = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}$ berechnet werden kann. Es ist dann $\delta_1 = \nu_1 - \nu_{12}$ und $\delta_2 = \nu_{21} - \nu_2$, wobei, wenn ein negativer Winkel herauskommt, dieser um 360° zu vergrößern ist. Aus den Dreieckswinkeln bei A_1 und A_2 findet man den Winkel δ bei P . Man berechnet dann eine Hilfsgröße m doppelt aus

$$m = \frac{y_2 - y_1}{\sin \delta \sin \nu_{12}} = \frac{x_2 - x_1}{\sin \delta \cos \nu_{12}}$$

und findet dann (gleichfalls zur Kontrolle doppelt)

$$y = y_1 + m \sin \delta_2 \sin \nu_1 = y_2 + m \sin \delta_1 \sin \nu_2,$$

$$x = x_1 + m \sin \delta_2 \cos \nu_1 = x_2 + m \sin \delta_1 \cos \nu_2.$$

womit die Rechnung (5stellige Logarithmen) beendet ist.

In der Regel wird man sich nicht begnügen, einen Neupunkt nur durch 2 Schnitte festzulegen, sondern noch einen 3. Schnitt von einem festen Punkte A_1 aus hinzufügen. Falls man nicht zu einer regelrechten Ausgleichung der drei Schnitte greift, wie dies bei Ausführung der Katastermessungen Vorschrift ist, genügt es, die Vorwärtsschnitte für die anderen beiden Kombinationen der Punkte A_1, A_2, A_3 , nämlich für $A_1 A_3$ und für $A_2 A_3$, zu berechnen. Man wird dann für x und für y je 3 Werte erhalten und das arithmetische Mittel bilden. Spitze Schnitte sind zu vermeiden.

b) Punktbestimmung durch Rückwärtseinschneiden. Gegeben 3 Punkte A, M, B durch ihre Koordinaten x_a, y_a bzw. x_m, y_m bzw. x_b, y_b , auf Neupunkt P gemessen die Winkel α und β , gesucht die Koordinaten x, y von P . Aus den Koordinaten der Punkte A, M, B lassen sich $AM = a$ und $MB = b$, sowie $\sphericalangle BMA = \gamma$ berechnen. Es kommt dann auf die Berechnung der Winkel φ und ψ (Fig. 77) an. Man rechnet zunächst

$$\frac{\varphi + \psi}{2} = 180 - \frac{\alpha + \beta + \gamma}{2},$$

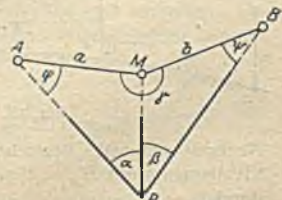
ferner einen Hilfswinkel μ aus

$$\operatorname{tang} \mu = \frac{a \sin \beta}{b \sin \alpha}$$

und damit

$$\operatorname{tang} \frac{\varphi - \psi}{2} = \cotg(\mu + 45^\circ) \operatorname{tang} \frac{\varphi + \psi}{2}.$$

Es ergeben sich dann φ und ψ aus $\frac{\varphi + \psi}{2}$ und $\frac{\varphi - \psi}{2}$ durch Addition, bzw. Subtraktion.



Mit φ und ψ lassen sich die Richtungswinkel jedes der 3 Strahlen AP , MP und BP berechnen, womit die Aufgabe auf das Vorwärtseinschneiden (s. unter a) zurückgeführt ist. Die Koordinaten von P lassen sich dann einmal aus dem Schnitte der Strahlen AP und MP , das andere Mal aus dem von MP und BP berechnen, wobei sich innerhalb der angewendeten Rechengenauigkeit (fünftellige Logarithmen) übereinstimmende Werte ergeben müssen.

Ist der Punkt P außerdem, z. B. von A und B vorwärts eingeschritten, so wird man auch diesen Vorwärtsschnitt rechnen und für die Koordinaten von P einen Mittelwert aus Vorwärts- und Rückwärtsschnitt bilden.

Bei Wahl der Ausgangspunkte AMB hat man zu beachten, daß die Punktbestimmung durch Rückwärtseinschneiden ungenau oder völlig unmöglich wird, wenn P in der Nähe des Kreises durch A , M und B oder auf diesem Kreise liegt.

D. Die Methoden der Höhenaufnahme.

Bei den Höhenaufnahmen handelt es sich darum, die einzelnen Punkte der Erdoberfläche in der Richtung des Lotes festzulegen. Hierzu bedarf es der Annahme einer bestimmten Vergleichsfläche, von der aus die Höhen gezählt werden. Bei Aufnahmen kleinen Umfanges stellt man sich die Vergleichsfläche als Ebene vor; die Lotlinien sind dann sämtlich parallel. Bei größeren Aufnahmen muß sich die Vergleichsfläche der Gestalt der Erdoberfläche anpassen; im allgemeinen genügt es, sie kugelförmig anzunehmen. Die Lotlinien laufen dann nicht mehr parallel, was rechnerisch berücksichtigt werden muß.

Normalnull der preußischen Landesaufnahme und anderer deutscher Bundesstaaten ist festgelegt durch den „Normalhöhenpunkt“ an der Berliner Sternwarte, dem die Höhe 37 m über Normalnull (N.N.) zugeteilt wurde. Bei Festlegung des Normalhöhenpunktes ist man bestrebt gewesen, die Vergleichsfläche so festzulegen, daß sie möglichst nahe durch den Nullpunkt des Amsterdamer Pegels geht, dessen Höhe, abgesehen von gewissen durch säkulare Hebungen und Senkungen der Küsten, im übrigen durch Beobachtungsfehler bei den Pegelbeobachtungen verursachten Abweichungen, mit den an den deutschen Küsten beobachteten Mittelwassern übereinstimmt. Praktisch kann man daher die Höhen über N.N. auch als Meereshöhen über Nord- oder Ostsee ansehen.

Der Normalhöhepunkt für die österreichischen Höhenangaben (militär-geographisches Institut) ist durch eine am Flutmesser in Triest angebrachte Höhenmarke festgelegt. Diese Marke liegt nach den Ergebnissen langjähriger Beobachtungen 3,352 m über dem Mittelwasser der Adria. An den nördlichen Grenzen Österreichs kann man die jetzigen Höhenangaben des militär-geographischen Instituts genähert in solche, bezogen auf Berliner N.N., umrechnen, indem man an die österreichischen Angaben die Größe $-0,25$ m anfügt.

I. Nivellement (geometrische Höhenmessung).

Über Nivellierinstrumente und deren Prüfung vgl. S. 477. Der Höhenunterschied zweier Punkte wird hier durch wagerechte Zielungen nach eingeteilten und bezifferten Latten, die auf den beiden Punkten lotrecht

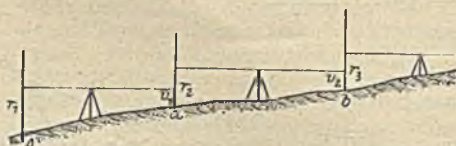


Fig. 78.

aufgestellt werden, ermittelt. Die Aneinanderreihung solcher Höhenunterschiede ergibt ein sog. Strecken- od. Linien-nivellement (s. Fig. 78.). Die Punkte a , b usw. nennt man Wechsel(-punkte). Bezeichnet man die Höhe des Anfangspunktes A eines Nivellements mit H_a (s. Fig. 78), so ergibt sich die Höhe H des letzten Lattenstandes

$$H = H_a + r_1 - v_1 + r_2 - v_2 + \dots$$

wenn unter den r die Ablesung je an der Latte rückwärts, unter den v die Ablesungen vorwärts verstanden werden; dabei sind $r_1 - v_1, r_2 - v_2$ usw. die Höhenunterschiede für je zwei aufeinanderfolgende Wechselpunkte, die bei der Berechnung des Nivellements aufsummiert werden. Zwecks summarischer Rechnungsprüfung kann man H auch aus der Formel $H = H_a + \Sigma r - \Sigma v$ berechnen, wobei Σr die Summe aller Ablesungen rückwärts, Σv dieselbe Summe vorwärts bedeutet. Das Feldbuch wird daher nach folgendem Schema angeordnet, das aber nur für fortlaufende Nivellements ohne Einnivellierung von Zwischenpunkten in Frage kommt:

Zielpunkt oder Wechsel	Zielweite in m oder Schritten	Lattenablesung		Höhenunterschied $r - v$		Höhe üb. N.N.	Bemerkungen
		r	v	+	-		
F. P. Nr. 18	50 m	2,174				217,215	Anbindepunkt
W_1	50		1,251	0,923			
W_1	50	1,702				218,138	
W_2	50		1,242	0,460			
W_2	45	0,912				218,598	
W_3	45		0,246	0,666			
W_3	60	0,412				219,264	
W_4	60		0,789		0,377		
W_4	36	0,787				218,887	
F. P. Nr. 19	36		1,245		0,458	218,429	Probe:
Probe	482 m	5,987	4,773	2,049	0,835		217,215 + 1,214 = 218,429
		+ 1,214		+ 1,214			

Man nivelliert grundsätzlich mit nahezu gleichen Zielweiten, um den Fehler wegen nicht paralleler Lage von Zielachse und Libellenachse unschädlich zu machen, und nimmt die Zielweiten nicht größer als 50—75 m (vgl. S. 528). Bei jeder Ziehung bringt man die Libelle mit der Kippschraube des Instrumentes zum Einspielen, nachdem man vorher die Stehachse möglichst genau lotrecht gestellt hat. Ist das Nivellierinstrument nicht mit Kippschraube versehen, so ist es gestattet, zur Beseitigung des Libellenausschlages vor der Ablesung an der Latte eine geeignete Fußschraube entsprechend zu verstellen.

Zur festen Aufstellung der Latte und scharfen Erfassung der Wechsel kann man diese durch kleinere Pfähle, die vom Lattenhalter mitgeführt und jedesmal wieder herausgezogen werden, bezeichnen, oder besser durch schwere Untersätze (Wendepfahnen) festlegen. Besonders ist darauf zu achten, daß der Lattenhalter die Latte ohne Stoß aufsetzt, um eine Veränderung des Wechselpunktes zwischen den beiden Lattenablesungen zu verhüten. Außerdem Überwachung lotrechter Lattenhaltung.

Es ist Regel, jedes Längsnivellement, auch solche mit beiderseitigem Festpunktanschluß, zweimal (hin und zurück) auszuführen, um die Genauigkeit zu erhöhen und etwaige grobe Lattenablesungsfehler aufzudecken.

Sind Zwischenpunkte mitzunehmen, so muß man bei diesen auf gleiche Zielweiten verzichten, wird sie aber im allgemeinen für die Wechsel einhalten. Für die Aufschreibung der Ablesungen im Felde und Ausrechnung der Höhen benutzt man folgendes Schema, das sich von dem vorhergehenden dadurch unterscheidet, daß jedesmal aus der Höhe des vorangegangenen Wechsels und der zugehörigen Lattenablesung der Horizont (Höhe der wagerechten Zielebene) berechnet wird. Die Ablesungen für die Zwischenpunkte kommen in eine besondere Spalte (mit Mitte bezeichnet).

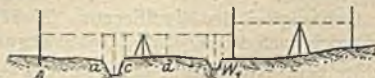


Fig. 79.

Zielpunkt	Zielweite m	Ablesung			Höhe der Wechsel- oder Anbindepunkte	Horizont	Höhe der Zwischenpunkte	Bemerkungen
		rückw.	Mitte	vorw.				
H. P. 21 = A	60	2,518			112,520	115,038		Anbindepunkt
a			3, 8				111,96	Grabenkante
b			3,45				111,59	Grabensohle
c			3,15				111,89	Grabenkante
d			2,78				112,26	Wegmitte
W ₁	60			2,402	112,636			
W ₁	40	1,705			112,636	114,341		
m			1,61				112,73	Fußwegkante
n			1,58				112,76	Fußwegkante
W ₂	40			1,631	112,710			
W ₂	45	1,014			112,710	113,724		
q			1,10				112,62	Feldrand
W ₃	45			1,174	112,550			

Weiteres über Längs- und Querschnitte S. 528 u. 529.

Flächennivellements. Es handelt sich hier darum, über einen Geländeabschnitt, von dem ein Lageplan mit Straßen, Flußläufen, Grenzen u. dgl. vorliegt, ein Netz von Höhenpunkten zu legen und deren Höhen über N.N. oder einem beliebig angenommenen Ausgangspunkt zu ermitteln, und zwar in einer solchen Dichte und Anordnung, daß man über die Oberflächengestaltung den für die vorliegende Aufgabe hinreichenden Aufschluß erhält. Im allgemeinen wird man Flächennivellements, falls nicht ziemlich ebenes Gelände vorliegt oder besondere Genauigkeit verlangt wird, mit dem Tachymeter ausführen. Darstellung der Oberflächengestalt durch sog. Höhenlinien (S. 514).

Bei Flächennivellements mit dem Nivellierinstrument legt man längs geeigneter Straßen usw. ein Vornivellement, das in passender Weise durch Anschlüsse an Höhenfestpunkte versichert wird. Bei Flächennivellements arbeiten zweckmäßigerweise zwei Techniker, von denen der eine am Instrument steht, während der andere den Grundplan oder eine Kopie desselben führt, bzw. einen Handriß, in den die Einzelheiten einskizziert werden. Jeder mitgenommene Punkt erhält eine Zahl in der Skizze und im Nivellierbuch, die sich entsprechen müssen, was durch Zurufen oder sonstige Zeichen sichergestellt wird. Der zweite Techniker hat Punkte, die nicht unmittelbar in der Karte gegeben sind, in diese einzzeichnen und durch geeignete Messungen (nach Befinden Schrittmaße u. dgl.) festzulegen.

Bei Flächennivellements über ausgedehnte Bezirke, für die Lagepläne nicht vorliegen, legt man durch das Gebiet eine lange gerade Linie, (wegen Orientierung des Planes mittels Bussole in die Richtung der magnetischen Mittagslinie), teilt diese in Abschnitte von 50 m oder weniger ein und errichtet in den Teilpunkten mit Hilfe des Theodolits beiderseits Senkrechte, die wiederum in Abschnitte von 50 m geteilt werden. Dadurch wird die aufzunehmende Fläche mit einem Netz von Quadraten überzogen, dessen Ecken einnivelliert werden. Einzelne Punkte innerhalb des Quadratnetzes werden in bezug auf die Quadratseiten eingemessen.

Genauigkeit des Nivellierens. Die Fehlerfortpflanzung bzw. Anhäufung vollzieht sich nach dem Quadratwurzelgesetz, d. h. der mittlere zu befürchtende Fehler beim Nivellement einer Strecke von s Kilometer Länge beträgt $\pm m\sqrt{s}$ (in mm), wenn $\pm m$ (in mm) der mittlere zu befürchtende Fehler eines Nivellements von 1 km Länge ist.

Den Unterschied d (in mm) der Ergebnisse des Hin- und HERNIVELLEMENTS einer Strecke von s km Länge führt man zunächst durch Berechnung der

Größe $\frac{d}{\sqrt{s}}$ auf das Nivellement von 1 km Länge zurück; dann ergibt sich nach den Regeln der Fehlerrechnung für den mittleren Kilometerfehler m des Doppelnivellements (d. h. des arithmetischen Mittels der beiden einzelnen Nivellements) in mm

$$m = \frac{1}{2} \frac{d}{\sqrt{s}}$$

Ein technisches Nivellement gilt als genau, wenn der mittlere Kilometerfehler des Doppelnivellements nicht mehr als 3 mm, und noch als gut, wenn er 5—8 mm beträgt. Diese Grenze kann z. B. bei Eisenbahnnivellements auf im Betriebe befindlichen Linien auch bei Verwendung kleinerer Nivellierinstrumente (25—30fache Vergrößerung, Libellenempfindlichkeit 10—20'') leicht eingehalten werden, wenn mit gleichen Zielweiten (nicht über 75 m) gearbeitet, ferner auf vorschriftsmäßige Lattenhaltung und scharfe Festlegung der Wechsel geachtet wird.

Wird bei untergeordneten Nivellements mit ungleichen Zielweiten gearbeitet, auch von der Benutzung von Lattenuntersätzen abgesehen und die Latte nur nach Zentimetern abgelesen, so wird der Kilometerfehler des Doppelnivellements bis auf einige cm ansteigen, im übrigen aber nicht mehr als 3—5 cm betragen.

Wenn das Nivellement einer Strecke von s km Länge mit beiderseitigem Festpunktanschluß mit einem Widerspruche w abschließt, so ist sein mittlerer Kilometerfehler $= \frac{w}{\sqrt{s}}$ anzunehmen, und für dessen Zulässigkeit gelten dann dieselben Bestimmungen wie für Nivellements ohne Festpunktanschluß; dieselbe Formel gilt für ein auf den Ausgangspunkt zurückgehendes Nivellement (Nivellementschleife), das anstatt Null den Widerspruch w ergibt.

2. Trigonometrische Höhengmessung.

Diese Methode ist eine Verallgemeinerung des Nivellierens und arbeitet mit geneigten Ziellinien, die durch Höhenwinkelmessung (vgl. S. 494) festgelegt werden. Das Verfahren setzt außerdem voraus, daß die wagerechte Entfernung des Instrumentenstandpunktes, auf dem der Höhenwinkel α gemessen wird, bis zum Höhenpunkte bekannt ist, etwa aus rechtwinkligen Koordinaten oder (bei kleinen Höhenunterschieden) durch Entnahme aus Plänen oder aber durch besondere direkte oder indirekte Messungen ermittelt werden kann. Den einfachsten Fall der trigonometrischen Höhengmessung stellt Fig. 80 dar; hiernach ergibt sich der Höhenunterschied h der Punkte A (horizontale Drehungsachse des Theodoliten) und B (Turmspitze, Höhenpunkt) $h = s \tan \alpha$. Soll die Höhe von B über dem senkrecht unter A liegenden Bodenpunkt P angegeben werden, so ist zu h noch die Instrumenthöhe hinzuzuzählen.

Die obige Formel gilt nur für kurze Entfernungen s (bis zu 0,5 km) und gibt zu kleine Höhenunterschiede, weil der Einfluß von Erdkrümmung und Strahlenbrechung nicht berücksichtigt sind. Es ist dann genauer $h = s \tan \alpha + 0,0685 s^2$, wobei sich h in m ergibt, wenn im ersten Gliede rechts s in m, im zweiten Gliede s in km eingesetzt wird. Die Verbesserung $0,0685 s^2$ kann aus nachstehender Tabelle (nach Jordan) entnommen werden, die also zugleich einen Aufschluß über die Fehler gibt, die durch Vernachlässigung von Erdkrümmung und Strahlenberechnung entstehen.

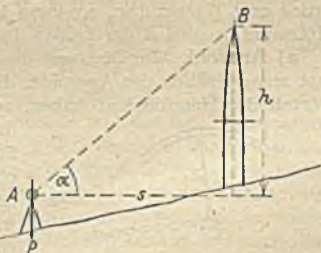


Fig. 80.

s km	Korrektion m	s km	Korrektion m	s km	Korrektion m	s km	Korrektion m
0,5	0,02	2,2	0,33	3,2	0,70	4,2	1,21
1,0	0,07	2,4	0,39	3,4	0,79	4,4	1,32
1,2	0,10	2,6	0,46	3,6	0,88	4,6	1,44
1,4	0,13	2,8	0,54	3,8	0,99	4,8	1,57
1,6	0,17	3,0	0,61	4,0	1,09	5,0	1,71
1,8	0,22						
2,0	0,27						

Trigonometrische Höhenmessung mit Standlinie. In der Ingenieurpraxis wird die wagerechte Entfernung vom Instrument nach dem Höhenpunkt in der Regel nicht bekannt sein. Ist z. B. der Höhenunterschied der beiden Punkte A_1 und A_2 zu bestimmen, so legt man eine geeignete Standlinie EF und mißt ihre wagerechte Länge $EF' = D$, ferner in E und F die Grundwinkel v_1 und w_1 (Fig. 81); dann ergibt sich

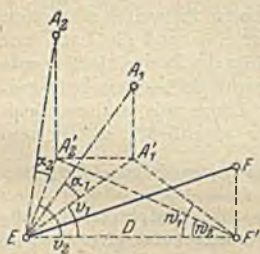


Fig. 81.

$$A_1'E = \frac{D}{\sin(v_1 + w_1)} \sin w_1,$$

wobei $A_1'E$ der Fußpunkt des durch A_1 auf die wagerechte Ebene des Punktes E gefällten Lotes ist. Hat man ferner in E den Höhenwinkel α_1 gemessen, so ist $A_1'A_1 = A_1'E \tan \alpha_1$. In gleicher Weise wird $A_2'A_2$ durch Messung zweier Grundwinkel v_2, w_2 und eines Höhenwinkels α_2 bestimmt. Dann folgt der Höhenunterschied H zwischen A_1 und A_2 aus $H = A_2'A_2 - A_1'A_1$.

Zweckmäßigerweise mißt man auch die beiden Höhenwinkel nach A_1 und A_2 im Punkte F . Da aus den gemessenen Grundwinkeln auch die wagerechten Entfernungen von F nach A_1 und A_2 bekannt sind, so ergibt sich nach demselben Verfahren eine zweite Bestimmung von H , die man mit der ersten zu einem Mittel vereinigen kann.

3. Barometrische Höhenmessung.

Diese Methode beruht auf der Tatsache, daß Luftdruck und Lufttemperatur sich mit der Höhe gesetzmäßig ändern. Mißt man also in zwei Punkten Luftdruck und Temperatur, so kann man aus den erhaltenen Messungszahlen den Höhenunterschied h der beiden Punkte berechnen.

a) **Aneroid.** Zur Messung des Luftdrucks bedient man sich in der Praxis fast ausschließlich der Aneroide, die den Quecksilberbarometern gegenüber den Vorteil der Handlichkeit haben, außerdem den Luftdruck in absolutem Maße,

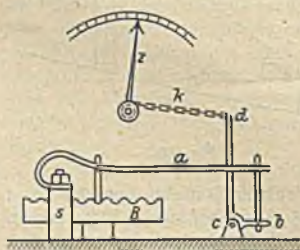


Fig. 82.

d. h. befreit von der Veränderlichkeit der Schwerkraft nach Meereshöhe und geographischer Breite geben, so daß es hier nicht der Anbringung einer Schwerverbesserung, wie an Quecksilberständen, bedarf. Die nahezu luftleer gemachte Büchse B (Fig. 82) überträgt die infolge der Änderungen des Luftdruckes eintretenden Bewegungen des Deckels auf eine Feder a ; durch mehrfache Hebelübersetzung bcd und eine Kette k , die um die Achse eines Zeigers z gewickelt ist, wird die Bewegung des Büchsendeckels im Ende des Zeigers, der an einer Teilung abgelesen wird, auf ungefähr das 250fache vergrößert. Bei den neueren Aneroiden von Otto Bohne in Berlin, die in der

Regel nur für Luftdruckschwankungen von 100—150 mm, d. h. für Höhenunterschiede bis etwa 1500 m, eingerichtet werden, kann man noch 0,01 mm schätzen. Untersuchungen bei Bergbesteigungen usw. haben ergeben, daß bei sorgfältiger Behandlung des Aneroids und zweckmäßiger Anordnung der Messungen (Vergleichung mit Quecksilberbarometern oder Festpunktanschlüsse) der mittlere Fehler einer Luftdruckmessung mit dem Bohneschen Aneroid 0,04 mm beträgt.

b) **Gebrauch der Aneroide.** Im Felde ist das Aneroid vor Stößen zu schützen und stets in der zum Schutze gegen rasche Temperaturwechsel beigegebenen Hülle (Kasten mit Tuch- und Filzeinlagen) zu belassen, insbesondere vor Bestrahlung durch die Sonne zu schützen. Beim Ablesen hält man das Aneroid wagerecht und in bestimmter Körperhöhe; vor jeder Ablesung beseitigt man unregelmäßige Widerstände im Instrumente durch leichtes Klopfen an der Glasplatte. Vielfach werden zur Erhöhung der Genauigkeit zwei Aneroide ins Feld mitgenommen, die gleichzeitig abgelesen werden. Zur Ausrüstung gehört ferner ein kleines Schleuderthermometer für Lufttemperatur.

c) **Verbesserungen der Aneroidablesungen.** Seiner Bauweise nach ist das Aneroid als Interpolationsinstrument zu betrachten; d. h. also: wenn das Aneroid auf Grund genauer Vergleichung mit einem Normalbarometer für zwei bestimmte Luftdrücke, etwa 700 und 770 mm, richtige, nämlich mit den vorschriftsmäßig verbesserten Angaben des Normalbarometers übereinstimmende Ablesungen gibt, so gibt es auch für die zwischenliegenden Luftdrücke richtige Ablesungen. Im allgemeinen kann man aber ein derartiges Verhalten des Aneroids nicht voraussetzen, weil die Teilungen schablonenmäßig hergestellt werden; hierzu kommt, daß sich die Lufttemperatur dem Instrumente mitteilt, thermische Ausdehnungen der Büchse und des Federsystems veranlaßt und dadurch den Zeigerstand beeinflußt. Die Instrumenttemperatur wird an einem im Aneroid eingelassenen Thermometer abgelesen.

Die Bohneschen Aneroide werden auf Wunsch mit Temperatenausgleich geliefert; Versuche haben ergeben, daß bei dieser Einrichtung innerhalb der gewöhnlichen Temperaturschwankung von 30° die Ablesungen am Aneroid von der Temperatur nahezu unabhängig sind. Bei nicht ausgeglichenen Aneroiden bringt man an jeder Aneroidablesung eine Temperaturverbesserung αt an, wo α eine feste Zahl (meistens zwischen $-0,07$ und $-0,17$ mm liegend) und t die Aneroidtemperatur in C° ist. Der Wert α wird von der Werkstätte bestimmt und angegeben; gleichwohl empfiehlt es sich, durch besondere Versuche den Wert α von Zeit zu Zeit nachzuprüfen. Ist ausnahmsweise für ein gewöhnliches älteres Naudet-Aneroid eine besondere Angabe über α nicht vorhanden, so nehme man $\alpha = -0,15$ mm.

Die **Standverbesserung a** , d. h. derjenige feste Betrag, der zu jeder Ablesung des Aneroids, gleichgültig bei welchem Stande und welcher Temperatur, hinzuzufügen ist, kann durch eine Stellschraube auf Grund von Vergleichungen mit einem Normalbarometer beseitigt werden; man überläßt dies aber besser dem Mechaniker. Man beachte auch, daß diese Standverbesserung, wenn sie nur wenige mm beträgt, bei Höhenmessungen kleineren Umfanges, insbesondere solchen mit Festpunktanschluß, nicht von schädlichem Einfluß ist, weil nur Unterschiede der Ablesungen eingehen. Überdies ist die Standverbesserung gewissen Änderungen unterworfen, die z. B. bei Stößen und nach längerem Gebrauch eintreten können, insbesondere, wenn mit großen Druckschwankungen (Höhenunterschieden) gearbeitet worden ist.

Die **Teilungsverbesserung** macht sich in der Hauptsache erforderlich, weil die Teilung des Aneroids schablonenmäßig, nicht für das einzelne Instrument angefertigt wird. Diese Verbesserung wird in der Form $\beta(760 - A)$ angesetzt, wobei β eine feste Zahl ist, die von der mechanischen Werkstatt

angegeben wird, und A die Aneroidablesung. Bei den neueren Bohneschen Aneroiden liegt β meistens zwischen $+0,02$ und $-0,02$.

d) Vereinfachte barometrische Höhenformel. Für Mitteleuropa und Höhenunterschiede bis zu 2000 m genügt eine vereinfachte Barometerformel. Bedeutet t_0 die am unteren Standpunkte gemessene Lufttemperatur in $^{\circ}\text{C}$, p_0 den Luftdruck daselbst, t_1 und p_1 die entsprechenden Größen im oberen Punkte, ferner $t = \frac{1}{2}(t_1 + t_0)$ die mittlere Lufttemperatur, so ist der Höhenunterschied in m

$$h = 18464 (1 + 0,003665 t) \log \frac{p_0}{p_1}.$$

Für Berechnung nach dieser Formel sind von Jordan Tafeln entworfen worden (W. Jordan, Barometrische Höhentafeln. 2. Aufl. Stuttgart 1886).

Für kleinere Höhenunterschiede bis etwa 750 m kann man nach der Babinetschen Formel $h = \frac{8019}{p} (p_0 - p_1) (1 + 0,003665 t)$ rechnen, in der p für $\frac{1}{2}(p_0 + p_1)$ gesetzt ist. Man nennt hierin den Ausdruck $\frac{8019}{p} (1 + 0,003665 t)$ die Höhenstufe für 1 mm Druckabnahme bei der Mitteltemperatur t und dem Mitteldruck p . Die Tafeln von Jordan sind auch für Berechnung nach Höhenstufen eingerichtet. Die Höhenstufe beträgt bei $t = 15^{\circ}\text{C}$ und $p = 760$ mm (Meereshöhe) 11,13 m, dagegen bei $p = 600$ mm (1840 m Meereshöhe) 14,10 m.

e) Korrespondierende Beobachtungen. Die angegebenen Barometerformeln gelten zunächst nur unter der Annahme, daß die Druckbeobachtungen unten und oben gleichzeitig angestellt worden sind. Ist dies nicht der Fall, so muß man damit rechnen, daß in der Zwischenzeit sich der Luftdruck an der zuerst besuchten Station geändert hat. Die Druckänderungen an einem Orte können auch bei normaler Witterung mehrere mm innerhalb weniger Stunden betragen. Ähnliches gilt für die Lufttemperatur. Bei ausgedehnten barometrischen Messungen müssen daher die zeitlichen Änderungen von Luftdruck und Temperatur berücksichtigt werden; zu diesem Zwecke werden ein Quecksilberbarometer oder Aneroid (Standbarometer) und ein Thermometer an festem Ort möglichst unter Dach aufgestellt und aller halben Stunden abgelesen. Außerdem wird vor Abgang ins Feld und nach Rückkunft das Feldaneroid mit dem Standbarometer verglichen. Auf Grund aller dieser Aufzeichnungen ist es möglich, bei Auswertung der Beobachtungen diese auf ein und denselben Zeitpunkt, etwa auf den der Abgangvergleiche zurückzuführen, wobei man annehmen kann, daß sich der Luftdruck in kleineren Zeiträumen verhältnismäßig mit der Zeit ändert. Mit den verbesserten Feldablesungen kann man dann nach der Babinetschen Formel rechnen.

f) Bei barometrischen Höhenmessungen ohne Festpunktanschluß verschafft man sich Anhalte, indem man die Begehung des Geländes in Schleifen ausführt, derart, daß man auf einzelne Punkte, die dann wieder als Ausgangspunkte für neue Schleifen dienen können, zurückgeht, um für diese „Knotenpunkte“ mehrfache Höhenangaben, die zu einem Mittel vereinigt werden, zu erhalten.

g) Barometrische Höheneinschaltung. Sind Höhenfestpunkte (mindestens zwei) gegeben oder durch nivellitische oder trigonometrische Messungen beschafft worden, so wird man jedesmal von einem Höhenfestpunkte ausgehen, dort ablesen und bei einem anderen Festpunkte schließen, auch tunlichst darauf ausgehen, daß sich die beobachteten Zwischenpunkte der Höhe nach zwischen Ausgangs- und Endpunkt einordnen. Die Aufstellung und Ablesung eines Standbarometers, wie auch die Berücksichtigung der Lufttemperatur, ist dann überflüssig und die Höhen der Zwischenpunkte können linear nach den Aneroidablesungen zwischen Ausgangs- und Endpunkt interpoliert werden, falls der Höhenunterschied zwischen letzteren nicht mehr als 100 m beträgt. Beispiel und Schema für die Aufschreibung nachstehend.

Punkt- bezeichnung	Ablesungen am Aneroid		Reduz. Druck- ables.	Druck- Unterschied aufeinanderfolg. Punkte	Höhen- Punkte	Höhe über N.N.	Bemerkungen
	Druck	innere Temp.					
F. P. 28	726,8					392,41	
17	724,1			2,7	30,32	422,73	Höhenänder. für 1 mm $\frac{70,75}{6,3} = 11,23$ m
18	723,9			0,2	2,25	424,98	
19	722,1			1,8	20,21	445,19	
F. P. 41	720,5			1,6	17,97	463,16	
	6,3			6,3	70,75	70,75	

Die 3. und 4. Spalte werden nur ausgefüllt, wenn mit älterem (nicht kompensierten) Aneroid gearbeitet wird.

Bei größeren Höhenunterschieden bis 500 m rechnet man nach der genaueren Interpolationsformel

$$h = A(p_0 - p) + B(p_0 - p)^2 + C(p_0 - p)^3,$$

worin p_0 die Ablesung am unteren Festpunkte A_0 , p die Ablesung an einem Zwischenpunkte und h dessen Höhe über A_0 ist. Bedeutet dann p_1 die Barometerablesung am oberen Festpunkte A_1 , H den Höhenunterschied zwischen A_0 und A_1 und wird $p_0 - p_1 = d$ gesetzt, so berechnen sich die Festzahlen A , B , C aus

$$A = \frac{H}{d} \left(1 - \frac{d}{2p_0} - \frac{d^2}{12p_0^2} \right),$$

$$B = \frac{H}{2p_0 d} \left(1 - \frac{d}{2p_0} \right), \quad C = \frac{H}{3p_0^2 d}.$$

Das Glied mit C wird erst bei $H > 200$ m den Betrag von 0,1 m übersteigen; man kann es daher bei Höhenunterschieden unter 200 m weglassen. Wenn richtig gerechnet, gibt die obige Formel für $p = p_1$ den Wert $h = H$.

E. Tachymeteraufnahmen.

Bei diesem Verfahren werden Lage und Höhe der einzelnen Geländepunkte in bezug auf den Standpunkt gleichzeitig bestimmt, derart, daß die Lage durch Entfernung und Richtungswinkel gegen eine feste Richtung oder durch magnetisches Azimut, die Höhe durch Messung des Höhenwinkels festgelegt wird. Der tachymetrischen Aufnahme wird ein Vieleckszug (auch Bussolenzug) zugrunde gelegt, dessen Seiten durch optische Entfernungsmessung ermittelt werden, ausnahmsweise bei größeren Anforderungen an Genauigkeit durch direkte Messung neben der optischen. Die Höhen der einzelnen Vieleckspunkte sind besonders einzunivellieren. Bei tachymetrischen Aufnahmen ist es wünschenswert, die Vieleckszüge auf feste Punkte (S. 500) abzuschließen.

Bestimmung von Entfernung und Höhe durch geneigte Zielungen. Die optische Entfernungsmessung (S. 482) gibt näherungsweise die schiefe Entfernung d vom Schnittpunkte Stehachse—Kippachse bis zu dem Punkte der lotrecht gestellten Latte, auf den der Mittelfaden eingestellt wurde. Dann ist die wagerechte Entfernung D vom Instrument- bis zum Lattenstandpunkte $D = d \cos^2 \alpha$, wobei α den Höhenwinkel der Zielung bedeutet; $h = D \tan \alpha = d \sin \alpha \cos \alpha$ ist die Höhe des mit dem Mittelfaden eingestellten Lattenstrichs M (z. B. 1,5 m) über der Kippachse, deren Höhe J über dem Bodenpunkt des Instruments durch Messung mit einem Holzmaßstab zu ermitteln ist (vgl. das Rechnungsschema S. 512).

Ziel- punkte	Latten- ablesungen		Kreisablesungen		Höhenwinkel		100 (0—4) +0,50		Tachymetrische Elemente		Höhe u. N. N. m	Bemerkungen	
	M	oben unten	Grundkreis	Höhenzielung	°	'	°	'	°	'			Ent- fernung m
Ö Aue			217	17,0	5	42,5			229	55,0			Standpunkt P. P. 4
			44,5	84									
			43,5	18,0									
P. P. 3	1,50	1,791	175	26,5	—4	26,5	69,6	69,6	187	37,3	69,2	—5,37 —0,14	53,23 Beobachter: N. N.
			26,5	94									
			26,0	26,5									
P. P. 5	1,40	1,749	351	17,0	1	43,0	75,4	75,4	3	23,5	75,3	+2,26 —0,04	J = 1,36 m
			12,5	88									
			12,5	17,0									
17	1,40	1,762	268	13,5	—16	13,5	86,7	86,7	281	2,0	79,9	—23,3 —0,01	Höhe 58,74 m u. N. N.
			51	106									
			14	99	—9	39,5	105,4	105,4	333	25,0	102,4	—17,4 —0,01	
18	1,40	1,849	321	39,5									
			0,800										

Für die Berechnung von D und h aus d und α bestehen außer zeichnerischen Hilfsmitteln (Diagramme, tachymetrische Rechenschieber u. dgl.) Tafeln, von denen in erster Linie zu nennen sind: „Hilfstafeln für Tachymetrie von W. Jordan, Stuttgart 1880“, die bis zu Entfernungen $d = 250$ m für Höhenwinkel von 0° bis 30° reichen.

Bei der Aufnahme der Geländepunkte geht man mit den Entfernungen nicht über 300 m, ausnahmsweise bis 400 m für Punkte, die nur der Höhe wegen mitgenommen werden. Um diesen Messungsbereich des Tachymeters bei freiem Gelände genügend auszunutzen und gleichwohl für die Vielecksseiten, die alsdann 600 bis 700 m lang werden können, zuverlässige Angaben zu erhalten, schaltet man in jede lange Zugseite AB geradlinig zwei Zwischenpunkte (Wechsel) P und Q ein, die aber nicht als Stationspunkte verwendet werden. Man mißt dann von A aus AP und AQ , von B aus BP und BQ und erhält damit für AB zwei voneinander unabhängige Maße, die zu einem Mittel vereinigt werden. Zweckmäßigerweise wird man auch die Höhenwinkel von P und Q in A und B mitnehmen, um eine größere Genauigkeit in der Übertragung der Höhen zu erreichen, insbesondere, wenn die Standpunkte nicht einnivelliert worden sind.

Bei jeder Aufstellung ist die Instrumenthöhe J zu messen, auch irgendeine Richtung nach einem weit entfernten Punkte einzustellen und am Nonius abzulesen. Es empfiehlt sich, solche Punkte einzustellen, die von mehreren Punkten des Vieleckszuges aus sichtbar sind (vgl. S. 502 unter c), z. B. trigonometrisch bestimmte Türme u. dgl. Diese Richtung wird vor Verlassen der Station nochmals abgelesen, um sicher zu sein, daß sich das Instrument nicht geändert hat. Ferner werden vor Beginn der Einzelaufnahme

der vor- und rückwärts liegende Standpunkt abgelesen: auch diese Einstellungen werden vor Verlassen des Standpunkts wiederholt. Die einzelnen Punkte mit Ausnahme der Vieleckspunkte und trigonometrisch bestimmten Festpunkte werden nur in einer Fernrohrlage und nur an einem Nonius abgelesen. Vor jeder Ableseung am Höhenkreis dessen Libelle einspielen lassen.

Beim Tachymetrieren arbeiten 2 Ingenieure, einer zur Bedienung des Instrumentes, der die Beobachtungen einem Schreibgehilfen diktiert, und ein zweiter, der die Lattenträger (2—4 Mann) anweist und den Handriß führt, auch dafür sorgt, daß die Nummern der einzelnen Punkte im Feldbuche und im Handriß übereinstimmen. Ein Meßgehilfe hält sich ständig beim Instrumente auf zur Bedienung und Signalgebung und um nach Bedarf den Verkehr zwischen den beiden Ingenieuren zu vermitteln.

Für die Aufschreibung der Tachymetermessungen beim Gebrauch eines gewöhnlichen Kreistachymeters empfiehlt sich das Schema S. 512. Die Spalten für Richtungswinkel und Höhe ü. N. N. können erst ausgefüllt werden, nachdem der Vieleckszug, dafern Abschlüsse vorhanden sind, für sich ausgeglichen, bzw. abgestimmt und das Nivellement für die Standpunkte ausgerechnet ist. Zahlen, die durch besondere Messungen oder Rechnung gewonnen worden sind, wie z. B. in der Spalte Richtungswinkel beim rückwärtsliegenden und nachfolgenden Standpunkte, ebenso die entsprechenden Höhenzahlen werden rot eingesetzt, bzw. unter die tachymetrisch bestimmte Zahl geschrieben. Im Schema ist angenommen, daß der Höhenkreis nach Fig. 64 beziffert ist, demnach die Ableseung am Nonius I direkt Zenitabstände gibt.

In stark bebautem Gelände gelingt es nicht immer, die für die Lageplandarstellung erforderlichen Einzelpunkte von einem Standpunkte aus festzulegen; man begnügt sich dann, von dem betreffenden Gehöfte, Fabrikbau u. dgl. einige Ecken oder Grenzpunkte u. dgl. tachymetrisch zu bestimmen und die sonstigen Einzelheiten besonders einzumessen: in der Regel wird es genügen, einzelne Hausanbauten, Hofanlagen durch Entfernungsmaße von Ecke zu Ecke und andere Maße derart zu bestimmen, daß man die fehlenden Punkte auf dem Plane einkreuzen kann, oder durch Messungen entlang der Hausfluchten und Umfassungen in einer solchen Weise durch Eintragen von Maßen in den Handriß festzulegen, daß der Lageplan, sobald die tachymetrische Auftragung weit genug vorgeschritten ist, vervollständigt werden kann.

F. Die Auftragung der Aufnahmen.

Beim Auftragen der Aufnahmen macht man Gebrauch von der Koordinatenmethode, d. h. man berechnet die trigonometrischen Punkte, Vieleckspunkte, auch häufig die Einbindepunkte in den Liniennetzen, nach Koordinaten und trägt diese auf, Hierzu bedarf es der genauen Einteilung des Zeichenblattes nach einem rechtwinkligen Achsen- (Koordinaten-) System. Man benutzt hierzu entweder den Stangenzirkel, indem man, falls z. B. ein Rechteck mit den Seiten 40 und 50 cm gezeichnet werden soll, $AB = 500$ mm (Fig. 83) aufträgt und bei D von A aus mit dem Stangenzirkel einen Kreisbogen vom Radius $100 \cdot \sqrt{5^2 + 4^2} = 640,31$ mm einreißt, desgleichen von B aus mit dem Radius 400 mm, wodurch man D erhält. In gleicher Weise erhält man durch Einkreuzen den Punkt C . Man überzeugt sich, ob CD genau gleich 500 mm ist. Genauer kann man auch so vorgehen, daß man in der Mitte M von AB mit dem Stangenzirkel durch Einkreuzen die Senkrechte errichtet und auf dieser $MM' = 400$ mm nach oben abträgt. Von A und M' aus erhält man durch rechtwinkliges Einkreuzen den Punkt C , entsprechend auch den Punkt D . Dann dient die Länge der Diagonalen $AD = BC = 640,31$ mm zur Prüfung. Bequemer ist die Anwendung von Schablonen, z. B. der sog. Quadratnetz-

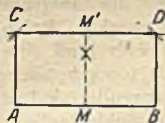


Fig. 83.

tafel, auf der in Abständen von 10 cm ein rechtwinkliges Netz von Punkten eingebohrt ist. Auch werden z. B. von der Firma Reiß-Liebenwerda die Zeichenkartons gleich mit der gewünschten Quadratnetzeinteilung in genauer Ausführung geliefert. Zur Auftragung von Quadratnetzen und einzelnen Punkten nach gegebenen Koordinaten dienen auch die freirollenden Koordinatographen von Coradi - Zürich, bestehend aus einem Schlitten mit Nadel, der in zwei zueinander senkrechten Richtungen gerollt werden kann, wobei die Verschiebung durch die Abwickelung einer Rolle gemessen wird.

a) **Kartierung oder Auftragung der Grundrißaufnahmen** von den Messungslinien aus erfolgt mit einem Facettenmaßstab, an dem die Abszissen abgesetzt werden; die Ordinaten schiebt man mit Holz- oder Zelluloidwinkel ab und trägt die Ordinatenlängen mit Zirkel und Transversalmaßstab auf. Bequemer und genauer sind Kartierungsinstrumente, die von den auf dem Plane ausgezogenen Linien unabhängig machen und die Kartierung immer wieder an angestochene Punkte anschließen.

b) **Auftragung der Tachymeteraufnahmen.** Da solche Aufnahmen meistens über langgestreckte Gebiete (Täler, Flußläufe, Höhenzüge) ausgedehnt werden, die sich in Windungen und Krümmungen hinziehen, so ist in der Regel vor Beginn der Auftragung die Anlage eines Übersichtsblattes notwendig, in das die einzelnen Zeichenblätter nach Lage und Umfang eingetragen werden. Man zeichnet den Vieleckszug in kleinem Maßstabe auf Millimeterpapier und kann nun die einzelnen Pläne ihrer Lage nach einskizzieren:

Für die Auftragung der Einzelpunkte bedient man sich, wenn die Genauigkeit des Tachymeters auf dem Plane voll ausgenutzt werden soll, eines Nagelschen Alhidadentransporteurs (Mechaniker Gustav Heyde, Dresden). Der geteilte Vollkreis läßt sich nach Orientierung auf dem Zeichenblatte durch 4 Nadeln festlegen. Im Vollkreisringe bewegt sich ein Durchmesserarm; er trägt eine Teilung, deren Nullpunkt mit dem Mittelpunkt des Vollkreises zusammenfällt. Der Nonius am Durchmesserarm gestattet, diesen mit einer Feinbewegung auf $1'$ einzustellen. Im Maßstabe $1 : 1000$ kann man mit diesem Instrumente von einem Punkte aus Entfernungen bis zu 175 m auftragen. Wenn an die Genauigkeit der Aufnahme geringere Anforderungen gestellt werden, bedient man sich geteilter Halbkreise aus Pappe oder durchsichtigem Zelluloid, die z. B. von der Firma Reiß, Liebenwerda geliefert werden (Teilung des Kreises in $\frac{1}{2}^\circ$, des Durchmessers in mm). Bezifferung solcher Strahlenzieher stets linksläufig.

c) **Oberflächendarstellung durch Schichtenlinien.** Die orographischen Verhältnisse (Oberflächengestaltung) werden entweder (und zwar vorzugsweise bei sehr ebenem Gelände) durch Beischreiben der Höhenzahlen (Kotierung) an die aufgenommenen Einzelpunkte (Brechpunkte der Grenzen, Wege, Hausecken, Raine u. dgl.) im Lageplane dargestellt oder durch Schichtenlinien. Hierfür muß eine genügende Zahl von Geländepunkten außer denen, die für die topographische Darstellung und für die Darstellung der Kulturen ohnehin notwendig sind, nach Lage und Höhe aufgenommen sein. Die Aufzeichnung der Schichtenlinien setzt voraus, daß der Lageplan mit eingetragenen Höhenzahlen vorliegt, und daß man sich für ungleichförmig verlaufende Teile der Oberfläche (Schluchten, Böschungen u. dgl.) bereits durch skizzenmäßige Schichtenlinien im Handriß oder durch geeignete Schraffuren einen Anhalt geschaffen hat. Zweckmäßig ist es, schon bei der Aufnahme im Felde die tachymetrischen Geländepunkte derart anzuordnen, daß sie sich zu Profilen in der Richtung des größten Falles verbinden lassen. Solche Profile trägt man mit passender Überhöhung auf Millimeterpapier auf, worauf es dann leicht ist, die Punkte mit runden Höhenzahlen (110 m, 111 m usw.) in den Lageplan einzutragen und die Schichtenlinien zusammenzuziehen. Wenn die tachymetrischen Geländepunkte bei der Aufnahme im Felde hinreichend eng gelegt werden, genügt es, die Schichtenlinien im Lageplane nach Augenmaß

oder nach einem Verfahren aufzuzeichnen, wie es in Fig. 84 angedeutet ist, wo zwischen die Höhenpunkte 212,3 und 218,6 die Punkte 213 bis 218 mit Hilfe eines auf dünnem Papier gezeichneten Maßstabes MM eingeschaltet sind. Es gibt auch zahl-

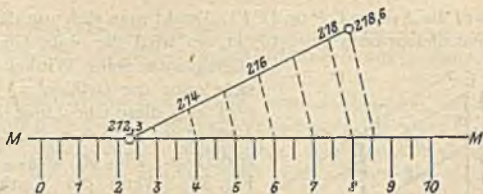


Fig. 84.

reiche Hilfsmittel zur Einschaltung der Schichtenlinien, z. B. Hammers Proportionalmaßstab (Zeitschr. f. Verm. 1888, S. 214) und die Interpolationsschere von Jordan (ebenda 1888, S. 479 und 1893, S. 284). Über die Genauigkeit der Höhenbestimmung aus Schichtenplänen s. S. 521.

III. Vermessungswesen bei den Bauverwaltungen.

Den vermessungstechnischen Vorarbeiten für den Bau von Eisenbahnen, Straßen, Wegen u. dgl. fällt die Aufgabe zu, alle Unterlagen zu beschaffen, die zur Aufstellung einer allgemeinen oder ausführlichen Planung und zur Veranschlagung der Bau- und Betriebskosten erforderlich sind. Hierzu bedarf es in erster Linie ausgedehnter örtlicher Messungen, deren Ergebnisse durch Grundrisse, Längsschnitte und Querschnitte des Geländes darzustellen sind.

A. Allgemeine Vorarbeiten.

Bei den allgemeinen Vorarbeiten handelt es sich um die Beschaffung eines Grundrisses mit den erforderlichen Höhenangaben über einen Geländestreifen, der breit genug ist, um nach Befinden auch Varianten der Linienführung zu untersuchen.

Für die bei den obersten Aufsichtsbehörden einzureichenden Planunterlagen zu den Vorarbeiten bestehen in den einzelnen Staaten besondere Vorschriften, die aber im allgemeinen nur Geltung haben für Vorarbeiten, die von Gemeinden, Bezirksverbänden oder Privaten eingereicht, nicht aber für solche, die von den Staatsbehörden selbst ausgeführt werden. Diese Vorschriften lassen für gewöhnlich den rein vermessungstechnischen Teil der Vorarbeiten unberührt und enthalten keine Bestimmungen über Aufnahmeverfahren, Genauigkeitsgrad u. a.

Über die bei den Vorarbeiten zu beachtenden allgemeinen Gesichtspunkte, ferner über Maßstäbe der Planunterlagen vgl. das Kapitel „Eisenbahnbau“.

Für die Herstellung der Grundrisse mit Höhendarstellung kommen bei den allgemeinen Vorarbeiten folgende Verfahren in Frage:

1. Vorhandene Pläne, in der Regel die Aufnahmen der Steuer- (Kataster-) Verwaltung sind auf den vorgeschriebenen Maßstab zu bringen, wobei man sich am zweckmäßigsten des Pantographen (Storchschnabel) bedient. Neuerdings werden fast ausschließlich die freischwebenden Präzisionspantographen der Firmen G. Coradi, Zürich und R. Reiß, Liebenwerda, mit freischwebender Aufhängung verwendet, denen eine ausführliche Gebrauchsanweisung beigegeben ist. Dieses Instrument gestattet, die Pläne in der Regel mit einer einzigen Aufstellung zu kopieren.

Theorie des einfachen Storchschnabels: Ist $ACBZ$ ein Parallelogramm und sind die Endpunkte P und F der Verlängerungen von CA und CB (Fig. 85) so bestimmt, daß Z auf PF liegt, dann gilt nach den Lehren der analytischen

Geometrie die Gleichung $\frac{x}{L_1} + \frac{y}{L_2} = 1$ (Gleichung der Geraden PF bezogen

auf die Achsen CP und CF). Denkt man sich nun das Parallelogramm als Gelenkparallelogramm ausgebildet, so wird die obige Gleichung auch, wenn das Parallelogramm seine Winkel ändert, bestehen bleiben, da sich keine der Größen x , y , L_1 , L_2 ändert. Dann besagt also diese Gleichung, daß Z immer auf PF bleibt. Außerdem ist das Verhältnis $PZ : PF = y : L_2$ unveränderlich. Fig. 86 zeigt dieselben Verhältnisse wie Fig. 85. Wenn der Punkt P als Pol auf der Zeichnung durch eine Nadel oder sonstwie festgehalten, in Z ein Zeichenstift und in F ein Führungsstift angebracht wird, so wird, wenn man mit F irgendeine Figur umfährt, Z eine dazu ähnliche und ähnlich liegende Figur beschreiben. Im Falle der Fig. 86 würde eine Verkleinerung im Verhältnisse $y : L_2 = CB : CF$ entstehen. Werden die Punkte Z und F in ihren Rollen vertauscht, so entsteht eine Vergrößerung. Macht man, den Verhältnissen der Fig. 86 entsprechend, $L_1 = L_2 = L$, so wird $x + y = L$, und es ist stets $AP = AZ = y$ und $BZ = BF = x$. Um das Maßstabsverhältnis zu ändern, braucht man nur die Gelenkpunkte A und B auf ihren Leisten zu verschieben, und zwar derart, daß einer Verlängerung von CB um z eine Verkürzung von CA um z entspricht, und $CBZA$ ein Parallelogramm bleibt. Dann liegt Z wieder in PF , und das Verkleinerungs-

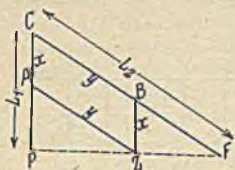


Fig. 85.

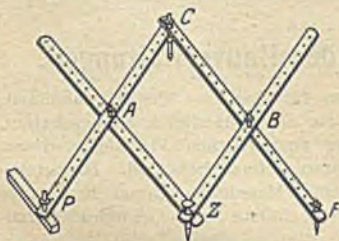


Fig. 86.

verhältnis $\frac{y}{L}$ wird geändert in $\frac{y+z}{L}$.

Im übrigen kann die Verkleinerung oder Vergrößerung eines Planes derart erfolgen, daß man ihn mit einem Quadratnetz von etwa 100 m (verjüngt) Seitenlänge überzieht und auf dem Zeichenbrette, auf welchem der neue Plan hergestellt werden soll, ein Quadratnetz ebenfalls mit 100 m Seitenlänge in dem neuen Maßstabe entwirft. Man trägt dann mit Hilfe eines Umwandlungszirkels die einzelnen Punkte der Urzeichnung in den neuen Plan hinüber. Neben Zirkeln verwendet man Umwandlungsliniale und Umwandlungsdiagramme (auf Metall gerissen). Neuerdings wird für Umwandlungsarbeiten auch die Photographie verwendet.

Das Zusammenstoßen der vorhandenen, in der Regel nach Gemarkungen (Fluren, Katastralgemeinden) getrennten Pläne zu durchgehenden Karten ist am genauesten durchführbar, wenn die vorhandenen Aufnahmen auf ein einheitliches Koordinatensystem begründet sind. Andernfalls lassen sich die einzelnen Pläne in einwandfreier Weise nur zusammenfügen, wenn man zunächst einen Vieleckszug durch das Gelände legt und von diesem aus einzelne feste Punkte, die in dem vorliegenden Kartenmaterial vorhanden sind, einmißt. Dadurch ist es erst möglich, die Einzelpläne in festen Zusammenhang zu bringen und Richtungsfehler, die unter Umständen an Stellen mit scharfen Krümmungen die Linienführung auf dem Plane unsicher machen können, zu vermeiden. In der Regel wird es ohnehin nötig sein, die vorhandenen Pläne durch tachymetrische Nachmessungen im Anschlusse an Vieleckszüge mit möglichst langen Seiten zu vervollständigen, und zwar schon deshalb, weil nur in den wenigsten Staaten die Flurkarten mit Höhenlinien oder sonstigen Höhenangaben ausgestattet sind.

Zur Konstruktion der Höhenlinien (vgl. S. 514) muß in diesem Falle eine hinreichende Zahl von Geländepunkten, darunter der Kontrolle halber möglichst viele solche, die in den vorhandenen Plänen der Lage nach bereits enthalten sind, durch tachymetrische Messungen der Höhe nach bestimmt

werden. Die Tachymeterstandpunkte müssen zu diesem Zwecke durch ein Nivellement festgelegt werden, das möglichst durch Abschluß auf bekannte Höhenpunkte zu versichern ist.

Eine in vielen Fällen ausreichende Genauigkeit kann auch durch barometrische Höheneinschaltung (vgl. S. 510) erzielt werden; dies setzt aber voraus, daß eine hinreichende Zahl von Höhenfestpunkten vorliegt oder durch Nivellements längs Straßen, Flußläufen u. dgl. beschafft werden kann. Die barometrisch aufgenommenen Höhenpunkte werden alsdann auf Grenzen u. dgl. oder auf besonders abgesteckten Hilfslinien durch Abschreiten eingemessen. Bei unübersichtlichem Gelände mit Waldbeständen ist man in der Regel ausschließlich auf die barometrische Höhenmessung angewiesen; man bedient sich dann, um die Höhenpunkte der Lage nach zu bestimmen, der Bussole (Kompaß), indem man diese Punkte durch sog. Bussolenmeßbandzüge verbindet.

Als Bussoleninstrument kommt hierbei die sog. Waldbussole (Diopterinstrument) oder besser ein Bussoleninstrument mit Fernrohr und Höhenkreis zur Anwendung. Weil bei diesen Instrumenten das Fernrohr in der Regel seitlich angebracht ist, muß man jede Teilung in zwei Fernrohrlagen nehmen und das Mittel bilden.

Mit der Bussole kann man in jedem Punkte eines Bussolenzuges die magnetischen Azimute vor- und rückwärts messen (abgesehen von Anfangs- und Endpunkt, wo man überhaupt nur eine Vieleckseite dem magnetischen Azimute nach festzulegen braucht). Man trägt dann den Bussolenzug mit Hilfe eines Strahlenziehers [Alhidadentransporteur von Nagel (S. 514) oder Hammer-scher Strahlenzieher] auf Pauspapier im Maßstabe des Lageplanes auf und paßt ihn dann in letzteren ein, wobei man einen kleinen Schlußfehler durch Verstechen der einzelnen Brechpunkte ausgleichen kann. Die Längen der Vieleckseiten nimmt man bei Bussolenzügen grundsätzlich nicht länger als 20—40 m und arbeitet mit sog. Springständen, d. h. das Bussoleninstrument wird nur auf dem ersten, dritten usw. Vieleckspunkte aufgestellt; auf jedem dieser Punkte wird vor- und rückwärts gepeilt, wodurch die magnetischen Azimute (d. h. Richtungswinkel im Sinne der Vieleckszugberechnung, S. 499) für alle Zugseiten gewonnen werden.

Die Bussolenzüge können auch mit dem Tachymeter gemessen werden, wenn dieses mit einer Bussole (gewöhnlich zum Abnehmen und Aufsetzen eingerichtet) ausgestattet ist; die Zugseiten (auf jedem Springstande die vorhergehende und die nachfolgende) werden dann durch optische Entfernungsmessung bestimmt. Steht ein Tachymeter nicht zur Verfügung, so mißt man die Zugseiten mit dem Stahlband.

2. Ist Kartenmaterial nicht oder nur unzureichend vorhanden, so bedient man sich des tachymetrischen Verfahrens, bei bewachsenem Gelände mit Höheneinschaltung durch Aneroidmessungen (S. 508) und Bussolenzüge (s. oben).

Die Zahl der aufzunehmenden Geländepunkte wird von dem Gelände und seiner Bebauung abhängen; auch kommt es darauf an, in welchem Maßstabe der Lageplan und in welchen Abständen die Höhenlinien gezeichnet werden sollen. Es ist zu empfehlen, die Punkte eher etwas dichter zu legen, als es nach dem Augenscheine erforderlich ist, um beim Zusammenziehen der Schichtenlinien nicht in Zweifel zu geraten und an solchen Stellen, wo sich die Linien in Ovale auflösen (z. B. bei Mulden und Sätteln), eine richtige Wiedergabe der Bodenformen zu ermöglichen.

Bei der Auftragung der Höhenlinien geht man im allgemeinen nicht in die bebauten Ortsteile hinein, weil in diesen wegen der vielfachen Einebnungen und anderer künstlicher Änderungen die Höhenlinien unübersichtlich werden. Man schreibt hier die gemessenen Höhen in den Plan ein.

3. In neuester Zeit hat für Eisenbahnvorarbeiten in Gebirgsgegenden, hauptsächlich in unzulänglichem Gelände, die stereophotogrammetrische Methode Bedeutung erlangt. Diese Methode ist in den letzten Jahren von

Dr. Pulfrich in Jena vollständig ausgebildet worden und beruht auf der photographischen Aufnahme des Geländes von zwei Standpunkten aus. Zwei photographische Aufnahmen eines Geländeabschnittes bei lotrechter Plattenstellung gestatten stets, einen Lageplan mit Höhendarstellung zu entwickeln, wenn nur die beiden Standpunkte der photographischen Kamera (genauer des optischen Mittelpunktes des photographischen Objektivs) gegeneinander festgelegt sind, d. h. die Standlinie gemessen und außerdem auf jedem Standpunkte die Richtung der optischen Achse der Kamera gegen die Standlinie festgelegt ist. Bei der

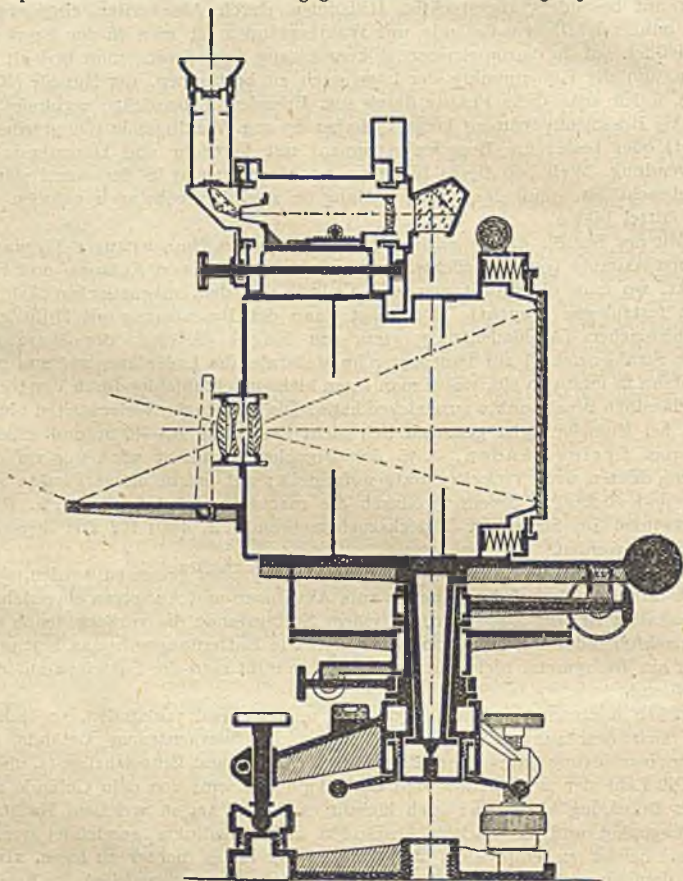


Fig. 87.

stereophotogrammetrischen Methode im Gegensatze zur sog. alten Photogrammetrie (Meßtischphotogrammetrie) arbeitet man in der Regel mit senkrecht zur Standlinie gerichteten optischen Achsen derart, daß die photographische Platte sich bei beiden Aufnahmen in ein und derselben lotrechten Ebene des Raumes befindet, die parallel der Standlinie, d. h. der Verbindungslinie der Standpunkte verläuft.

Zur photographischen Aufnahme dient der Feldphototheodolit (Fig. 87) nach Pulfrich (Firma Carl Zeiß, Jena), eine photographische Kamera, die auf theodolitartigem Unterbau mit Teilkreis steht und außerdem mit einer besonderen Einrichtung versehen ist, um die oben erwähnte, der Stereo-

methode eigentümliche Plattenstellung in bezug auf die Standlinie herzustellen. Der Phototheodolit ist deshalb mit einem Fernrohr ausgestattet, das auf den zweiten Standpunkt eingerichtet werden kann und dient, die Standpunkte durch Winkelmessungen festzulegen. Die Länge der Standlinie wird bei diesem Verfahren durch optische Entfernungsmessung ermittelt, indem im 2. Standpunkte eine horizontale Latte auf einem Dreibein befestigt wird; der parallaktische Winkel (S. 483 unter b) wird durch eine Mikrometerschraube gemessen. Die Höhen der Standpunkte werden nivellistisch oder trigonometrisch gemessen; der Phototheodolit ist zu diesem Zwecke auch mit Einrichtung zur Höhenwinkelmessung versehen. Mit der Aufnahme der photographischen Einzelbilder und Ausführung der zur Festlegung der Standpunkte nötigen Messungen ist die Feldarbeit beendet.

Die Einzelbilder (durch Kontaktdruck hergestellte Diapositive) werden unter dem Stereokomparator (Fig. 88) „ausgemessen“. Dieses Instrument ist im wesentlichen ein mit mikrometrischen Meßeinrichtungen ausgestattetes binokulares Mikroskop, das die stereoskopische Betrachtung der beiden Diapositive vermittelt. Der Beobachter sieht im Stereokomparator vermöge der physiologischen Fähigkeit des stereoskopischen Sehens die beiden Diapositive zu

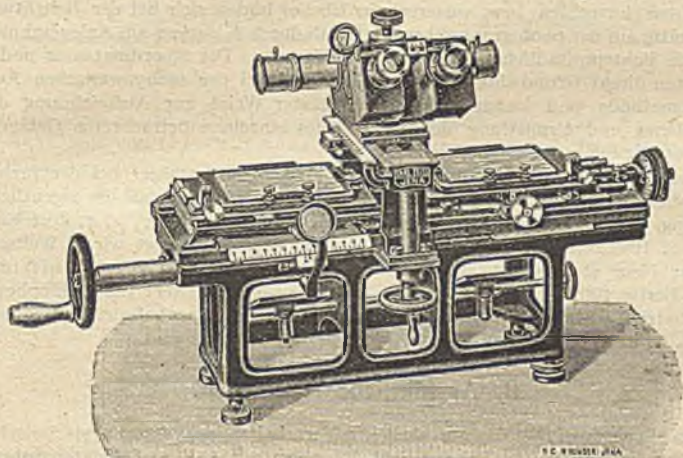


Fig. 88.

einem Bilde vereinigt, in dem alle räumlichen Tiefenunterschiede bis in die feinsten Einzelheiten der Oberflächengestaltung in die Erscheinung treten. In der Bildfeldebene jedes der beiden Einzelmikroskope ist eine Marke angebracht, die vermöge der stereoskopischen Wirkung in bezug auf das Landschaftsbild in einer gewissen räumlichen Tiefe zu schweben scheint, und zwar kann man die Marke mit jedem Punkte der Landschaft in gleiche räumliche Tiefe bringen; dies geschieht, indem man mit einer Mikrometerschraube den Abstand der beiden Einzelbilder unter dem Stereokomparator regelt; bei einem gewissen Normalabstande (Nullstellung der Mikrometerschraube) sieht man die Marke in unendlicher Ferne, d. h. sie steht auf die in der Ferne verschwindenden Objektpunkte der Landschaft, z. B. weit entfernte Höhenzüge, ein. Durch Verstellen der Mikrometerschraube wird der Abstand der beiden Einzelbilder vergrößert, wodurch die Marke näher in den Vordergrund rückt und mit jedem Punkte der Landschaft in gleiche Tiefenlage (zum Aufsitzen) gebracht werden kann. Die Ablesung e an der Schraube (Parallaxe genannt) steht in einfacher Beziehung zur Tiefenlage z , d. i. der räumliche Abstand des im Bilde betrachteten Geländepunktes

von der durch die Standlinie gehenden lotrechten Ebene, und zwar ist $z = \frac{Bf}{e}$,

wobei B die Länge der Standlinie bei der photographischen Feldaufnahme und f die Bildweite der Kamera ist. Man macht dabei von dem Satze Gebrauch, daß allen Punkten einer lotrechten Ebene parallel der Standlinie gleiche Parallaxe zukommt. Voraussetzung ist hierbei aber die oben erwähnte Stellung der photographischen Platten im Augenblicke der Belichtung. Damit ist für die Konstruktion des Lage- und Höhenplanes eine räumliche Koordinate z gewonnen. Die Bildweite f ist für jeden Phototheodolit fest und wird von der Werkstatt angegeben.

Die beiden anderen räumlichen Koordinaten werden ebenfalls am Komparator durch Schlittführungen mit Ableseskalen gemessen, und zwar die Bildabszisse x , d. i. der Abstand des photographischen Bildpunktes von der Hauptvertikale des Bildes und die Bildordinate y , d. i. der Abstand des Bildpunktes vom Horizonte des Bildes, d. i. das Bestimmungsstück für die Höhenlage des Punktes. Diese Ermittlungen brauchen nur in einem der beiden Einzelbilder vorgenommen zu werden, und zwar der Einrichtung des Stereokomparators entsprechend, im linken Bilde. Hauptvertikale und Horizont (d. s. die Spuren der im Momente der Belichtung durch die optische Achse der Kamera gelegt gedachten lotrechten bzw. wagerechten Ebene) bilden sich bei der Belichtung selbsttätig auf der photographischen Platte ab durch 4 Marken am Anlegerahmen für die lichtempfindliche Platte in der Kamera. Die Koordinaten x und y vertreten direkt Grundwinkel bzw. Höhenwinkel bei der tachymetrischen Aufnahmemethode und lassen sich in einfachster Weise zur Aufzeichnung des Lageplanes und Ermittlung der Höhe jedes einzelnen betrachteten Geländepunktes verwerten.

Die Marke im Stereokomparator vertritt den Lattenträger bei der tachymetrischen Aufnahmemethode, nur mit dem Unterschiede, daß die eigentliche Messung, die Bestimmung der räumlichen Koordinaten (hier x , y , z , dort Entfernung, Horizontalwinkel, Vertikalwinkel) ins Zimmer verlegt wird. Weiteres hierzu: Neue stereoskopische Methoden und Apparate von Dr. C. Pulfrich, Jena, Berlin 1903—1909, Verlag von Julius Springer; ferner: Die stereophotogrammetrische Meßmethode und ihre Anwendung auf Eisenbahnbauvorarbeiten von S. Truck, Zeitschr. f. Verm., Jahrg. 1906, Heft 12 und 13.

B. Ausführliche Vorarbeiten.

Im allgemeinen fällt den ausführlichen Vorarbeiten in vermessungstechnischer Hinsicht die Aufgabe zu, genaue Schichtenpläne mit 1—2 m Schichtenabstand zu beschaffen, falls nicht etwa schon die allgemeinen Vorarbeiten mit einer solchen Ausführlichkeit behandelt worden sind, daß diese Pläne bereits vorliegen oder doch auf Grund der vorgenommenen Messungen ohne weiteres gezeichnet werden können. In diesem Falle wird die Trasse ihrer horizontalen Lage nach ohne besondere Grundrißaufnahmen festgelegt werden können, und die ausführlichen Vorarbeiten bestehen dann im wesentlichen in der Übertragung der Trasse ins Feld und aus nivellistischen Arbeiten (Aufnahme eines Längsschnitts der abgesteckten Achse und Aufnahme von Querschnitten). Grundrißaufnahmen werden dann in der Regel nur zur Beschaffung der Grunderwerbsskarten nötig, wenn nicht genügend genaue Katasterkarten vorliegen, oder wenn besondere Ansprüche an diese Unterlagen hinsichtlich Maßstabsverhältnis, Genauigkeitsgrad usw. gestellt werden.

Sind die allgemeinen Vorarbeiten nicht mit der oben vorausgesetzten Ausführlichkeit behandelt, so hat man sich des tachymetrischen Verfahrens zu bedienen und hierbei durch sorgsame Ausführung der Messungen im Felde und der Auftragsarbeiten im Zimmer die diesem Verfahren innewohnende Genauigkeit voll auszunutzen; dies gilt insbesondere im Gebirge und im Hügellande, weil hier eine geringe Änderung der Trasse nach Lage und Höhe großen Einfluß auf die Erdmassenbewegung und damit auf die Baukosten ausüben kann.

Die Genauigkeit der Höhenbestimmung in Schichtenplänen für Eisenbahnvorarbeiten, wie sie durchschnittlich bei sorgsamer Ausführung erzielt werden kann und im übrigen den bautechnischen Anforderungen genügt, wird nach Koppe durch die Formel $m = + (0,5 + 5 \tan \alpha)$ dargestellt, worin α den Neigungswinkel des Geländes und m in Metern den mittleren Fehler einer aus dem Schichtenplane entnommenen Höhe darstellt.

Im weiteren fällt den ausführlichen Vorarbeiten die Aufgabe zu, die in den Plan eingezeichnete Trasse in die Natur zu übertragen.

a) **Abstecken der geraden Linien.** Gerade Linien können im allgemeinen von einem der beiden Endpunkte aus entweder mit freiem Auge oder unter Zuhilfenahme des Theodoliten (der Kontrolle halber stets in beiden Fernrohrlagen) eingerichtet werden. Die Anwendung des Theodoliten ist unerlässlich in hügeligem und gebirgigem Gelände. Wenn von dem einen Endpunkte A aus der andere B nicht sichtbar ist, so führt oft das Einschwenken aus der Mitte zum Ziele (s. Fig. 89). Hierzu sind zwei Personen in C und D nötig, von denen C



Fig. 89.

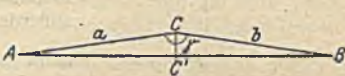


Fig. 90.

sich irgendwo in der Nähe der Geraden AB aufstellt und D auf A einrichtet, worauf C sich von D nach B einweisen läßt, dann wieder D auf A einrichtet usf. Nach einigen Wiederholungen kommen C und D von selbst in die gerade Linie AB .

Sehr lange gerade Linien, die meistens von keinem der beiden Endpunkte aus eingesehen werden können, steckt man „aus der Mitte“ ab. Man stellt sich in einem Punkte C auf, der bereits möglichst nahe in der geraden Linie AB liegt und von dem aus man A und B sieht, mißt $\sphericalangle ACB = \gamma$ und ermittelt aus dem Plane oder sonstwie die genäherten Längen $a = AC$ und $b = BC$ (s. Fig. 90). Ist dann $\varepsilon'' = 180 - \gamma$ (in Sekunden verwandelt), so kann man das Stichmaß CC' , um welches C seitlich zu verschieben ist, berechnen aus

$$CC' = \frac{a b}{a + b} \frac{\varepsilon''}{206\,265}$$

woraus sich CC' in m ergibt, wenn a und b in m genommen sind. Um festzustellen, ob nunmehr C' in AB liegt, stellt man sich in C' auf, mißt $\sphericalangle AC'B$ und wiederholt die Rechnung. Aus dem erhaltenen Werte wird man erkennen, ob eine weitere Verbesserung von C' nötig ist.

b) **Kreisbogenabsteckung.** Bei den ausführlichen Vorarbeiten liegen als Bestimmungsstücke die Tangenten in den Endpunkten des Bogens und dessen Halbmesser vor. Der Schnittpunkt der Tangenten gibt den Winkelpunkt ($W. P.$), und es handelt sich nun weiter um die Bestimmung der Bogenmitte ($B. M.$), sowie des Bogenanfanges und Bogenendes ($B. A.$ und $B. E.$)

Soll der Kreisbogen ohne jede Rücksichtnahme auf Übergangsbögen (bei Bahnachsen) abgesteckt werden, so stellt man den Theodoliten in W (Fig. 91) auf, mißt den Winkel γ und setzt mittels der Kreisteilung die Winkelhalbierende WO ab, auf der die Bogenmitte M liegt. Bei Benutzung der bekannten Kurventafeln von Sarrazin und Overbeck, Verlag von Julius Springer, Berlin, bildet man zunächst den Winkel

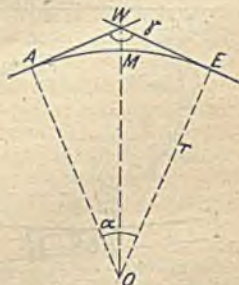


Fig. 91.

$AOE = \alpha = 180 - \gamma$ und berechnet $WM = r \left(\sec \frac{\alpha}{2} - 1 \right)$ und $WA = WE = r \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}$. Diese Werte lassen sich für $r = 1$ aus Taf. I der Sarrazinischen Tafeln bei gegebenem α unmittelbar entnehmen (vgl. auch die Tafeln S. 34). Hiermit sind die Hauptpunkte des Bogens festgelegt. Zur Rechen- und Meßprobe

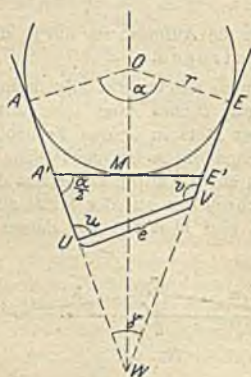


Fig. 92.

für die Durchstationierung ist $AME = \frac{\pi r \alpha}{180}$; die Tafeln geben den Wert $\frac{\pi \alpha}{180}$, d. i. die Bogenlänge für $r = 1$. Über die weitere Absteckung und Stationierung des Bogens s. S. 523.

Ist der W. P. unzugänglich, so nimmt man auf den beiden Tangenten die Punkte U und V an, so daß $UV = e$ gemessen werden kann, und mißt außerdem die Winkel u und v (Fig. 92). Es ist dann $\alpha = 360^\circ - u - v$, $WU = \frac{e}{\sin \alpha} \sin v$,

$$WV = \frac{e}{\sin \alpha} \sin u,$$

ferner $WA' = WE' = \frac{r}{\sin \frac{\alpha}{2}} \left(\sec \frac{\alpha}{2} - 1 \right)$, woraus sich $UA' = WA' - WU$,

$VE' = WE' - WV$ bilden und die Punkte A' und E' abstecken lassen. Die Punkte A und E (B. A. und B. E.) finden sich, wenn man von A' und E' aus die Strecke $A'A = E'E = WA' \cos \frac{\alpha}{2} = r \operatorname{tg} \frac{\alpha}{4}$ absetzt. Zur Prüfung und als Grundlage für die Absteckung der Einzelpunkte des Bogens sucht man noch die Bogenmitte M auf. Man setzt zu diesem Zwecke auf $A'E'$ sowohl von A' , wie von E' aus die Tangentenlänge $A'A = A'M = E'E = E'M$ ab und muß dann, von unvermeidlichen Fehlern abgesehen, zu demselben M gelangen.

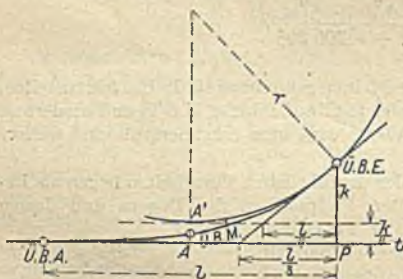


Fig. 93.

Bei Eisenbahnvorarbeiten ist es zweckmäßig, bereits bei der ersten Aussteckung der Bauachse im Gelände Rücksicht auf die Übergangsbögen zu nehmen.

Bei Anwendung der kubischen Parabel als Übergangsbogen kann man deren Gleichung, bezogen auf die Tangente im Anfange des Übergangsbogens (Ü. B. A., Fig. 93) stets in der Form

$$y = k \left(\frac{x}{l} \right)^3$$

darstellen; dabei bedeutet l die Länge des Übergangsbogens, gemessen in



Fig. 94.

der X -Achse und k die Ordinate im Ü. B. E., d. h. für $x = l$. Für die Festwerte k und l bzw. ihre Berechnung bei gegebenem Halbmesser des anschließenden Kreisbogens und gegebener höchster zulässiger Fahrgeschwindigkeit bestehen bei den einzelnen Bahnverwaltungen besondere Vorschriften.

Die Einlegung der Übergangsbögen am Anfange und Ende eines Bogens vom Halbmesser r ist stets möglich, wenn man den Kreisbogen um das Maß $\frac{k}{4}$ nach innen verschiebt. Man steckt zu diesem Zwecke, nachdem man die Winkelmessung auf W (Fig. 94), d. i. der Schnittpunkt der Tangenten t , vorgenommen und die Winkelhalbierende abgesetzt hat, mit $WW' = \frac{k}{4 \sin \frac{\gamma}{2}}$

den Punkt W' ab. Von W' aus legt man nach den obigen Formeln die Bogenmitte M' (Fig. 94) und auf den im Abstände $\frac{k}{4}$ parallel zu den Tangenten t abgesteckten Geraden t' die Punkte A' und B' (Fig. 93 und 94) fest. Setzt man A' auf t hinüber, so bekommt man A , von dem aus nach beiden Seiten das Maß $\frac{l}{2}$ abgesetzt wird, womit man Ü. B. A. und den Punkt P in Fig. 93 erhält. Errichtet man in P eine Senkrechte von der Länge k , so erhält man Ü. B. E., in dem der eigentliche Kreisbogen beginnt. Die Mitte Ü. B. M. des Übergangsbogens halbiert die Ordinate AA' weil die Ordinate des Übergangsbogens hier $= \frac{k}{8}$ ist.

c) Absteckung einzelner Bogenpunkte nebst Durchstationierung des Bogens kann entweder mit dem Theodolit, der in einem der bereits bestimmten Hauptpunkte (B. M., B. A. und B. E.) fest aufgestellt wird oder mit wanderndem Instrument, z. B. Prismenrolle (S. 470) erfolgen. Beide Verfahren beruhen auf dem Satze von der Gleichheit der Umfangswinkel im Kreise.

Benutzt man den Theodolit, so stellt man sich in der Bogenmitte M (Fig. 95) auf; ist die Stationierungsangabe für B. A. (Fig. 95) oder Ü. B. M. (Fig. 93) bekannt, z. B. $= 17 + 24,4$, und soll der im Kreisbogen liegende Punkt $P_1 = 17 + 40$, weiterhin $P_2 = 17 + 60$ usw. abgesteckt werden, so bildet man $s' = 15,6$ m

und berechnet den zugehörigen Umfangswinkel α' aus $\sin \alpha' = \frac{s'}{2r}$, ferner den Umfangswinkel α zur Sehne $s = 20$ m aus $\sin \alpha = \frac{s}{2r}$ oder entnimmt

diese Winkel, z. B. aus Taf. IX der Sarrazinschen Tafeln, wo für Halbmesser von 20—5000 m und zu jeder vorkommenden Bogenlänge die Umfangswinkel direkt entnommen oder doch zusammengesetzt werden können. Die übrigen Umfangswinkel bleiben dann, solange man von 20 zu 20 m weiter stationiert, unverändert. Man stellt die Zielachse des Fernrohrs auf B. A. in Fig. 95, bzw. auf A' in Fig. 93 ein, liest ab und dreht den Theodolit um den Winkel α' nach links; von M aus kann dann der Punkt $P_1 = 17 + 40$ eingewiesen werden, indem gleichzeitig mit dem Stahlbande B. A. — $P_1 = s'$ abgemessen wird. Wird der Theodolit weiter gedreht, nunmehr um den Winkel α , so gelangt man in gleicher Weise zum Punkte $P_2 = 17 + 60$ usw. Ist man an dem vor M gelegenen Stationspunkte P_3 angelangt, so dient das Maß P_3M als Rechen- und Meß-

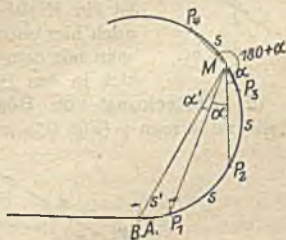


Fig. 95.

probe, weil aus der halben Bogenlänge (S. 522) die Stationsangabe für M gerechnet werden kann. Beim Übergange von P_3 auf P_4 hat man aber den Theodolit nicht um den Winkel α , sondern um $180^\circ + \alpha$ nach links zu drehen, d. h. man stellt das Fernrohr wieder auf die um α verminderte Ablesung ein und schlägt durch; dann weist die Zielachse nach P_4 , und P_4 wird gefunden, indem man von M aus das der Stationierung entsprechende Maß MP_4 absetzt. Eine weitere Probe hat man am Ende des Bogens, wo man mit dem aus der Bogenlänge folgenden Stationswerte ankommen muß. Außerdem empfiehlt es sich, aus dem auf W gemessenen Winkel γ den Peripheriewinkel $\varphi = 90^\circ + \frac{\gamma}{2}$ für den ganzen Bogen zu berechnen und sich zu ver-

gewissern, ob die Sichten von M nach B. A. und B. E. den Winkel φ einschließen. Sind Übergangsbögen eingelegt worden, so tritt an Stelle von B. A. der Punkt A' in Fig. 93 und an Stelle von B. E. der entsprechende Punkt des nach innen verschobenen Kreisbogens, also nicht Ü. B. M.

Es empfiehlt sich, im Freien durch Absteckung der Hauptpunkte vorzuarbeiten und im Zimmer die nötigen Umfangswinkel und die Stationierung zu berechnen, so daß man bei der weiteren Absteckung im Felde alles zur Absteckung erforderliche Zahlenwerk zur Hand hat.

Wer die Rechnung hierbei möglichst vermeiden will, kann auch Einzelpunkte von BA ab mit festem Umfangswinkel, z. B. 1° abstecken; man muß dann die zugehörige Sehne s aus der Formel $s = 2r \sin 1^\circ$ mit Hilfe einer Tafel der natürlichen Funktionswerte rechnen oder direkt aus einer geeigneten Tafel (z. B. Jordan, Handbuch der Vermessungskunde, II. Bd., 1908, S. 42) entnehmen. Die Stationierung des Bogens muß dann hinterher ausgeführt werden (S. 525 unter d).

Man kann den Theodolit auch in B. A. (Fig. 95) aufstellen; in diesem Falle richtet man die Zielachse auf die Tangente bzw. auf W. P. (bei eingelegtem Übergangsbogen auf den Punkt W' in Fig. 89) und dreht dann wieder um den Winkel α' nach links, um P_1 (Fig. 95) zu finden. Das Verfahren ist im übrigen dasselbe wie bei Absteckung von B. M. aus, aber weniger genau, namentlich bei Bögen mit großem Mittelpunktswinkel.

Bei der Absteckung mit wanderndem Instrumente (Prismenröhrchen oder dgl.) kann man die Rechnung ganz vermeiden, wenn außer B. A. und B. E. die B. M. bereits abgesteckt ist. Man stellt sich dann zunächst in B. M. auf und stellt das Instrument derart ein, daß es den Winkel $AME = \varphi$ (Fig. 96) faßt. Zur Prüfung liest man, falls das Instrument dazu eingerichtet ist, diesen Winkel ab, wobei sich



Fig. 96.

$\varphi = 90^\circ + \frac{\gamma}{2}$ ergeben muß. Jeder Punkt P , von dem aus A und E (d. h. B. A. und B. E.) unter dem Winkel φ erscheinen, ist ein Kreisbogenpunkt. Die einzelnen Bogenpunkte werden auch hier unter Zuhilfenahme des Stahlbandes festgelegt, indem man mit dem Instrumente immer so fortwandert, daß A und E sich in den Prismen decken.

d) Absteckung von Bögen ohne Winkelmeßinstrument. In diesem Falle mißt man γ (Fig. 97), oder da γ in der Regel $> 90^\circ$, seine Ergänzung α

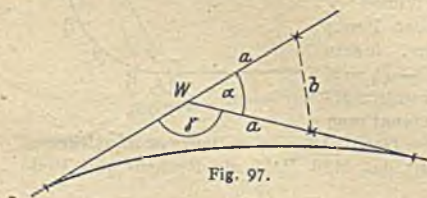


Fig. 97.

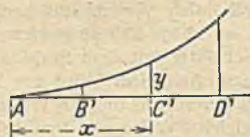


Fig. 98:

zu 180° , etwa nach dem auf S. 494 angegebenen Verfahren oder nach Fig. 97, indem man auf den Schenkeln von α gleiche Stücke a absetzt und b mißt.

Dann ist $\sin \frac{\alpha}{2} = \frac{b}{2a}$. Zu $\frac{b}{2a}$ findet man aus Spalte 4 der Taf. I der Sarrazinschen Tafeln direkt α .

Nachdem B. A. und B. E. wie oben abgesteckt sind, können die Bogenpunkte von der Tangente aus abgesteckt werden, wobei man gleiche Abszissenunterschiede $AB' = B'C' = C'D'$ (Fig. 98) nimmt. Zur Abszisse x gehört die Ordinate $y = r - \sqrt{r^2 - x^2}$ oder näherungsweise $y = \frac{x^2}{2r} + \frac{x^4}{8r^3}$,

worin man rechts das 2. Glied vernachlässigen kann, falls x im Verhältnis zu r klein ist. Ist es, Tafeln zu benutzen, z. B. Taf. II von Sarrazin, aus der die y für $x = 10, 20, 30$ usw. m bei $r \geq 1000 m$ und für $x = 20, 40, 60$ usw. m bei $r > 1000 m$ zu entnehmen sind. Die Ordinaten werden mit dem Winkelprisma abgesetzt; von jeder Tangente aus wird nur die zugehörige Bogenhälfte abgesteckt, die andere Hälfte von der anderen Tangente aus. Schließlich stationiert man den Bogen durch, indem man die Stationspunkte einmißt und nach dem Augenmaß oder genauer nach Fig. 99 einschaltet. Soll zwischen die Punkte M und N , die auf dem Kreise vom Halbmesser r liegen und die Sehne $MN = a$ fassen, ein Bogenpunkt P im Abstände x von M eingeschaltet werden, so hat man

das Stichmaß für P genähert aus $y = \frac{x(a-x)}{2r}$.

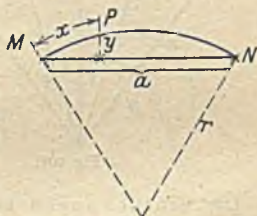


Fig. 99.

Die Formel gilt nur für flache Bögen, d. h. wenn a klein gegen r ist. Die Probe liegt auch hier in der Berechnung der Bogenlänge und Vergleichung derselben mit der durchgemessenen Stationierung. Man kann hier auch die B. M. abstecken, indem man das unter e) beschriebene Verfahren anwendet, d. h. auf der Verbindungslinie AE zwischen B. A. und B. E. eine Mittelsenkrechte errichtet (Fig. 100) und auf dieser das Maß s_0 (s. unter e) absetzt. Zur Prüfung kann man dann noch die Entfernung WM (Fig. 100) nach S. 522 berechnen und messen.

e) Das Abstecken von der Sehne aus ist im allgemeinen nur für kurze Bögen zu empfehlen. Man steckt zunächst die Bogenmitte M ab, indem man in der Mitte M' der Sehne AE die

Ordinate $s_0 = 2r \sin^2 \frac{\alpha}{4}$ errichtet (s. Fig. 100). Weitere

Bogenpunkte, z. B. den zur Abszisse $M'N = x$, findet man mittels der Ordinate $s = s_0 - y$, worin y die Ordinate des Bogenpunktes von der Tangente aus bedeutet, die nach S. 525 unter d) ermittelt wird und hinreichend genau $y = \frac{x^2}{2r}$ ist.

f) Einrückungen. Ist in einem Punkte des Bogens, z. B. im Bogenanfang A , die Lage der Tangente gegeben (Fig. 101), so kann man durch Einrücken von dieser Tangente aus beliebig viele Bogenpunkte in gleichen Abständen bestimmen. Man wählt ein rundes

Maß $x = 5$ oder $10 m$ und berechnet $y = \frac{2x^2}{r}$. Mit $AW = x$ und $AA'_1 = 2x$ steckt man die Punkte W und A'_1 ab, darauf mit der Ordinate y den Bogenpunkt A_1 und dann ist WA_1 die Tangente im Punkte A_1 ; das Verfahren läßt

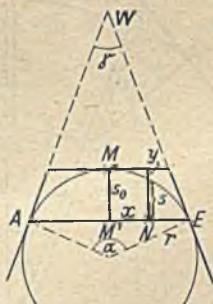


Fig. 100.

sich nun von der verlängerten Tangente A_1W_1 aus beliebig oft wiederholen. Die Bogenpunkte W', W'_1 usw. findet man, indem man in Mittelpunktsrichtung das Maß $\frac{y}{4}$ absetzt. Bei $r \geq 100$ m kann man $x = 10$ m nehmen; bei kleineren Halbmessern nimmt man $x = 5$ m. Das Verfahren gibt Bogenpunkte, die im Bogenabstände x aufeinander folgen.

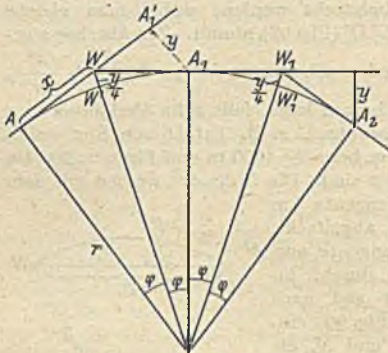


Fig. 101.

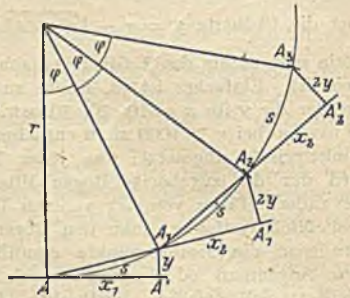


Fig. 102.

Die Einrückungen können auch von der Sehne aus vorgenommen werden (Fig. 102). Man nimmt hier den Bogenabstand $s = 5, 10, 15, 20$ oder 25 m (Bandlänge) und berechnet $y = \frac{s^2}{2r}$. Man steckt dann zunächst von der Tangente im Anfangspunkte A aus den Punkt A_1 ab, für den die Abszisse $x_1 = s$ und die Ordinate y ist. Die weiteren Punkte A_2, A_3 usw. werden von der Sehne aus bestimmt, und es ist für diese $x_2 = s$ und die Ordinate $= 2y$ zu nehmen. Auch hier nimmt man für $r < 100$ m $s = 5$ m. Die Punkte folgen im Abstände s aufeinander.

Im allgemeinen ist das Einrückungsverfahren wegen der Fehlerhäufung weniger genau als andere Verfahren.

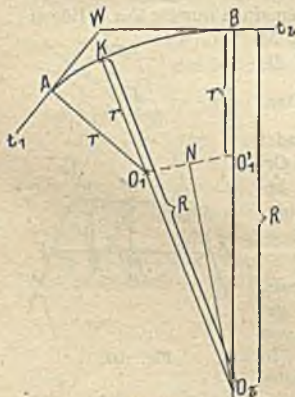


Fig. 103.

g) Korbbögen. Sollen zwei Gerade, t_1 und t_2 (Fig. 103), durch einen Bogen AB verbunden werden, wobei aber WA von WB verschieden ist, so kann dies nur durch einen Korbbogen, d. h. durch einen aus zwei Kreisbögen zusammengesetzten Bogen erreicht werden. Dabei ist Bedingung, daß im Bogenwechsel K die beiden Kreisbögen AK und KB mit den Halbmessern r bzw. R die Tangente gemeinsam haben. Die Aufgabe ist sofort bestimmt, wenn der eine der beiden Halbmesser, z. B. r , gegeben ist oder angenommen wird, wie man aus Fig. 103 erkennt, in der NO_2 die Mittelsenkrechte auf O_1O_1' ist; dann ist $BO_2 = R$ der Halbmesser des Bogens KB . Man errichtet also in A und B die Senkrechten AO_1 und BO_1' von der Länge r , zieht O_1O_1' und zeichnet die Mittelsenkrechte zu O_1O_1' , die die Verlängerung von BO_1' in O_2 schneidet. Damit ist R gefunden. O_2 ist dann

der Mittelpunkt des 2. Kreisbogens mit dem Halbmesser R . Der Punkt K liegt auf O_2O_1 und O_1 ist der Mittelpunkt des Kreisbogens vom Halbmesser r .

Um bei gegebenem A und B ($WA = a$, $WB = b$) in Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse zunächst zeichnerisch die günstigste Auswahl unter den verschiedenen Möglichkeiten hinsichtlich der Halbmesser treffen zu können, bedient man sich des zeichnerischen Verfahrens in Fig. 100.

Man berechnet $\rho_1 = \frac{a+b}{2} \tan \frac{\gamma}{2}$ und zeichnet mit ρ_1 als Halbmesser einen Kreis, der die beiden Tangenten t_1 und t_2 berührt; um den Mittelpunkt O dieses Kreises zeichnet man einen zweiten Kreis mit dem Radius $\rho_2 = \frac{a-b}{2}$. Jede

Tangente t an den letzteren Kreis gibt dann einen der unendlich vielen möglichen Korbbögen, indem t auf den in A und B auf t_1 bzw. t_2 errichteten Senkrechten die Mittelpunkte O_1 und O_2 der beiden Bögen mit den Halbmessern r und R ausschneidet. Zieht man nach $OC \parallel t$ und legt in C die Tangente an den Kreis mit dem Halbmesser ρ_1 , so schneidet diese t im Bogenwechsel K . Man wird dadurch in die Lage kommen, für R und r zunächst nahezu runde Werte anzugeben, z. B. $R = 399$ m und $r = 202$ m. Aufgabe der örtlichen Absteckung ist es nun, den einen der beiden Berührungspunkte, etwa A , noch um ein geringes Maß derart zu verschieben, daß beispielsweise ein Korbbogen mit $R = 400$ m und $r = 200$ m eingelegt werden kann.

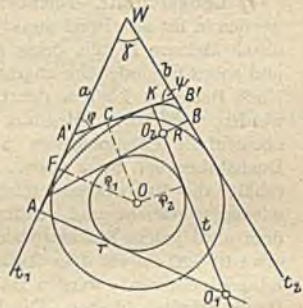


Fig. 104.

Diese Aufgabe wird nach Jordan in folgender Weise gelöst: Gegeben ist dann z. B. R , r , $b = WB$ und γ , gesucht $a = WA$. Man berechnet zunächst den Winkel $WA'B' = \varphi$ (Fig. 104) aus

$$\cos \varphi = \frac{R + r \cos \gamma - b \sin \gamma}{R - r}$$

und findet damit a aus der Gleichung

$$a = (R - r) \sin \varphi + r \sin \gamma + b \cos \gamma.$$

Dieser Wert a wird von dem ursprünglich angenommenen etwas abweichen, wonach A in der Natur entsprechend zu verschieben ist. Der oben berechnete Winkel φ wird zur Absteckung des Bogens AK bzw. seines Winkelpunktes A' ohnehin gebraucht, da $AA' = r \tan \frac{\varphi}{2}$. Aus φ ergibt sich auch $\psi = 180$

$-\gamma - \varphi$ und hieraus die Lage des Winkelpunktes B' des Bogens KB . Zur Probe mißt man im Felde $A'B'$ und dieses muß $= AA' + BB'$ sein (Fig. 104), wobei $BB' = B'K = R \tan \frac{\psi}{2}$ ist. Zieht man die Tangente t senkrecht AB , so erhält man denjenigen Korbbogen, für welchen das Verhältnis $\frac{R}{r}$ der Einheit am nächsten ist, d. h. denjenigen Korbbogen, der in K die geringste Krümmungsänderung aufweist.

h) Festlegung des Tangentenzugs. Das durch die Winkelpunkte gegebene Vieleck ist im Felde sorgfältig zu versichern, weil die Tangenten als Messungslinien für die Grundstücksaufnahmen vor und nach dem Bau zu dienen haben und weil die Möglichkeit gewahrt werden muß, von ihnen aus die ursprüngliche Gleislage jederzeit wieder abzustecken, wenn

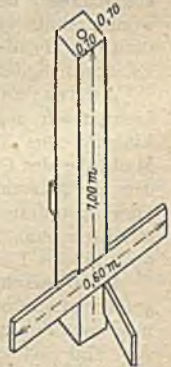


Fig. 105.

sie unter den Einwirkungen des Betriebes und infolge mangelhafter Unterhaltung ungenau geworden ist. Der Tangenzug ist daher so zu sichern, daß sein unversehrtes Bestehenbleiben gewährleistet ist. Zu diesem Zwecke werden in die Tangenten an Standorten, die weder durch den Bahnbau, noch durch den Landwirtschaftsbetrieb berührt werden können, Pfähle, wie in Fig. 105 skizziert, eingesetzt, so daß sie 30—40 cm herausragen. Außerdem werden diese Pfähle noch umschlagen. In langen Geraden werden zur Festlegung der Achse links und rechts ebensolche Pfähle an sicheren Standorten, möglichst in Höhe der künftigen Schienenoberkante, eingesetzt und sorgfältig eingemessen.

Nach Beendigung des Baues und vor der Nachvermessung wird jede Tangente durch gut bearbeitete, mit Bohrung versehene Granitsteine festgelegt, die möglichst auf Bahnland eingelassen werden.

i) Längsschnitt. Nachdem die Achse durchstationiert und verpfählt ist, werden in ihr alle Brechpunkte des Geländes, Gräben, Feldränder, Grenzen usw. durch kleinere Pfähle, deren Oberkante nur wenig über das Gelände hervorragend und somit Geländehöhe angibt, verpfählt und in die Stationierung eingemessen. Nach Befinden können den Geländepfählen noch Nummerpfähle beige schlagen werden. Für diese Messung legt man ein besonderes Feldbuch an, in dem nötigenfalls entsprechende Skizzen entworfen und jeder Einzelpunkt einen Buchstaben *a*, *b*, *c* usw., ferner die Stationierungsangabe beige geschrieben erhält; die Buchstabenbezeichnungen werden beim Längsnivellement (S. 505) wieder gebraucht und schützen vor Irrtümern und Verwechslungen. Außerdem wird jedem Stationspfahl ein Geländepfahl (in Richtung der Stationierung etwa 10—20 cm vor dem Stationspfahl eingeschlagen) beigegeben. Vor Beginn des Längsnivellements werden Höhenfestpunkte (F. P.) abgesteckt, die während des Baues erhalten bleiben. Die F. P. werden, falls geeignete natürliche Punkte, wie z. B. Felsecken, feste Rainsteine, Treppenstufen, Türschwelle u. dgl., nicht vorhanden sind, durch mindestens 8 cm starke und 1,50 m lange Pfähle mit halbkugelförmigem geschmiedeten Nagelkopf auf der oberen Schnittfläche an geschützten Stellen festgelegt derart, daß sie bei den Erdarbeiten nicht verschüttet werden können und etwa 30—40 cm über das Gelände hervorragend. Es empfiehlt sich, die F. P. und W. P. durch Umschlagen mit 3 Pfählen, die durch Riegel verbunden werden, vor Beschädigungen zu schützen. Auf 1 km Bahnlänge nimmt man 3—4 F. P.

Das Längsnivellement (nach Schema S. 505) wird getrennt in ein Festpunktnivellement und ein Nivellement für die Einzelpunkte. Bei jenem werden nur die F. P. mitgenommen. Hierbei wird grundsätzlich mit nahezu gleichen Zielweiten nicht über 50—75 m gearbeitet, so daß in der Regel jeder F. P. zugleich als Wechsel benutzt wird; außerdem wird das Festpunktnivellement mindestens doppelt, d. h. hin und her ausgeführt. Nachdem es gehörig abgeschlossen und versichert ist und die Höhen der einzelnen F. P. ausgerechnet worden sind, wird das Nivellement für die Einzelpunkte ausgeführt, bei dem sämtliche in der Achse abgesteckten Geländepfähle mitgenommen werden. Es wird lediglich zwischen die F. P. eingehängt (nach Schema S. 506).

Auftragung des Längsschnitts auf Millimeterpapier (oder, wenn Lichtpausen angefertigt werden sollen, auf Millimeterpauspapier mit braunen Linien). Den Maßstab für die Längen wählt man grundsätzlich gleich dem Maßstabe der Grunderwerbskarten oder sonstigen Grundrisse. Die Höhen werden im Maßstabe der Querschnitte, meist 1:200¹ oder 1:100 aufgetragen. Diese Anordnung ist zweckmäßig, weil sie ermöglicht, aus Grundriß und Querschnitten ohne Maßstabsänderung Längen bzw. Höhen (z. B. Grabentiefen und dgl.) in den Längsschnitt zu übertragen und umgekehrt.

k) Querschnitte. Die Aussteckung senkrecht zur Achse erfolgt in der geraden Linie ohne Schwierigkeit mittels Winkelprisma; im Bogen bezeichnet man zwei Punkte *A* und *B* der Bauachse (Fig. 106), die gleich weit von *P* aus vor- und rückwärts liegen, durch Fluchtstäbe und errichtet dann nach beiden Seiten auf *AB* diejenige Senkrechte, welche durch *P* hindurchgeht.

Die Festlegung des ausgerichteten Querschnitts durch Pfähle links und rechts der Achse kann in der Regel unterbleiben, da vor Beginn des Grunderwerbs, nachdem die Trasse in ihren Einzelheiten festgelegt ist, die künftigen Bahnbreiten ausgesteckt werden. Dies geschieht durch Pfähle, die in den Querschnitten links und rechts der Achse in planmäßigem Abstände von dieser eingeschlagen werden. Die Breitenpfähle können, wenn sie genau in die Querschnitte eingerichtet werden, später dazu dienen, verlorengegangene oder verschüttete Achspunkte wiederherzustellen. Aufnahme der Querschnitte in ebenem oder mäßig geneigtem Gelände mit dem Nivellierinstrument. Man stellt dieses möglichst so auf, daß alle Punkte des Querschnitts mit der Latte erreicht werden können.

Die Ablesungen werden in einem Handrisse aufgeschrieben (Fig. 107), in den die Gestalt des Querschnitts skizzenhaft einzeichnen ist. Wenn dieser nicht von einem Stande aus aufgenommen werden kann, so setzt man um; in diesem Falle muß ein geeigneter Punkt des

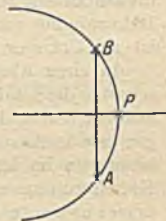


Fig. 106.

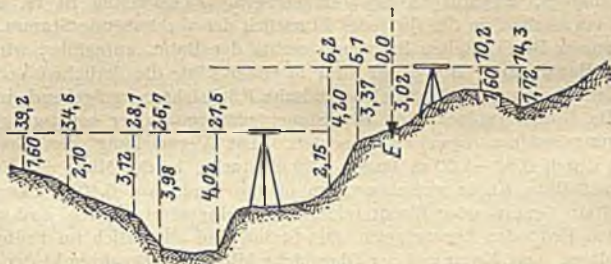


Fig. 107.

Querschnitts von beiden Ständen aus abgelesen werden. Es genügt im allgemeinen, die Latte auf cm, die Entfernungen von der Achse am Stahlband in dm abzulesen. Querschnitte in schwierigem Gelände sind mit dem Tachymeter aufzunehmen; man stellt sich mit dem Instrumente in den Querschnitt.

Für die Aufzeichnung der Querschnitte nimmt man gewöhnlich den Maßstab 1 : 200. Man rechnet aus der Höhe des Achspunktes zunächst den Instrumenthorizont und schreibt dessen N.N.-Höhe in den Handriß ein; aus dem Horizont können die Höhen aller Punkte des Profils berechnet und in den Handriß eingetragen werden. Mit den berechneten Höhen kann die Auftragung des Querschnitts auf Millimeterpapier leicht erfolgen; jeder fertiggezeichnete Querschnitt muß an passender Stelle unter der Geländeschnittlinie eine Horizontlinie mit vollen Metern über N.N. erhalten, damit man später die neuen Erdkörper leicht eintragen kann; außerdem wird die Höhe über N.N. an charakteristischen Punkten des Profils (Achse, Grabensohlen, Wasserspiegel, Weghöhen u. dgl.) eingetragen.

1) Grunderwerbsskizzen (Enteignungspläne) und Vermessungsregister (Flächenverzeichnisse). Für die Herstellung der Grunderwerbsskizze, die bei freihändigem Erwerb als Grundlage für die Kaufverhandlungen dient und im Falle der Enteignung als hauptsächlichste Unterlage des Verfahrens bei den Enteignungsbehörden einzureichen ist, bedient man sich entweder vorhandener Katasterunterlagen, die nach Befinden durch einen Landmesser zu vervollständigenden sind, oder es wird eine besondere Vorvermessung, und zwar dann im engsten Anschlusse an den abgesteckten Vielecks- (Tangenten-) Zug ausgeführt.

Bei Einmessung der abgesteckten Achse bzw. bei der Neuaufnahme ist darauf zu achten, daß alle Grenzpunkte, die durch den Bau verschüttet oder

sonst verwischt werden können, durch Naturmaße gegen die als Messungslinie zu benutzenden Vieleckseiten festgelegt werden, weil es sonst nicht möglich ist, die zur Bahn usw. gekommenen Flächen bei der Nachvermessung aus Naturmaßen zu ermitteln und die Schnittpunkte der Privatgrenzen mit der künftigen Bahnrainung seinerzeit genau festzulegen. Das Urstück der Grunderwerbskarte ist als Urkunde (auch Grundstücksurkunde genannt) aufzubewahren.

In einer Abzeichnung (Umdruck) dieser Urkarte sind auf Grund der Querschnitte die künftigen Bahnbreiten einzutragen und die hiernach zu erwerbenden, außerdem aber die dauernd zu belastenden und die vorübergehend zu Ablagerungen usw. in Anspruch zu nehmenden Flächen, ferner auch die Wegeanlagen u. dgl. besonders zu kennzeichnen, auch mit besonderen Plannummern (neben den Katasternummern) zu versehen. Der so ausgeführte Grundriß ist als Grunderwerbskarte (Enteignungsgrundriß) zu bezeichnen.

Zur Grunderwerbskarte ist ein Vermessungsregister (Flächenverzeichnis) anzufertigen, in dem jedes in Anspruch genommene Flurstück nach Besitzer, Kulturart, Flächengröße u. a. m. aufzuführen ist. In besonderen Spalten werden die für die neuen Anlagen gebrauchten Flächen, getrennt nach Bahnkörper, Nebenanlagen, Wegeanlagen usw. eingetragen. Zweckmäßig ist es, auch eine Spalte vorzusehen, in der für jedes Flurstück der verbleibende Stamm, getrennt nach seinen Bestandteilen links und rechts der Bahn, aufgeführt wird.

m) **Berainung.** Bei dieser sind in erster Linie die örtlichen Verhältnisse, außerdem aber bau- und betriebstechnische Rücksichten maßgebend; im übrigen sind die Katastervorschriften der Steuerverwaltung oder sonstige gesetzliche Berainungsbestimmungen zu beachten. Die Vermarkung der Grenzpunkte erfolgt durch 0,80—1,00 m lange, 0,20 m starke, in der Mitte des Kopfes mit eingemeißeltem Kreuz versehene, am oberen Ende auf 0,10 m Länge sauber bearbeitete Granit- oder Basaltsteine, die so eingesetzt werden, daß sie 0,10 m über den Erdboden hervorragten. Die Steine sind alljährlich im Frühjahr weiß anzukalken. Das Kreuz auf der Oberfläche bildet den Brechpunkt der Rainung. Man setzt die Steine so, daß sie höchstens rund 50 m voneinander entfernt stehen, und daß von jedem Steine aus der nächstfolgende sichtbar ist. In Krümmungen sind die Steine entsprechend enger zu setzen. Die Breite des sog. Schutzstreifens (Pferdetritt) soll sich etwa zwischen 0,80 und 1,00 m bewegen. Flur- (Gemarkungs-) Grenzen, die den Bahnkörper durchschneiden, sind bei unregelmäßigem Verlaufe auf Grund besonderer Abmachungen mit den Kataster- und Gemeindebehörden innerhalb des Bahnlandes geradezulegen, so daß die Einsetzung von Grenzzeichen innerhalb der Bahnrainung vermieden wird. Außerdem sind diese Grenzen, ebenso wie Privatgrenzen, an ihrem Einfallspunkte in die Bahnrainung besonders zu vermarken.

n) **Nachvermessung (Berainungsaufnahme).** Nachdem die Berainung durchgeführt und von den Beteiligten anerkannt worden ist, werden die neuen Bahngrenzen aufgenommen, und zwar grundsätzlich von den nach S. 527 vorher besonders festgelegten Vieleckseiten aus, die vor dem Baue bereits als Messungslinien für die Aufmessung der Privatgrenzen (S. 529) gedient haben. Die Aufmessung der neuen Rainung ist zweimal auszuführen; bei der zweiten Messung werden gleichzeitig sämtliche neu entstandenen Anlagen (Bahnkörper, Wege, Übergänge, Nebenanlagen und alle sonstigen Bahneinzelheiten) mit aufgenommen.

Die neuen Bahngrenzen mit Anlagen werden in eine Abzeichnung der Urkarte (s. oben) eingetragen. Die so ergänzte Karte bezeichnet man als Grundeigentumskarte (Berainungsgrundriß oder Schlußvermessungskarte). Diese Karte wird durch Umdruck vervielfältigt und den beteiligten Verwaltungsstellen zum Dienstgebrauche überwiesen. Die endgültige katastermäßige und grundbücherliche Regelung der neuen Eigentumsverhältnisse ist Sache der Steuerverwaltung bzw. des Grundbuchamtes.

Anhang.

Fehlerrechnung und Methode der kleinsten Quadrate.

A. Fehlerwahrscheinlichkeit.

Wenn irgendeine Größe, deren wahrer Wert bekannt ist, z. B. ein Winkel, N mal gemessen wird, so werden im allgemeinen alle N Messungen von dem wahren Werte abweichen. Bildet man für sämtliche Messungen die Abweichungen vom wahren Werte, die sog. Fehler, und ordnet sie nach Größe und Vorzeichen, so erkennt man, daß dem Vorkommen der einzelnen Fehler verschiedener Größe oder ihrer Häufigkeit gewisse Gesetzmäßigkeiten zugrunde liegen, die man in Worten so ausdrücken kann:

α) Gleich große positive und negative Fehler sind gleich häufig.

β) Kleine Fehler (absolut genommen) sind häufiger als große Fehler; für den Fehler Null und dessen nächste Umgebung ist die Häufigkeit ein Maximum.

γ) Fehler, die absolut genommen über eine gewisse endliche Grenze hinaus liegen, sind sehr selten.

Hierbei ist vorausgesetzt, daß die Messungen gleich genau, d. h. daß alle Messungen mit gleicher Sorgfalt angestellt sind, und daß sog. regelmäßige Fehler, d. h. solche, die immer in demselben Sinne wirken, wie z. B. bei der Winkelmessung gewisse Instrumentenfehler, ausgeschlossen bzw. durch die Anordnung der Messungen bereits eliminiert sind.

Gauß hat auf Grund von Erwägungen, die von gewissen Sätzen der Wahrscheinlichkeitsrechnung Gebrauch machen, die Hypothese aufgestellt, daß die Wahrscheinlichkeit, einen Fehler zu machen, der absolut genommen, zwischen 0 und λ liegt,

$$W_0^\lambda = \frac{2k}{\sqrt{\pi}} \int_0^\lambda e^{-kt^2} dt = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{k\lambda} e^{-t^2} dt$$

ist. Hierin bedeuten t die Integrationsvariable, die aus dem bestimmten Integrale bei dessen Berechnung herausfällt, e die Basis der nat. Logarithmen, π die Ludolphsche Zahl und k eine Konstante, die man als Genauigkeitszahl bezeichnet, weil bei einer fingierten Beobachtungsreihe, für die $k = 1$ ist, es ebenso wahrscheinlich ist, einen Fehler zwischen 0 und $k\lambda$ zu begehen, wie bei der gerade vorliegenden einen Fehler zwischen 0 und λ . Man sagt deshalb von letzterer, daß sie k mal genauer ist als die fingierte Beobachtungsreihe. Für die

Berechnung des bestimmten Integrals $\int_0^{k\lambda} e^{-t^2} dt$ sind Tafeln aufgestellt worden.

(Vgl. z. B. Jahnke und Emde, Funktionentafeln, Leipzig und Berlin 1909, auch E. Czuber, Wahrscheinlichkeitsrechnung und ihre Anwendung auf Fehlerausgleichung, Leipzig 1903.)

Das Gaußsche Fehlergesetz läßt sich auch so aussprechen: Die Zahl n der zu erwartenden Fehler zwischen 0 und λ beträgt, wenn im ganzen N gleich genaue Beobachtungen vorliegen, $n = N \cdot W_0^\lambda$. Übrigens ergibt sich die Zahl der Fehler zwischen 0 und ∞ , da nach der Theorie der Gammafunktionen

$$\int_0^\infty e^{-t^2} dt = \frac{\sqrt{\pi}}{2}$$

ist, $n = N \cdot W_0^\infty = N$, wie es sein muß.

Die Wahrscheinlichkeit, einen ganz bestimmten Fehler λ zu begehen, ist theoretisch gleich Null. Dagegen wird die Wahrscheinlichkeit, einen Fehler zwischen λ und $\lambda + d\lambda$ (oder zwischen $\lambda - \frac{1}{2}d\lambda$ und $\lambda + \frac{1}{2}d\lambda$) dargestellt durch

$$dW_0^\lambda = \frac{2h}{\sqrt{\pi}} e^{-h^2\lambda^2} d\lambda.$$

Man kann auch sagen: Die Wahrscheinlichkeit, einen Fehler in der Umgebung von λ zu begehen, ist proportional $e^{-h^2\lambda^2}$.

B. Methode der kleinsten Quadrate.

Auf das Gaußsche Fehlergesetz läßt sich die Methode der kleinsten Quadrate in folgender Weise begründen: Wenn eine Größe N mal beobachtet worden ist, so kann man über deren wahren Wert x etwas Bestimmtes nicht aussagen. Es wird aber den verschiedenen Annahmen, die man über den wahren Wert von x machen kann, a priori verschiedene Zuverlässigkeit oder Wahrscheinlichkeit zukommen. Zu irgendeiner Annahme des Wertes x gehört eine Reihe von (scheinbaren) Fehlern, $\lambda_1, \lambda_2 \dots \lambda_N$. Es läßt sich dann mit Hilfe der Wahrscheinlichkeitsrechnung ermitteln, wie groß bei Annahme des Gaußschen Fehlergesetzes die Wahrscheinlichkeit ist, daß gerade jene (scheinbaren) Fehler $\lambda_1, \lambda_2 \dots \lambda_N$ auftreten; es ergibt sich, daß diese Wahrscheinlichkeit W_0 proportional $e^{-k^2[\lambda\lambda]}$ ist, wenn wieder $[\lambda\lambda]$ zur Abkürzung für $\lambda_1^2 + \lambda_2^2 + \dots + \lambda_N^2$ gesetzt wird. Bei irgendeiner anderen Annahme über x wird sich W_0 größer oder kleiner ergeben, und man sieht nun die Annahme über x als die zuverlässigste an, bei der W_0 ein Maximum ist. Daraus folgt, daß x so gewählt werden muß, daß die Quadratsumme der λ ein Minimum ist. (Prinzip der Methode der kleinsten Quadrate.) Vorausgesetzt ist hierbei, daß sämtliche Beobachtungen gleich genau sind.

a) **Ausgleichung direkter Beobachtungen.** Liegen für eine direkt gemessene Größe die N gleich genauen Beobachtungen $l_1, l_2, l_3 \dots$ vor, so ist der wahrscheinlichste Wert der beobachteten Größe

$$x = \frac{l_1 + l_2 + \dots + l_N}{N} = \frac{[l]}{N},$$

d. h. der wahrscheinlichste Wert ist gleich dem arithmetischen Mittel aus den N Beobachtungen. Kommt jeder Einzelbeobachtung der mittlere Fehler μ zu, so ist der mittlere Fehler m von x

$$m = \frac{\mu}{\sqrt{N}}.$$

μ läßt sich aus den Beobachtungen berechnen, indem man die scheinbaren Fehler $\lambda_1 = x - l_1, \lambda_2 = x - l_2$ usw. (auch übrigbleibende Fehler genannt) bildet. Es ist dann

$$\mu = \sqrt{\frac{[\lambda\lambda]}{N-1}}, \quad \text{also} \quad m = \sqrt{\frac{[\lambda\lambda]}{N(N-1)}}.$$

In der Gleichung

$$m = \frac{\mu}{\sqrt{N}}$$

bezeichnet man die Zahl N , d. h. die Anzahl der gleich genauen direkten Beobachtungen, aus denen der wahrscheinlichste Wert x der N mal gemessenen Größe durch Bildung des arithmetischen Mittels der N Messungen hergeleitet ist, auch als Gewicht der Größe x . Für das Gewicht benutzt man in der Regel die Bezeichnung p , sodaß im vorliegenden Falle $p = N$ ist. Umgekehrt kann

man eine Beobachtung vom Gewicht p als eine solche auffassen, die ebenso genau ist wie das arithmetische Mittel aus p Beobachtungen vom Gewicht 1. In der Gleichung

$$m = \frac{\mu}{\sqrt{p}}$$

bedeutet dann μ den mittleren Fehler der Gewichtseinheit, d. h. einer Beobachtung vom Gewicht 1, und m den mittleren Fehler einer Beobachtung vom Gewicht p .

Sind die einzelnen direkten Beobachtungen ungleich genau und kommen ihnen nacheinander die Gewichte $p_1, p_2 \dots$ zu, so ist x gleich dem sog. allgemeinen arithmetischen Mittel, d. h.

$$x = \frac{p_1 l_1 + p_2 l_2 + \dots + p_N l_N}{p_1 + p_2 + \dots + p_N} = \frac{[p l]}{[p]}$$

Zur Berechnung des mittleren Fehlers μ der Gewichtseinheit bildet man auch hier $\lambda_1 = x - l_1, \lambda_2 = x - l_2$ usw. und erhält

$$\mu = \sqrt{\frac{[p \lambda \lambda]}{N-1}}$$

ferner

$$m = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}} = \sqrt{\frac{[p \lambda \lambda]}{[p](N-1)}}$$

b) **Ausgleichung vermittelnder Beobachtungen.** Wenn die gesuchten Größen $x, y, z \dots$ (Anzahl r) nicht direkt beobachtet werden können, sondern nur gewisse lineare Funktionen derselben

$$\begin{aligned} l_1 &= a_1 x + b_1 y + c_1 z + \dots && \text{(Funktional-} \\ l_2 &= a_2 x + b_2 y + c_2 z + \dots && \text{gleichungen)} \end{aligned}$$

worin die a, b, c usw. bekannte feste Größen sind, so lassen sich, wenn gerade r Funktionswerte l beobachtet worden sind, die Größen x, y, z usw. eindeutig berechnen. Wenn aber N Funktionswerte ($N > r$), d. h. N Funktionalgleichungen vorliegen, so sind die x, y, z usw. überbestimmt, und es entsteht die Aufgabe, die wahrscheinlichsten Werte $x, y, z \dots$ der gesuchten Größen zu berechnen. Die Lösung beruht darauf, daß man an den Messungen l gewisse Verbesserungen λ anbringt, derart, daß die N sog. Fehlergleichungen

$$\begin{aligned} l_1 + \lambda_1 &= a_1 x + b_1 y + \dots \\ l_2 + \lambda_2 &= a_2 x + b_2 y + \dots \\ &\dots \end{aligned}$$

widerspruchsfrei erfüllt werden und dabei $[\lambda \lambda]$ ein Minimum wird. Hierbei ist vorausgesetzt, daß die Beobachtungen l gleich genau sind.

Man bildet $[a a] = a_1^2 + a_2^2 + \dots$, $[a b] = a_1 b_1 + a_2 b_2 + \dots$, $[a c]$ usw., setzt die sog. Normalgleichungen (Anzahl r) an

$$\begin{aligned} [a l] &= [a a]x + [a b]y + [a c]z + \dots \\ [b l] &= [a b]x + [b b]y + [b c]z + \dots \\ &\dots \end{aligned}$$

sind löst diese nach $x, y, z \dots$ auf. Dann sind x, y, z die wahrscheinlichsten Werte der gesuchten Größen.

Die Normalgleichungen können in einfacher Weise (in Tabellenform) gebildet werden, indem man die erste der Funktionalgleichungen (auch vermittelnde Gleichungen genannt), mit a_1 , die zweite mit a_2 usw. multipliziert und

dann alle Gleichungen addiert; man erhält so die erste Normalgleichung, während man die zweite erhält, indem man analog mit den Koeffizienten b operiert.

Wenn die Beobachtungen ungleich genau sind, d. h. wenn l_1 das Gewicht p_1 , l_2 das Gewicht p_2 usw. zukommt, so hat man vor Bildung der Normalgleichungen die erste Funktionalgleichung mit $\sqrt{p_1}$, die zweite mit $\sqrt{p_2}$ usw. zu multiplizieren und kann dann so verfahren, als hätten sämtliche l gleiches Gewicht. Die Normalgleichungen lauten in diesem Falle

$$[p a l] = [p a a]x + [p a b]y + [p a c]z + \dots$$

$$[p b l] = [p a b]x + [p b b]y + [p b c]z + \dots$$

.....

Rechnungsbeispiel zur Ausgleichung vermittelnder Beobachtungen: Um an einem alten rheinländischen Zollmaßstabe die Länge eines Zolles in mm festzustellen, wird derselbe mit einem Millimetermaßstabe (Fig. 108) verglichen.

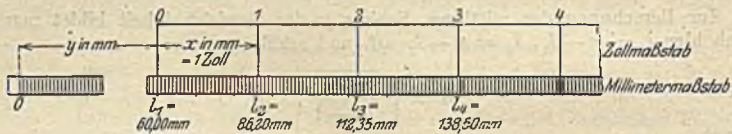


Fig. 108.

Durch Anlegen der scharfen Kante des Millimeterstabes an den Zollstab wurden folgende 7 Ablesungen erhalten:

Zollstab Strich	Millimeterstab Z in mm
0	60,00
1	86,20
2	112,35
3	138,50
4	164,75
5	190,80
6	217,05

Man überzeugt sich, daß diese Ablesungen von Beobachtungsfehlern herführende Widersprüche enthalten, weshalb eine Ausgleichung vorgenommen werden muß. Als Unbekannte tritt zunächst die Größe x eines Zolles auf. Man sieht leicht ein, daß in dieser Ausgleichung noch eine zweite Unbekannte enthalten sein muß, denn hätte man statt der 7 Ablesungen deren nur 2 vorgenommen, etwa die an den Zollstrichen 0 und 1, so würden diese gerade hinreichen, um die Länge eines Zolles ($86,20 - 60,00 = 26,20$ mm) ohne jede Kontrolle, d. h. ohne überschüssige Messungen zu bestimmen. Die 7 Ablesungen enthalten also nur 5 (nicht 6) überschüssige Messungen, und es liegen daher 2 (nicht 1) Unbekannte vor. Die zweite Unbekannte y ist die in Fig. 108 eingetragene Größe y , d. h. die Ablesung für den Zollstrich 0, die bei der Messung durch passende Anlage des Millimeterstabes zu rund 60,00 mm willkürlich angenommen worden ist. Man kann also y als Anlagefehler des Millimeterstabes bezeichnen. Bezeichnet man jetzt mit λ_1, λ_2 usw. die an den Ablesungen l_1, l_2 usw. anzubringenden Verbesserungen, so lauten die Fehlergleichungen:

$$l_1 + \lambda_1 = y$$

$$l_2 + \lambda_2 = y + x$$

$$l_3 + \lambda_3 = y + 2x \text{ usw.}$$

oder ausgerechnet:

$$\begin{aligned}\lambda_1 &= y && - 60,00 \\ \lambda_2 &= y + x && - 86,20 \\ \lambda_3 &= y + 2x && - 112,35 \\ \lambda_4 &= y + 3x && - 138,50 \\ \lambda_5 &= y + 4x && - 164,75 \\ \lambda_6 &= y + 5x && - 190,80 \\ \lambda_7 &= y + 6x && - 217,05.\end{aligned}$$

Daraus folgen die Normalgleichungen (S. 533):

$$\begin{aligned}21x + 7y &= 969,65 \\ 91x + 21y &= 3641,70.\end{aligned}$$

Sie geben die Auflösung:

$$x = 26,170 \text{ mm}, \quad y = 60,011 \text{ mm}.$$

Zur Beurteilung der Genauigkeit kann man aus den obigen Fehlergleichungen die λ berechnen und erhält:

	λ mm	λ^2
λ_1	+0,011	0,000 121
λ_2	-0,019	0,000 361
λ_3	+0,001	0,000 001
λ_4	+0,021	0,000 441
λ_5	-0,059	0,003 481
λ_6	+0,061	0,003 721
λ_7	-0,019	0,000 361
Σ	-0,003	0,008 487

Daraus ergibt sich der mittlere Fehler μ einer Ablesung l :

$$\mu = \sqrt{\frac{0,008487}{7-2}} = \pm 0,04 \text{ mm}.$$

Die Länge eines Zolles auf dem untersuchten Maßstab beträgt also 26,170 mm, und diese Bestimmung ist, wie sich zeigen läßt, mit einem mittleren Fehler von 0,008 mm behaftet.

c) **Ausgleichung bedingter Beobachtungen.** Es seien r Größen x_1, x_2, x_3, \dots zu ermitteln, die n Bedingungsgleichungen

$$\begin{aligned}a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 + \dots &= 0 \\ b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + \dots &= 0 \\ \dots &\dots \dots\end{aligned}$$

genügen müssen, wobei die a, b usf. bekannte Festzahlen sind. Jede dieser Größen x_1, x_2, \dots ist direkt gemessen worden und man habe dafür bzw. die Messungsgrößen l_1, l_2, \dots erhalten. Es sei ferner $n < r$, d. h. die Anzahl der Bedingungsgleichungen sei kleiner als die Anzahl r der gesuchten Größen x_1, x_2, \dots . Setzt man die l in die Bedingungsgleichungen ein, so werden diese im allgemeinen nicht erfüllt, sondern es ergeben sich gewisse Widersprüche, d. h. es ist

$$\begin{aligned}a_0 + a_1 l_1 + a_2 l_2 + \dots &= w_1 \\ b_0 + b_1 l_1 + b_2 l_2 + \dots &= w_2 \\ \dots &\dots \dots\end{aligned}$$

Die Aufgabe besteht nun darin, zu den Beobachtungen l gewisse Verbesserungen λ derart zu bestimmen, daß $x_1 = l_1 + \lambda_1$, $x_2 = l_2 + \lambda_2$ usf. die Bedingungsgleichungen streng erfüllen und daß außerdem $[\lambda \lambda] = \text{Min.}$ ist. $x_1, x_2 \dots$ sind dann die wahrscheinlichsten Werte der gesuchten Größen. Die Auflösung erfolgt, indem man zunächst die sog. Korrelatengleichungen (Anzahl n)

$$[a a]k_1 + [a b]k_2 + \dots + w_1 = 0$$

$$[a b]k_1 + [b b]k_2 + \dots + w_2 = 0$$

.....

ansetzt und aus diesen die Korrelaten $k_1, k_2 \dots$ berechnet. Dann ergeben sich die λ aus

$$\lambda_1 = a_1 k_1 + b_1 k_2 + \dots$$

$$\lambda_2 = a_2 k_1 + b_2 k_2 + \dots$$

.....

und aus diesen $x_1 = l_1 + \lambda_1$ usw.

Diese Auflösung gilt nur für den Fall, daß die Beobachtungen l gleich genau sind. Kommen ihnen aber nacheinander die Gewichte $p_1, p_2 \dots p_n$ zu, so berechnet man die Werte

$$a'_0 = a_0 \quad a'_1 = \frac{a_1}{\sqrt{p_1}} \quad a'_2 = \frac{a_2}{\sqrt{p_2}} \dots$$

$$b'_0 = b_0 \quad b'_1 = \frac{b_1}{\sqrt{p_1}} \quad b'_2 = \frac{b_2}{\sqrt{p_2}} \dots$$

.....

und geht von den geänderten Bedingungsgleichungen

$$a'_0 + a'_1 x_1 + a'_2 x_2 + \dots = 0$$

$$b'_0 + b'_1 x_1 + b'_2 x_2 + \dots = 0$$

.....

aus. Mit diesen rechnet man weiter, als hätten sämtliche Beobachtungen gleiches Gewicht.

Rechnungsbeispiel zur Ausgleichung bedingter Beobachtungen: Durch ein Feinnivellement sind die Höhenunterschiede der 4 Punkte $ABCD$ (Fig. 109)

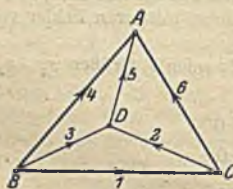


Fig. 109.

$l_1 = 29,752$ m für BC , Entfernung $s_1 = 15,5$ km

$l_2 = 21,694$ „ „ CD , „ „ $s_2 = 14,5$ „

$l_3 = 51,428$ „ „ BD , „ „ $s_3 = 18,5$ „

$l_4 = 173,618$ „ „ BA , „ „ $s_4 = 34,5$ „

$l_5 = 122,148$ „ „ DA , „ „ $s_5 = 24,8$ „

$l_6 = 143,904$ „ „ CA , „ „ $s_6 = 20,1$ „

gefunden worden. In Fig. 109 stellen die Pfeile die Richtung des Steigens dar. Man erkennt, daß in diesen

Messungen Widersprüche vorhanden sind; z. B. ist

$l_4 - l_1 - l_6$ statt Null $= 29,752 + 143,904 - 173,618 = -0,038$ m. Zur Bestimmung der gegenseitigen Höhenlage von 4 Punkten genügen 3 Höhenunterschiede; da hier deren 6 gemessen sind, so liegen 3 überschüssige Messungen vor, d. h. die 6 Messungen müssen 3 Bedingungsgleichungen genügen; diese sind:

$$-l_1 - l_2 + l_3 = 0 \quad (\triangle BDC), \quad w_1 = -18 \text{ mm}$$

$$l_2 + l_5 - l_6 = 0 \quad (\triangle CDA), \quad w_2 = -62 \text{ „}$$

$$-l_3 + l_4 - l_5 = 0 \quad (\triangle BAD), \quad w_3 = +42 \text{ „}$$

Man könnte auch noch eine Bedingungsgleichung aus $\triangle BAC$, nämlich $-l_1 + l_4 - l_6 = 0$ ansetzen. Diese ist aber von selbst erfüllt, wenn die vorstehenden 3 Gleichungen erfüllt sind, wie man durch Addition derselben erkennt. Um die Widersprüche w_1, w_2 und w_3 zu beseitigen, bringt man an den Beobachtungen l_1 usw. die Verbesserungen λ_1 usw. an, die nunmehr den Bedingungsgleichungen zu genügen haben:

$$\begin{array}{cccccccc} -\lambda_1 & -\lambda_2 & +\lambda_3 & \cdot & \cdot & \cdot & -18 & = 0 \\ \cdot & +\lambda_2 & \cdot & \cdot & +\lambda_5 & +\lambda_6 & -62 & = 0 \\ \cdot & \cdot & -\lambda_3 & +\lambda_4 & -\lambda_5 & \cdot & +42 & = 0 \end{array}$$

$$\text{Rezipr. Gewicht} = 15,5 \quad 14,5 \quad 18,5 \quad 34,5 \quad 24,8 \quad 20,1$$

Da die Nivellementszüge ungleich lang sind, so kommen den l verschiedene Gewichte zu; weil der mittlere Fehler eines Nivellements von der Streckenlänge s im Verhältnisse zu \sqrt{s} wächst (S. 506), so kommt dem Nivellement von s km Länge das Gewicht $\frac{1}{s}$ zu, wenn dem Nivellement von 1 km Länge das Gewicht 1 zugeordnet wird. Man kann demnach die Streckenlängen s als reziproke Gewichte der Messungen l einführen. Unter Berücksichtigung dieser Gewichtszahlen wird z. B. $[a' a'] = s_1 + s_2 + s_3 = 48,5$ usw. und die Korrelatengleichungen lauten:

$$\begin{array}{l} 48,5 k_1 - 14,5 k_2 - 18,5 k_3 - 18 = 0 \\ -14,5 k_1 + 59,4 k_2 - 24,8 k_3 - 62 = 0 \\ -18,5 k_1 - 24,8 k_2 + 77,8 k_3 + 42 = 0 \end{array}$$

Ihre Auflösung gibt $k_1 = +0,7572$, $k_2 = +1,2441$, $k_3 = +0,0368$, und damit wird:

$$\begin{array}{llll} \lambda_1 = -15,5 k_1 & = -11,74 \text{ mm} & \lambda_4 = 34,5 k_3 & = +1,27 \text{ mm} \\ \lambda_2 = 14,5 (k_2 - k_1) & = +7,06 \text{ „} & \lambda_5 = 24,8 (k_2 - k_3) & = +29,94 \text{ „} \\ \lambda_3 = 18,5 (k_1 - k_3) & = +13,33 \text{ „} & \lambda_6 = -20,1 k_2 & = -25,01 \text{ „} \end{array}$$

Durch Anbringung der λ an den l finden sich die ausgeglichenen Werte:

$$\begin{array}{lll} l'_1 = 29,7403 \text{ m} & l'_2 = 51,4413 \text{ m} & l'_3 = 122,1779 \text{ m} \\ l'_4 = 21,7011 \text{ m} & l'_5 = 173,6193 \text{ m} & l'_6 = 143,8990 \text{ m} \end{array}$$

und diese erfüllen die obigen 3 Bedingungsgleichungen scharf bis auf 0,1 mm.

Hochbaukunde.

Von

Geheimer Hofrat Professor Th. Böhm, Dresden.

I. Die einfachen Verbindungen von Stein und Holz.

A. Steinverbindungen.

Die feste Vereinigung von Steinen oder steinartigen Stoffen zu festen Mauerkörpern kann durch verschiedene, entweder einzeln oder gleichzeitig anzuwendende Maßnahmen bewirkt werden. Diese sind:

1. der sogenannte Steinverband, die Lagerung der Steine nach bestimmten Regeln;
2. die Mörtelung, das Ausfüllen der Zwischenräume zwischen den Steinen durch geeignete Stoffe;
3. das Ineinandergreifen der zu diesem Zwecke dann besonders geformten Steine;
4. eine mechanische Verbindung durch eingefügte Fremdkörper, Klammern, Dübel u. dgl.

Weitere Unterschiede beruhen darauf, ob nur natürliche oder nur künstliche Steine oder beide Materialien gleichzeitig verwendet werden. Bei den Mauern aus natürlichen Steinen ist endlich der Grad der Bearbeitung, den diese erfahren, ferner die Größe der einzelnen Steine von wesentlichstem Einfluß auf die Art und die Güte des Mauerwerks.

a) **Natürliche Steine.** Von den natürlichen Steinen eignen sich die Findlinge, Lesesteine, wegen ihrer rundlichen Form am wenigsten zur Herstellung von Mauerwerk. Viel besser sind dagegen, auch ohne weitere Bearbeitung, die im Bruch gewonnenen Steine. Sie haben ebenere, scharf begrenzte Flächen. Zumal die schieferartigen Felsen, die sedimentären und die Trümmergesteine (Kalktuffe, Sandsteine) brechen meist als plattenförmige Körper, so daß sie zwei parallele Lagerflächen aufweisen. Die Verwendung solcher von Natur „lagerhafter“ Steine ermöglicht eine schichtweise Lagerung und dadurch die Innehaltung eines gewissen Verbandes. Derartige Steine besitzen ihre größte Druckfestigkeit in Richtung senkrecht zur natürlichen Lagerfläche und müssen mit dieser immer senkrecht zur Richtung der zu erwartenden größten Druckbeanspruchung verlegt werden, das heißt also wagerecht bei allen Mauern, die im wesentlichen nur lotrechte Belastungen aufzunehmen haben.

Ein vollkommen regelmäßiger Verband ist bei Anwendung natürlicher Steine nur möglich, wenn diese vom Steinmetz allseitig zu sogenannten Schnittsteinen, Werkstücken oder Quadern, meist von parallelepipedischer Form bearbeitet werden. Die Bearbeitung der Steinflächen ist verschieden je nach dem Härtegrade des Steins und der beabsichtigten Erscheinung der sichtbar bleibenden Außenseite. Im Steinbruch erhalten die Quadern gewöhnlich nur angenähert die gewünschte Form, und zwar unter Zugabe des sogenannten Werkzollens, etwa 3 cm nach jeder Richtung das bestimmte Maß überschreitend. Die mit

Zweispitz oder dem groben Bossiereisen (Spitzmeißel) bearbeiteten Flächen lassen dabei auf ihrer rauhen muscheligen Fläche die einzelnen Schläge noch deutlich erkennen. Zur Herstellung ebener Flächen erhält der auf dem Werkplatz auf Böcken gelagerte Stein zunächst an zwei gegenüberliegenden Kanten einen Schlag, das heißt, eine etwa 3 cm breite Besäumung so, daß der Werkzoll in einem Streifen dieser Breite abgearbeitet wird (Fig. 1). Durch Visieren nach aufgelegten Linealen erreicht man, daß die Schläge an den beiden sich gegenüberliegenden Kanten genau in ein und derselben Ebene liegen. Hat die Fläche dann an den beiden anderen Kanten ebenfalls einen Schlag erhalten, so bleibt in der Mitte der rauhe Posten (Bosse, Bossage) stehen, der manchmal aus architektonischen Rücksichten dem Stein an der Schauseite belassen wird, der aber, wenn eine glatte Fläche erhalten werden soll, abgearbeitet wird. Dies geschieht zunächst wieder mit Bossiereisen (Fig. 2a) oder Zweispitz (Fig. 2b), dann im weiteren Fortgange der Arbeit bei weichen Steinen (Sandstein, Kalkstein) mit dem Kröneleisen (Fig. 2c), wodurch die Oberfläche grob gekörnt

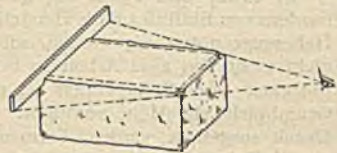


Fig. 1.



Fig. 2.

erscheint. Sauberer wird die Arbeit (sogenannte aufgeschlagene Arbeit) durch das „Scharrieren“ mit breitschneidigem Meißel (Fig. 2d), Scharriereisen. Es entstehen parallele Riefelungen. Bei harten Steinen (Granit, Syenit, Porphy) tritt der Stockhammer (Fig. 2e) an die Stelle des Kröneleisens. Seine stumpfen Spitzen zertrümmern und zermahlen die kleinen Vorsprünge des Steins und ebnen dadurch die Fläche. Eine noch vollkommene Glätte kann durch Schleifen der weichen oder harten Gesteine, und bei einigen der letzteren (Granit, Syenit, Marmor) durch Polieren sogar spiegelnder Glanz erzeugt werden. Zur Gewinnung von Platten sind Steinsägen in Anwendung, wobei meist scharfer nasser Sand unter dem Hin- und Hergang glatter, nicht gezahnter Sägeblätter das Durchschroten des Steins bewirkt. Näheres über die Steinbearbeitung durch den Steinmetz findet man in: W. F. Exner, Die technischen Hilfsmittel des Steinbildhauers, Wien 1877. Ferner sehr ausführliche Literaturangaben über die natürlichen Gesteine und ihre Bearbeitung durch Hand- und Maschinenbetrieb in M. Foerster, Lehrbuch der Baumaterialienkunde, Heft 1, Leipzig 1902 bei Engelmann. Siehe auch S. 353.

Die Stufenleiter der hiernach sich ergebenden Bearbeitungsweisen ist in Nachstehendem unter Hinzufügung der ungefähren im Kriege sehr gesteigerten Kosten für 1 qm ebene Fläche angegeben:

Für weiche Steine (Sandstein):		Für harte Steine (Granit):	
Bossieren, Spitzen	1,25— 3,30 M.	Bossieren, Spitzen	7,00— 8,00 M.
Kröneln	3,00— 8,25 „	Grob stocken	10,00— 13,00 „
Grob scharrieren	3,00— 8,25 „	Fein stocken	14,00— 22,00 „
Fein scharrieren	3,60—10,00 „	Grob schleifen	40,00— 45,00 „
Schleifen	3,60—11,00 „	Fein schleifen	80,00— 85,00 „
		Polieren	150,00—175,00 „

Die Preise des roh vorgearbeiteten Steinmaterials sind außerordentlichen Schwankungen je nach der Örtlichkeit unterworfen. Ausführliche Angaben finden sich in Osthoff, Kostenberechnungen für Bauingenieure. Leipzig bei J. J. Arnd.

b) **Größe und Form der Quadern.** Die Größe der einzelnen Steine ist insofern von Einfluß auf die Herstellung des Mauerwerks, als besondere Maschinen, Hebezeuge notwendig werden, sobald der einzelne Stein so groß wird, daß er nicht mehr von zwei Arbeitern bewegt und verlegt werden kann. Die Druckfestigkeit eines Steinprismas ist um so kleiner, je mehr bei gleichbleibender Grundfläche die Höhe zunimmt. Man wählt daher für Quadern, die starkem Druck ausgesetzt werden, Formen, bei denen die Länge wesentlich größer ist als die Höhe. Doch ist auch hierbei eine Grenze einzuhalten, weil lange balkenförmige Quadern, sobald sie nicht ein vollkommen gleichmäßiges Auflager erhalten, zu leicht zerbrechen würden. Man gebe weichen Sand- und Kalksteinquadern höchstens das 2fache, härteren Steinen das 3fache, Marmor und Granit höchstens das 4- bis 5fache der Höhe zur Länge. Die Breite ist dabei etwa gleich $1\frac{1}{2}$ - bis 2mal der Höhe zu nehmen.

c) **Künstliche Steine.** Über Backsteine und Kalksandsteine siehe den Abschnitt: „Baustoffe“.

Ein Ziegel wird Läufer genannt, wenn seine längste Seite parallel zur Anichtsfläche der Mauer liegt, Binder, wenn die Länge des Steins rechtwinklig dazu gerichtet ist. Die zur Herstellung des Verbandes an den Ecken und Enden der Mauer nötigen $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ und $\frac{3}{4}$ Steine, die in der Regel durch Zerschlagen mit dem Mauerhammer gewonnen werden, heißen Quartierstücke oder Riemchen, Zweiquartiere oder Köpfe und Dreiquartiere. Im vollen Mauerwerk werden die Ziegel in der Regel auf die flache Seite gelegt, so daß die Schichten, die von den Lagerfugen getrennt werden, so hoch sind wie die Steindicke. Eine aus aufrecht gestellten Ziegeln (so hoch wie die Steinbreite) gebildete Lage heißt Rollschicht oder Rolle. Bei Verwendung des deutschen Normalformats rechnet man etwa 13 Ziegelschichten auf 1 m Höhe der Mauer, wobei die Lagerfugen dann 12 mm stark angenommen sind.

d) **Der Steinverband.** 1. Aus künstlichen Steinen, Ziegeln.

Für die Ausführung eines richtigen Verbandes gelten folgende Regeln: 1. Die Schichten, Lagerfugen, sind möglichst rechtwinklig zu dem zu erwartenden größten Druck anzuordnen. Bei aufgehendem, senkrecht belastetem Mauerwerk also stets genau wagerecht, bei Bögen und Gewölben radial, bei stark einseitig belasteten Widerlagern (in besonderen Fällen) entsprechend schräg geneigt. 2. Die rechtwinklig zu den Lagerfugen liegenden Stoßfugen dürfen in zwei aufeinanderfolgenden Schichten niemals in ihrer Richtung zusammenfallen, sondern dürfen sich nur kreuzen. 3. Es sind möglichst viel ganze Steine zu verwenden, namentlich nach den Außenseiten der Mauer zu. 4. Spitzwinklig zugehauene Steine dürfen mit den Spitzen nicht in der Maueraußenfläche liegen.

Die Mauerstärken werden meist so gewählt, daß sie durch halbe Steinlängen (Köpfe) teilbar sind. Man erhält dann bei 1 cm starken Stoßfugen nachstehende Abmessungen:

$\frac{1}{2}$	Stein(länge)	starke Mauer	=	12 cm
1	„	„	=	25 „
$1\frac{1}{2}$	„	„	=	38 „
2	„	„	=	51 „
$2\frac{1}{2}$	„	„	=	64 „
3	„	„	=	77 „

Die Maße werden nicht selten infolge breiterer Fugengebung und unregelmäßiger Steinformate um 1 cm überschritten.

Zur Befolgung der oben angegebenen Grundregeln 2 und 3 für den Verband beachte man: a) daß die senkrecht zur Mauerlängsrichtung liegenden Stoß-

fugen möglichst geradlinig durch die Mauerstärke durchgehen, b) daß möglichst viel Binder verwendet werden. Besonders wichtig endlich ist die durch Verwendung von Steinstückchen zu bewirkende Herstellung des Verbandes bei den Enden, den Ecken und Kreuzungen der Mauern und bei Mauervorsprüngen.

e) **Schornstein- oder Läuferverband.** Nur bei $\frac{1}{2}$ Stein starker Mauer verwendbar, besteht nur aus Läufer-schichten; die übereinanderliegenden sind um eine Kopfbreite gegeneinander versetzt (Fig. 3).

Von den zahlreichen Ziegelverbänden für stärkere Mauern sind nur der Block- und der Kreuzverband in allgemeiner Anwendung.

f) Beim **Blockverband** wechseln Läufer mit Binderschichten ab. Alle Binderschichten sind unter sich gleich, ebenso alle Läufer-schichten. Bei letzteren liegen Läufer aber nur an der Außenfläche der Mauer. Innen liegen stets Binder. Ist die Mauer $1\frac{1}{2}$, $2\frac{1}{2}$ oder $3\frac{1}{2}$ Stein stark, so wird in

jeder Schicht nur eine Läuferlage abwechselnd an der Innen- oder Außenseite der Mauer angeordnet, so daß im übrigen nur Binder verwendet werden. Fig. 4 zeigt die Ansicht des Blockverbandes und in zwei aufeinanderfolgenden Schichten (die eine davon punktiert) den Verband einer 1, $1\frac{1}{2}$, 2 und $2\frac{1}{2}$ Stein starken Mauer. Die Zeichnung läßt zugleich erkennen, wie die Endigung einer Mauer unter Benutzung von Drei- und Viertelsteinen hergestellt werden muß. In einer der beiden abwechselnden Schichten werden so viel Drei- und Viertelsteine als Läufer (mit Längsrichtung in der Mauerlänge) hintereinander verlegt, als die Mauerdicke an halben Steinlängen beträgt. In der folgenden Schicht werden, sobald die Mauer mindestens $1\frac{1}{2}$ Stein stark ist, zwei Drei- und Viertelsteine in Binderrichtung nebeneinander in jeder Ansichtfläche der Mauer verlegt. Ein Verband bei Mauerendigungen unter Verwendung von langen Riemchen (der Länge nach halbierten Steinen), wie ihn Fig. 5 für eine 2 Stein starke Mauer zeigt, ist wenig empfehlenswert. Die langen Riemchen (in der Figur schraffiert) zerbrechen zu leicht, und man erhält dann am Ende der Mauer eine Menge von Ziegelbrocken.

g) Der **Kreuzverband**, dessen Ansicht Fig. 6 darstellt, unterscheidet sich nur dadurch vom Blockverband, daß die Läufer-schichten abwechselnd um eine halbe Steinlänge gegeneinander verschoben sind. In dem man am Ende der Läufer-schichten einen halben Stein einfügt oder wegläßt, verwandelt man den Blockverband in den Kreuzverband, dem wegen reicheren Fugenwechsels größere Festigkeit beigemessen wird. Die eingefügten Köpfe sind in der Zeichnung schraffiert.

Stoßen zwei Mauern in einer Ecke zusammen, stößt eine Mauer an eine andere durchgehende an, oder kreuzen sich zwei Mauern, so gilt stets ein und dieselbe Regel, daß man in der einen der beiden abwechselnden Schichten die eine der Mauern mit ihrem Verband durchgehen läßt, in der nächsten Schicht die andere Mauer. Von den beiden Mauerfluchten ab und bc einer rechtwinkligen, einspringenden Ecke (Fig. 7) wird daher die eine, z. B. $a-b$ in Richtung bd bei der einen der beiden Schichten fortgesetzt. In dieser Schicht darf dann keine Fuge mit der Linie be zusammenfallend vorkommen. Die Gerade be muß vielmehr für die Stoßfuge freigehalten bleiben, die in der nächsten Schicht die Flucht bc nach e hinfort-

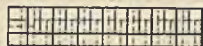
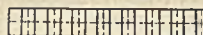


Fig. 4.

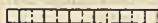


Fig. 3.



Fig. 5.



Fig. 6.

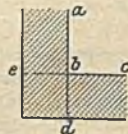


Fig. 7.

setzt. Die Fig. 8—10 geben einige Beispiele für Ecken, Durchschneidungen und Endigungen von Mauern. Bei den Fensteröffnungen zeigt die Mauerendigung stets einen Vorsprung, den Fensteranschlag (x), für dessen Ausbildung verschiedene Beispiele in der Zeichnung sich



Fig. 8.



Fig. 9.



Fig. 10.

finden. Die Anordnung bei y , wo der $\frac{1}{4}$ Stein breite Anschlag in der einen Schicht nur durch ein Riemchen gebildet wird, ist zumal bei unverputztem Mauerwerk nicht zu empfehlen. Die kleinen Riemchen können sich zu leicht lockern. Besser ist der bei x_1 dargestellte Verband. Sobald die Länge einer Mauer nicht mehr durch eine ganze Zahl von Steinbreiten teilbar ist, oder wenn Mauervorsprünge von geringerer Stärke als $\frac{1}{2}$ Stein vorkommen, wie z. B. auch bei y_1 , gestaltet sich der Verband weniger einfach, und man hilft sich dann am besten durch schräge Fugen (wie bei x_1 und y_1).

Ein Beispiel für den stumpf- und spitzwinkligen Zusammenstoß zweier Mauern gibt Fig. 11 und 12. Die Regel, daß spitz zugehauene Steinecken nicht nach außen verlegt werden sollen, ist beim spitzwinkligen Zusammenstoß natürlich nicht mehr aufrechtzuhalten. Man wird dort, besonders bei nicht verputzten Mauern, Formsteine bevorzugen, mindestens aber die allzu spitzen Ecken durch eine Schräge ab-

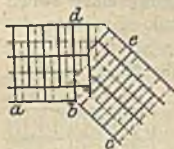


Fig. 11.

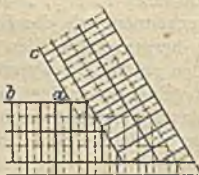


Fig. 12.

stumpfen. Im übrigen vermeidet man spitze Strinwinkel in den Außenflächen dadurch, daß man bei stumpfen Mauerwinkeln nach Fig. 11 nicht mehr die in Fig. 7 dargestellte Regel anwendet, und in zwei aufeinanderfolgenden Schichten nicht die Verlängerungen der Fluchten $a-b$ und $b-c$, sondern die auf ihnen senkrecht stehenden Richtungen abwechselnd als Stoßfugen durch die Mauern sich fortsetzen läßt. Bei spitzem Innenwinkel (Fig. 12) werden die Fluchten $a-b$ und $b-c$ nur auf kurze Strecken fortgesetzt.

h) Verband aus natürlichen Steinen. Von den oben angegebenen Hauptregeln für den Steinverband, Schichtung rechtwinklig zur größten Druckrichtung und steter Wechsel der Stoßfugen, ist die erstere gar nicht durchführbar bei runden Findlingen und bei unregelmäßigen, gebrochenen Steinen. Werden runde Findlinge verwendet, so ist ein Zusammenhalten der Steine höchstens durch die verkittende Kraft eines guten Mörtels zu erhoffen. Man suche einige größere Steine als Binder tief in die Mauer eingreifen zu lassen, und achte besonders darauf, daß die Hohlräume sorgfältig „ausgewickelt“, d. h. durch kleine Steine, Steinsplitter, ausgefüllt werden. Können die Steine

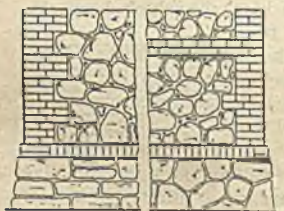


Fig. 13.

Fig. 14.

gespalten werden, so legt man die glatten Spaltflächen wohl in die Mauerflucht, um eine bessere ebene Ansicht zu erhalten. Vgl. die oberen Hälften der Fig. 13 und 14. Wie aus diesen Zeichnungen ersichtlich, ist es vorteilhaft, die Mauerecken sowie die Einfassungen von Tür- und Fensteröffnungen aus regelmäßigen Steinen, Ziegeln oder Quadrern zu bilden. Wenn man in gewissen Zwischenräumen, etwa in 1 m senkrechtem Abstände, in das Findlingsmauerwerk aus 2—3 Ziegelschichten bestehende Abgleichungsschichten einlegt, wird der Zusammenhalt des Ganzen

wesentlich gefördert. Hat man unregelmäßige Bruchsteine und bearbeitet die rohen Bruchflächen so weit, daß die Steine mit gleich stark verlaufenden Fugen ineinandergefügt werden, so erhält man den wesentlich besseren Polygonverband (siehe Fig. 14 unterer Teil). Von einem eigentlichen Verband ist freilich auch hier noch kaum die Rede; ein solcher wird erst möglich, wenn die Steine lagenförmig und lagerhaft, d. h. mit zwei Parallelf lächen versehen im Bruch gewonnen werden. Eine Schichtung ist dann zu erzielen, indem man gleich hohe Platten in einer Schicht vereinigt (siehe Fig. 13 untere Hälfte). Auch die andere Regel, wonach die Stoßfugen in aufeinanderliegenden Schichten wechseln müssen, ist dann durchführbar. Die Fig. 13 und 14 zeigen auch die Abgleichung des Sockelmauerwerks durch eine Ziegelrollschicht. An den Ecken muß eine solche Rolle stets durch zwei flach übereinander gelegte Ziegel abgeschlossen werden. Da zwei Flachsichten deutschen Formats höher sind als eine Rollschicht, so muß der eine der beiden Flachziegel zu geringerer Dicke abgearbeitet werden. Diese Arbeit wird beim österreichischen Format erspart.

Für den Verband aus parallelpipedisch bearbeiteten Werksteinen gelten dieselben Regeln wie für den Ziegelverband, und sie lassen sich leicht innehalten, da man in der Formgebung der Steine nicht gebunden ist. Namentlich gilt dies für den Verband an den einspringenden Ecken, wo man nötigenfalls Hakensteine *a* anfertigen lassen kann (Fig. 15). Die Anwendung tief durchgehender Binder *b* (hier auch „Strecker“ genannt) vermeint den Zusammenhalt des Ganzen.



Fig. 15.

1) Mörtelung. Man unterscheidet mechanische und chemische Mörtel. Hauptzweck ist bei beiden die vollkommene Ausfüllung der Fugenzwischenräume, um den Steinen volles, sattes Auflager zu geben. Die chemischen Mörtel haben außerdem noch die Eigenschaft, im Laufe der Zeit mehr und mehr zu erhärten und die Steine unter sich zu verkitten. Zu den mechanischen Mörteln (siehe Abschnitt Baumaterialien) gehört Lehm, Schamottmörtel, Asphalt, Blei, Moos. Sogenanntes Trockenmauerwerk kann, wenn es aus nicht zu kleinen plattenförmigen Bruchsteinen gut geschichtet in Verband gelegt wird, bei Ausfüllung der Lagerfugen mit Moos und Lehm eine bemerkenswerte Festigkeit erlangen. (Im Gebirge vielfach zu Stützmauern verwendet.) Ein Anrassen der Steine ist bei mechanischen Mörteln nicht notwendig, bei Verwendung von Asphalt und Blei ist jede Spur von Feuchtigkeit sogar streng zu vermeiden. Chemische Mörtel verlangen ein Nässen der zu vermauernden Steine, und um so mehr, je größer und wasseraufnahmefähiger diese sind. Ungenäßte Ziegel und Sandsteine würden dem Mörtel das zu seiner Erhärtung nötige Wasser entziehen. Dabei nehmen sie gleichzeitig in der Mörtelflüssigkeit gelöste Stoffe auf, die dann beim späteren Verdunsten des Wassers an den äußeren Steinflächen als Ausblühungen sich kenntlich machen.

Die wichtigsten chemischen Mörtel sind: 1. Kalkmörtel aus Weißkalk oder Graukalk mit Sand. Graukalkmörtel sind mehr oder weniger wasserbeständig, hydraulisch. 2. Hydraulische Mörtel. Den Weißkalkmörteln können hydraulische Eigenschaften verliehen werden durch sogenannte Zementzuschläge; das sind natürlich oder künstlich gebrannte Tonerdasilikate, die vulkanischen Trasse und Puzzolane, sowie auch Ziegelmehl. 3. Zementmörtel, und zwar Romanzement- oder Portlandzementmörtel. Sie werden mit Sand vermisch als reine Zementmörtel oder mit gleichzeitigem Kalkzusatz als verlängerte Zementmörtel bezeichnet. Auf die Haltbarkeit der chemischen Mörtel ist die Luftwärme beim Mauern nicht ohne Einfluß. Bei sehr starker Sommerhitze, die von Nachteil ist, netze man die Steine stärker an und gebe dem Mörtel mehr Wasserzusatz. Kalkmörtel verträgt den Frost am

Die wichtigsten chemischen Mörtel sind: 1. Kalkmörtel aus Weißkalk oder Graukalk mit Sand. Graukalkmörtel sind mehr oder weniger wasserbeständig, hydraulisch. 2. Hydraulische Mörtel. Den Weißkalkmörteln können hydraulische Eigenschaften verliehen werden durch sogenannte Zementzuschläge; das sind natürlich oder künstlich gebrannte Tonerdasilikate, die vulkanischen Trasse und Puzzolane, sowie auch Ziegelmehl. 3. Zementmörtel, und zwar Romanzement- oder Portlandzementmörtel. Sie werden mit Sand vermisch als reine Zementmörtel oder mit gleichzeitigem Kalkzusatz als verlängerte Zementmörtel bezeichnet. Auf die Haltbarkeit der chemischen Mörtel ist die Luftwärme beim Mauern nicht ohne Einfluß. Bei sehr starker Sommerhitze, die von Nachteil ist, netze man die Steine stärker an und gebe dem Mörtel mehr Wasserzusatz. Kalkmörtel verträgt den Frost am

wenigsten. Zementmörtel wird durch Frosteinwirkung in seiner Erhärtung aufgehalten. Der Erhärtungsvorgang schreitet aber nach Aufhören des Frostes fort. Bei Eintritt von Frost stelle man womöglich das Mauern ein. Ist dies nicht erwünscht, so sind die zu beobachtenden Vorsichtsmaßregeln: Verwendung von Zementmörtel statt Kalkmörtel, beim Mauern von Innenwänden auch Gipsmörtel statt Kalk. Verminderung des Wasserzusatzes zum Mörtel. Schwaches Netzen der Steine. Beim Beginn eines leichten Frostes kann Anwärmen des Mörtelsandes und Wassers gute Dienste leisten, nicht aber, wenn nach anhaltendem strengen Frost zwar lindere Temperatur eintritt, die Steine aber noch stark durchfrozen sind. In solchem Fall ist das Mauern stets bedenklich.

Die Mörtelfüllung der Fugen soll so erfolgen, daß bei kleinen Steinen, Ziegeln, diese auf ein reichliches Mörtelbett gelegt werden, nachdem sie an ihrer gegen den bereits verlegten Stein anstoßenden Fläche stark mit Mörtel bedeckt sind. Sie sind dann seitlich so gegen den vorher verlegten Stein anzuschieben, daß der Mörtel überall herausquillt. Quadern, die durch Hebezeuge angehoben werden können, werden gleichfalls auf ein volles Mörtelbett niedergelassen. Vorher müssen die Quadern in jedem Fall genau eingepaßt sein und in ihrer Stellung durch der Fuge entsprechende untergelegte kleine Holz- oder Metallkeile festgelegt werden. Der Mörtelsand darf keine Steinchen enthalten, deren Stärke die Fugendicke übertrifft. Können die Quadern nicht angehoben werden, so muß der Mörtel zwischen den eingelegten Keilen seitlich durch Mörtelsägen, (lange blattförmige gezackte Kellen) eingestopft oder, weniger vollkommen, durch Vergießen in die Lagerfugen gebracht werden. Das Einarbeiten einiger Rinnen in die Fugenflächen befördert dabei die Mörtelverteilung. Stoßfugen werden meist nach Verschluss ihrer Endigung an den Außenflächen durch Ton mit Mörtel ausgegossen und die vollkommene Füllung der Hohlräume durch Nachstopfen mit der Mörtelsäge erzielt. Ein fertig vermörtelter Stein darf in seiner Lage nicht wieder gelockert werden. War dies nicht zu vermeiden, ist neues Verlegen in neuen Mörtel notwendig.

k) Mechanische Hilfsmittel zur Verstärkung des Steinverbandes werden gewonnen entweder durch besondere Gestaltung der Fugenflächen, wobei die

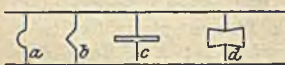


Fig. 16.

Steine ineinandergreifen, oder durch Einfügung von Fremdkörpern, Dübeln, Klammern, Ankern. Fig. 16 a und b zeigt Verbindungen, die namentlich bei Abdeckplatten üblich sind. Fig. 17

gibt zwei Mauerstufen eines Brückenpfeilerkopfes. Um Material zu sparen, muß man die Steinvorsprünge an den Läufern, die Aushöhlungen, Falze, an den Bindern anbringen. Spitze Winkel sind möglichst zu vermeiden. Ist die Beschaffung durchgehender Binder wie bei a in Fig. 17 nicht tunlich, so werden Verankerungen vorgenommen, die 2 Steine (b) verbinden. Gabelförmige Klammern (c) ermöglichen die Verbindung dreier Steine. Die Dübel und Klammern können von hartem Holz, Stein oder Metall gefertigt werden. Aus Holz nur, wenn die Einwirkung von Feuchtigkeit unbedingt ausgeschlossen ist. Steindübel in Schwalbenschwanzform (Fig. 16 d) und aus hartem Stein bewähren sich gegenüber nicht

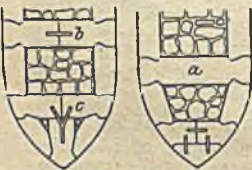


Fig. 17.



Fig. 18.

allzu großen Kraftangriffen. Fig. 18 zeigt die einfache Verdübelung eines Quaders auf seiner Unterlage. Bei der Verwendung des Eisens zur Verdübelung ist zu beachten, daß rostendes Eisen den Stein zersprengen kann. Sicherungsmittel gegen Rosten sind: Eintauchen der noch heißen Eisenstücke in Schmiedepech, Ölfirnis oder Asphalt, Verbleien oder Verzinken des Eisens. Die Befestigung der metallenen Dübel erfolgt durch Blei (Vorsicht beim Ver-

gießen, keine Feuchtigkeit im Dübelloch!), das nach dem Erkalten verstemmt werden muß, oder durch Zement, Kitte, Schwefel. Zementmörtel (1 T. Zement auf 2 T. feinen Sand) ist, fest eingestampft, wegen des Rostschutzes als Befestigungsmittel für Eisenklammern sehr zu empfehlen. Schwefel ist in Verbindung mit Eisen nicht unbedenklich, da die Bildung von Schwefeleisen den Stein sprengen kann.

1) **Guß- und Stampfmauerwerk.** Lehmstampfwerk, das als minderwertig in der Zeit vor dem Kriege kaum mehr verwendet wurde, wird jetzt, wo billigste Herstellung nötig ist, für untergeordnete Bauten wieder mehr zur Ausführung zu wählen sein. Sehr gegen Nässe zu schützen, daher weit überstehende Dächer. Das Einstampfen erfolgt in Formkästen, die allmählich weiter und höher aufgesetzt werden. Ecken, Einfassungen von Öffnungen, Rauchröhren am besten aus Steinen, mindestens Lehmsteinen, die ungenäßt mit Lehmörtel verarbeitet werden. Besser Ziegelsteine. Der Lehm vor dem Stampfen gut durchzuarbeiten und so wenig feucht als möglich einzustampfen. Geringe Beimischung von gehacktem Stroh zu empfehlen. Steine bis zur Nußgröße zulässig.

Kalksandstampfwerk: Auf 1 Raumteil reinen scharfen Sandes $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ Weißkalk oder $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{12}$ hydraulischer Kalk. Mit so viel Wasser, als den Sandhöhlräumen entspricht, wird der Kalk in Kalkmilch verwandelt und dem Sand zugesetzt (siehe Engel, Kalksandpisebau, 3. Aufl., Berlin 1877, Bd. 32 der Thaer-Bibliothek). Das Einstampfen erfolgt in Formkästen wie beim Lehmstampfwerk, Steine in Nußgröße zulässig. Vor Aufbringen einer neuen Schicht muß die vorbergehende so erhärtet sein, daß sie klingt und der Stampfer zurückschnellt. Schutz vor Regen bei der Ausführung nötig. Für Bögen und Gewölbe setze man noch 50 bis 100% des Kalks an Zement zu. Wenn die notwendige Stärke einer Ziegelmauer = 1 gesetzt wird, erfordert Lehmstampfwerk eine Stärke = 2,0; Kalksandstampfwerk = 1,25. Ausführliche Anleitung zur Herstellung von Stampfwerk in Lehm oder Kalksand im Handbuch der Architektur, 3. Teil, 2. Band, 1. Heft. Ebendasselbst auch Anleitung zur Herstellung von Putz auf Lehmwänden.

Beton: Über Betonguß (den unter Wasser einzubringenden Beton) siehe unter „Gründungen“. Der im Trocknen verwendete Beton wird gestampft und dadurch verdichtet. Dies ist jedoch nur möglich, wenn der Feuchtigkeitsgehalt der Masse gering ist (erdfeuchter Beton). Sobald beim Stampfprozeß das Wasser an der Oberfläche heraustritt, ein Zeichen, daß alle Hohlräume mit Wasser gefüllt sind, wird die Masse elastisch, schwimmend, und ein weiteres Stampfen bleibt dann wirkungslos. Über die Verwendung von Beton mit höherem Feuchtigkeitsgehalt, plastischen Beton, der unter Umständen beim Betoneisenbau angewendet werden muß, siehe den Abschnitt „Eisenbeton“.

Stampfbeton besteht aus kleinen regellosen Steinen, etwa bis 6 cm groß, Kieseln oder Steinschlag, die allseitig in verkittenden Mörtel eingehüllt und eingebettet sind. Der Mörtel besteht aus Sand mit Zement-, seltener mit Kalk- oder Kalkzementzusatz, und seine Menge soll etwa 1,15 von dem Inhalt der Hohlräume betragen, die zwischen den fest eingerüttelten Steinen sich befinden. Geschlagene scharfkantige, nicht zu große Steine lassen sich eng zusammenstampfen, bedürfen also weniger Mörtel als runde Kieselsteine. Harter scharfkantiger Steinschlag gibt wegen des besseren Ineinandergreifens der Steine höhere Festigkeiten als runde Kiesel. Die Mischungsverhältnisse sind je nach den verlangten Festigkeiten und Dichtheiten des Betons, sowie nach der Beschaffenheit der Materialien sehr verschieden. Ausführliche Tabellen hierüber in Büsing-Schumann, Der Portlandzement und seine Anwendung im Bauwesen, Berlin 1899. — Übliche Mischungen sind: für gestampfte Fundamente 1 Raumteil Zement, 4–6 Raumteile Sand, 6–8 Raumteile Schotter. Die Ausbeute an gestampfter Masse sind dabei etwa 8–11 Raumteile Beton, also 0,75% der lose verwendeten Mengen. Bei der Herstellung durch Handmischung wird der Sand (der möglichst trocken sein sollte) auf einer Pritsche, Mischbühne, 20 cm hoch ausgebreitet, der Zement

darübergeschüttet und das Ganze so lange trocken durchgeschaufelt, mindestens dreimal umgesetzt, bis die Mischung durchweg gleichfarbig aussieht. Dann wird das Steinmaterial zugeschaufelt, das rein von erdigen Bestandteilen sein muß und am besten vorher gewaschen wird. Gleichzeitig erfolgt das Anässen der Mischung mittels einer feinen Brause und wieder mehrmaliges Umschaukeln. Zweckmäßig ist eine Blechunterlage auf der Mischbank, damit nicht Holzsplitter beim Schaukeln abgestoßen und der Masse beigemischt werden. Besser als Handmischung und bei umfangreichen Ausführungen viel Zeit und Geld sparend ist Maschinenmischung. Gebräuchlich sind: Mischtrommeln (Maschinenfabrik Geislingen); Kollergänge (Grusonwerk Magdeburg-Buckau), Betonmaschine von Kunz (Kempten-Bayern), Patentbetonmaschine (Gauhe, Gockel & Co., Oberlahnstein). Beim Einstampfen sind lose Schichthöhen von 20 cm zu wählen, die bis auf etwa 15 cm Höhe durch Stampfen zu verdichten sind. Die Stampfstöße sollen womöglich in Richtung der später zu erwartenden größten Druckbeanspruchung geführt werden, die Richtung der einzelnen Lagen ist also ebenso anzunehmen wie die der Mauerwerksschichten. Bereits abgebundene Schichten sind an den Oberflächen aufzurauen und mit Zementschlempe (Zement mit wenig feinem Sand und Wasser angerührt) anzunässen, bevor neuer Beton aufgebracht wird.

m) Gewichte der Mauerwerkskörper. 1 Ziegel (Normalformat) 2,75 bis 3,25 kg. 1 Klinker bis 3,5 kg. 1 Lochstein 2,0—2,25 kg. 1 poröser Ziegel 1,5 bis 2,0 kg. 1 poröser Lochstein 1,2—1,3 kg. 1 rheinischer Schwemmstein 1,0 bis 1,1 kg. — 1 cbm Mauerwerk aus Ziegeln 1600—1800 kg, aus porösen Steinen 1000—1300 kg, aus Lochsteinen 1300 kg, aus porösen Lochsteinen 900 kg, aus Schwemmstein 850 kg. 1 cbm Mauerwerk aus Sandstein im Mittel 2400 kg, aus Kalkstein 2600 kg, aus Granit, Marmor oder Basalt 2700 kg. 1 cbm Zementstampfbeton 2000—2300 kg.

n) Zulässige Beanspruchung des Mauerwerks auf Druck in kg/qcm: Mauerwerk aus gewöhnlichen Ziegeln in Kalkmörtel 7 kg. Gut gebrannte Steine (Grundbauziegel) in verlängerten Zementmörtel 11—12 kg. Klinker in Zementsandmörtel 14—15 kg (bei festem Material bis 20 kg). Poröse Ziegel in Kalkmörtel 3—6 kg. Sandsteinmauerwerk in hydraulischem Kalk 15—30 kg, je nach Härte des Sandsteins. Quadermauerwerk aus Kalkstein 25 kg. Die zulässige Beanspruchung des Betons auf Druck soll im Mauerwerk und in der Druckzone gebogener Körper $\frac{1}{5}$ seiner Druckfestigkeit nicht überschreiten und nicht größer als 50 kg/qcm sein. Bei Stützen, Pfeilern ist die Beanspruchung mit zunehmendem Verhältnis der Höhe zur kleinsten Dicke zu vermindern. Bei 5 : 1 darf sie nur $\frac{1}{10}$, bei 10 : 1 nur $\frac{1}{20}$ der Druckfestigkeit betragen. Letztere ist durch Versuche an mindestens 4 Wochen alten Probewürfeln festzustellen.

B. Holzverbindungen.

Zu unterscheiden sind: a) Verbindungen der Hölzer nur mittels deren besonderer Form und b) Verbindungen durch Fremdkörper. Oft findet beides gleichzeitig statt. Nach dem Zweck der Verbindungen unterscheidet man 1. solche, die eine Vergrößerung der Abmessungen bewirken sollen, also der Länge, der Breite oder der Dicke, ferner 2. solche, bei denen ein Holz im rechten oder schiefen Winkel mit einem anderen verbunden wird, ohne aus dessen Ebene herauszutreten, und 3. solche Winkelverbindungen, bei denen die Hölzer in verschiedenen Ebenen liegen. Sehr verwickelte, kunstreiche Verbindungen empfehlen sich nicht, da die feinen Gliederungen zu leicht abspalten. Zu bevorzugen sind Verbindungen, die möglichst wenig Stemmarbeit erfordern und durch Sägeschnitte hergestellt werden können. Die gebräuchlichsten Verbindungen sind in Fig. 19 zusammengestellt.

I. Vergrößerung einer Abmessung der Hölzer.

a) Verlängerung der Balken (in kurzer Fuge). Der gerade Stoß (A_1) und der schräge Stoß (A_2). Beide besitzen keine Festigkeit, wenn die Verbindungen

dung nicht durch Fremdkörper, Schienen, Klammern, gesichert wird. Sie müssen stets über einer stützenden Unterlage angeordnet werden. Bei schmalen Auf-lager gewährt der schräge Stoß Vorteile.

Das Blatt, und zwar das gerade Blatt B_1 , das schräg geschnittene Blatt B_2 (verhindert ein Abheben), das gerade und schräge Hakenblatt B_3 und B_4 . Durch Zufügung eines Fremdkörpers (Keil) kann das schräge Hakenblatt zu einer unlöslichen Verbindung werden (B_5).

Der Langzapfen oder Nutzapfen C .

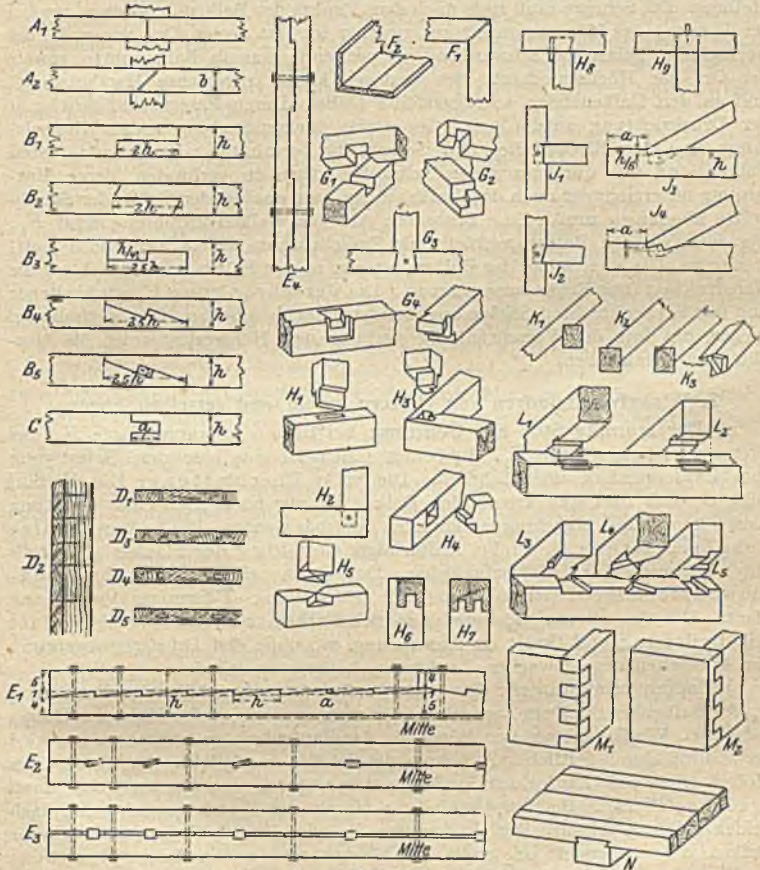


Fig. 19.

b) Verbreiterung von Brettern (in langer Fuge): Der Saum, das Besäumen D_1 , das Messern D_2 . Dies wird mit Vorteil angewendet für Wände von Schuppen, bei denen Schutz gegen eindringenden Schlagregen beabsichtigt wird (Zementschuppen); für Zäune, zum Schutz gegen Durchsehen. Der Falz oder halbe Spund D_3 . Der Spund D_4 und die Verbindung durch Nut und Feder D_5 , wobei ein Fremdkörper, die Feder, hinzutritt. Diese muß, wenn sie aus Holz besteht, eine Faserrichtung haben, die nicht parallel mit der Fuge läuft, sie muß „über den Span geschnitten“ sein.

c) Verdickung von Balken (in langer Fuge): Verzahnung E_1 , wird in neuerer Zeit weniger angewendet. Genaues Passen der Zähne ist schwer zu

erzielen, am besten noch durch Keile (a), die beim Zusammentrocknen der Hölzer nachgetrieben werden können. Vor dem Zusammenlegen der Balken werden diese gewaltsam etwas gesprengt, d. h. sie erhalten in der Mitte eine Aufbiegung von $\frac{1}{50}$ — $\frac{1}{100}$ ihrer Länge. Dasselbe ist bei den verdübelten Balken E_2 nötig. Die Dübel werden am besten als schlanke Keile verwendet, um beim Nachtrocknen weiter eingetrieben werden zu können. Damit sie nicht abgeschert werden, sind sie aus hartem Holz zu fertigen oder mit den Fasern senkrecht zu stellen. Gegen Abscheren der Dübel schützt auch eine schräge Stellung. Die Schräge muß stets nach dem Punkte des Balkens ansteigen, wo bei der Biegung das Höchstmoment zu erwarten ist. Ist dessen Ort, wie z. B. bei wechselnder Belastung, schwankend, so verwende man in Balkenmitte, soweit der Ort des Höchstmoments sich verlegen kann, wagerechte Hartholzdübel und an den Balkenenden schräggestellte Dübel. Deren Fasern sind schräg in der Druckrichtung anzuordnen. Gegen das Ineinanderdringen der Hirnholzfaser lege man Blechstreifen ein. Sowohl die verzahnten wie die verdübelten Balken sind mit durchgezogenen Schraubenbolzen zu verbinden, deren Entfernung untereinander nach den Balkeenden, mit wachsender Größe der Schubkräfte abnehmen muß. Eine besondere Art von Balkenverdübelung zeigt E_3 . Der zwischen den Balken verbleibende Zwischenraum sichert den freien Luftzutritt zu allen vier Seiten der Balken, ist also in den Fällen von Vorteil, wo die Konstruktion dem Regen ausgesetzt ist. Die Verschränkung E_4 wird seltener und nur bei senkrechten Stielen angewendet. Auch sie bedarf einer Verbolzung. Wegen des mit der Verschränkung verbundenen Holzverlustes ist die Verdübelung vorzuziehen.

2. Winkelverbindungen von Hölzern in ein und derselben Ebene.

a) Der stumpfe Stoß auf Gehrung; bei Balken in kurzer Fuge F_1 , bei Brettern in langer Fuge F_2 . In beiden Fällen ist eine besondere Befestigung zum Zusammenhalt unentbehrlich. Die volle Überblattung: Die Verbindung G_1 von zwei sich kreuzenden Balken ist nur noch nach einer Richtung lösbar, kann durch Nagelung vollkommen unlösbar werden. Die hakenförmige Ecküberblattung G_2 ist bei keilförmiger Gestaltung der Flächen gleichfalls nur noch nach einer Richtung lösbar. Das gleiche gilt für das schwalbenschwanzförmige Blatt G_3 , das zur Herstellung T-förmiger Verbindung dient. Die Anordnung G_4 zeigt das schwalbenschwanzförmige Blatt mit Brüstung und findet da Anwendung, wo ohne den Brüstungsvorsprung ein Abbrechen des schwachen Zapfens zu befürchten stände.

b) Zapfenverbindungen: Der gerade Zapfen H_1 erhält eine Breite von $\frac{1}{3}$ der Balkenbreite. Dem Zapfenloch gibt man meist die halbe Höhe des Holzes zur Tiefe. Wo Eindringen von Wasser in das Zapfenloch zu befürchten ist, wird der Abfluß durch seitliches Anbohren des Loches ermöglicht. Am Ende eines Holzes muß das Zapfenloch zurückgesetzt werden, der Zapfen heißt dann „geächsel“ H_2 . Bei der Verbindung H_3 ist der Winkelzapfen H_3 nach beiden Seiten geächsel. Der Brustzapfen H_4 wird bei Verbindungen belasteter Balken viel verwendet. H_5 stellt den Kreuzzapfen dar, dessen Herstellung am Ende des einzusetzenden Balkens schwierige Stemmarbeit erfordert. Vorteil: keine Wasseransammlung im Zapfenloch. H_6 zeigt den Blattzapfen und H_7 den Doppelzapfen. Unlösliche Verbindungen ergeben sich bei Anwendung des Weißschwanzzapfens H_8 mit Füllstück und des Keilzapfens oder Grundzapfens (H_9).

c) Versatzungen: Die Versatzungen werden meist in Verbindung mit Zapfen gebraucht und diese dann durch Nägel gesichert. J_1 und J_2 zeigen die gerade und schräge Versatzung bei rechtwinkligem Zusammenstoß. J_3 und J_4 die einfache und doppelte schiefwinklige Versatzung. Als Tiefe wird etwa $\frac{1}{6}$ der Holzstärke angenommen. Die Festigkeit der Verbindung bei schiefem Strebendruck beruht auf dem Widerstande des Vorholzes a gegen

abschieben. Bei der doppelten Versatzung gebe man dem zweiten Zahn größere Tiefe, damit er nicht nur gegen den kurzen Vorsprung zwischen beiden Zähnen schiebt.

3. Winkelverbindungen in verschiedenen Ebenen.

Aufklauung K_1 eines durchgehenden Holzes. K_2 Fußklaue. Will man diese in Richtung des unterstützenden Holzes unverschieblich gestalten, kann die Klaue mit Zapfen im Nest K_3 angewendet werden. (Ist schwierig auszuführen.) Zwei in parallelen Ebenen übereinanderliegende Balken werden verkämmt. Tiefe der Kämme etwa 2 cm. L_1 gerader, doppelter Kamm für durchgehende Hölzer, L_2 einfacher gerader Kamm für endigendes Holz. L_3 schwalbenschwanzförmiger Kamm. L_4 desgleichen für Eckverbindung. L_4 , der Kreuzkamm empfiehlt sich für durchgehende Hölzer wegen seiner leichten Herstellbarkeit.

An sonstigen Verbindungen sind noch zu nennen: Die Verzinkung, offen M_1 , oder verdeckt M_2 , und die Nutung auf den Grat N , zur Verbindung von Brettern durch eingeschobene Leiste.

Die besonderen Verbindungsmittel des Holzes sind:

a) Leim. Am besten ist der Lederleim. Er muß in kaltem Wasser 24 Stunden aufquellen, darf sich dabei nicht lösen. Die Gallerte wird dann erwärmt und dadurch flüssig. Leim darf niemals sieden! Die zu leimenden Stücke müssen genau passen, angewärmt und nach dem Leimen so scharf zusammengepreßt werden, daß der Leim aus der Fuge fast ganz hinausgequetscht wird.

b) Käsekitt. Frischer weißer Quark wird mit wenig gelöschtem Kalk und etwas Milch oder Wasser mittels Spachtels tüchtig verrieben. Die Masse muß etwas flüssig sein und fadenförmig vom Spachtel ablaufen. Der Kitt wird frisch verwendet, ohne Erwärmung der Hölzer. Diese müssen 8—10 Stunden scharf zusammengepreßt bleiben.

c) Nägel und Stifte. Holznägel meist quadratisch mit etwas abgefaßten Kanten. Eisene Nägel entweder geschmiedet oder aus ungeglühtem Draht hergestellt. Querschnitt rund, viereckig, dreieckig. Nägel bis 30 cm Länge im Handel. Drahtstifte von 1—20 cm Länge, 0,25—6 mm im Durchmesser.

d) Zur Verbindung dienen ferner: Schrauben, Schraubenbolzen, Klammern, Schienen und Keile (Fig. 19 B_6).

4. Die einfachen Balkenverbindungen.

a) Winkelbänder (Fig. 20 und 21). Sie dienen dazu, den Winkel zwischen zwei verbundenen Hölzern unverschieblich zu machen, und werden dann am besten mit Schwalbenschwanzblatt befestigt. Wenn sie in senkrechter Ebene ein wagerechtes Holzstützen sollen (sogenannte Kopfbänder), werden sie meist nur eingezapft. Ist P eine Last in Entfernung l von dem senkrechten Pfosten und s die Länge des verfügbaren

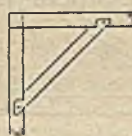


Fig. 20.

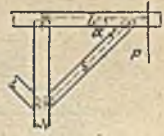


Fig. 21.

Kopfbandes, so ist Druck D in der Strebe = $\frac{2 P l}{s \cdot \sin 2 \alpha}$. D wird Minimum für $\sin 2 \alpha = 1$. Kopfbänder also am besten unter 45° geneigt.

b) Armierte Balken (Fig. 22). An jeder Balkenseite liegen Zugstangen, die mit den Enden durch eine rechtwinklig zu ihnen am Balkenkopf anliegende



Fig. 22.

starke Schiene gesteckt und mit starken Muttern angezogen werden. In der Mitte des Balkens (oder nach Erfordern an zwei Zwischenpunkten) ist eine

untere Spreize, Bock, angeordnet, die von den Stangen umfaßt wird. Die genaue Berechnung ist umständlich. Man zerlege die Gesamtbelastung Q in zwei Teile X und $(Q-X)$. Die Durchbiegung des nicht armierten Balkens unter Last X und die Senkung, die durch Dehnung der Zugeisen unter Last $(Q-X)$ hervorgerufen werden würde, müssen gleich gesetzt werden. Man rechnet gewöhnlich einfacher, indem man über der Stütze im Balken ein Gelenk annimmt. Wird der Balken durch Einzellast Q in der Mitte belastet, so wird der Zug in den beiden Stangen zusammen $= \frac{Q}{2 \sin \alpha}$. Bei einer über den ganzen Balken gleichmäßig verteilten Last Q ist der Gesamtzug in beiden Stangen $= \frac{Q}{4 \sin \alpha}$.



Fig. 23.

Fig. 23 zeigt einen durch Bohlen armierten Balken. Zwischen die Hirnholzflächen der Bohlenstreben werden zweckmäßig Blechstücke einglegt. Die Schrubkräfte werden durch scharf angezogene Bolzen und durch Verzahnung (siehe die punktierten Linien) aufgenommen.

c) Balkensprengwerke. Diese kommen im Hochbau selten und fast nur im Brückenbau vor. Der Sprengwerksbalken wird beim einfachen Sprengwerk



Fig. 24.

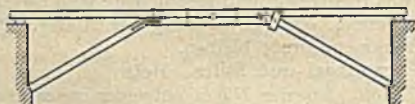


Fig. 25.

(Fig. 24) in einem Punkt, beim doppelten (Fig. 25) in zwei Punkten durch Streben unterstützt, die den lotrechten Druck seitlich nach festen Widerlagern übertragen. Beim doppelten Sprengwerk meist ein Spannriegel zwischen beide Streben eingefügt und mit dem Balken verdübelt und verbolzt.

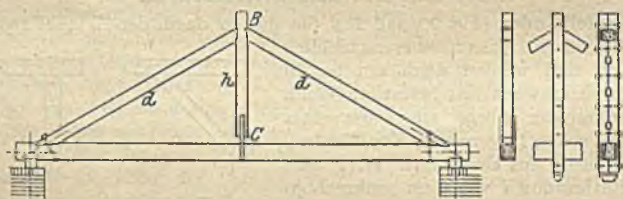


Fig. 26.

Für die Hochbaukonstruktionen wichtiger sind die Hängewerke. Der zu unterstützende Balken wird an einem oder mehreren Punkten zwischen den

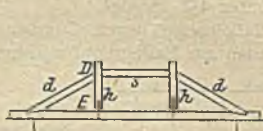


Fig. 27.

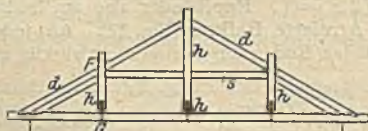


Fig. 28.

Endauflagern aufgehängt (Fig. 26 einsäuliges, Fig. 27 zweisäuliges, Fig. 28 dreisäuliges Hängewerk). Die Hängesäulen h , an denen die Aufhängung erfolgt,

übertragen die Last durch Streben d und Spannriegel s auf die Auflager des Balkens, der somit auf Zug beansprucht wird. Die Verbindung der Strebe mit dem Balken erfolgt meist durch Versatzung (einfach oder doppelt [Fig. 19 J_3, J_4]) und wird außerdem oft durch Verbolzung verstärkt. Fig. 29 zeigt eine Anordnung, durch die es möglich wird, eine am Fuß verfaulte und kürzer geschnittene Strebe unter Einfügung eines Aufschieblings a wieder mit dem Spannbalken zu verbinden. In Fig. 30 sind einige der üblichen Verbindungen bei Hängewerkkonstruktionen dargestellt. Die großen Buchstaben beziehen sich auf die in Fig. 26—28 bezeichneten Punkte. Die Mittellinien der Hölzer müssen an den Verbindungsstellen stets in einem Punkt sich schneiden. Häufig bildet man die Hängesäulen aus zwei verdübelten Hölzern (rechts in Fig. 26). Der durchgehende Balken wird dann an

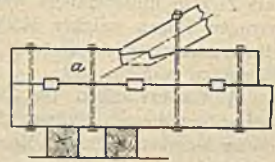


Fig. 29.

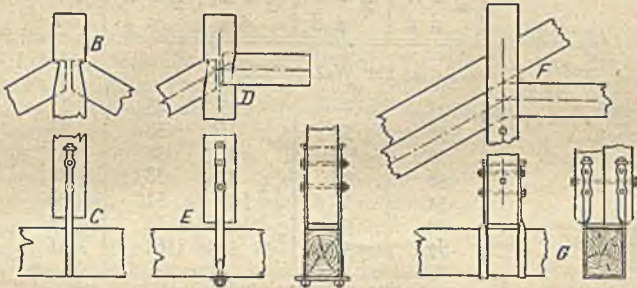


Fig. 30.

der Stelle etwas ausgeschnitten, damit die Hölzer der Hängesäulen nicht zu stark geschwächt zu werden brauchen. Von den Verbindungen zwischen Hängesäule und Balken verdienen diejenigen den Vorzug, die ein Nachschrauben der Verbindung gestatten.

II. Die Mauern und Wände.

A. Aus Stein.

a) **Material.** Mauern aus natürlichen Steinen, mit Ausnahme poröser Tuffgesteine, eignen sich nicht für die Umfassung von Räumen, die zu dauerndem Aufenthalt von Menschen oder Tieren bestimmt sind. Die natürlichen Steine sind zu gute Wärmeleiter. Auf den stark durchkältenden Mauern schlägt sich die Feuchtigkeit der Innenräume nieder. Einigen Schutz dagegen gewährt eine innere Verblendung mit gebrannten Ziegeln.

b) **Verblendung.** Zur Herstellung sehr sauberen Ziegelmauerwerks dient häufig eine Verblendung mit $\frac{1}{2}$ und $\frac{1}{4}$ Mauerziegeln (Köpfen und Riemchen). Die größte Sauberkeit wird erreicht, wenn die Mauern zunächst ohne Verblendung mit $\frac{1}{4}$ Stein tiefen Verzahnungen in die Höhe geführt und nachträglich von oben beginnend verblendet werden. Die Mauern sind aber dann entsprechend stärker aufzuführen. Wird die Verblendung gleichzeitig mit den Mauern hergestellt, was billiger und sicherer ist, so werden die unvermeidlichen Schmutzflecken des Mörtels durch Abwaschen mit stark verdünnter Salzsäure (1proz.) entfernt. Sofortiges Nachspülen mit Wasser ist nötig.

Das Setzen neu aufgeführten Mauerwerks, durch Schwinden und Zusammenpressen des Mörtels bedingt, erfordert besondere Vorsichtsmaßregeln. Neue Mauern dürfen nie im Verbands (also nicht in eingestemte Verzahnung) mit alten vorhandenen Mauern aufgeführt werden. Wenn hohe Mauern aus Quadern mit Ziegeln hintermauert werden, ist für das Werksteinmauerwerk mit seinen wenigen Fugen weicher Mörtel und nicht allzu knappe Fugenstärke, für die Hintermauerung ein festerer Mörtel (Zementzusatz) bei enger Abmessung der Fugen zu wählen.

c) Mauerstärken für Ziegelmauerwerk sind im allgemeinen stets durch halbe Ziegellängen teilbar. Nachstehend eine Tabelle der für Berliner Wohnhäuser vorgeschriebenen Mauerstärken in cm:

	Front-M. m. Öffnungen n. Balkenlast	Mittel-M. m. Öffnungen n. Balkenlast	Giebel-M. o. Öffnungen o. Balkenlast	Hohe M. o. Öffnungen n. Balkenlast	Giebel-M. m. Öffnungen o. Balkenlast	Treppen-M.
a) für Wohngebäude.						
Dachboden	25	—	25	25	25	25
4. Geschoß	38	38	25	38	25	25
3. „	38	38	25	38	25	25
2. „	51	38	25	38	38	25
1. „	51	38	38	51	38	25
Erdgeschoß	64	51	38	51	51	38
Keller	77	51	51	64	51	38
b) für Fabrikgebäude.						
Dachboden	25	—	25	25	—	25
4. Geschoß	38	38	25	38	—	25
3. „	51	38	25	38	—	25
2. „	51	38	38	51	—	25
1. „	64	51	38	51	—	38
Erdgeschoß	77	51	51	64	—	38
Keller	90	64	51	77	—	51

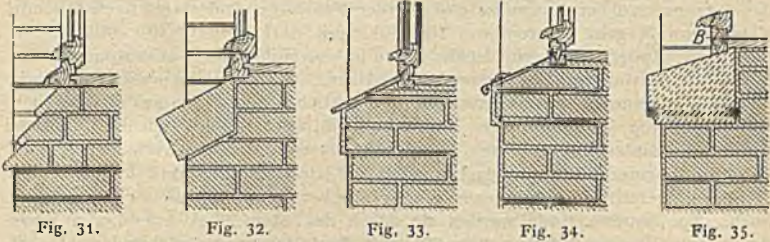
Diese Vorschriften wechseln in den verschiedenen Städten nicht unwesentlich. Ausführliche Auskunft findet sich hierüber in: Dewitz, Baupolizeiliche Konstruktionsvorschriften. Dissertationsschrift der Dresdner Hochschule. Hannover 1908.

In vielen Orten ist die Anordnung gemeinschaftlicher Giebel zwischen zwei benachbarten städtischen Wohnhäusern bei geschlossener Bauweise erlaubt. Diese „Kommunmauern“, die mit der Mitte auf der Grenze stehen, dürfen in Sachsen aus „Schaft und Schild“ gemauert werden, d. h. mit 2 Stein starken, 64 cm breiten Pfeilern (Schäften) und 1 Stein starkem Feldmauerwerk (Schilden). Die Schäfte sind mindestens in Höhe jedes zweiten Stockwerks durch Gurtbögen zu verbinden. Im Keller ist die Mauer in ganzer Stärke herzustellen.

Brandmauern müssen, wenn sie die Fortpflanzung eines Schadenfeuers sicher verhindern sollen, mindestens 25 cm stark sein. Holzwerk darf man nicht in sie einbinden. Über das Dach sind die Brandmauern mindestens 30 cm hoch hinauszuführen. Öffnungen in Brandmauern sind mit selbsttätig sicher zufallenden Türen zu versehen. Eiserne Türen müssen in tiefe Falze schlagen, werfen sich aber leicht in der Hitze und gewähren dann nicht vollen Schutz.

Empfehlenswert sind doppelte eiserne Türen an beiden Seiten der Mauer oder Holztüren mit allseitiger Blechbekleidung.

d) Öffnungen im Mauerwerk. Fensteröffnungen werden stets mit Anschlag gemauert (Fig. 8 und 9), ebenso äußere Türen. Bei inneren Türen ist



die Art ihrer Anbringung und Befestigung in der Öffnung dafür entscheidend, ob ein Anschlag angeordnet wird (siehe Teil IX). Türöffnungen, die mit hölzernem Futter ausgestattet werden sollen, sind im Mauerwerk 8 cm breiter und höher anzulegen, als das spätere Lichtmaß beträgt. Die Breite des Fensteranschlags, in der Mauerrichtung gemessen, ist 8 cm für einfache, 12 cm für Doppelfenster. Die Fenstersohlbank ist nach außen stets mit Gefälle zu versehen. Bei Ausführung in Ziegelrohbau empfiehlt sich die Verwendung von Schrägsteinen, Schmiegesteinen (Fig. 31) oder einer schrägen Rollschicht (Fig. 32). Bei Putzbau müssen die Sohlbänke mit Schieferplatten (Fig. 33) oder mit Zinkblech

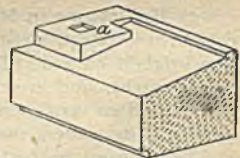


Fig. 36.

Nr. 11—13 abgedeckt werden (Fig. 34). Das Blech wird am hölzernen Blindrahmen in einem Falz dicht an dicht genagelt, am vorderen Rande mit versteifendem Wulst versehen und an eingemauerten Drahtschlingen befestigt. Diese gehen durch eine weite Durchlochung der Bleche und werden mit aufgelöteten Zinkkappen überdeckt. Bei Ausführung der Sohlbänke in Haustein wird, falls der Stein wetterbeständig ist und keiner schützenden

Zink- oder Schieferabdeckung bedarf, die Anordnung nach Fig. 35 am meisten sich empfehlen. Die Abwässerung wird dabei bis hinter den hölzernen Blindrahmen *B* des Fensters geführt, und der Stein erhält dort noch eine kleine Erhöhung, um dem Eintritt von Wasser zu wehren. An den Enden der Sohlbank läßt man den Sockel für den Aufstand seitlicher steinerne Fensterge- wände stehen (Fig. 36).

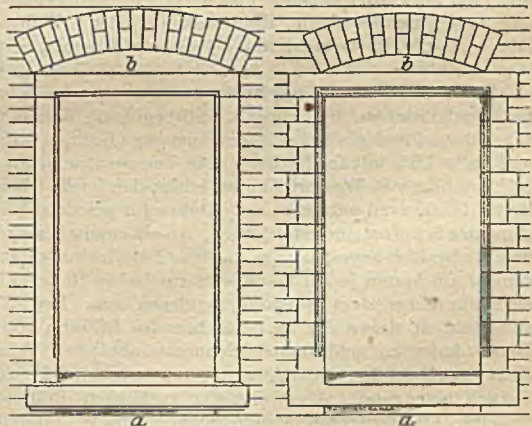


Fig. 37.

Fig. 38.

Das Loch bei *a* dient zur Aufnahme eines Steindübels zwischen Gewände und Sohlbank.

Bei Ausführung der seitlichen Gewände aus Haustein können diese entweder nach Fig. 37 aus einem Stück und nach Fig. 38 aus einzelnen im Verband gemauerten Quadern bestehen. Die erstere Anordnung hat den Vorteil der größeren Einfachheit, aber den Nachteil, daß sich die Gewände nicht am Setzen des benachbarten Mauerwerks beteiligen können. Gegen die Nachteile des Setzens sind bei Anwendung steinerer Fenstergewände stets nachstehende Vorsichtsmaßregeln notwendig: Die Sohlbank darf anfangs nur mit beiden



Fig. 39.

Enden auflagern. In der Mitte ist ein Hohlraum *a* auszusparen. Zur Entlastung des oberen Steinbalkens, des Fenstersturzes, sind Entlastungsbögen anzuordnen. Bei seitlichen Gewänden aus einem Stück (Fig. 37) muß dieser Bogen so groß sein, daß er auch die Gewände mit entlastet. Nach beendetem Setzen des Mauerwerks, nach Aufbringen der Dachlast werden die Hohlräume *a* und *b* leicht ausgefüllt. Gewände aus einem Stück macht man selten über 2,5 m hoch. Am unteren Ende werden sie durch den Steindübel, am oberen Ende durch eine Kramme, Anker (Fig. 39), mit dem Mauerwerk verbunden.

Sohlbänke und Fenster- oder Türsturze aus Haustein dürfen niemals an den Enden mit Zementmörtel vermauert werden. Nach Verlust der Bergfeuchtigkeit verringern die Steine ihr Volumen und würden reißen, wenn sie durch den Zementmörtel zu fest an ihren Enden mit dem Gemäuer verkittet sind.

Über die Herstellung der gewölbten Fenster und Türbögen siehe Seite 570 fgd.

e) Hohlräume in Mauern. Hohlräume im Mauerwerk werden als Luftschichten angelegt, meist $\frac{1}{4}$ Stein stark, als Schutz gegen die Einwirkungen der Feuchtigkeit oder der Temperatur. Die beiden Wände, aus denen die Mauer dann besteht, sind in gewissen Abständen mit durchgreifenden Steinen zu verbinden und zu versteifen. Luftschichten als Schutz gegen seitliche Erdfeuchtigkeit in Kellermauern meist nach außen durch $\frac{1}{2}$ Stein starke Mauer begrenzt. Die Außenwand am besten in verlängertem Zementmörtel gemauert, die Durchbinder in heißen Steinkohlenteer getaucht. Solche Isolierluftschichten als Feuchtigkeitsschutz müssen ventiliert werden, nach oben im über Erdrich hinausragenden Teil durch vergitterte Öffnungen, unten entweder nach den Innenräumen oder besser nach einem warmliegenden Lüftungsschornstein. Luftschichten, die nur als Wärmeschutz dienen sollen, müssen luftdicht abgeschlossen werden (ruhende Luftschicht). Für Eishäuser u. dgl. werden oft zwei bis drei solche Luftschichten hintereinander in dicken Mauern angelegt. Bei Mauern, die Balken- oder Wölbelast aufnehmen sollen, läßt man die Luftschichten 4—5 Schichten unter dem Auflager oder Widerlager aufhören.

f) Schornsteine. Enge Schornsteine, russische Röhren, sind nur anwendbar bei geschlossenen Feuerungen, Stubenöfen, Kochmaschinen, eingemauerten Waschkesselherden. Bei offener Feuerung (Kamine, offene Herde u. dgl.) dringt viel kalte Luft mit in die Esse. Die Temperatur in ihr ist niedriger, und durch Niederschlag von Wasserdämpfen bildet sich leicht Glanzruß, der nur gewaltsam durch Hacken zu entfernen ist. Daher für solche offene Feuerungen weite, besteigbare Schornsteine erforderlich. An ein russisches Rohr dürfen im allgemeinen drei Stubenöfen angeschlossen werden. Für Kochmaschinen und Waschkesselfeuerungen am besten je ein besonderes russisches Rohr. Für Wrasenableitung wird ein Rohr neben dem Heizrohr anzulegen sein. Den Wrasen in das Rauchrohr zu leiten, ist wegen der zu befürchtenden Bildung von Glanzruß nicht ratsam. Dieser kann zu gefährlichen Schornsteinbränden Veranlassung geben, durchzieht auch wohl die Mauern, unvertilgbare Flecke oder auch widrigen Geruch erzeugend. Als Weite der russischen Röhren sind 80—100 qcm für je eine Ofenfeuerung anzunehmen. GröÙte, selten vorkommende, Weite 30 cm im Quadrat. Das Mindestmaß für besteigbare Schornsteine ist 43 cm. Das Höchstmaß 52 cm. Bei weiteren Schornsteinen müssen Steigeisen angebracht werden.

An manchen Orten sind runde russische Röhren gebräuchlich. Wenn auch die runde Form des besseren Zuges wegen der viereckigen vorzuziehen ist, so sind doch solche Schornsteine nur dann zu empfehlen, wenn Formsteine verfügbar sind, die einen Verband des Schornsteinmauerwerks mit dem anderen Gemäuer gestatten. Runde Schornsteine, wie sie leider vielfach nach Fig. 40 mit Formsteinen ausgeführt werden, bei denen nach Linie $a-b$ und $c-d$ senkrechte Fugen durch die ganze Mauerhöhe gehen, sind eine durchaus schlechte Konstruktion.

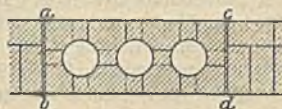


Fig. 40.

Alle Schornsteine sind massiv zu gründen und möglichst lotrecht in die Höhe zu führen.

In einer Mauer darf ein Rohr in einem Winkel von nicht unter 60 Grad gegen die Wagerechte geneigt geführt („geschleift“) werden. Bei flacherer Neigung sind an den Knickpunkten seitliche Reinigungstüren anzubringen, um den Ruß in der geneigten Strecke hinunterstoßen zu können. Am unteren Ende jedes Rohres ist eine Reinigungstür zur Rußentfernung anzubringen, ebenso am oberen Ende, falls nicht, wie dies an manchen Orten vorgeschrieben ist, die Reinigung der russischen Röhren vom Dache aus durch die obere Öffnung erfolgt. Alle Reinigungstüren müssen dicht schließen, damit nicht Funken entweichen und der Zug nicht durch Nebenluft beeinträchtigt wird. Für die Anlage von russischen Röhren in mehrstöckigen Wohnhäusern gilt als Regel, daß man für jedes Stockwerk besondere Röhren anordnet; die drei Stubenöfen, die höchstens an ein Rauchrohr angeschlossen werden, müssen demselben Stockwerk angehören. Man vermeide aber, die seitlichen Einmündungen in das Rauchrohr in genau dieselbe Höhe zu legen. Freistehende Schornsteinkästen im Dachraum sind lotrecht aufzuführen. Ist eine geneigte Lage nicht zu umgehen, so müssen die Rauchröhren massiv untermauert oder unterwölbt werden. Ein Aufhängen oder Anlehnen (Aufsatteln) an Hölzer des Dachverbandes ist verboten. Wandstärke (Wangstärke) der russischen Röhren meist 12 cm. Liegt das Rohr in einer Außenwand, ist die nach außen gerichtete Wange mindestens 25 cm stark zu machen, um die starke Abkühlung und die Gefahr der Glanzrußbildung zu vermeiden.

Russische Röhren sind nur bei harter Dachdeckung gestattet, also nicht bei Stroh-, Rohr- oder Schindeldächern. Die Höhe der Schornsteinköpfe soll betragen: bei harter Deckung und Lage der Schornsteine im First mindestens 30 cm (besser 50 cm). Bei Lage der Schornsteine in einer Dachfläche soll die Höhe des Schornsteinkopfes an der niedrigsten Seite gemessen 1,15 m betragen, bei Holzzement oder Dachpappe 0,85 m. Für weite Röhren und weiche Deckung sind die Maße: im First 0,60 m; in einer Dachfläche: 1,75 m kürzeste Seite des Schornsteinkopfes. Von den Schornsteinaufsätzen, die sich in solchen Fällen nötig machen, wo durch die Nachbarschaft der Schornsteine störende Luftwirbel eintreten können, sind die einfachen Wolpertschen Sauger am meisten zu empfehlen, die lediglich durch feste schräge Flächen den Windstrom nach oben richten und seine Stoßkraft voll ausnutzen.

g) **Fabrikschornsteine.** Sockel gewöhnlich quadratisch. Die Säule darüber quadratisch, achteckig, oder rund. Achteckige und runde Schornsteine bieten dem Wind weniger Angriffsfläche. Wenn der lichte Durchmesser weniger als 1 m beträgt, kann die Wandfläche oben bei runden und achteckigen Säulen allenfalls bis auf $\frac{1}{2}$ Stein beschränkt werden. Nach unten nehme die Wandstärke auf je 4 m Höhe mindestens um 5 cm zu. Wenn gewöhnliche Ziegel verwendet werden, werden in 6–8 m Höhe innere Absätze angeordnet, bei denen die Wandstärke um $\frac{1}{2}$ Stein zunimmt. Dadurch bestimmt sich zugleich der Anlauf der äußeren konischen Form. Über die Standfestigkeitsberechnung siehe die von den preußischen Ministerien erlassenen Bestimmungen vom 30. April 1902. Danach

ist der Winddruck W auf 1 qm senkrecht getroffener Fläche im allgemeinen zu 125 kg anzunehmen. Die Kantenpressungen des Mauerwerks sind unter Ausschluß von Zugspannungen auch für einen Wert $W = 150$ kg zu ermitteln. Auf Grund dieser Bestimmungen ist bearbeitet: Anleitung zum Entwerfen und zur Berechnung usw. von Fabrikschornsteinen von H. Jahr. Hagen i. Westf. 1904, bei Hammerschmidt¹⁾. Siehe auch: Bastine, Berechnung und Bau hoher Schornsteine. Leipzig 1898, bei Arthur Felix. Das sächsische Ministerium, Verordnung vom 22. April 1903, schreibt die Annahme eines Winddrucks W vor gleich $(115 + 0,6 H)$ kg/qm, wobei für H die gesamte Höhe des Schornsteins mit Sockel in Metern einzusetzen ist.

h) Isolierungen. Gegen aufsteigende Feuchtigkeit des Erdbodens sind Isolierschichten einzulegen. Diese bestehen am besten aus natürlichem Asphalt, 1—1½ cm stark, oder aus doppelter Lage guter Asphalt- oder Ruberoidpappe mit darunter, dazwischen und darüber angebrachter, also dreifacher Schicht aus heiß aufgestrichenem Goudron. In Anwendung sind ferner Siebelsche Bleiplatten und, mit weniger gutem Erfolg, einige Schichten von Klinkern in Zement. Bei Anordnung hölzerner Fußböden muß die Isolierschicht tiefer liegen als die Unterkante der Fußbodenlager; bei nicht unterkellerten Gebäuden also nach Fig. 41 oder 42. Die erstere Anordnung ist anzuwenden, wenn der Sockel aus wasserdurchlässigem Stein (Sandstein oder auch Putz) besteht. Fig. 42 ist ge-

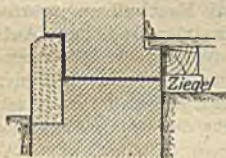


Fig. 41.



Fig. 42.

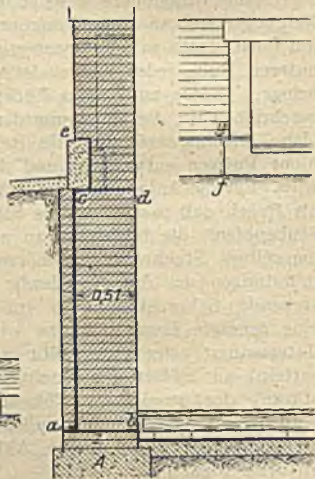


Fig. 43.

eignet bei Sockelverkleidung aus Granit. Die Höhe, bis zu der das Spritzwasser die Mauern schädigt, beträgt je nach Höhe des Traufenfalles 20—35 cm. Bei unterkellerten Gebäuden und wasserundurchlässigen Seitenwänden des Kellers ist eine Isolierschicht unter den etwa vorhandenen Holzfußböden des Kellers und eine zweite über der Höhe anzubringen, die das Spritzwasser der Traufen erreichen kann. Meist aber sind die Seitenwände selbst des Schutzes bedürftig, und die wagerechten Isolierschichten sind dann mit den senkrechten Isolierungen in dichte Verbindung zu bringen. Ein Beispiel, wie sich eine derartige Sicherung von Kellerräumen gegen aufsteigende und seitliche Erdfeuchtigkeit in vollkommener Weise durchführen läßt, gibt Fig. 43. Für die Kellermauer sei eine Stärke von 51 cm verlangt. Über dem Fundamentbankett werden zunächst einige Ziegelschichten Z 0,51 m + ½ Stein breit aufgemauert und eine wagerechte Asphalttschicht $a-b$ aufgebracht. Das Mauerwerk wird dann bis zur Höhe $c-d$ 0,51 m stark aufgeführt und in seiner Außenfläche mit heißem Goudron gestrichen. Darauf wird eine Lage Asphaltpappe geklebt, es folgt neuer Goudronanstrich, zweite Papplage und dritter Goudronanstrich. Die senkrechte Isolierung muß unten an die vorspringende Asphalttschicht $a-b$, oben an eine zweite Isolierschicht $c-d$ genau

¹⁾ Gedruckte Formulare zur Schornsteinberechnung auf Grund der preuß. Bestimmungen sind von der Buchhandlung Hammerschmidt in Hagen i. Westf. käuflich zu beziehen.

anschließen. Schließlich wird zum Schutz der senkrechten Isolierung $\frac{1}{2}$ Stein stark in Zementkalkmörtel vorgeblendet. Ist der Sockel für Feuchtigkeit durchlässig, so ist der Goudronanstrich und der Asphalt hinter den zuerst versetzten Sockelsteinen bis e durchzuführen, ebenso hinter den Fenstersohlbänken und an deren seitlicher Fuge $f-g$. Soll der Kellerfußboden asphaltiert werden, so bringe man die Asphaltierung in innige Verbindung mit Isolierschicht $a-b$. Dabei ist aber zu beachten: Der Fußboden (Pflaster oder Betonierung) wird viel später hergestellt als die Kellermauern. Man wird die Isolierschicht $a-b$ leichter wieder auffinden und an sie anschließen können, wenn sie von Hause aus, wie in der Abbildung, in der Mauer eine Schicht höher liegt als der später einzubringende Asphaltboden. Der Asphalt ist dann bis b in die Höhe zu ziehen.

Isoliermauern, die vor den Kellermauern aufgeführt werden, haben mancherlei Nachteile. Sie müssen den Erddruck aufnehmen können, also stark sein, oder gegen die Kellerwände abgesteift werden, wodurch Gelegenheit zur Übertragung von Nässe gegeben wird. Die Abdeckung des Hohlraums darf keine Fugen aufweisen, durch die Wasser in den Hohlraum eindringen kann. Da sich dies schwer erreichen läßt, müssen die Hohlräume gut entwässert werden, und das ist in manchen Fällen schwer durchführbar.

i) **Gesimse.** Bei allen Steingesimsen ist darauf zu sehen, daß der Schwerpunkt jedes überkragenden Steines noch fest unterstützt ist und so weit hinter der Drehkante zurückliegt, daß auch etwa anzunehmende zufällige Belastungen des überkragenden Teils den Schwerpunkt nicht vor die unterstützende Kante verlegen können. Auf Zugfestigkeit des Mörtels ist nicht zu rechnen. Gesimse aus Ziegeln sind in verlängertem Zementmörtel zu mauern. Kann bei größerer Ausladung die statische Stabilität der einzelnen Steine durch ihr Eigengewicht nicht erreicht werden, so sind Unterstützungen durch eiserne Roste aus Flacheisen oder L-Eisen vorzusehen, die entweder durch das Gewicht der Übermauerung eingespannt, oder bei geringer Wandstärke und unzulänglicher Übermauerung am hinteren Ende nach unten verankert werden müssen. Die Oberfläche der vorspringenden Gesimse ist stets mit Abwässerung anzulegen, die zumal bei Hauptgesimsen nicht flacher als 1:5 sein sollte. Bei Ausführung in Ziegelrohbau werden meist Formsteine nötig. Eine reiche Auswahl von Gesimsen aus einfachen Ziegeln, Formziegeln und Terrakotten findet sich im Handbuch der Architektur, Teil III, Band 2, Teil 2. Die Abwässerung kleiner, aus einfachen Ziegeln vorgestreckter Gesimse nur durch Zement ist nicht haltbar. Sehr zu empfehlen ist die Verwendung glasierter Formziegel für die Gesimsabdeckungen.

Zur Herstellung geputzter Gesimse muß die Simsform aus entsprechend zugehauenen Ziegeln im Rohen so vorgemauert werden, daß der erforderliche Putzüberzug möglichst gleichmäßig und nicht über 3 cm stark wird. Als Putzmaterial wird Weißkalkmörtel mit schwachem Gipszusatz verwendet. Der Gips erleichtert das Ziehen, beeinträchtigt aber die Haltbarkeit, sobald das Gesims im Freien liegt. Solche Gesimse müssen mit Leinöl getränkt und mit gut zu unterhaltendem Ölfarbanstrich versehen werden. Haltbarer, aber schwer zu ziehen sind geputzte Gesimse aus Graukalkmörtel. Gezogene Gesimse aus Zementsandmörtel haben sich im allgemeinen nicht bewährt. Sie bedecken sich beim Trocknen mit Haarrissen, die dem Frost Angriffspunkte zur Zerstörung bieten. Die Oberfläche der Gesimse ist zum Schutz gegen die Einflüsse von Regen, Schnee und Frost mit einer Abdeckung aus Schiefer, Zink oder Ziegeln zu versehen, sobald die Ausladung größer wird als 12—15 cm. Hiervon darf nur abgesehen werden bei steilen Abwässerungen (gotische Gesimse) oder bei Herstellung der Gesimse aus wetterfesten Ziegeln im Rohbau oder aus völlig wetterfestem harten Werkstein. Am oberen Rande wird die Zinkabdeckung in die nächste Lagerfuge

oder bei schräg gerichteten Gesimsen in eine 2—3 cm tief eingehauene feine Nut eingeführt und dort mit Blei verstemmt oder durch verzinnte Eisenstifte verkeilt. Am vorderen Ende muß das 2 cm überragende Ende wie bei der Abdeckung der Fenstersohlbänke (Fig. 34) zur Versteifung umgebogen werden. Die Befestigung erfolgt entweder wie dort durch Drahtschlingen oder bei Abdeckung

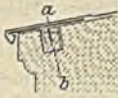


Fig. 44.



Fig. 45.



Fig. 46.

auf Werksteinen nach Fig. 44—46 durch einen 10—15 cm starken Randstreifen aus verzinktem Eisenblech (sogenanntes Vorstoßblech), der durch versenkte eingegossene und verstemmte Bleidübel oder durch kleine Steinschrauben gehalten wird. Die Steinschrauben müssen durch ein erweitertes Loch des Abdeckblechs durchgreifen und dürfen nur lose angezogen sein, damit dessen Beweglichkeit gesichert bleibt. Da der frische Mörtel das Zink stark angreift, muß zwischen Zink und Putzfläche stets Papier eingelegt werden. Die Abdeckung mit Schieferstreifen erfordert, da der Schiefer sich in der Hitze stark dehnt, gleichfalls besondere Haftereisen oder Anker (Fig. 47). Ein Nachteil der Abdeckung langer Gesimse durch solche Schieferstreifen besteht in der Schwierigkeit der Dichtung der Stoßfugen des Schiefers. Das durchdringende Wasser macht an der unter der Abdeckung liegenden Simsfläche die



Fig. 47.

Stelle jeder Fuge durch einen Schmutzpfleck kenntlich, wenn man nicht durch Unterlegen kleiner Zinkstreifen das Wasser nach vorn ableitet und zum Abtropfen bringt.

k) Putz auf massiven Wänden. Zu unterscheiden: 1. einfacher rauher Bewurf, 2. zweischichtiger, 3. dreischichtiger glatter Putz. Glatter Putz wird durch Abreiben hergestellt, wobei die Sandkörnchen des Mörtels eingedrückt werden, der Kalk oder Zementschlamm nach außen tritt, so daß an der Oberfläche eine etwas fettere Mischung sich bildet. Da fette Mörtelmischungen beim Trocknen stärker schwinden als magere, namentlich bei Zementmörtel, bilden sich auf abgeriebenen Putzflächen leicht Luft- und Schwindrisse. Der einfache rauhe Bewurf, der nicht abgerieben wird, zeigt diese Risse nicht und ist haltbarer; er kann bei genügender Geschicklichkeit des Arbeiters ein recht gutes Aussehen haben. Durch Beimengung von kleinen linsen- bis erbsengroßen Steinchen zum Mörtel erhält man den Rieselputz, häufig als Zierputz verwendet und vorzüglich geeignet für Wände, die man vor dem Beschreiben schützen will (öffentliche Aborte).

Der glatte Putz wird in mehreren Schichten hergestellt. Zuerst einfacher dünner Anwurf zur Füllung der Fugen und größeren Ungleichheiten. Dann werden in lotrechter Entfernung von 1,5—1,75 m übereinander, 1—1,25 m nebeneinander einzelne handgroße Flächen (Lehrköpfe) genau nach Richtsicherheit und Schnur in einer Ebene liegend aufgeputzt. Nach Verbindung der senkrechten übereinanderliegenden Lehrköpfe durch Putzstreifen werden die dazwischenliegenden Felder von unten beginnend mit Mörtel gefüllt und mit der Kartätsche (langes, zweihändiges Reibebrett), die auf den Lehrstreifen geführt wird, abgezogen. Schließlich erfolgt Füllung kleinerer Poren mit dünnem Mörtel und Abreiben mit kleinerem Brett. Bei dreischichtigem Putz wird die zweite Schicht nur mit der Kartätsche oberflächlich abgezogen und eine dritte Schicht aus dünnem Mörtel mit feingesiebttem Sand aufgebracht und mit kleinen Bretchen geglättet. Diese sind für feinste Putzherstellung mit Filz benagelt. Putzmörtel

meist aus Kalk und Sand bestehend. Weißkalk muß mindestens 14 Tage, besser aber 1—2 Monate in der Grube gelagert haben, weil er sonst kleine ungelöschte Teilchen enthält, die im fertigen Putz nachlöschten und schalenförmige Absprengungen hervorrufen. Weißkalkmörtel zum Putz: 1 Teil Kalk, 3—5 Teile Sand (fette Mörtel reißen leicht). Er ist gegen andauernde Nässe nicht widerstandsfähig. Graukalkmörtel kann frischer verwendet werden, doch ist dann der zu Staub gelöschte Kalk durch feines Haarsieb von etwaigen gröberen ungelöschten Teilen zu befreien. Sandzusatz 3—5 Teile, sehr verschieden je nach der Kalksorte, am besten durch Versuche (Putzproben) zu ermitteln.

Verlängerter Zementmörtel: 1 Zement, 1 Kalk, 5—7 Sand. Putz aus Zement und Sand muß mager hergestellt werden, wird nur haltbar, wenn er nicht zu stark gerieben ist und der Sand von bester reiner Beschaffenheit ist. Eine besondere Art ist der wasserdichte Zementputz. Er wird hergestellt in mehreren dünnen Aufträgen. Zuerst 1 Zement, 2 Sand, dann 1 Zement, 1 Sand, und zuletzt ein etwa 1—2 mm starker Überzug von reinem (blanken) Zement, der mit Stahlkellen spiegelglatt (blau) gebügelt werden muß, so daß er keine feinen Poren mehr aufweist. Solcher Putz hält vorzüglich wasserdicht, aber nur wenn er ständig feucht bleibt. Er ist also anzuwenden zur Dichtung von Kellerräumen unterhalb des Grundwasserspiegels, auf deren Mauern von außen immer Feuchtigkeit einwirkt, ferner für die Auskleidung von Wasserbehältern. Sobald solche längere Zeit trocken stehen, reißt der Putz sofort.

Putzstärke wechselt zwischen 10—25 mm. Unterschiede in der Putzstärke innerhalb einer Fläche sind möglichst zu vermeiden. Putz auf Granit, Basalt usw. hält wenig, allenfalls Zementkalkmörtel in geringer Stärke. Am besten hält der Putz auf gut gebrannten Ziegeln. Die beim Brennen aufgeschlossenen Silikate der Ziegel verbinden sich mit dem Kalkmörtel. Auf alten vom Mörtel befreiten Ziegeln haftet daher der Putz weniger gut. Es empfiehlt sich, solche Ziegel abzuhacken, um frische Silikate mit dem Putzmörtel in Berührung zu bringen. Das zu putzende Mauerwerk muß von Staub befreit und stark angeätzt, die Fugen ausgekratzt werden. Beste Zeit Frühjahr und Herbst. Das Mauerwerk muß im Innern gut ausgetrocknet sein.

B. Aus Holz.

Wände, nur aus Holz bestehend, sind: 1. die Blockwand, 2. die Ständerwand, 3. die Bretterwand. Die ersten beiden nur noch in holzreichen Ländern oder Gebirgsgegenden gebräuchlich, Schweden, Rußland, Schweiz usw. Die Blockwand wird aus wagerechten, übereinandergelegten, an den Ecken der Wände sich durchdringenden, zusammengeschnitzten Stämmen gebildet (Schurzholzwand). Die Ständerwand ist im wesentlichen eine Fachwerkwand, deren Fache mit meist senkrecht gestellten, eingeschobenen Bohlen geschlossen werden. Brettwände sind vielfach im Gebrauch,

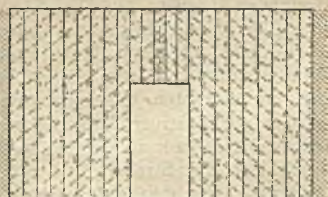


Fig. 48.

wo es sich darum handelt, im Innern von Gebäuden eine leichte Scheidung vorzunehmen, ohne den Fußboden merklich zu belasten. Die Ausführung wird am besten durch doppelte Brettlage bewirkt (Fig. 48). In der einen Lage spielen die schräggestellten Bretter gewissermaßen die Rolle von Hängewerkstreben, in der anderen können die senkrechten Bretter mit Hängesäulen verglichen werden.

Am wichtigsten sind die aus Holz und Stein hergestellten Fach- oder Riegelwände. Die Bestandteile einer solchen in Fig. 49 in Ansicht, Schnitt und Grundriß dargestellten Wand sind: 1. die Schwelle *a*. Sie liegt in ganzer Länge fest auf, braucht nicht hoch zu sein, weil nicht auf Biegung beansprucht. Eine die Wanddicke übertreffende Breite der Schwelle ist zweckmäßig, wenn Dielung im Innern gleich Auflager finden soll. Die Schwelle wird am meisten durch Nässe angegriffen. Gegen Spritzwasser schützt genügende Sockelhöhe, mindestens 30 cm. Gegen Nässe aus dem Sockelmauerwerk am besten eine Zwischenlage guter Dachpappe. Man wähle für die Schwelle das beste Holz (Eichenholz zu empfehlen) oder lege doch die widerstandsfähigere Kernseite des Holzes nach unten. Das Sockelmauerwerk am besten durch Ziegelrollschicht abgeglichen, die nicht vor die Schwelle vortreten darf. (Siehe Figur im Schnitt.) Bei leichten Gebäuden ist die Schwelle mit dem Sockelmauerwerk zu verankern. 2. Die Stiele, die in die Schwelle eingezapft werden. Diese können sein: Eckstiele (*b*), häufig stärker als die Wände

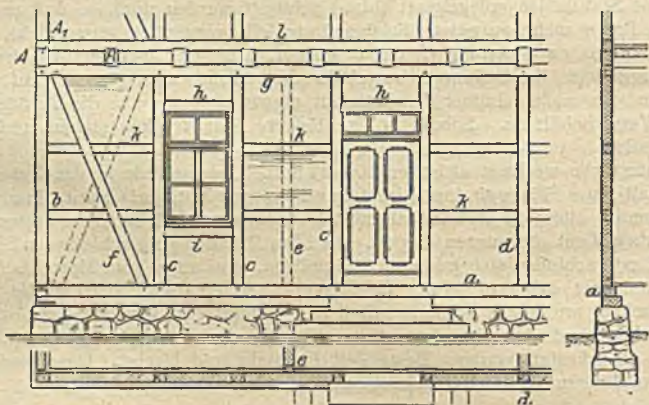


Fig. 49.

und dann nach innen vortretend oder ausgefalzt, Tür- und Fensterstiele (*c*), Bundstiele (*d*), am Zusammenstoß einer anschließenden Innenwand, oder Klebstiele (*e*), falls die Innenwand nicht auf einen Stiel der Hauptwand trifft. 3. Die Streben (*f*), zur Versteifung gegen den Wind. In jeder Wand mindestens 2 Streben nötig. Ihre Stellung am besten im Endfeld, mit dem oberen Ende der Ecke zugekehrt. Sie werden dann bei Windangriff vom Giebel her auf Druck, also günstig, beansprucht und entlasten den am stärksten beanspruchten Eckstiel. Bei Anordnung von gekreuzten Streben (dekorativer Zweck) wird die punktiert gezeichnete aus zwei Stücken hergestellt und nur mit Nägeln an der durchgehenden Strebe angeheftet. Zwischen Zapfenloch der Streben und Stiele 3 cm Zwischenraum. 4. Das Rahmholz (Rähm) *g*, das den oberen Abschluß der Stiele und Streben bildet. Zapfenverbindung. Das Rähm kann beim Nachgehen (Versacken) der Mauerfüllungen auf Biegung beansprucht werden und ist deshalb höher zu machen als die Schwelle. 5. Die Riegel, und zwar die Sturzriegel *h* über Fenster und Türöffnungen, die Brustriegel (*i*) unter den Fenstern und die gewöhnlichen Riegel (*k*). Diese werden mit den Stielen nur verzapft, während Brust- und Sturzriegel meist noch eine Versatzung erhalten. Zweck der Zwischenriegel *k* ist besonders die Verringerung der Höhe der auszumauernden Fächer, damit die Sackung der Ausmauerung vermindert wird. Die Anordnung eines zweiten Stockwerks erfolgt bei leichten Ge-

bänden durch Aufkämme einer zweiten Schwelle (sogenannte Saumschwelle) auf die Balkenlage. Nach der in der Figur gewählten Konstruktion würde in der Seitenansicht, von *A* aus, der letzte Balken *A*₁ zugleich Rahmholz der unteren und Schwelle der oberen Wand sein. Infolge des Zusammentrocknens der Hölzer ist daher die Gefahr vorhanden, daß sich die Seitenwand weniger setzt als die Vorderwand, wo zwei Langhölzer und außerdem die Balkenlage dem Schwinden unterworfen sind. Man legt daher oft auch in die Seitenwand besondere Rahmhölzer und Saumschwellen und eine Stichbalkenlage vom Balken *B* aus nach dem Giebel. Durch Verlängerung der Balkenlage und geeignete Profilierung der vortretenden Balkenköpfe kann ein architektonisch sehr vorteilhaft wirkendes und die Balkenköpfe vor den Wettereinflüssen schützendes Überkragen des oberen Stockwerks erzielt werden (Fig. 50).



Fig. 50.

Bei schwerbelasteten, mehrgeschossigen Gebäuden, namentlich Speichern, läßt man die Hauptstiele durch alle Geschosse durchgehen, um das Setzen

infolge Zusammen-trocknens der Rähme, Balkenlagen und Saumschwellen zu vermeiden. Die Stiele werden dann meist verdoppelt, an den Ecken vervierfacht, damit durch abwechselndes Aufpfropfen jede beliebige Höhe auch mit kürzeren Hölzern erreicht werden kann (Fig. 51). Die Stellung der doppelten Stiele voreinander, wie in Front *A*, versteift die Wand gut gegen den Wind, verursacht aber Schwierigkeiten beim Sockel, der dort vorspringen muß. Die

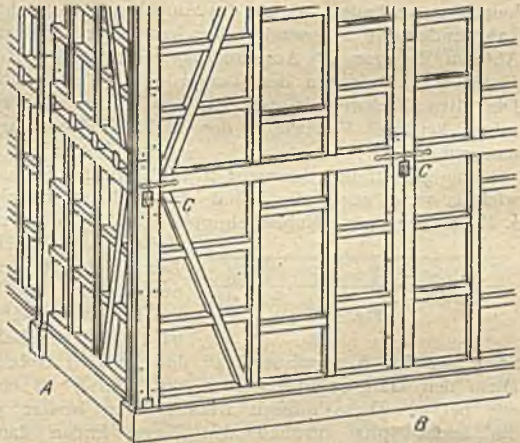


Fig. 51.

Decken solcher Speicher erhalten Unterzüge als Unterstützung der Balkenlagen (siehe Teil III). Zweckmäßig ordnet man die Doppelstiele so an, daß sie in den Außenwänden *A*, die den Unterzügen parallel laufen, voreinander gestellt, in den Außenwänden *B*, die parallel den Deckenbalken liegen, nebeneinander gestellt werden. Die Unterzüge werden durch die doppelten Hauptstiele gelocht (bei *C*). Die voreinander gestellten Doppelstiele in Wand *A* werden von zwei Deckenbalken umfaßt.

Fachwände, die auf einem Balken stehen, werden, um diesen zu entlasten, häufig als Hängewerke ausgebildet (Figur 52). Die Stiele einer etwa in Wandmitte liegenden Tür werden dann zweckmäßig zu Hängesäulen, der Türsturz

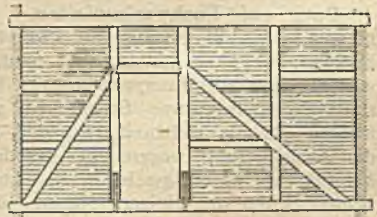


Fig. 52.

zum Spannriegel des Hängewerks. Liegt die Tür an einer Seite der Wand, oder ist die Anbringung von Riegelwerk in der Wand nicht statthaft, weil ein Ofen

neben ihr stehen soll, so wird umgekehrt der Balken an Zugbändern aufgehängt (Fig. 53), die an beiden Seiten der Wand liegen. Ist eine solche

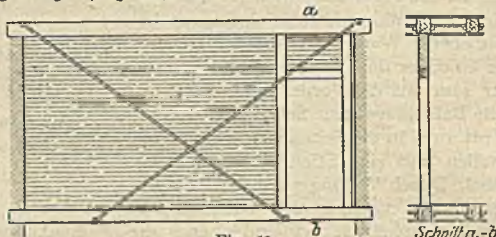


Fig. 53.

Wand parallel zu den Fußbodenbalkenlagen, so müssen Schwelle und Rahmholz etwa 6 cm breiter als die Wand selbst gemacht werden, damit Fußbodendielung und Deckenschalung auf dem etwa 3 cm breiten Vorsprung jeder Seite genagelt werden können.

Die Hängeisen sind dann in die Balken seitlich einzuschneiden.

Bei allen Fachwerkwänden, die nach außen sichtbar bleiben, verwende man stets aus starken Stämmen geschnittene Kreuzhölzer. Einstielige Hölzer aus schwachen jungen Stämmen bekommen starke Kernrisse, die der Haltbarkeit ebenso schaden, wie sie das Aussehen beeinträchtigen. Die in dem letzten Jahrhundert oft angewendete Verzierung der Fachwerkwände durch teilweises Abfasen der vor die Ausmauerung vortretenden Holzteile ist eine schlechte Konstruktion, da auf den Vorsprüngen Wasser und Schnee liegen bleibt. Die alten Fachwerksbauten, die aus früheren Jahrhunderten erhalten sind, zeigen keinerlei Vorsprünge der Verbandhölzer vor die Flächen der Ausmauerung.

Eine Befestigung der meist $\frac{1}{2}$ Stein starken Fachaumauerung ist besonders wichtig, wenn gegen die Wände ein seitlicher Druck ausgeübt werden kann, z. B. in Scheunen, Kohlenschuppen u. dgl. Nicht selten werden dreikantige



Fig. 54.

Leisten auf die Hölzer genagelt (Fig. 54). Der Erfolg ist meist gering. Die Ziegel so auszuklinken wie bei *a*, ohne sie zu zerbrechen, wird selten gelingen. Der Maurer wird es daher lieber unterlassen und den Stein wie bei *b* vermauern, so daß der am Holz schlecht haftende Mörtel allein den Halt zu übernehmen hat. Besser ist ein Ausklinken der Hölzer wie bei *c*. Diese müssen freilich dann breiter genommen werden, aber die leicht spitz zuzuhauenden Ziegel finden dann sicheren Halt. Ein gleichfalls zweckentsprechendes Verfahren besteht darin, daß man nach jeder 4. oder 5. Fuge vor dem Weitermauern einen langen Nagel seitlich in die Hölzer zur Hälfte einschlägt. Das überstehende Nagelende wird dann in die Fuge vermauert. Diese Anordnung ist Erfolg versprechend, wenn mit verlängertem Zementmörtel gemauert wird, also kein starkes Setzen zu befürchten steht. In diesem Mörtel haftet das Eisen besser als in reinem Kalkmörtel.

Putz auf Fachwerkwänden. Die Holzteile einer Fachwerkwand müssen, wenn diese ganz mit Putz überzogen werden soll, gerohrt werden. Dies ist, wenn es gut gemacht wird, eine mühsame Arbeit, da die Rohrstengel quer zur Faserrichtung der Hölzer liegen müssen. Die Rohrstengel sind daher in kurze Stücke zu schneiden, die 6—10 cm länger sein müssen als die Holzbreite, so daß die Rohrstengel noch 3—5 cm über die Ausmauerung weggreifen. Werden die Hölzer in ihrer Längsrichtung berohrt, wie es oft geschieht, so entstehen im Lauf der Zeit Putzrisse an beiden Seiten der Hölzer. Näheres über die Ausführung von Rohrputz auf Holzflächen siehe in Teil X.

C. Bedarf an Mauermaterialien.

a) Mörtelmaterial: 1 hl Fettkalk, gebrannt in Stücken, gibt beim Löschen 1,7—2,5 hl Kalkbrei. 1 T. Kalkbrei, 2 T. Sand = 2,4 T. Mörtel. 1 T. Kalk, 2 $\frac{1}{2}$ T. Sand = 2,8 T. Mörtel. 1 T. Kalk + 3 T. Sand = 3,2 T. Mörtel.

b) Portlandzement: 1 Faß = 120—125 l loser Masse wiegt 170 kg netto. 1 T. Zement + 1 T. Sand = 1,25 T. Mörtel. 1 T. Zement + 2 T. Sand = 2,1 T. Mörtel. 1 T. Zement + 3 T. Sand = 2,9 T. Mörtel. 1 T. Zement + 4 T. Sand = 3,7 T. Mörtel.

c) Hydraulischer Kalk zu Staub gelöscht, verhält sich hinsichtlich der Mörtelausgiebigkeit etwa wie Zement.

d) Kalkzementmörtel: 1 T. Zement, 1 T. Kalk, 5 T. Sand = 5,3 T. Mörtel.

Danach ergibt sich folgende Tabelle, die benützt werden kann, um in der späteren Zusammenstellung des Gesamtmörtelbedarfs die Menge der Mörtelbestandteile berechnen zu können.

Zu 1 Teil Mörtel wird gebraucht, an: bei einem Mischungsverhältnis:	Sand	Kalk	Zement (oder hydraulisches Kalkpulver)
2 Sand, 1 Fettkalkbrei.	0,833	0,417	—
2 $\frac{1}{2}$ „ 1 „	0,893	0,357	—
3 „ 1 „	0,937	0,313	—
1 „ 1 Zement	0,800	—	0,800
2 „ 1 „	0,956	—	0,478
3 „ 1 „ (oder hydr. Kalkpulver)	1,035	—	0,345
4 „ 1 „ (oder hydr. Kalkpulver)	1,080	—	0,270
5 „ 1 „ 1 Fettkalkbr.	0,950	0,190	0,190

Bruchsteine werden für die Abnahme bei der Lieferung in meßbare Haufen aufgesetzt. Je nachdem sie lagerhafte Form besitzen und mit wenig Zwischenräumen aufeinander lagern oder nicht, braucht man 1,05—1,3 cbm aufgesetzten Steinmaterials für 1 cbm Mauerwerk. Mörtelbedarf etwa 330 l. Zu 1 cbm Quadermauerwerk 80—120 l Mörtel. Zum Fugen von 1 qm Quadern 5—15 l.

Bedarf an Ziegeln und Mörtel für die nachbezeichneten Arbeiten:	Ziegel Stück	Mörtel Liter
1 cbm volles Mauerwerk	400	280
1 qm $\frac{1}{2}$ Stein starke Mauer (Gewicht: ohne Putz 200 kg, mit Putz 250 kg)	50	35
1 qm 1 Stein starke Mauer (Gewicht: ohne Putz 400 kg, mit Putz 450 kg)	100	70
1 qm $\frac{1}{2}$ Stein starke Mauer (Gewicht: ohne Putz 600 kg, mit Putz 650 kg) usw.	150	105
1 cbm Mauerwerk mit den gewöhnlich vorkommenden Durchbrechungen	300	220
1 qm Verblendung mit Köpfen und Riemchen, nachträg- lich auszuführen 52 Köpfe, 52 Riemchen und	—	40
1 qm Fachwerk $\frac{1}{2}$ Stein stark ausmauern.	35—40	25
1 qm desgl. ausmauern und $\frac{1}{2}$ Stein verblenden.	85—90	65
1 m freistehender Schornsteinkasten mit 1 russ. Rohr und $\frac{1}{2}$ Stein starken Wangen	60	45

Bedarf an Ziegeln und Mörtel für die nachbezeichneten Arbeiten:	Ziegel Stück	Mörtel Liter
1 m freistehender Schornsteinkasten mit 2 russ. Rohren und $\frac{1}{2}$ Stein starken Wangen	100	70
1 m freistehender Schornsteinkasten mit 3 russ. Rohren und $\frac{1}{2}$ Stein starken Wangen	140	100
1 m freistehender Schornsteinkasten mit 1 russ. Rohr und einer 1 Stein starken Wange	98	70
1 qm Ziegelpflaster flach in Sandbettung mit Fugenverguß	32	8
1 qm Ziegelpflaster flach in 1,2 cm Mörtelbett mit Fugenverguß	32	18
1 qm Ziegelpflaster hochkantig (12 cm hoch) in Sand mit Fugenverguß	52—56	15—20
1 qm Ziegelpflaster hochkantig in Mörtelbett mit Fugenverguß	52—56	30—35
1 qm (im Grundriß gemessen) Tonnengewölbe (Halbkreis) $\frac{1}{2}$ Stein stark einschl. halber Hintermauerung . .	95—100	70
1 qm (im Grundriß gemessen) Tonnengewölbe (Halbkreis) 1 Stein stark einschl. halber Hintermauerung . .	190—200	140
1 qm (im Grundriß gemessen) Tonnengewölbe (Ellipse) $\frac{1}{2}$ Stein stark einschl. halber Hintermauerung . .	90—95	65
1 qm (im Grundriß gemessen) Tonnengewölbe (Ellipse) 1 Stein stark einschl. halber Hintermauerung . .	180—190	130
1 qm (im Grundriß gemessen) Kreuzgewölbe (Halbkreis), $\frac{1}{2}$ Stein starke Kappen, Grate 1 Stein stark, $\frac{1}{2}$ Stein breit	125	90
1 qm wie vor flachbogig.	80—95	70
1 qm flache preußische oder böhmische Kappe $\frac{1}{2}$ Stein stark.	75	55
1 qm Rappputz (einfacher Bewurf)	—	13—15
1 qm glatter Wandputz 1,5—2,0 cm stark	—	17—23
1 qm glatter Wandputz auf den ausgemauerten Flächen einer Fachwerkswand	—	15
1 qm Ausfugung von Bruchstein-, Ziegel, Fachwerksmauer	—	15, 5, 3
1 qm Rohrputz (einfache Rohrung): 31 Rohrstengel, 11 m Draht, 85 einfache Rohrnägel	Gips 3	17
1 qm Rohrputz (doppelte Rohrung): 62 Rohrstengel, 22 m Draht, 85 einfache, 85 doppelte Rohrnägel	5	30

III. Zwischendecken.

A. Holzbalkendecken.

In Deutschland sind meist Holzbalkendecken aus Ganzholzbalken in Anwendung, in den Niederlanden und Amerika nicht selten Halbholzbalken oder auch hochkantig verlegte Bohlen, die dann enger aneinandergerückt werden. Die Balkenentfernung ist abhängig von der Tragfähigkeit der Dielenbretter. Diese werden in Deutschland für Wohngebäude $3\text{—}3\frac{1}{2}$ cm stark gewählt und können die gewöhnlichen Fußbodenbelastungen in solchen Häusern bei 70 bis 80 cm freier lichter Länge mit Sicherheit tragen, so daß die Balken von Mitte zu Mitte 85—100 cm entfernt verlegt werden. Am tragfähigsten sind von Balken gleicher Querschnittsfläche diejenigen, bei denen sich Breite zu Höhe wie 5 : 7 verhält. Unter Annahme der in

Wohngebäuden vorkommenden Lasten, Eigengewicht der Decke 250 kg/qm, Nutzbelastung 250 kg/qm, also zusammen 500 kg/qm, kann man die erforderlichen Balkenstärken nach folgenden alten Regeln bestimmen: Balkenhöhe h in Zentimetern gleich $2l + 16$, wobei l die freie Länge in Metern ist. Dabei ist angenommen: Balkenbreite = $\frac{5}{7}h$, Balkenentfernung etwa 90 cm. Statt dessen sind auch die Formeln $h = 3l + 11$ oder $h = 4l + 6$ anzuwenden; sie geben für kleine Spannweiten schwächere, für große Weiten stärkere Balken. Bei Spannweiten über 6,0 m werden schon außergewöhnliche Balkenstärken nötig, und die Berliner Baupolizei verlangt für solche Fälle statischen Festigkeitsnachweis. Die nachstehende Tabelle gibt die volle Belastung an, die ein Balken bei deren gleichmäßiger Verteilung aufnehmen kann unter der Annahme einer für Fichtenholz angemessenen Höchstbeanspruchung von 60 kg auf 1 qcm. Um die Tabelle auch für eine Beanspruchung von 75 kg/qcm benutzen zu können, die für bestes Kiefernholz noch zulässig ist, multipliziert man die aufzunehmende Gesamtlast mit $\frac{1}{5}$. Ein 4,5 weit freiliegender Balken soll z. B. 4000 kg aufnehmen. Die Tabelle gibt für 60 kg Beanspruchung eine Stärke von $\frac{22}{30}$ cm. Für 75 kg Beanspruchung suche man den einer Last von $\frac{4}{5} \cdot 4000 = 3200$ kg entsprechenden Balken; man findet $\frac{20}{30}$ cm. Die Tabelle enthält zugleich die Flächeninhalte der Balkenquerschnitte und deren Widerstandsmomente. Sie ist nach steigenden Werten dieser Momente geordnet und enthält nur Balkenabmessungen nach geradzähligen Zentimeterzahlen.

Des Balkens				Tragfähigkeit bei gleichförmiger Belastung in kg: und bei einer freitragenden Länge (Stützweite) in m:						
Breite	Höhe	Querschnitt	Widerstandsmoment	3,0 m	3,5 m	4,0 m	4,5 m	5,0 m	5,5 m	6,0 m
cm	cm	cm ²	cm ³							
12	12	144	288	461	395	346	307	—	—	—
12	14	168	392	627	538	470	418	376	342	—
14	14	196	457,3	732	627	549	488	439	399	366
12	16	192	512	819	702	614	546	492	447	410
14	16	224	597,3	956	819	717	637	573	521	478
12	18	216	648	1037	889	778	691	622	566	518
16	16	256	682,7	1092	936	819	728	655	596	546
14	18	252	756	1210	1037	907	806	726	660	605
12	20	240	800	1280	1097	960	853	768	698	640
16	18	288	864	1382	1185	1037	922	829	754	691
14	20	280	933,3	1493	1280	1120	996	896	815	747
12	22	264	968	1549	1328	1162	1033	929	845	774
18	18	324	972	1555	1333	1166	1037	933	848	778
16	20	320	1066,7	1707	1463	1280	1138	1024	931	853
14	22	308	1129,3	1807	1549	1355	1205	1084	986	903
12	24	288	1152	1843	1580	1382	1229	1106	1005	922
18	20	360	1200	1920	1646	1440	1280	1152	1047	960
16	22	352	1290,7	2065	1770	1549	1377	1239	1126	1033
20	20	400	1333,3	2133	1829	1600	1422	1280	1164	1067
14	24	336	1344	2150	1843	1613	1434	1290	1173	1075
18	22	396	1452	2323	1991	1742	1549	1394	1267	1162
16	24	384	1536	2458	2107	1843	1638	1475	1341	1229
14	26	364	1577,3	2524	2163	1893	1682	1514	1377	1262
20	22	440	1613,3	2581	2213	1936	1721	1549	1408	1291
18	24	432	1728	2765	2370	2074	1843	1659	1508	1382
22	22	484	1774,7	2839	2434	2130	1893	1704	1549	1420
16	26	416	1802,7	2884	2472	2163	1923	1731	1573	1442

Des Balkens				Tragfähigkeit bei gleichförmiger Belastung in kg; und bei einer freitragenden Länge (Stützweite) in m:						
Breite	Höhe	Querschnitt	Widerstandsmoment	3,0 m	3,5 m	4,0 m	4,5 m	5,0 m	5,5 m	6,0 m
cm	cm	cm ²	cm ⁴							
20	24	480	1920	3072	2633	2304	2048	1843	1676	1536
18	26	468	2028	3245	2781	2434	2163	1947	1770	1622
16	28	448	2090,7	3346	2867	2509	2230	2007	1825	1673
22	24	528	2112	3379	2896	2534	2253	2028	1843	1690
20	26	520	2253,3	3605	3090	2704	2404	2163	1967	1803
24	24	576	2304	3686	3160	2765	2458	2212	2011	1843
18	28	504	2352	3763	3226	2822	2509	2258	2053	1882
22	26	572	2478,7	3966	3399	2974	2644	2380	2163	1983
20	28	560	2613,3	4181	3584	3136	2788	2509	2281	2091
18	30	540	2700	4320	3703	3240	2880	2592	2356	2160
24	26	624	2704	4326	3708	3245	2884	2596	2360	2163
22	28	616	2874,7	4600	3942	3450	3066	2760	2509	2300
26	26	676	2929,3	4687	4017	3515	3125	2812	2556	2343
20	30	600	3000	4800	4114	3600	3200	2880	2617	2400
24	28	672	3136	5018	4301	3763	3345	3011	2737	2509
22	30	660	3300	5280	4526	3960	3520	3168	2880	2640
26	28	728	3397,3	5436	4659	4077	3624	3261	2965	2718
20	32	640	3413,3	5461	4681	4096	3641	3277	2979	2731
24	30	720	3600	5760	4937	4320	3840	3456	3142	2880
28	28	784	3658,7	5854	5018	4390	3903	3512	3193	2927
22	32	704	3754,7	6008	5149	4506	4005	3605	3277	3004
26	30	780	3900	6240	5349	4680	4160	3744	3404	3120
24	32	768	4096	6554	5617	4915	4369	3932	3575	3277
28	30	840	4200	6720	5760	5040	4480	4032	3665	3360
22	34	748	4238,7	6782	5813	5086	4521	4069	3699	3391
26	32	832	4437,3	7100	6085	5325	4733	4260	3873	3550
30	30	900	4500	7200	6171	5400	4800	4320	3927	3600
24	34	816	4624	7398	6341	5549	4932	4439	4035	3699
28	32	896	4778,7	7646	6554	5734	5097	4588	4171	3823
26	34	884	5009,3	8015	6870	6011	5343	4809	4372	4007
30	32	960	5120	8192	7022	6144	5461	4915	4468	4096
28	34	952	5394,7	8632	7398	6474	5754	5179	4708	4316
32	32	1024	5461,3	8738	7490	6554	5825	5243	4766	4369
30	34	1020	5780	9248	7927	6936	6165	5549	5044	4624
32	34	1088	6165,3	9864	8455	7398	6576	5919	5381	4932
34	34	1156	6550,7	10481	8984	7861	6987	6289	5717	5240

Die Anordnung einer Balkenlage ist aus Fig. 55 zu erkennen. Alle Balken einer durchgehenden Decke werden gleich hoch angenommen. Man nimmt die mittlere vorkommende, lichte Weite als für die Balkenhöhe bestimmend an und berücksichtigt die Anforderungen der größeren Freilängen durch Wahl größerer Balkenbreite und engere Lage der Balken. In der Figur sind bezeichnet mit *a* die Streichbalken, die neben einer Wand liegen. Sie heißen auch Ort- oder Giebelbalken (*b*), wenn sie neben der Giebelwand liegen. Wenn eine massive Wand in mehreren Geschossen sich übereinander fortsetzt, so wird sie in der Zwischendecke von zwei Streichbalken eingefasst. Ist im unteren Stockwerk eine Wand vorhanden, die sich nach oben nicht fortsetzt, so wird auf ihr ein Wandbalken angeordnet (*c*). Ist im oberen Stockwerk eine Fachwerks- wand vorhanden, im unteren aber dort keine Wand, so wird die obere Wand auf einen Bundbalken (*m*) gestellt, der breiter als die Wand sein muß (vgl. Fig. 53).

Eine massive Mauer nur im oberen Stockwerk wird auf eiserne Träger gestellt (*d*). Ein Wechsel (*e*) wird angeordnet, um einem Stichbalken (*f*) ein Auflager zu geben, wenn dieser wegen vorhandener Rauchröhren ein solches in der Mauer nicht erhalten kann. Von der Außenkante einer $\frac{1}{2}$ Stein starken Schornsteinwange müssen die Deckenbalken $6\frac{1}{2}$ —7 cm entfernt bleiben. Der Zwischenraum ist mit 2 Dachziegeln, die im Verband in Lehm eingelegt werden, auszufüllen. Die Streichbalken lege man recht dicht an die Mauer, jedoch ohne daß unmittelbare Berührung stattfindet, damit das Holz keine Mauerfeuchtigkeit aufnimmt. Ein weiter Zwischenraum zwischen Balken und Mauer befördert die unerwünschte Hellhörigkeit der Decken.

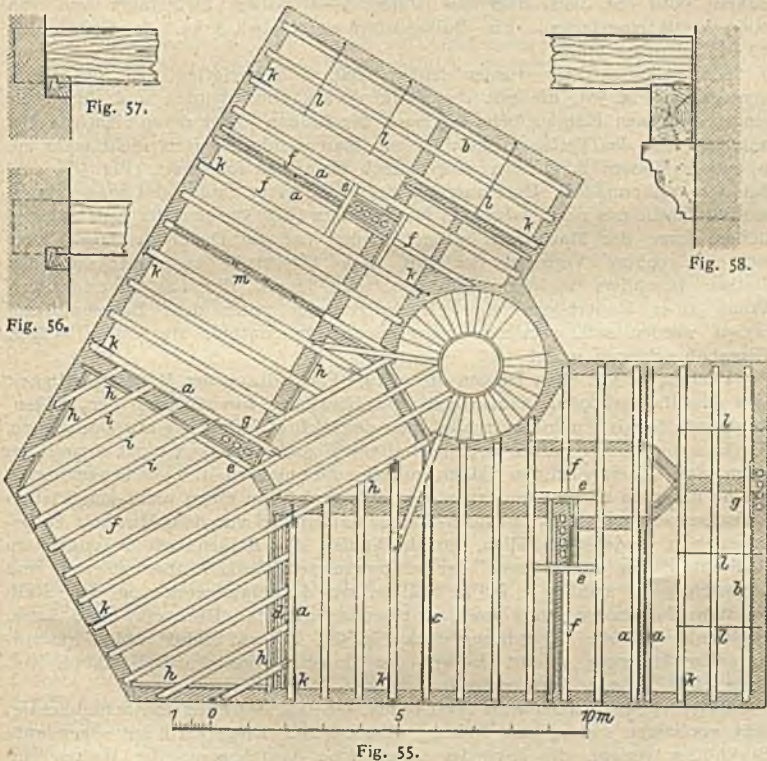


Fig. 55.

Um die nötige Entfernung zwischen Holz und Schornsteinwange zu erhalten, ist es manchmal tunlich, den Balken an der betreffenden Stelle etwas auszuscheiden (*g*), wenn diese in der Nähe des Balkenauflegers sich befindet. Da die Dielen rechtwinklig zu den Balken aufgenagelt werden, müssen überall, wo diese mit den Wänden keinen rechten Winkel bilden, besondere Füllhölzer (*h*) eingelegt werden, damit die Enden der Dielen dort aufgenagelt werden können. Es genügen dafür schwache Hölzer, hochkantige Bohlenstücke. Wo die Richtung der Balken wechselt, läßt man die Balken der einen Lage (*i*) durch die Mauer durchgehen und verbindet sie mit dem hinter ihr liegenden Streichbalken. Man verwendet nach Möglichkeit ganze Balken, die von einer Front zur anderen durchgehen. Wenn aus Mangel an langen Hölzern ein Stoßen der Balken nicht zu vermeiden ist, so muß dieser Stoß durch kräftige Verbindungen zugfest gemacht

werden, sofern der betreffende Balken verankert ist. Die Verankerungen (*k*), die an jedem dritten oder vierten Balken angebracht werden, und selbstredend immer an den beiden Enden ein und desselben Balkens, haben den Zweck, ein Ausweichen der Mauern zu verhüten. Auch die Giebelmauern bedürfen einer solchen Sicherung und erhalten sie durch die Giebel- oder Zuganker (*l*). Die Balkenanker werden, aus $\frac{8}{40}$ mm starkem Band Eisen etwa 1,0 m lang, meist seitlich an die Balken genagelt und an dem aufgebogenen, nach innen gerichteten Ende durch Krammen befestigt, am anderen in der Mauer liegenden Ende zu einer Öse umgeschmiedet, die den etwa 1,0 m langen senkrechten, $\frac{8}{40}$ mm starken Eisensplint aufnimmt. Bei den Giebelankern wird das Eisen über die letzten 3—4 Balken fortgeführt und von oben in sie eingelassen. Ein Balkenanker wiegt etwa 5 kg, ein Giebelanker 12—15 kg nebst Splint.

Als Balkenaufleger wurden früher vielfach Mauerlatten, $\frac{10}{10}$ cm stark, verwendet (Fig. 56), die mit den Balken verkämmt wurden und durch die eingeschnittenen Kämme beim Verlegen der Balken sofort deren richtigen Ort angaben, also das Verlegen erleichterten. Man wendet sie jetzt nicht mehr an, wenn die Mauern in gleicher Stärke nach oben sich fortsetzen (Fig. 56), weil bei der vollkommenen Ummauerung das Holz leicht fault, und man erlaubt sie mit Recht nur noch, wenn ein Mauerabsatz (Fig. 57) eine der Luft zugänglichere Lage der Mauerlatte sichert, zumal bei der Dachbalkenlage. Dort ist ein genaues Verlegen der mit dem Dachstuhl zusammenhängenden Balken besonders wichtig, und das wird durch die Latten erleichtert. Wenn über Mauerbögen eine Druckverteilung unter dem Balkenaufleger erzielt werden soll, verwende man eiserne Mauerlatten, also flache Träger, Eisenbahnschienen u. dgl.

Wichtig ist vor allen Dingen die völlige Fernhaltung der Mauerfeuchtigkeit von den Balkenköpfen, namentlich vom Hirnholz. Ein Anstrich der Balkenköpfe mit Teer ist zu widerraten, ebenso eine dichte Umhüllung mit Dachpappe, da dann die in dem Balken noch enthaltene Eigenfeuchtigkeit nicht entweichen kann. Das sicherste ist, den Balken trocken zu ummauern, d. h. die benachbarten Steine nicht zu nassen, und zwischen Holz und Stein einen nicht gemörtelten Zwischenraum von 1 cm an allen Seiten, namentlich vor dem Hirnholz zu belassen. In denjenigen Fällen, wo ein Faulen der Balkenköpfe besonders zu befürchten, ein Auswechselln der eingemauerten Balken aber störend und schwierig sein würde, z. B. in Ställen, wo das Mauerwerk von den Stalldüngen durchzogen wird und zerstörender auf das Holz einwirken kann, empfiehlt sich eine Anordnung nach Fig. 58. Ein auf Steinkonsolen frei aufliegender Unterzug nimmt die vor der Mauer endigenden Balkenköpfe auf. Alles Holz ist von Luft umspült.

Zwischen die Balken wird bei Decken, die Wärmeschutz und Schalldichtigkeit vereinigen sollen, eine Füllung eingebracht. Diese wird auf sogenannte Stakhölzer verlegt, die entweder in seitliche Ausfaltungen der Balken eingeschwenkt oder auf an diesen angenagelte Leisten verlegt werden. Je nachdem diese Zwischenlage der oberen oder unteren Balkenkante näher liegt, unterscheidet man den leichteren „halben“ oder den schwereren „ganzen Windelboden“. Zu den Stakhölzern werden nicht selten Schwarten oder Schalen benutzt, die beim Sägen vierkantiger Balken aus Rundstämmen sich bildenden Abfälle, ferner gespaltene Klobenholz. Die Verwendung solchen minderwertigen Holzes ist nie ganz unbedenklich, aber aus Rücksicht auf den Kostenpunkt wohl nicht zu vermeiden. Um so mehr ist auf völliges Austrocknen der Stakhölzer zu achten, bevor das Füllmaterial oder gar die Dielung aufgebracht wird. Dies ist besonders zu berücksichtigen, wenn, wie z. B. in Berlin, die sofortige Ausstakung der Balkendecker nach deren Verlegung polizeilich vorgeschrieben ist (aus Sicherheitsgründen), die Stakhölzer also dem Regen so lange ausgesetzt sind, bis die Dachdeckung erfolgt ist. Als Füllmaterial ist frisch gegrabener

Lehm am meisten zu empfehlen, sofern er keine pflanzlichen oder humosen Beimengungen enthält. Bauschutt würde unbedenklich sein, wenn er nur aus neuem, beim Bau selbst verwendetem reinen Material bestände, da aber seine Herkunft schwer überwacht werden kann, ist er meist polizeilich als Füllungsmaterial verboten. Ebenso ist reine Kohlschlacke ein gutes Füllmaterial, aber der Verdacht einer Verunreinigung liegt auch hier vor, sobald die Schlacken einer Aschengrube entstammen, in die auch Unrat und Müll geworfen werden kann. Geglühter Sand, der oft empfohlen wird, kann wegen der sehr hohen Kosten des Glihens nur in Ausnahmefällen in Betracht kommen.

B. Steindecken. Gewölbe.

Man unterscheidet Wölbformen, die auf zylindrische, solche, die auf sphärische Flächen, und solche, die sich auf beide zugleich zurückführen lassen. Zur ersten Klasse gehören die Tonnengewölbe, im engeren Sinne so genannt, wenn die Tangenten der Bogenlinie an den Widerlagern, Kämpfern, senkrecht gerichtet sind. Der obere Abschnitt einer solchen Tonne wird Segment- oder preußisches Kappengewölbe genannt. Denkt man sich ein Tonnengewölbe über quadratischem Grundriß (Fig. 59) durch zwei Diagonalschnitte in vier Teile zerlegt, von denen je zwei gegenüberliegende sich gleich sind, so nennt man die mit *a* bezeichneten Teile Walme, die mit *b* bezeichneten Kappen. Ein nur aus Walmen bestehendes Gewölbe heißt Kloostergewölbe (Fig. 60), ein nur aus Kappen bestehendes heißt Kreuzgewölbe. Letzteres ist ein römisches, wenn es aus der



Fig. 59.



Fig. 60.



Fig. 61.



Fig. 62.

Durchdringung zweier gleicher halbkreisförmiger Tonnen entstanden gedacht werden kann. Bei den mittelalterlichen romanischen Gewölben (Fig. 61) liegt der Scheitelpunkt der Diagonalbögen höher als der der Gurtbögen, und die diagonalen Gratbögen werden zum Halbkreis, bei den gotischen Kreuzgewölben sogar zum Spitzbogen. Die Flächen der Wölbung sind dabei nicht mehr rein zylindrisch und abwickelbar, sondern werden sphärisch. Zur Klasse der sphärischen Gewölbe gehören die Kuppeln, die böhmischen Kappen (Fig. 62) und die Fächergewölbe (Fig. 63), entstanden durch Drehung einer Bogenlinie *a—b* um eine senkrechte, im Widerlager liegende Achse *a—c*:



Fig. 63.

Die Tonnengewölbe unterscheiden sich nach der Form der Bogenlinie in halbkreisförmige, elliptische, korbbogenförmige und spitzbogige. Statt der reinen Ellipse werden meist Korbbögen bevorzugt, die aus mehreren ineinander übergehenden Kreisbögen von verschiedenem Halbmesser bestehen. Die radiale Stellung der Wölbungen ist bei diesen Bögen leichter zu bestimmen als bei der Ellipse. Von den zahlreichen Korbbogenkonstruktionen seien nachstehend einige häufig angewendete beschrieben, und zwar für symmetrische Bogenlinien mit senkrechten Endtangente an beiden Widerlagern.

a) Aus drei Mittelpunkten (Fig. 64): AO und BO , die Halbachsen des Ovals gegeben. Der eine der beiden Radien wird beliebig gewählt, nur muß der große Radius größer gewählt werden als die große Halbachse OB , der kleine kleiner als die kleine Halbachse OA . Hier ist der große Radius R beliebig angenommen $= AO_1$. Trage R von B auf der großen Achse ab bis C . In der Mitte D von O_1C wird auf dieser ein Lot errichtet, das die große Achse im gesuchten anderen Mittelpunkt O_2 schneidet. Auf O_1O_2 liegt Punkt E , in dem die beiden Kreisbögen sich vereinigen.

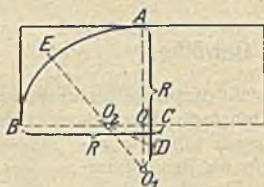


Fig. 64.

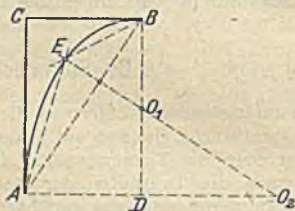


Fig. 65.

Oder (Fig. 65): AD und BD die beiden Halbachsen. Ziehe Diagonale AB und halbiere die beiden Winkel CAB und ABC . Schnittpunkt E der Halbierungslinien ist der Vereinigungspunkt der beiden Kreisbögen; ein Lot von E auf Diagonale AB gefällt, schneidet die Hauptachsen in den gesuchten Mittelpunkten O_1 und O_2 .

b) Aus fünf Mittelpunkten (Fig. 66): $AC = a$ und $BC = b$ sind die Halbachsen. Trage $CD = CA$ auf CB ab, so daß $BD = (b-a)$ wird. Teile BD in fünf gleiche Teile und mache BE gleich zwei von diesen Teilen, dann ist $DE = x = \frac{2}{5}(b-a)$. Trage x von C aus einmal auf CB ab, bis O_1 und zweimal nach unten auf Achse AC bis F und O_3 . O_1 ist erster, O_3 dritter Mittelpunkt. O_2 liegt auf der Halbierung von O_1F . Die Übergangspunkte G und H zwischen den Bogenstücken liegen auf Linie O_1O_2 und O_2O_3 . Schlägt man Bogen BG mit Radius O_1B , dann Bogen GH mit Radius O_2G , so geht der mit Radius O_3H von H aus geschlagene Bogen nahezu, d. h. mit genügender Genauigkeit durch Punkt A . Genau berechnet, liegt der Bogenscheitel um $0,00356(b-a)$ höher als Punkt A .

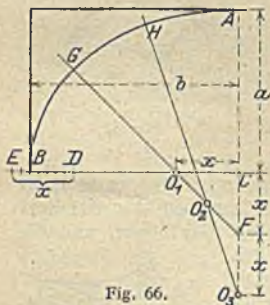


Fig. 66.

c) Ausführung von Bögen und Tonnengewölben. Die Lagerfugen senkrecht zur Bogenlinie, also radial. Wenn nicht keilförmige, sondern parallelepipedische Steine genommen werden, erweitern sich die Fugen nach dem Wölbücken zu. Wenn bei Ziegeln die Fugen in der Laibung 7 mm angenommen werden und am Rücken höchstens 15 mm weit werden sollen, muß der lichte Radius eines Bogens mindestens betragen: bei $\frac{1}{2}$ Stein starkem Bogen 1,16 m; bei 1 Stein 2,42 m; bei $1\frac{1}{2}$ Stein 3,67 m; bei 2 Stein 4,92 m. Für sauberes Bogenmauerwerk in Ziegelrohbau daher meist Keilsteine nötig. Bei Putzbauten zwickt man die zu stark klaffenden Fugen mit Schieferstücken vom Rücken her aus. Halbkreisbögen wölbt man, wenn nicht das äußere Ansehen bei Verblendmauerwerk dies verlangen sollte, nie bis zum eigentlichen Kämpferpunkt, sondern krägt die Widerlager nach Fig. 67 aus. Namentlich wichtig bei nahe zusammenstehenden Bögen, damit das über diesen stehende Mauerwerk (siehe bei A in der Figur) noch etwas wagerechten Aufstand zwischen den Bögen findet.

Die Steine werden auf einer Unterschalung gewölbt. Ist der Bogen nur wenig breit, so genügt das Aufstellen von 1 oder 2 Wölbscheiben (Fig. 67).

Diese werden bei kleinen Bögen als volle Brettscheiben (*b*) oder bei größeren Abmessungen als Lehrbögen aus doppelten, aufeinanderge-nagelten Brettstücken (*a*) hergestellt. Man unterstützt sie bei Herstellung von später zu putzenden Fensterbögen am besten durch vor-

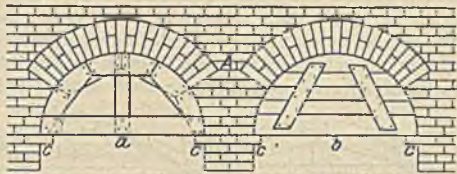


Fig. 67.

gekragte Ziegel *c*, die dann weggestemmt werden. Ist dies nicht angängig, ist eine andere Unterstüttung nötig. Die Wölbscheiben oder Lehrbögen werden dann auf Keile (Fig. 68) gelegt, durch deren Lockerung ein allmähliches Senken der Lehrgerüste ermöglicht wird. Bei breiteren Bögen oder langen Gewölben wird eine besondere Schalung über den Lehrbögen befestigt, die in 0,80—1,0 m Entfernung aufgestellt werden. Das

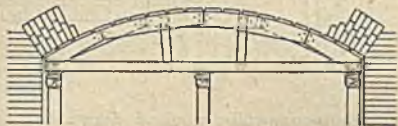


Fig. 68.

Wölben muß gleichzeitig von beiden Seiten (Fig. 68) aus erfolgen, damit das Lehrgerüst sich nicht einseitig verdrückt. Bei schweren großen Bögen und Gewölben ist das Lehrgerüst anfangs bei Fortschreiten der Wölbung im Scheitel zu belasten, weil dieser sich sonst leicht hebt. Die schädlichen Einflüsse der Formänderungen im Lehrgerüst sind zu mildern, wenn an den Kämpfern

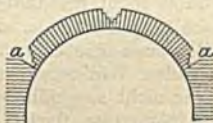


Fig. 69.



Fig. 70.

anfangs keilförmige Aussparungen *a* (Fig. 69) belassen werden, die erst zum Schluß zugleich mit der Scheitelfuge geschlossen werden. Um das weite Klaffen der Fugen bei starken Wölbungen zu vermeiden, wendet man auch gerollte Bögen an (Fig. 70). Die je $\frac{1}{10}$ Stein starken Rollschichten müssen unter sich gleich lang sein, möglichst gleiche Fugenanzahl haben, damit sie sich gleich stark setzen, daher die abgestufte Kämpferlinie.

Die Ausführung flacher Kappen zwischen Mauern oder eisernen Trägern kann in dreifach verschiedener Weise erfolgen, siehe Fig. 71 bei *A*, *B* und *C*. Die sogenannte Ausführung auf den Kuf (*A*), wobei die Schichten parallel mit der Längsachse der Kappe laufen, erfordert vollständige Unterschaltung der ganzen Kappe. Bei Ausführung *B* liegen die Schichten senkrecht zur Wölbachse. Man braucht dann nur ein kurzes Stückchen Schalung, in Form eines Kastens $\frac{1}{2}$, der auf zwei starken Latten *l* dem Fortschreiten der Wölbung entsprechend nach vorn geschoben wird (Rutschbogen). Er wird jedesmal durch Lockern der Keile gesenkt, vorgezogen und wieder angekeilt. Ausführung *C* kann bei nicht zu großen Spannweiten freihändig, ohne alle Schalung hergestellt werden. Eine Nut im Widerlager, die bei *A* und *B* nur an den beiden Langseiten einer Kappe nötig ist, muß bei *C* auch an der Stirn angelegt werden. 4 Maurer müssen gleichzeitig an den 4 Ecken der Kappe mit Einlegen der schrägen Schichten beginnen. Jede Schicht, sobald sie geschlossen ist, bildet einen selbständigen kleinen Bogen. Die Wölbung übt einen Schub auch auf die beiden Stirnseiten aus. Wölbungsart *A* hat den Nachteil, daß vollständige Schalung nötig ist, und sich im Gewölbe leichter eine durchgehende Bruchfuge bei schiefer Belastung bilden kann als bei *B* und *C*. Vorteil ist, daß Wölbart *A*

am einfachsten ist, daß die Wölbung quer zur Längsachse an jeder Stelle unterbrochen werden kann, ohne durch Schildmauer abgeschlossen zu werden. Dies ist bei *B* zwar statisch möglich, aber die Steine der letzten freien Schicht würden leicht herausgestoßen werden können. *B* hat den Vorteil der geringen Schalung und der größeren Steifigkeit des Bogens gegen schiefe Lasten. *C* endlich bietet am wenigsten Gelegenheit zum Entstehen einer Bruchfuge, bedarf keiner Schalung, verlangt aber feste Widerlager nach allen 4 Seiten.

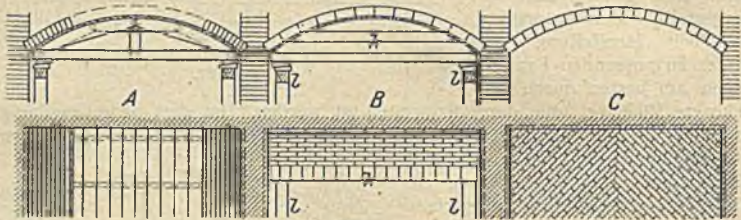


Fig. 71.

Kappengewölbe nach *A* hergestellt, müssen bei Ausführung in Kalkmörtel 2—4 Wochen, je nach ihrer Größe, in Zementmörtel hergestellt, 5—8 Tage eingeschalt bleiben. Die Schalung ist dann sorgfältig, allmählich, ohne Erschütterung zu senken. Das vielfach übliche Verfahren, solche Kappen ganz frisch auszuschalen, „damit der Mörtel noch nachgeben könne“, ist verwerflich; wenn auch das Gewölbe selbst dabei nicht geschädigt wird, ist es doch in seinem frischen Zustande dann noch nicht imstande, gegen fremde Einflüsse, die eintreten können (Herunterfallen eines Rüstholzes, starke Erschütterungen in der Nachbarschaft), den genügenden Widerstand zu leisten. Die Wölbungen *B* und *C* sind steifer und daher nicht so gefährdet.

Sehr wichtig ist eine Sicherung flacher, zwischen Trägern gespannter Kappen gegen ein Ausweichen der Träger. Diese müssen, sobald sie länger sind als das $2\frac{1}{2}$ -fache der Kappenspannweite, unter sich in der Mitte verankert werden, namentlich wenn die nebeneinanderliegenden Kappen nicht gleiche Spannweite und gleiche Pfeilhöhe haben, also auch nicht gleich starken Schub ausüben, oder wenn stark wechselnde Belastung der Kappen zu erwarten steht. Die Anker sind im unteren Drittel der Trägerhöhe anzubringen, wo die Drucklinien angreifen. Die Steifigkeit der I-Träger gegen seitliche Ausbiegung ist sehr gering. Werden Kappen zwischen Trägern gewölbt, nach Wölbweise *A*, so darf keine Kappe ausgeschalt werden, ehe die benachbarten eingewölbt sind. Bei Ausführung ohne Schalung nach *B* oder *C* sind die Nachbarfelder fest auszusteiern, damit die Träger nicht ausweichen.

d) Ausführung von Kloster- und Kreuzgewölben. Die Ausführung eines Klostersgewölbes auf den Kuf, also mit Schichten, die den Auflagern parallel

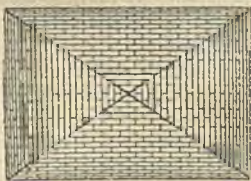


Fig. 72.

laufen (Fig. 72), ist zwar konstruktiv noch zulässig, aber es ergibt sich dabei eine durchgehende Fuge in den Graten. Eine Ausführung, wie sie in vielen Lehrbüchern beschrieben wird, bei der die Steine des einen Walms an den Graten in das Mauerwerk des anderen Walms überbinden sollen, ist bei Ziegeln praktisch undurchführbar. Die Formen, nach denen die Ziegel dabei zugehauen werden müßten, sind so verwickelt, daß dabei kein Ziegel ganz bleiben wird. Ist der Grundriß nicht quadratisch, sondern rechteckig oder unregelmäßig, so daß in den verschiedenen Walmen nicht die gleichen Schichtenzahlen vorkommen, verbietet sich ein Übergreifen der Ecksteine am Walm bei Ziegelausführung von selbst. In Hausteinen kann

eine Kufwölbung erfolgen, es muß dann jeder Gratstein für sich besonders ausgetragen werden. Der Grat spielt bei Klostergewölben konstruktiv keine wesentliche Rolle. Jede Ziegelschicht der Kufwölbung ruht auf der vorhergehenden längeren Schicht sicher auf, und eine Fuge im Grat ist daher nicht bedenklich. Besser aber ist jedenfalls die Wölbung auf den Schwalbenschwanz. Die einzelnen Schichten liegen dann in Ebenen, die radial zum Gratbogen stehen (Fig. 73). Es wird von den Ecken angefangen und die Schichten stoßen schließlich in den Mitten der Walme (Linie $a-a$ und $b-b$) im Zickzack zusammen. Jede Schicht bildet einen kleinen Bogen, und die Ausführung kann bei nicht zu großen Abmessungen freihändig, d. h. ohne volle Schalung, nach Aufstellung von Lehrbögen unter den Graten und Walmmitten erfolgen. Bei Wölbung auf den Kuf würde volle Schalung nötig sein.

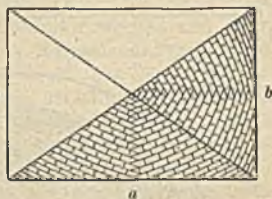


Fig. 73.

Bei den Kreuzgewölben sind die Grate der konstruktiv wichtigste Teil; in ihnen wird die Wölblast nach den Widerlagspunkten geleitet. Eine Wölbung auf den Kuf kann daher bei der Unmöglichkeit, die Ziegel dort nach den sehr verwickelten Formen sicher zuzubauen, nicht in Frage kommen. Ein Kreuzgewölbe in Ziegeln muß aus den Ecken heraus auf den Schwalbenschwanz gewölbt werden. Fig. 74 zeigt in Grundriß und Schnitt eines halbfertigen Gewölbes, das bei rechteckigem Grundriß im Scheitel überhöht ist und mit Busen (sphärisch) gewölbt werden soll, die Anordnung der einzelnen Schichten. Die konstruktiv wichtigsten Teile, die Grate, werden meist verstärkt. Den dabei üblichen Verband bei $\frac{1}{2}$ oder 1 Stein starken Kappen zeigen die Figur 75 und 76. Eine volle Unterschaltung kann bei solcher Ausführung auf den Schwalbenschwanz unterbleiben. Es sind nur Lehrbögen unter den Diagonalen und in den Mitten der Schildbögen nötig. Bei sehr großen Verhältnissen werden noch einige Zwischenlehrbögen aufgestellt. Bei Ausführung von nach unten vortretenden Rippen aus Haustein werden diese als besondere Bögen zuerst auf festen Lehrbögen eingewölbt und die Kappen dann auf Schwalbenschwanz meist freihändig dazwischengespannt (Fig. 77).

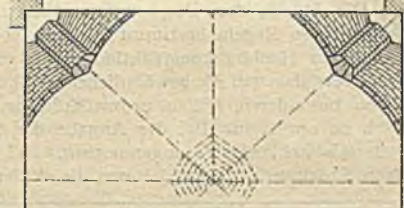
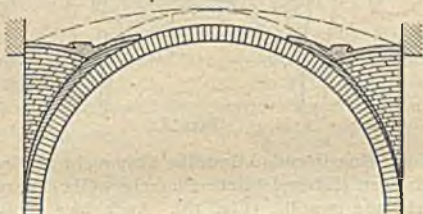


Fig. 74.

Die konstruktiv wichtigsten Teile, die Grate, werden meist verstärkt. Den dabei üblichen Verband bei $\frac{1}{2}$ oder 1 Stein starken Kappen zeigen die Figur 75 und 76. Eine volle Unterschaltung kann bei solcher Ausführung auf den Schwalbenschwanz unterbleiben. Es sind nur Lehrbögen unter den Diagonalen und in den Mitten der Schildbögen nötig. Bei sehr großen Verhältnissen werden noch einige Zwischenlehrbögen aufgestellt. Bei Ausführung von nach unten vortretenden Rippen aus Haustein werden diese als besondere Bögen zuerst auf festen Lehrbögen eingewölbt und die Kappen dann auf Schwalbenschwanz meist freihändig dazwischengespannt (Fig. 77).



Fig. 75.

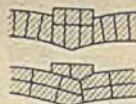


Fig. 76.



Fig. 77.

e) Ausführung von Kuppelgewölben. Eine volle Kugel auf kreisförmigem Widerlager kann in einzelnen wagerechten Ringen frei aufgewölbt werden. Die Lagerfugen bilden Kegelmantelflächen, und jeder Ring hält sich, wenn er geschlossen ist, im Gleichgewicht. Die Wölbung kann daher an beliebiger Stelle horizontal begrenzt aufhören, so daß ein Oberlicht verbleibt. Eine Schalung ist entbehrlich. Vom Kugelmittelpunkt werden durch Schnüre von der

Länge des Kugelradius die genauen Entfernungen für die Lage der einzelnen Steine herumgeleiert. Die neu aufgelegten Steine müssen bis zum Schluß eines Ringes durch die Klebkraft des Mörtels gehalten werden. Man unterstützt

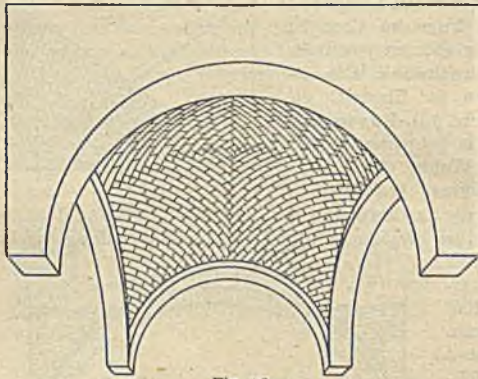


Fig. 78.

dessen Wirkung durch Überlegen einer Schnur, die an einem tieferen Punkt der Wölbung außen befestigt nach innen über den neu verlegten Stein hineingehängt wird und, am herabhängenden Ende beschwert, den Stein stärker auf sein Lager preßt.

Eine andere vielfach angewendete Ausführung von Kuppelgewölben, namentlich bei nicht kreisförmigem Querschnitt, besteht in Wölbung einzelner Rippen, zwischen denen die Felder als Kappen eingespannt werden.

Die Stärke der Bögen, Gewölbe und Widerlager kann angenähert nach folgenden Regeln bestimmt werden, wobei jedoch zu beachten ist, daß es sich nur um Hochbaukonstruktionen mit ruhenden Belastungen handelt und bei den Gewölben um die gewöhnlichen Fußbodenbelastungen der Wohngebäude. In allen besonderen Fällen ungewöhnlicher Beanspruchung sind die Stärken statisch zu ermitteln. Bei der Angabe der Stärken der Widerlager sind diese nur als schwach belastet angenommen. Bei starker Belastung, durch ein oder mehrere Stockwerksmauern können die Widerlagsstärken eingeschränkt werden.

Lichte Weite des Bogens m	Stärke im Scheitel bei Bögen in vollem Mauerwerk, über Tür- oder Fensteröffnungen		
	Überhöhte Bögen oder Spitzbögen cm	Halbkreisbögen cm	Flache Bögen mit mindestens $\frac{1}{8}$ Pfeilhöhe cm
bis 2,0	$\frac{1}{2}$ Stein = 12	1 Stein = 25	$1\frac{1}{2}$ Stein = 38
von 2,0—3,5	1 „ = 25	$1\frac{1}{2}$ „ = 38	$1\frac{1}{2}$ —2 „ = 38—51
„ 3,5—6,0	$1\frac{1}{2}$ „ = 38	2 „ = 51	2— $2\frac{1}{2}$ „ = 51—64
„ 6,0—9,0	$1\frac{1}{2}$ —2 „ = 38—51	$2\frac{1}{2}$ „ = 64	$2\frac{1}{2}$ —3 „ = 64—77

Scheitrechten Bögen von der Spannweite s gebe man die Scheitelstärke wie für einen Flachbogen von $1,3s$ Spannweite.

Die Widerlagsstärke einschließlich des etwa vorgekragten Teils (Fig. 67) kann annähernd angenommen werden für eine Höhe der Widerlager von nicht über 3 m: bei überhöhten Bögen zu $0,20s$; bei Halbkreisbögen $0,22s$; bei Flachbögen von $\frac{1}{4}$ Pfeilhöhe $0,25s$; bei $\frac{1}{6}$ — $\frac{1}{8}$ Pfeil $0,33s$ (s = lichte Weite).

Bei Tonnengewölben mit lotrechten Wölbanfängern gelten die nachstehenden Stärken für den Scheitel. Nach den Widerlagern läßt man die Stärke zunehmen oder verstärkt die Wölbung durch Rippen in 2,0—2,5 m Abstand. Bei Spannweiten bis 4,0 m $\frac{1}{2}$ Stein Scheitelstärke. Nach Rondelet soll die Wölbstärke d bei halb hintermauerten Tonnengewölben $\frac{1}{30}s$ betragen oder bei halber Hintermauerung und einer Wölbstärke in halber Höhe = $\frac{1}{32}s$, im

Scheitel $\frac{1}{48} s$. Widerlagsstärke bei überhöhten Tonnen $\frac{1}{6} - \frac{1}{7} s$; bei halbkreisförmigen $\frac{1}{6} \frac{1}{2} - \frac{1}{8} s$.

Flache Kappen zwischen Gurtbögen. Die Breite der Gurtbögen sei mindestens $\frac{1}{17}$ ihrer lichten Weite. Häufig wird die Breite durch die anschließenden oder auf den Gurtbögen stehenden Mauern bestimmt werden und dann wesentlich größer sein. Dient der Gurtbogen nur als Kappenwiderlager, so ist er bei 2,0 m Kappenspannweite mindestens 1 Stein breit, bis 3,5 m Kappenweite mindestens $1\frac{1}{2}$ Stein breit zu nehmen. Stärke der Gurtbögen bei mindestens $\frac{1}{8}$, besser nicht unter $\frac{1}{6}$ Pfeilhöhe: bis Spannweite von 2,0 m = 1 bis $1\frac{1}{2}$ Stein, bei 2,0—3,5 m Spannweite = $1\frac{1}{2}$ —2 Stein, bei 3,5—6 m Spannweite = 2— $2\frac{1}{2}$ Stein.

Die Pfeilhöhe der Kappen betrage mindestens $\frac{1}{8}$; ausnahmsweise kann bei Anwendung von Zement bis $\frac{1}{10}$ gegangen werden. Kappenstärke bis 3,5 m der Weite gleich $\frac{1}{2}$ Stein, bei Kappen über 2,5 m empfiehlt es sich jedoch, dann die Stärke nach dem Widerlager etwas zunehmen zu lassen. Bis 5,0 m Spannweite 1 Stein Scheitelstärke.

Widerlagsstärke der Gurtbögen = $\frac{1}{4} - \frac{1}{6} s$, je nachdem sie volle Mauern über sich zu tragen haben oder nur Widerlager der Kappen sind. Das Kappenwiderlager = $\frac{1}{4} - \frac{1}{2}$ der Spannweite der Kappen, jedoch nie unter $1\frac{1}{2}$ Stein.

Größte lichte Spannweite	Wölbstärke der Kreuzgewölbe		Stärke der Gurte von Kreuzgewölben	
	im Scheitel	am Kämpfer	im Scheitel	am Kämpfer
bis 6,0 m	$\frac{1}{2}$ Stein	$1\frac{1}{2}$ Stein	1 Stein	1 Stein
von 6,0—9,0 m	$\frac{1}{2}$ „	1 „	1 „	$1\frac{1}{2}$ „
„ 9,0—18,0 m	1 „	$1\frac{1}{2}$ „	$1\frac{1}{2}$ „	2 „

Unbelastete Kreuzgewölbe (z. B. in Kirchen) können auch bei größeren Spannweiten (Thomaskirche in Berlin 13,4 m Spannweite) in den Kappen $\frac{1}{2}$ Stein stark hergestellt werden. Widerlagsstärke der Kreuzgewölbe, in der Diagonale gemessen. $\frac{1}{4} - \frac{1}{6}$ der diagonalen Spannweite, bei halbkreisförmigen Gewölben.

Bei Klostergewölben über Grundrißformen, die ein regelmäßiges Vieleck sind, kann die Widerlagsstärke zu $\frac{2}{3}$ derjenigen eines Tonnengewölbes angenommen werden. Bei länglicher Grundrißform ist die Widerlagsstärke etwa der eines Tonnengewölbes gleich. Wölbstärke bis 4,0 Spannweite = $\frac{1}{2}$ Stein, bis 8,0 m = 1 Stein im Scheitel.

Die Wölbstärke böhmischer Kappen von $\frac{1}{8} - \frac{1}{10}$ Pfeilhöhe der Diagonale kann bis 5,0 m Spannweite auf $\frac{1}{2}$ Stein beschränkt werden.

Kuppelgewölbe sind im Scheitel bei Spannweiten bis 5,0 m $\frac{1}{2}$ Stein, bis 10 m 1 Stein stark zu wölben. Am Widerlager von 6,0 m Spannweite an auf $1\frac{1}{2}$ bis 2,0 Stein zu verstärken. Bei Ausführung einzelner Rippen genügt für die Zwischenkappen $\frac{1}{2}$ Stein.

IV. Neuere Decken- und Wandkonstruktionen.

Nachdem in den achtziger Jahren des vorigen Jahrhunderts die Verwendung von Zementstampfbeton ohne oder mit Eiseneinlagen zur Herstellung feuer- und schwammsicherer Decken überraschend schnell Eingang gefunden hatte, entstanden im Wettbewerb erfinderischer Köpfe bald eine große Anzahl von Massivkonstruktionen für Decken und Wände. Eine Zusammenstellung der bis 1905 bekannt gewordenen Arten findet sich in „Schrader“, Patentdecken, Leipzig, J. M. Gebhardt's Verlag, 1912, und in „Kolbe“, Die wichtigsten Decken und Wände der Gegenwart, Buchdruckerei R. Kühne Nachf., Oberhausen, Rheinland, 1905. In letzterem Werk sind etwa 120 verschiedene Deckenarten beschrieben, von denen jedoch der größte Teil nicht zu allgemeiner Anwendung gelangte. Hier können nur die wichtigsten Konstruktionsarten besprochen werden.

A. Decken zwischen Eisenträgern.

1. Betondecken ohne Eiseneinlagen.

Flache Betonkappen auf Schalung zwischen eiserne Träger eingestampft. Bei geringen Spannweiten bis etwa 2,0 m und $\frac{1}{10}$ Pfeilhöhe Gewölbe und Zwickel meist aus demselben Beton zugleich hergestellt. Es genügen dann bei 500 kg Nutzlast 8 cm Scheitelstärke. Bei größeren Spannweiten oder Pfeilhöhen leichter Schlackenbeton zur Zwickelausfüllung. Schwefelhaltige Schlacken zu vermeiden, denn sie greifen die Eisenträger an, zumal diese ohne Anstrich bleiben müssen, damit der Beton sich gut mit dem Eisen verbindet. Gute Verankerung der Träger in ihrem unteren Drittel darf nie unterlassen werden, wenn starke Belastungsunterschiede benachbarter Kappen zu erwarten sind, oder die Träger weiter frei liegen als das $2\frac{1}{3}$ fache der Spannweite.

Ebene Betondecken als Platten zwischen die Träger eingestampft, nur bei einer Entfernung der Träger unter sich geeignet, weil die Decke sonst zu schwer wird, geben eine sehr steife Decke. Bei völligem Verputz der Unterfläche machen sich die Träger nach einiger Zeit meist als dunkle Streifen kenntlich, wenn die Unterflanschen nicht sehr sorgfältig durch Bekleidung mit schlechten Wärmeleitern, Rohrstengeln u. dgl. isoliert werden. Wenn es zugänglich ist, die Trägerflansche sichtbar zu belassen, die dann mit Ölfarbe zu streichen sind, so gründere man vor dem Einstampfen den ganzen Unterflansch an seiner Unter- und Oberfläche. Anderenfalls bilden sich feine Rostlinien neben den Flanschen. Derartige Decken mit sichtbar belassenen Unteransichten der kleinen Träger, die auf Unterzügen aufliegen, empfehlen sich sehr für leicht belastete Konstruktionen, wenn man mit 8—10 cm hohen Trägern in etwa 0,5 m Entfernung auskommt, wofür Feuersgefahr ausgeschlossen ist und keine Feuchtigkeit entwickelt wird, die zu einem lästigen Schwitzen und Tropfen der Trägerflansche führen könnte.

Betondecken auf Wellblech. Trägerwellblech eben oder gewölbt wird auf die Unterflansche der Träger gelegt und mit Beton überstampft.

Bei allen vorgenannten Decken kann hölzerner Dielenfußboden auf Lagerhölzern verwendet werden, die entweder auf den Beton aufgelegt oder in ihn eingelassen und eingestampft werden. Damit die statische Wirksamkeit der Betonkonstruktion nicht leidet, ordnet man die Lagerhölzer bei Gewölben in Richtung der Widerlager in den Zwickeln an, bei geraden Decken senkrecht zu den Trägern zwischen diesen. Über Zementfußbodenbelag siehe Teil X, S. 627.

2. Betondecken mit Eiseneinlagen.

Altteste Konstruktionen, ebene Monierplatten auf dem Oberflansch eiserner Träger, und Moniergewölbe zwischen Trägern mit Zwickelfüllung aus Schlackenbeton kaum noch verwendet.

Koenensche Voutenplatte zwischen Trägern. Eingespannte Platte, deren Oberkante etwa 3 cm über Oberkante Träger liegt. Unterfläche wagrecht, neigt sich nach den Trägern voutenartig bis zu deren Unterflansch hinab (Fig. 79a). Die aus Rundeisen bestehenden Einlagen liegen in Feldmitte nahe der Unterfläche, steigen nach der Kettenlinie zu den Oberflanschen der Träger auf und sind fest um sie herumgehakt. Berliner Baupolizei gestattet solche Decken bei 10 cm Plattenstärke in Feldmitte, Beton 1 : 4 und 16 Stäben von 10 mm auf 1 m Deckenlänge:

für Wohngebäude	250 kg/qcm Nutzlast	bis	4,5 m	Trägerentfernung
„ Fabrikgebäude	500	„	3,8	„
„ Höfe	750	„	3,3	„

Anderweit wurden solche Decken bis 6,5 m Spannweite hergestellt. Sie können auch ohne Träger unmittelbar zwischen Mauern eingespannt werden, wenn bei deren Herstellung entsprechende Flacheisenanker fest eingemauert sind, um die Eiseneinlagen einhaken zu können (Fig. 79b).

Eine ähnliche Decke stellt die Vereinigte Maschinenfabrik Augsburg und Maschinenbaugesellschaft Nürnberg A.-G. her; nur verwenden sie flach gelegte Bandeisen statt der Rundeisen als Bewehrung und einen aus Portlandzement, Bims Kieseln und Sand bestehenden Leichtbeton.

Ebene Betondecken mit Eiseneinlagen. Hochkantige Flacheisen, die an den Enden rechtwinklig umgebogen und auf die unteren Trägerflansche gelegt werden, oder Rundeisen (Höfchen & Peschke, Berlin) werden verwendet. Berechnung siehe unter Eisenbeton. Folgende Spannweiten in Berlin erlaubt:

Nutzlast	250 kg/qm	500 kg/qm	750 kg/qm
Decke 6 cm stark	1,8 m weit	1,3 m weit	1,05 m weit
„ 8 „ „	2,3 „ „	1,7 „ „	1,35 „ „
„ 10 „ „	2,9 „ „	2,1 „ „	1,70 „ „

Ähnlich die Helmsche Decke, die aus einer unteren, die Eiseneinlagen umhüllenden Schicht von leichtem Schlackenbeton und einer oberen, die Druckspannungen aufnehmenden Schicht aus festem Kiesbeton besteht. Größere Plattenstärke, die ohne wesentliche Steigerung des Eigengewichts bedeutendere Spannweiten erlaubt.

Holzersche Decke: Einzelne Matten werden auf die unteren Trägerflansche verlegt, aus niedrigen I-Eisen (quer zur Richtung der Hauptträger) und darunter gebundenem Rohrgewebe bestehend. Diese Rohrmatten nehmen die Betonierung auf und dienen zugleich als Träger des unteren Putzes. Die kleinen I-Träger entweder an den Auflagern in die Höhe gekröpft (Fig. 79c), so daß die Rohrmatten unter Unterkante Hauptträger herunterhängen, oder gerade. In letzterem Fall häufig eine zweite Lage Rohrgewebe untergehängt, die unter den Hauptträgern, sie isolierend, hinweggeführt wird und den Deckenputz trägt.

Ähnlich die Zementeisendecke von Donath & Co., Berlin, die \perp -Eisen von 22 mm Höhe in 30 cm Entfernung verwendet, die mit Flacheisenbändern gitterartig verbunden sind. Auf ein unten angebondenes verzinktes Drahtgewebe wird die erste Mörtelschicht aufgebracht, die dann die Schalung vertritt.

Ebenso die Decke von J. Müller, Marx & Co., Berlin. Eiseneinlagen, hochkantiges Flacheisen 4/26 mm in Abständen nicht über 12,5 cm, durch andere hochkantige Bandeisen 1/26 im Zickzack verbunden.

Zulässige Spannweiten:

Nutzlast:	500 kg/qm	750 kg/qm	1000 kg/qm	1250 kg/qm
Holzer oder Donath: 8 cm stark	1,25	—	—	—
„ „ „ 10 „ „	1,80	1,50	1,30	—
„ „ „ 14 „ „	2,10	1,70	1,50	1,30
Müller, Marx & Co.: 8 „ „	2,10	1,70	1,50	1,30

3. Steindecken mit oder ohne Eiseneinlagen.

Scheitrechte Wölbungen zwischen Trägern aus gelochten, häufig porös gebrannten Leichtziegeln verschiedenartigster Form. Zu unterscheiden sind: Wölbungen auf den Kuf (vgl. Fig. 71A), wobei die langgestreckten Hohlräume der Steine mit den Trägern gleichgerichtet verlaufen, und Wölbungen nach Art von Fig. 71B, wo die Hohlräume rechtwinklig zu den Trägern gerichtet sind.

Zu den ersteren gehört die Securadecke (Dr.-Ing. Schleunig in Friedenaub. Berlin), von deren Gestaltung Fig. 79d ein Beispiel gibt. Steine 10,5 cm oder, bei doppelter Reihe der Hohlräume, 22 cm breit, 25 cm lang, 17 oder 22 cm hoch, werden auf Schalung je nach Bedarf flach oder hochkantig vermauert. Deckeneigengewicht bei 10,5, 17, 22 cm Wölbstärke 142, 179, 220 kg/qm (ohne etwaige

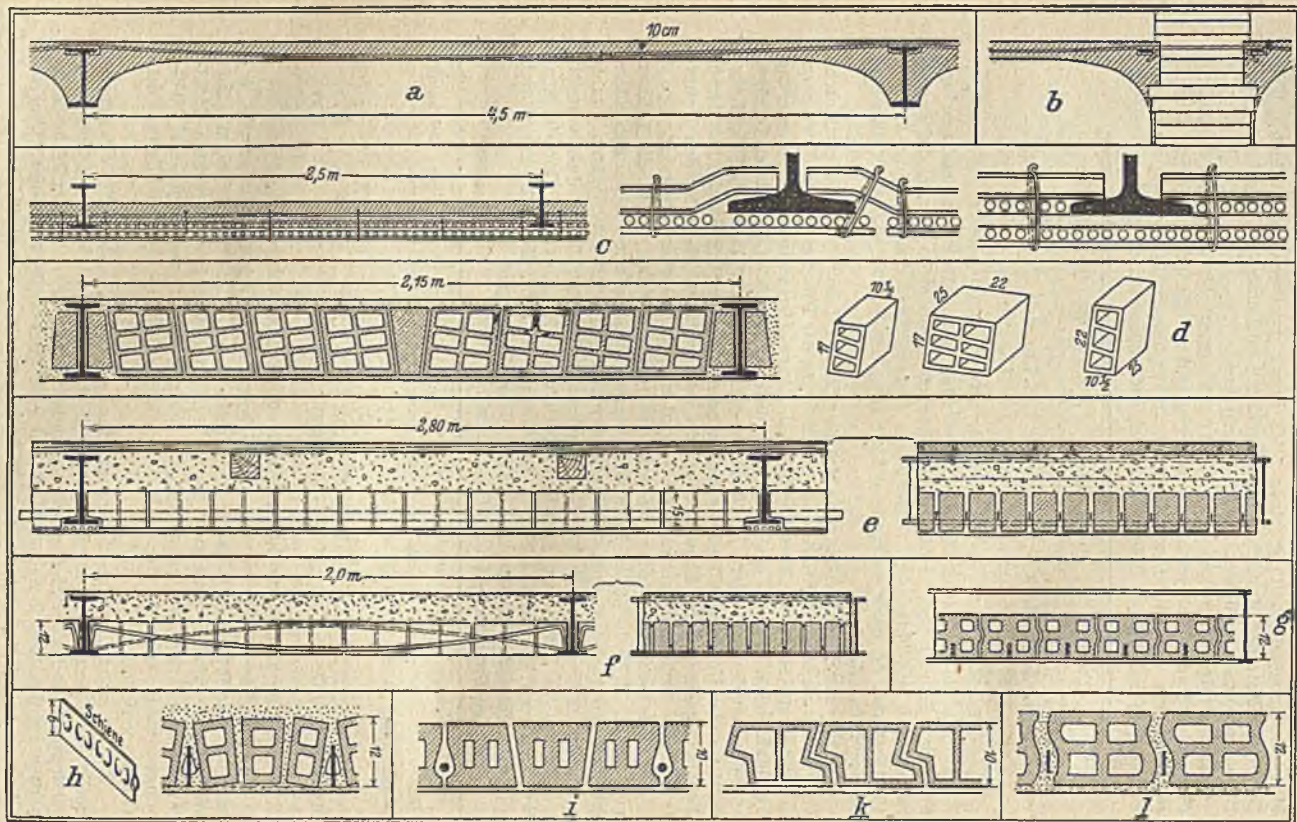


Fig. 79.

Auffüllung, Putz und Fußbodenbelag). Erlaubte Spannweiten in Wohnhäusern: bis 1,60, 1,95, 2,15 m; in Fabriken: bis 1,30, 1,60, 1,75 m.

In der zweiten Gattung gehört die Kleinesche Decke (Firma A. Stapf & Kleine-Berlin), die älteste der hierhergehörigen Konstruktionen (Fig. 79e). Sie stellt ein scheidrechtiges Gewölbe dar zwischen Trägern, nach Art der Fig. 71 B, aber auf voller Schalung eingewölbt. In jede Längsfuge ist in deren unteren Hälfte ein von Träger zu Träger reichendes, hochkant stehendes Band-eisen $\frac{1}{25}$ bis $\frac{1}{45}$ mm eingelegt. Als Steinmaterial können, was ein wesentlicher Vorteil ist, parallelipedische Steine, also Vollziegel, poröse Ziegel, Lochziegel, Schwemmsteine, verwendet werden. Als geeignete Stärken haben sich bewährt bei den nachstehend angegebenen Spannweiten:

Art der Gebäude	Decke aus porösen Hohlsteinen		Aus vollen Normalziegeln	
	15 cm stark 140 kg/qm schwer	10 cm stark 90 kg/qm schwer	$\frac{1}{2}$ Stein stark 220 kg/qm schwer	$\frac{1}{4}$ Stein mit $\frac{1}{2}$ Stein Ver- stärkungsrippen 150 kg/qm
In Wohnhäusern	2,85 m weit	1,90 m weit	2,40 m weit	1,95 m weit
Fabrikgebäuden und Treppen, bis 500 kg/qm Nutzlast . . .	2,05 „ „	1,60 „ „	1,75 „ „	1,40 „ „
Durchfahrten	—	—	1,50 „ „	—

Bei den Viktoriadecken (Fig. 79f) sind die geraden Bandeisen durch hochkantig gekrümmte Bandeisen- oder Rundeiseneinlagen ersetzt, die abwechselnd nach oben oder unten gekrümmt sind. Bei Verwendung von Vollsteinen in Zement sind 2,0 m Spannweite in Wohnhäusern, 1,7 m in Fabriken oder bei Treppenläufen gestattet.

In weiterer Ausbildung dieser Deckenart sind Konstruktionen entstanden, bei denen die Steine auf J-Schienen aufrufen, damit die Schalung erspart werden kann. Statt der einfachen Ziegel werden Formsteine verwendet, die auf hochkantigen Eiseneinlagen reiten (Benny) (Fig. 79g). Die Steine erhalten in ihren Längsseiten ineinandergreifende Falze, in die zur weiteren Befestigung ebenfalls noch Eisen eingelegt werden. Bei der Gewölbtträgerdecke (früher Schürmann, jetzt Stapf & Kleine) sind die hochkantigen Bandeiseinlagen in geringen Entfernungen mit rechts und links ausbauchenden Wölbungen versehen, so daß die Steine, die zu beiden Seiten der Schiene liegen, sich oben gegeneinander neigen (Fig. 79h). Die Schienen werden meist in solchen Entfernungen voneinander angeordnet, daß 3 Steinschichten dazwischenliegen, von denen die beiden äußeren, geneigten Schichten die Widerlager und die mittelste den Schlußstein einer kleinen Kappe darstellen, die sich in Richtung quer zu den Haupt-I-Trägern erstreckt. Die Steine werden auf Schalung verlegt und mit Mörtel vergossen und verstopft. Bei Anwendung von Kalkzementmörtel 1 : 1 : 5 und harten Ziegeln sind zulässig Spannweiten von 1,5 m bei 250 kg Nutzlast; 1,25 m Weite bei 500 kg Nutzlast; 1,10 m Weite bei 750 kg Nutzlast. Eigengewicht der Decke 530 kg. Bei Anwendung gelochter Keilsteine sind die zulässigen Spannweiten:

Nutzlast:	7 cm stark 250 kg/qm schwer	10 cm stark 300 kg/qm schwer	12 cm stark 330 kg/qm schwer
250 kg/qm	1,30 m	1,95 m	2,15 m
500 „	1,10 „	1,55 „	1,80 „
750 „	—	1,35 „	1,60 „

Bei der Ankerdübeldecke von Höfchen & Peschke (Fig. 79i) sind gleichfalls kleine, quer zu den Hauptträgern verlaufende Kappen gebildet. Es werden

gelochte Keilsteine verwendet. Die beiden, die Widerlager bildenden Steine haben an den sich berührenden Seitenflächen eine Aushöhlung zur Aufnahme starker Rundeisen, die an den Enden mit 10 cm langen, rechtwinkligen Umbiegungen auf den unteren Trägerflanschen aufliegen. Zulässige Spannweite bei 10 cm Steinstärke in Wohnhäusern 2,5 m, in Fabriken 1,8 m, in Durchfahrten 1,5 m. Die Decke wird auch ohne Eiseneinlagen hergestellt, und zwar bei 250 kg/qm Nutzbelastung bis 1,40 m Spannweite, bei 500 kg Nutzlast bis 0,85 m Spannweite.

Zu den nach Art von Fig. 71 B eingewölbten Decken gehört ferner:

Die Försterdecke (Firma F. W. & H. Förster in Friedenau-Berlin) (Fig. 79 k), die Dresseldecke (Firma Dressel-Gera) (Fig. 79 l) und andere Konstruktionen, die sich nur durch die Form der Falze und Vorsprünge unterscheiden, mit denen die Hohlsteine an der Längs- oder Querseite ineinandergreifen. Bei fast allen diesen Deckenarten werden auch, um sie für größere Spannweiten (Trägerentfernungen) verwendbar zu machen, Rundeisen oder hochkantige Bandeisen in die Fugen eingelegt. Die rechtwinklig umgebenen Enden dieser Eisen ruhen dann auf den unteren Flanschen der Träger.

Stoltesche Zementdielen: Betonplatten, 8—10 cm stark, 25 cm breit, mit 4—6 durch die Länge der Tafel verlaufenden ovalen Hohlräumen, zwischen denen senkrecht stehende Bandeisen $1\frac{0}{20}$ — $\frac{9}{26}$ mm eingelegt sind. Die zwischen die Träger auf Unterflansch einzulegenden Zementdielen müssen genau nach Maß gefertigt sein, was unter Umständen eine schnelle Beschaffung erschweren kann, sonst eine der am schnellsten und leichtesten herzustellenden Decken. Trägerentfernung (Spannweite) in Wohnhäusern bis 1,7 und 1,9, in Fabriken bis 1,2 und 1,4 m für die 8 und 10 cm starken Dielen.

B. Decken ohne Eisenträger.

Weitaus am verbreitetsten die Plattenbalkendecke (siehe Eisenbetonbau S. 299), eine Eisenbetonplatte mit nach unten vortretenden Balkenrippen.

Statt der bei Plattenbalken allgemein üblichen Bewehrung mit Rundeisen verwendet Pohlmann für die nach ihm benannte Deckenkonstruktion im Steg gelochte Bulbeisen (Steffens und Nölle, Berlin). Bandeisenbügel in die Durchlochungen eingebakt und durch Keile in einer unter 45° geneigten Stellung gehalten, nehmen die schrägen Hauptzugspannungen nahe dem Widerlager auf (Fig. 80 a).

Den gleichen Zweck einer sicheren Aufnahme der schrägen Hauptspannungen erfüllen in vorzüglicher Weise die Kahnisenprofile (Fig. 80 b) (Firma: Deutsche Kahnisengesellschaft Jordahl & Co., Berlin). Die beiden seitlichen Lappen der Profile werden nach Bedarf so abgeschnitten und schräg aufwärts gebogen, daß sie noch in genügend festem Zusammenhang mit der Mittelrippe des Profils bleiben. Sowohl die Pohlmannschen Bulbeisen wie die Kahnisen finden außer den beiden gezeichneten Beispielen Fig. 80 a und b noch mannigfaltige anderweite Verwendung für Deckenkonstruktionen. Näheres in den von den genannten Firmen herausgegebenen Musterbüchern.

Ebene Unteransichten der Decke werden durch nachstehende Konstruktionen gewonnen: Koenensche Plandecke (Fig. 80 c), eine Rippendecke aus Beton mit halbkreisförmigen, 21 cm breiten Aussparungen. Die gebogenen, zu ihrer Formgebung benutzten Schalbleche werden auf 4 cm breite Holzlatten aufgesetzt, die in der Decke verbleiben und zur Befestigung doppelten Rohrgewebes dienen. Die Bewehrung der Rippen bilden starke Rundeisen.

Ähnlich sind eine größere Anzahl von Leichtsteindecken, bei denen zwischen aus bewehrtem Beton bestehenden Tragrippen statt bogenförmiger Schalbleche Leichtsteine verwendet und zur Bildung einer wagerechten, zur Putzanbringung geeigneten Deckenunterfläche in der Konstruktion belassen werden. Fig. 80 d zeigt als Beispiel solcher Decken die Lehmannsche Leichtsteindecke (Ingenieur Th. Lehmann, Halle a. S.). Die Schalung beschränkt sich hier nur auf wenige schmale Bretter.

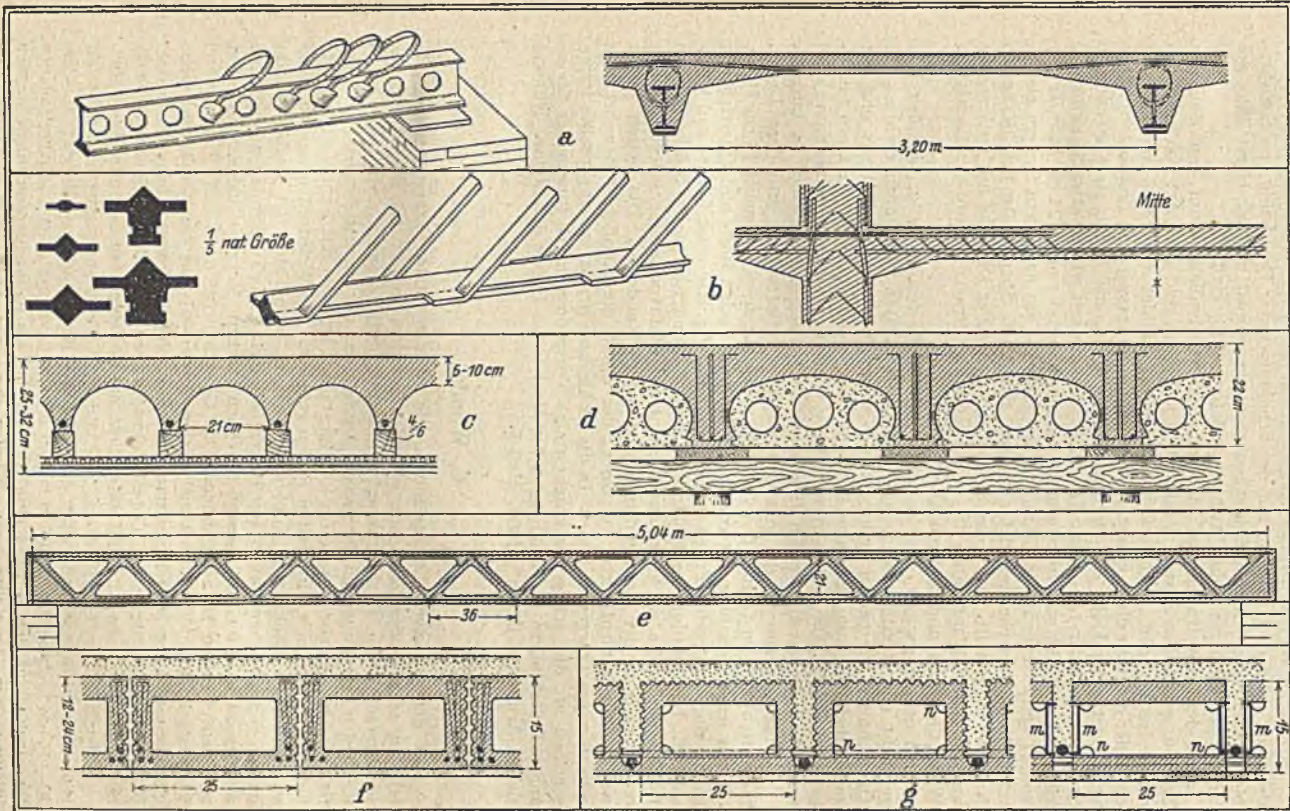


Fig. 80.

Architekt Wrissenberg-Bremen bringt nicht fertige Leichthohlsteine auf den Bau, sondern fertigt sie auf der Schalung, unter Benutzung von Schwarzblechröhren, aus leichtem Schlackenbeton, zusammen mit der Herstellung der Tragrippen (näheres siehe: Armierter Beton, 1910, Heft 6).

Zu den Konstruktionen, die fertige Eisenbetonbalken auf den Bauplatz bringen, gehört das System Visitini. Die Balken sind nach Art von aus Dreiecken bestehenden Fachwerkparallelträgern gebildet (Fig. 80c) und werden entweder dicht an dicht gelagert oder auch als Unterzüge von Eisenbetonplatten verwendet. Die Höhe der Balken ist 15—40 cm, die Breite stets 20 cm, die Stärke der Glieder 1,5—5 cm. Die leichtesten Balken wiegen etwa 33 kg/m und können bei 250 kg/qm Deckennutzlast 2,0 m weit frei tragen, 21 cm hohe Träger von 41 kg/m Gewicht bis 6,0 m. In der Figur ist ein nach dem System gleichschenkliger Dreiecke gebildeter Balken für 5,0 m Spannweite bei 250 kg/qm Nutzlast dargestellt. Auch das System rechtwinkliger Dreiecke mit senkrechten und geneigten Wandstäben ist in Anwendung (Firma: Visitini-Gesellschaft in Wien, Chemnitz und anderen Orten).

Bei der Siegard-Decke werden gleichfalls fertige Balken auf den Bau gebracht und dicht nebeneinander verlegt (Fig. 80f). Sie haben rechteckigen Querschnitt. Die beiden senkrechten Wandungen des hohlen Balkens sind mit gewöhnlich drei Rundeisen armiert, von denen zwei nach den Widerlagern zu aufgebogen werden. Die Balken müssen den jedesmaligen Verhältnissen entsprechend nach Maß hergestellt werden (Firma: Siegardbalken-Gesellschaft in Luzern).

Völlig trägerlos ist die von Cracoanu-Charlottenburg erfundene Decke. Sie besteht aus im Grundriß quadratischen Hohlsteinen von meist 15 cm Höhe, die auf fester Schalung mit etwa 3 cm starken, nach Längs- und Querrichtung gerade durchlaufenden Fugen versetzt werden. Fig. 80g zeigt Längs- und Querschnitt. In Richtung der Hohlräume werden Rundeisen, deren Stärke je nach Deckenspannweite wechselt, auf die unteren Steinvorsprünge gelegt, darüber rechtwinklig in den kreuzenden Fugen andere Rundeisen. Die weiten Fugen werden mit Zementmörtel vergossen, der durch die Rundeisen bewehrt, das zellenförmige Traggerüst bildet. In die Hohlräume der Steine eingepreßte Pappscheiben *m*, die sich gegen nasenförmige Vorsprünge *n* im Innern der Steine anlegen, verhindern das Eindringen des Mörtels ins Innere der Steine. Näheres siehe „Armierter Beton“, 1909, Heft 5.

C. Wände.

Zu den massiven Leichtwänden, die in den letzten Jahrzehnten gleichfalls in sehr großer Zahl neu erfunden wurden, gehört als die älteste die Rabitzwand. Ein Drahtgewebe, sogenanntes Rabitzgewebe, wird an Decke, Fußboden und Mauern in der ganzen Ausdehnung der herzustellenden Wand befestigt. Das Gewebe, aus 1,0 bis 1,4 mm starken Drähten mit 2 cm Maschenweite bestehend, wird in 1,0 m breiten Rollen geliefert. Die Webstreifen werden meist senkrecht von Decke zum Fußboden gespannt, unter sich mit Draht vernäht und an den seitlichen Mauern mit Haken befestigt. Falls Türöffnungen geschaffen werden sollen, ist eine Türzarge aus 5 cm starkem Holz aufzustellen und fest mit dem Gewebe zu verspannen. Das Gewebe wird dann mit Rabitzmörtel 5 cm stark ausgefüllt (durch mehrfaches Anwerfen) und die Wand beiderseits glatt geputzt. Zur Mörtelbereitung wird schwaches Leimwasser benutzt, in dem Kälberhaare verrührt sind. Die Mörtelmaterialien sind scharfer Sand, Weißkalk und Gips etwa 3 : 1 : 1. Die Rabitzwände haben sich als feuerabhaltend bewährt.

Gipsbretter, Gipsdielen, 3, 5 und 7 cm stark, aus gegossenem Gips mit Einlage von Rohrstengeln oder Kokosfasern (Kokolithdielen) hergestellt. Die 20—25 cm breiten, 2,0 bis 2,5 m langen Dielen haben auf einer Längskante einen Vorsprung, auf der anderen eine Nut, so daß sie ineinandergeschoben werden können. Zur Herstellung von Wänden wird von einer Diele der Vorsprung

weggeschnitten, und die Diele wird dann mit der Nut nach oben aufgestellt, seitlich an der Anschlußwand und am Fußboden durch seitlich gegengenaagelte Stifte befestigt. Die Dielen werden nun, immer mit der Nut nach oben, übereinander im Verbands aufgemauert unter Verwendung dünnflüssigen Gipskalkmörtels, der in die Nut der vorher versetzten Diele eingegossen wird. Für Türöffnungen werden Zargen von der beabsichtigten Stärke der Wand aufgestellt und vorläufig gegen den Fußboden durch schräge Latten abgesteift. Die Zarge wird außen auf beiden Seiten und an der oberen Fläche tief ausgenutet (vgl. Fig. 54c), so daß die Gipsdielen, die sich wie Holz leicht sägen lassen, scharf in sie hineingepaßt werden können. Lange, verzinkte Drahtstifte schräg durch die Dielen in die Zargen getrieben, verstärken den Zusammenhalt. Es empfiehlt sich, die beiderseitigen Türverkleidungen, die über die Fugen zwischen Zarge und Gipsdielen weggreifen müssen, fest mit ersterer zu verschrauben. Eine genaue Anleitung zur richtigen Ausführung von Gipsdielwänden findet sich im Handbuch der Holzkonstruktionen von Böhm, Berlin, bei Jul. Springer.

In eine Wand von 5 cm starken Dielen mit beiderseitigem Putz können Nägel und Haken zum Anhängen schwerer Bilder sicher befestigt werden.

Statt des einfachen Rabitzgewebes wird mit Vorteil das Drahtziegelgewebe von Stauß & Ruff verwendet, dem an jedem Knotenpunkt ein Tonkörperchen aufgepreßt wurde, das dann hart gebrannt ist. Statt der Gipsdielen sind ferner in Anwendung die Katzschen Spreutafeln, Magnesitplatten und Schweizer-Tafeln von Lugino.

Die Prüßschen Patentwände bestehen aus einem Bandedeisenrippe, das mit Ziegeln auf hoher Kante oder 12 cm stark ausgemauert wird. Die wagerechten flach liegenden Bandedeisen werden bei $\frac{1}{4}$ Stein starken Wänden in 53 cm Abstand, bei $\frac{1}{2}$ Stein starken Wänden in 39 cm Abstand gespannt. Die senkrechten Eisen kreuzen sich, hochkantig vor den wagerechten liegend, mit diesen, also ohne sich zu durchdringen oder zusammen verbunden zu sein. Bei $\frac{1}{2}$ Stein starken Wänden ist die Entfernung der senkrechten Eisen 53 cm, bei $\frac{1}{2}$ Stein starken Wänden 58 cm.

Als Ersatz für massive Ziegelmauern, deren Preis durch den Krieg auf das drei- bis vierfache gestiegen ist, werden von verschiedenen Firmen Mauern aus Betonhohlsteinen auf den Markt gebracht. Die Wärmeundurchlässigkeit solcher Mauern, die aus innerer und äußerer Betonwand von geringer Stärke mit dazwischen befindlicher Luftschicht bestehen, ist größer als bei einer $1\frac{1}{2}$ Stein starken Ziegelmauer. Es dürfen jedoch nicht einzelne Steine von der Außenfläche der Wand bis zur Innenfläche durchreichen, da bei der guten Wärmeleitung harten Betons sich im Innern Schwitzwasser bilden könnte. Bei den meisten der angebotenen Bauweisen müssen die Wände durch eingebaute Eisenbetonsäulen und Träger entlastet und zur Aufnahme von Deckenbalkenlast geeignet gemacht werden. Für Zwecke des Kleinwohnungsbaues werden daher solche Anordnungen am meisten in Frage kommen, die bei gutem Wärmeschutz solcher Verstärkungen nicht bedürfen. Näheres ist aus den Musterbüchern der betreffenden Firmen zu ersehen. Als solche seien genannt: P. Enslé, Schwäbisch-Gmünd; Gesellschaft Stephansdach m. b. H.; Fechner, Berlin; Wulkow & Stockhammer; Kell & Löser, Dresden und Leipzig; Wayß & Freytag; Steffens & Nölle, Berlin; Heinrich Westphal, Charnikow, Berlin; Brüning & Sohn, Ibusbau u. a.

V. Dachkonstruktionen in Holz.

A. Dachform und Dachneigung.

Die zahlreichen Dachformen lassen sich auf 4 Grundformen und ihre Zusammensetzungen zurückführen. Pultdach mit First, 2 Giebeln und 1 Traufe, Satteldach mit First, 2 Traufen und 2 Giebeln, Walmdach mit lauter Traufen und Firstlinie. Ist statt der Firstlinie ein Firstpunkt vorhanden, entsteht das Zelt-

dach. Je nachdem an Stelle einer geraden Linie, die ein von First zur Traufe gleitender Tropfen beschreibt, eine gebrochene oder gebogene Linie tritt, werden die vorstehenden Grundformen zu Mansarden oder zu Bogendächern. Eine



Fig. 81.

Abart bilden noch die Krüppelwalm oder halben Walm (Figur 81). Zu diesen Unterschieden der Grundform kommt die weitere Verschiedenheit, die durch die Steilheit der Flächen bedingt ist. Die Nei-

gung ist abhängig von der Art der Eindeckung. Bei vielen Deckungsarten gibt es für die Steilheit nur eine untere Grenze, d. h. die Deckung kann sogar auf senkrechter Fläche noch angewendet werden. Bei anderen Deckmaterialien ist eine untere und obere Grenze der Steilheit innezuhalten.

Art der Eindeckung	Größe des Neigungswinkels α in Graden		Verhältnis der Dachhöhe zur Breite eines Pultdaches = $\tan \alpha$	
	untere Grenze	obere Grenze	untere Grenze	obere Grenze
Strohdach, Rohrdach, Schindeldach	45°	53°	1 : 1	2 : 1,5
Ziegelspließdach	45°	unbegrenzt	1 : 1	1 : 0
Doppel- oder Pfannendach . .	38°	„	1 : 1,25	1 : 0
Kronen- oder Falzziegeldach .	33°	„	1 : 1,5	1 : 0
Schieferdach (englische Deckung)	26°	„	1 : 2	1 : 0
Schieferdach (deutsche Deckart)	38°	„	1 : 1,25	1 : 0
Zinkdach	6°	11°	1 : 10	1 : 5
Kupferdach	6°	unbegrenzt	1 : 10	1 : 0
Pappdach	8°	18°	1 : 7	1 : 3
Holzementdach	3°	6°	1 : 20	1 : 10

Unter Dachausmittlung versteht man die in Horizontalprojektion gezeichneten Dachlinien: Traufen, Firsten, Grate, Kehlen und Verfallungsgrate.

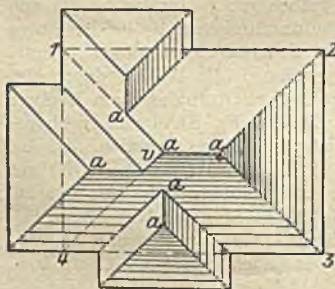


Fig. 82.

Verfallungsgrat ist ein Grat, der bei zusammengesetzten Dächern zwei in verschiedener Höhe liegende Firsten miteinander verbindet (Fig. 82 bei *v*). Anfallpunkt ist der Schnittpunkt der Grate mit der First (*a*). Beim Entwerfen einer Dachkonstruktion ist zunächst die Dachausmittlung zu zeichnen. Diese ist nur in einer Weise möglich und ohne weiteres in den Grundriß einzutragen, sobald alle Traufen in derselben Höhe liegen und alle Neigungen gleich groß sind. Die Projektionen der Grate und Kehlen halbieren dann die Winkel der Traufen. Sind die Dachneigungen verschieden oder die Traufhöhen

ungleich, so ist die Ausmittlung auf viele Weise möglich und nur unter Zuhilfenahme von Ansichten des Daches zu zeichnen. Bei Ausmittlung eines Daches mit gleichen Neigungen und Traufhöhen halbiert man zunächst die Winkel zusammenstoßender Traufen. Ist der Grundriß zusammengesetzt, middle man zuerst ein größtes Rechteck aus, z. B. in Fig. 82 das Rechteck 1, 2, 3, 4. Dann werden die anderen Rechtecke angeschlossen. Über Ausmittlung schwieriger Dachformen siehe Geyger, Darstellende Geometrie, Leipzig 1902.

B. Satteldächer.

Die geneigte Fläche der Dächer wird im allgemeinen durch Hölzer gebildet, die von First zur Traufe gehen und rechtwinklig zu dieser gerichtet sind. Sie heißen die Sparren. Man unterscheidet Dachkonstruktionen, bei denen a) das Dach von dem darunter liegenden Stockwerk durch eine feste, tragfähige Balkenlage geschieden ist, b) bei denen zwar eine Balkenlage vorhanden ist, aber statt das Dach zu stützen, selbst am Dach aufgehängt ist, Hängewerksdächer, und c) bei denen überhaupt keine Balkendecke vorhanden ist, Hallendächer, Sprengewerksdächer. Ferner ist bei Fall a und b noch zu unterscheiden, ob die Traufe, der Sparrenfuß, sich in gleicher Höhe mit der Balkenlage befindet oder höher liegt als diese. In letzterem Falle befindet sich zwischen Dachbalkenlage und Traufe noch eine niedrige Wand, Drempe/wand, Kniestock oder Versenkung.

1. Dächer in unmittelbarer Verbindung mit der Balkenlage.

Fig. 83 zeigt die verschiedenen Verbindungen, die zwischen Sparren und Dachbalken möglich sind, sobald die Traufe in gleicher Höhe mit der Dachbalkenlage sich befindet. Liegt unter jedem Sparren ein Dachbalken, so kann ersterer in den Balken eingezapft werden (A). Der schwächere Sparren wird stets an einer Seite bündig mit dem Balken gelegt (b). Vor dem Zapfen des Sparrens muß, zumal bei nicht steilen Dächern, etwas Vorholz stehen bleiben, und um das abfließende Regenwasser über die Mauervorderkante wegzuleiten, wird dann ein Aufschiebling *c* erforderlich. Soll das Dach überstehen, so verbindet man Sparren und Balken zweckmäßig durch Anblatten des stärkeren Balkens (C); das Blatt wird etwa 2 cm tief in den Sparren eingelassen, schwalbenschwanzförmig gestaltet und mit Holznagel befestigt. Durch Anordnung einer auf die Balken aufgekämmten und etwa mit jedem dritten Balken verbolzten $1\frac{1}{4}$ cm starken Sparrenschwelle *d* wird die Teilung der Sparren von derjenigen der Balken unabhängig. Bei B ist der Sparren senkrecht dicht vor der Schwelle abgeschnitten und nimmt vor sich die Rinne auf, bei D ist das Dach überstehend.

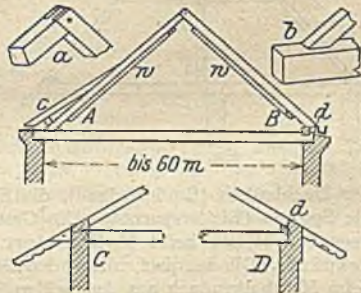


Fig. 83.

Die Sparren werden am oberen Ende am besten mit Scherzapfen (*a*) verbunden und mit Holznagel befestigt. Ihre gewöhnliche Stärke ist $\frac{12}{14}$, $\frac{12}{16}$ cm, sie können dann 4,5 bis 5,0 m weit freiliegen. Bei größerer Länge bedürfen sie weiterer Unterstützung in der Mitte. Dies kann hauptsächlich auf zwei Weisen geschehen, durch Kehlbalken oder durch Pfetten. Danach unterscheidet man zwei Konstruktionsarten, die Kehlbalken- und die Pfettendächer.

Wenn eine besondere Sparrenschwelle (Fig. 83 B und D) vorhanden, die Entfernung der Sparren unter sich also nicht an die Balkenteilung gebunden ist, gelten für den Abstand der Sparrenmitten voneinander folgende Zahlen: für Stroh- und Schindeldach 1,5—1,8 m, Metalldächer 1,25 m, Schieferdächer 1,0 bis 1,20 m, Pappdächer 1,25 m, Holzzement und Ziegeldächer 0,8—1,0 m.

a) Kehlbalkendächer. Zwei zusammenstoßende Sparren bilden ein sogenanntes Gespärre. Der Kehlbalken liegt wagerecht in der Ebene dieses Gespärres. Ist er stärker als die Sparren, was häufig der Fall ist, so wird er am besten ebenso wie bei C in Fig. 83 mit schwalbenschwanzförmigem Blatt an den Sparren befestigt. Er bildet dann eine zug- und druckförmige Verbindung zwischen diesen. Da die Kehlbalken sich in jedem Sparrenpaar wiederholen müssen, bilden sie eine besondere Balkenlage im Dachraum. Die viel Holz er-

fordernde Kehlbalkenkonstruktion rechtfertigt sich daher in allen den Fällen, wo solche Zwischendecken gewünscht werden, und da bei flachen Dächern über einer Kehlbalkenlage kaum nutzbarer Platz bleiben würde, beschränkt sich die Anordnung von Kehlbalken meist auf steile Dächer. Kehlbalken von mehr als 4,0 m Länge müssen in der Mitte noch unterstützt werden, und falls die Kehlbalkenlage Nutzlasten aufnehmen soll, wird solche Unterstützung schon bei geringerer Länge der Kehlbalken nötig. Die Unterstützung wird durch Stuhlwände bewirkt, die aus Stielen *s*, einem Rahmholz *r* und Kopfbändern *k* zwischen diesen Hölzern bestehen. Fig. 84 und 85 zeigen einen sogenannten einfach stehenden und doppelt stehenden Kehlbalkendachstuhl. Die das Rahmholz stützenden Stiele werden stets genau unter einem Sparren angeordnet, und zwar in $4\frac{1}{8}$ — $5\frac{1}{2}$ m Entfernung. An diesen Punkten müssen Dachbalken zur Aufnahme der Stiele liegen, und es vereinigen sich dort in einer senkrechten Ebene:

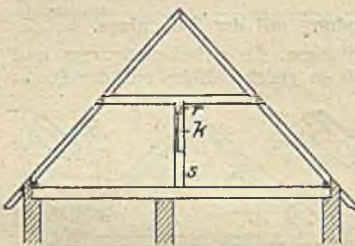


Fig. 84.

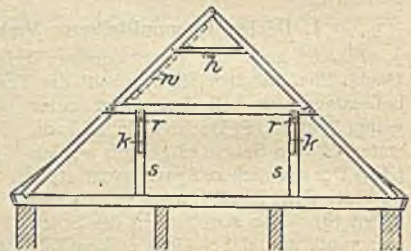


Fig. 85.

der Dachbalken (Binderbalken), die Stiele (Binderstiele), der Kehlbalken und die Sparren (Bindersparren). Die Gesamtheit dieser in einer lotrechten Ebene liegenden Hölzer heißt Vollbinder, Dachbinder, Binder oder Binder-gespärre. Die dazwischenliegenden Gespärre heißen Leergespärre und bestehen beim Kehlbalkendach aus den beiden Sparren und dem sie verbindenden Kehlbalken, der durch die von Binder zu Binder reichenden Rahmhölzer unterstützt wird. Die Anordnung von 2 Stuhlwänden (Fig. 85) ist standfester als die von nur einer Stuhlwand. Die Stellung der Wände ist häufig durch den Ausbau des Dachgeschosses (Giebelstuben) bedingt. Sonst legt man sie möglichst an gut unterstützte Punkte der Dachbalkenlage. Damit die Kehlbalken noch gutes Auflager finden, rückt man die Rahmhölzer nicht an das äußerste Ende der dort abgeschrägten Kehlbalken, aber auch nicht gern über 80 cm von dem Ende entfernt. Stärke der Kehlbalken je nach ihrer Belastung zu bestimmen. Die Rahm-

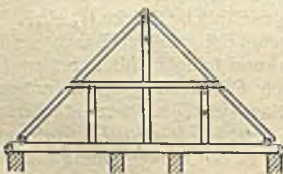


Fig. 86.

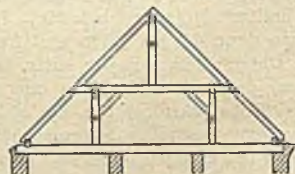


Fig. 87.

hölzer je nach der Entfernung der Binder $\frac{16}{18}$ bis $\frac{18}{20}$ cm. Ihre Tragfähigkeit wird durch die Kopfbänder wesentlich unterstützt. Das Sparrenstück zwischen Kehlbalken und First nimmt man nicht gern über 3,0 m. Ist die Entfernung größer, so wird zu weiterer Unterstützung ein zweiter Kehlbalken nahe dem First, ein sogenannter Hahnenbalken *h* (Fig. 85), eingefügt. Dieser wird ebenso stark wie die Sparren gemacht und nur mit vernageltem Zapfen an sie befestigt.

Der Längsverband des Daches wird in erster Linie durch die Kopfbänder der Stuhlwände gebildet. Bei einfachen Sparrendächern (Fig. 83) werden zur

Herstellung eines Längsverbandes sogenannte Windrispen, w in Fig. 83, schräg unter die Sparren genagelt. Eine gleiche Anordnung wird auch bei Dächern mit Stuhlwänden sich empfehlen wenn die Sparrenteile oberhalb der Stuhlwände zu groß werden (siehe die punktierte Linie w in Fig. 85). In Fig. 86 und 87 sind Kehlbalkendächer mit 3 Stuhlwänden gezeichnet. Das die Sparren im First unmittelbar stützende Langholz heißt Firstpfette. Wird der Stiel dieser Pfette auf den Binderkehlbalken gestellt (Fig. 87), so empfiehlt es sich, diesen, der stärker als die anderen Kehlbalken belastet wird, durch Kopfbänder zu stützen.

Die Dachkonstruktionen in Fig. 84—87 sind Dachstühle mit sogenanntem „stehendem Stuhl“, d. h. senkrecht stehenden Stuhlwandstielen. Daneben sind auch Dächer mit „liegendem Stuhl“ üblich. Ihre Anwendung (Fig. 88) kann erwünscht sein, wenn die Dachbalkenlage nicht in der Mitte durch Stuhlsäulen belastet werden soll oder großes Gewicht auf Gewinnung eines freien Dachraums gelegt wird. Die schrägen Stuhlwände müssen dann in den Bindern durch Einziehung eines zwischen den Stuhlstielen a liegenden Spannriegels s gegenseitig abgesteift werden. Ungünstig sind hierbei die vielen spitzwinkligen Verbindungen, Kopfbänder k sollen das große Trapez unverschieblicher machen, sind dazu aber wegen der sehr spitzen Winkel wenig geeignet. Wirksamer würden Fußbänder, Fußbögen f , sein, wenn die Beeinträchtigung des freien Dachraums durch sie gestattet ist. Die gezeichnete Konstruktion, bei der die Stuhlwandsäulen von den Sparren, der Spannriegel s von dem Kehlbalken b durch einen Abstand getrennt ist (siehe Teilzeichnung A), ist besser als die früher meist übliche Anordnung (Teilzeichnung B), bei der die gedachten Hölzer unmittelbar aneinander liegen. Das Auswechseln schadhafter Stuhlsäulen ist hier erschwert, der Spannriegel trifft die Stuhlsäulen an der Stelle, wo sie stark geschwächt sind.

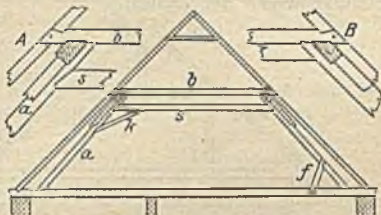


Fig. 88.

b) Pfettendächer. Pfetten sind Hölzer, die wagerecht nach der Länge des Daches liegend, die Sparren einer Dachseite unmittelbar stützen. Die Sparren werden auf die Pfetten aufgeklaubt und mit langen Sparrennägeln befestigt. Die Unterstützung der Pfetten erfolgt meist durch Stiele, Stuhlsäulen. Je nachdem diese senkrecht oder geneigt sind, wird von stehendem oder liegendem Stuhl gesprochen. Das einfachste Pfettendach wäre ein solches mit nur einer Firstpfette und einer unter dem First stehenden Stuhlwand. Durch Anordnung einer fest unterstützten Firstpfette wird der Schub der Sparren wirksam aufgehoben. Fig. 89 zeigt ein Pfettendach „mit zweifach stehendem Stuhl“. Die Stuhlsäulen müssen immer genau unter einem Sparren stehen, also in der Ebene des Binders, der durch den an jener Stelle nötigen Binderbalken a , die Stiele b , die Bindersparren c und, als wichtigen Konstruktionsteil, die Doppelzange d gebildet wird. Diese Doppelzangen, aus zwei hochkantigen starken Bohlen oder Halbhölzern gebildet, $\frac{8}{18}$ bis $\frac{12}{20}$ cm, werden am besten unterhalb der Pfetten, etwas mit diesen überschritten, um die Stiele und die Sparren gelegt. Mit beiden Hölzern werden sie durch fest angezogene Schraubenbolzen verbunden. Um die

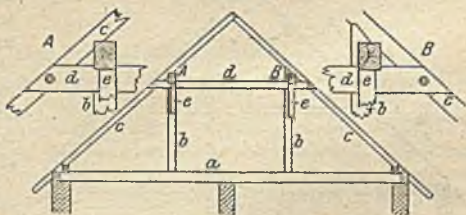


Fig. 89.

meist dünnen Sparren nicht zu verschwächen, legt man die Zangen stumpf auf sie auf. Der Zwischenraum zwischen den Zangenhölzern ist also gleich der Sparrenbreite (meist 12 cm) und die stärkeren Stuhlstiele sind dann entsprechend auszuschneiden. Die Zangen gehen ungeschwächt durch. Der Längsverband des Daches muß durch Kopfbänder *e* geleistet werden. In der Teilzeichnung *A* ist die gewöhnlich angewandte Konstruktion dargestellt, rechts bei *B* die solidere aber wegen der umständlicheren Herstellung seltenere Konstruktion des sogenannten Mollerschen Knotens. Die Pfette wird hier in einen Ausschnitt des bis zum Sparren hochgeführten Stiels gelegt und oft noch durch eine an den Stiel seitlich angenagelte Knagge gestützt. Fig. 90 zeigt ein Pfettendach mit zwei Mittel- und einer Firstpfette. Diese ist durch einen Stiel gestützt, der von den Zangenhölzern getragen wird. Eine derartige Anordnung erfordert stärkere Abmessungen der Zangen.

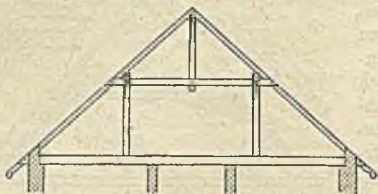


Fig. 90.

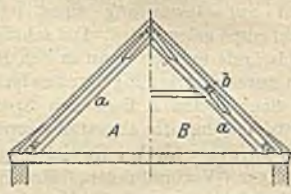


Fig. 91.

Auch bei den Pfettendächern ist die Anwendung liegender Stuhlwände möglich. Der einfachste Fall ist in Fig. 91 dargestellt. Die Stuhlsäulen *a* der Binder überschneiden sich im First und umfassen die über Eck gelagerte Firstpfette. Bei kleinen Abmessungen des Daches, bis etwa 6,5 m Spannweite, wird die links bei *A*

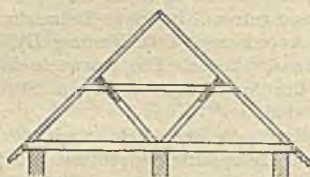


Fig. 92.

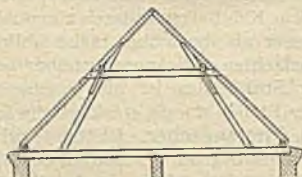


Fig. 93.

gezeichnete Anordnung noch genügen. Bei größeren Dächern *B* tragen die Stuhlsäulen noch eine Zwischenpfette *b* und werden dann an dieser Stelle am besten durch einen Kehlbalken gestützt. Eine Binderkonstruktion nach Fig. 92 empfiehlt sich da, wo die Dachbalkenlage gerade in der Mitte gestützt und dort vorzugsweise in der Lage ist, Lasten aufzunehmen, während auf Schaffung eines freien Dach-

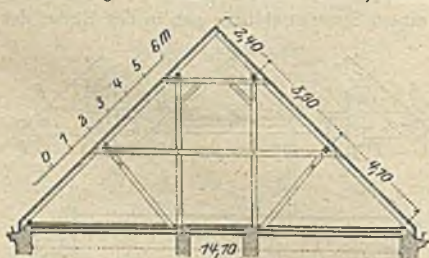


Fig. 94.

raums kein Gewicht gelegt wird. Ist umgekehrt letzteres der Fall, so eignet sich eine Anordnung nach Fig. 93, bei der die Stuhlsäulen *a* oben in den Sparren mit Versatzung und Zapfen befestigt werden. Die Fig. 94 und 95 zeigen die gleichzeitige Anwendung stehender und liegender Stuhlwände. Beim erstgenannten Beispiel (tierärztliche Hochschule in Hannover) wird die Dachlast auf die Mittelmauern vereinigt, das

zweite Beispiel (Amtsgericht zu Querfurt) zeigt die Anwendung der liegenden Stühle zur Entlastung der Balkenlage und Schaffung freien Raumes im Dache.

Wenn die unter dem Dachraum liegende Balkendecke so weit gespannt ist, daß sie sich nicht selbst freitragen kann (über Sälen), so wird das Hängewerk, an dem die Balken aufgehängt werden müssen, gleichzeitig ein Teil der die Sparren stützenden Binderkonstruktion. Die Hängesäulen sind die Stiele der Stuhlwände und

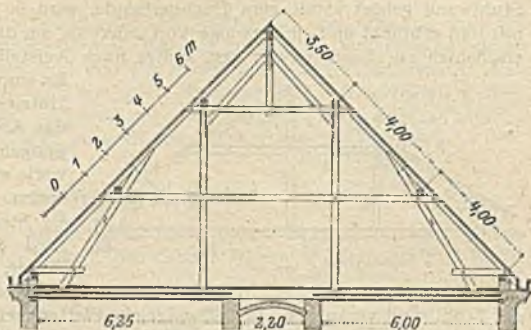


Fig. 95.

tragen entweder Pfetten oder, bei Kehlbalkendächern, die unter den Kehlbalken nötigen Rahmhölzer. In Fig. 96 ist ein Dachhängewerk mit 3 Säulen dargestellt, und zwar in der für solche Fälle zweckmäßigsten Anordnung mit verdoppelten Hängesäulen, die die Streben und den Spannriegel ungeschwächt durch entsprechende Ausschnitte durchgehen lassen. Die Hauptzange, die auch hier nicht fehlen darf, ist ausnahmsweise über den Pfetten angebracht und mit diesen etwas überschritten. Unter den Pfetten angebracht, würden die Zangenhölzer die doppelten Hängesäulen umfassen müssen, einen sehr weiten Abstand zwischen sich haben und nicht mehr unmittelbar die Sparren fassen können. Die Anhängung der Decke kann in dreifach verschiedener Weise erfolgen. Bei *a* in der Fig. 96 ist angenommen, daß die Deckenbalken in gleicher Höhe mit den Spannbalken *a* der Hängewerke liegen und durch Balken gestützt werden, die als Längsunterzüge an der Unteransicht der Decke in die Erscheinung treten. Sind Querunterzüge erwünscht, so legt man die Deckenbalken rechtwinklig zur Richtung der Hängewerke auf deren Spannbalken *b*. Soll endlich die Decke ganz glatt und ohne Unterzüge bleiben, so werden die mit den Spannbalken *c* in gleicher Höhe liegenden Deckenbalken an Überzügen *d* angehängt und verbolzt, die von den Hängewerken getragen werden. Die Hängewerksbinder werden in 4—5 m Entfernung angeordnet.

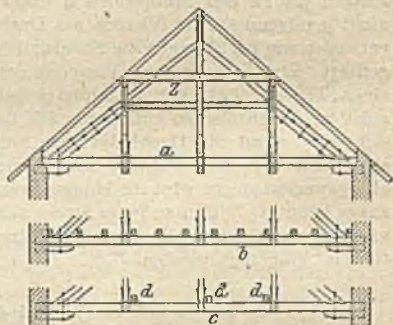


Fig. 96.

2. Dächer mit Drempelwand (Kniestock).

Die unmittelbare Verbindung des Sparrenfußes mit der Dachbalkenlage bei den bisher beschriebenen Dachkonstruktionen hat den Nachteil, daß der Dachraum längs der Traufseiten nicht ausgenutzt werden kann. Diesem Uebelstand wird durch Anlage einer Drempelwand (Kniestockwand, Versenkung) abgeholfen, die zwischen Dachbalkenlage und Dachtraufe eingefügt wird. Ganz massiv wird eine solche Wand nur in Ausnahmefällen hergestellt (siehe Fig. 95). Der Sparrenschub, der durch die Sparrenschwelle auf die Mauer übertragen wird, würde, sobald diese nicht sehr niedrig gehalten ist, große Mauerstärken nötig machen. Die Drempelwand wird deshalb fast stets als Stuhlwand gebildet, deren Rahmholz dann die Rolle einer Fußpfette für die Sparren spielt. Diese

Stuhlwand gehört somit zum Dachverbande, wird in standsichere Verbindung mit ihm gebracht und eine etwaige Vormauerung, um die Wand außen als massiv erscheinen zu lassen, erfolgt erst später nach Aufstellung des Dachverbandes.

Es empfiehlt sich, zwischen dem Holzwerk der Wand, die durch das Arbeiten des Holzes Bewegungen erleidet, und dem Mauerwerk etwa 2 cm Spielraum zu lassen. Eine schwache, nur $\frac{1}{2}$ Stein starke Vormauerung wird durch kleine T-förmige Anker, die in die Stiele eingeschlagen werden zweckmäßig mit

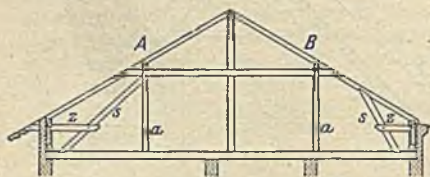


Fig. 97.

der Stuhlwand verankert. Fig. 97 zeigt ein Pfettendach mit dreifach stehendem Stuhl und Drempelwand. Diese erfordert stets eine feste Verbindung mit dem Dachverband, und zwar am besten durch eine Zange *z*. Es muß aber ein fester Punkt geschaffen werden, um diese zu befestigen, und das wird durch Bildung eines Dreiecksverbandes mittels der Strebe *s* bewirkt. Bei Verlängerung der Zangen bis zu den Stuhlsäulen *a* unter Weglassung der Streben *s* würde ein nicht genügend starres Viereck am Dachfuß entstehen. Die Streben *s* werden entweder wie bei *A* gegen die Stuhlsäule *a* oder gegen den Sparren (rechts bei *B*) geführt. Erstere Anordnung versperrt den Dachraum mehr, hat aber den Vorteil, einen Teil der Last der Mittelpfette nach dem Auflager des Dachbalkens abzuleiten, diesen also zu entlasten. Die links gezeichnete Konstruktion empfiehlt sich also, wenn die Dachbalkenlage an der Stelle des Stieles *a* wenig unterstützt ist. Die Konstruktion der Drempelwände ist danach sehr einfach. Bei Hängewerksdächern wird die Hängewerksstrebe oft zur Befestigung der Drempelzange benutzt. Will man jener Strebe solche wagerechte Beanspruchung nicht zumuten, muß eine besondere Strebe wie in Fig. 97 *B* nach dem Sparren führend eingefügt werden.

C. Pultdächer.

Die Konstruktion der Pultdächer ist dieselbe wie die der Satteldächer. In den Fig. 98—100 ist ein Kehlbalckendach, ein Pfettendach ohne Kniestock und ein solches mit Kniestock gezeichnet. Die unter der First liegende „hohe Wand“ wird stets als Holzwand, die fest mit dem Dachgespärre verbunden ist, ausgebildet. Eine äußere massive Vormauerung der hohen Wand, die der am stärksten gefährdete Teil des Daches ist, muß stets gut mit dem Holzwerk verankert werden.

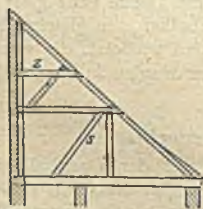


Fig. 98.

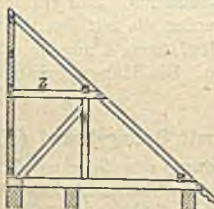


Fig. 99.

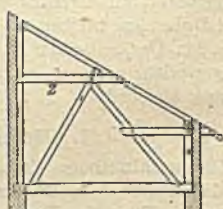


Fig. 100.

Ebenso wie die Drempelwände werden auch die hohen Wände meist durch Zangenverbindungen *z* an feste Punkte des Dachgestühls angeschlossen. Diese festen Punkte müssen durch Streben gewonnen werden, die einen Dreiecksverband bilden. In Fig. 98 ist die Strebe im oberen Teil zugleich Stuhlsäule, im unteren Teil ist die Strebe *s* gegen den Binderkehlbalken geführt, der mit

den Sparren durch Schwalbenschwanzblatt verbunden und mit ihm und der hohen Wand kräftig verbolzt sein muß, um eine zugfeste Verankerung zu bilden. Die Strebe *s* ist mit ihrem Fuß von der hohen Wand abgerückt, was in allen den Fällen nötig wird, wo ein Durchgang längs der Wand freigehalten werden soll. Bei nicht genügend unterstützter Dachbalkenlage ist die Anordnung von Hängewerken ebenso leicht zu bewirken wie bei den Satteldächern.

D. Mansardendächer.

Der Vorteil der mit gebrochenen Dachflächen hergestellten Mansardendächer besteht in der Möglichkeit, benutzbare Räume im Dachgeschoß besser herstellen zu können.

Da diese meist einer abschließenden Decke bedürfen, wird in der Höhe, wo die verschiedenen geneigten Dachflächen zusammenstoßen, eine feste Balkenlage eingefügt. Die Anwendung von Mansardendächern, bei denen keine besonderen Nutzräume geschaffen werden sollen, solche Zwischendecke also entbehrlich wird, ist seltener und beschränkt sich meist auf die Fälle, wo zwar steile Dachflächen in der Ansicht des Gebäudes gewünscht werden, deren Höhe aber aus ästhetischen Gründen eingeschränkt werden soll. Im ersteren, häufigeren Fall besteht das Mansardendach aus einem Ober- und Unterdach, die für sich getrennt konstruiert werden.

Das flache Oberdach steht auf der Zwischenbalkenlage. Seine Sparren ruhen entweder in den einzelnen Balken, und dann sind Aufschieblinge nötig (siehe Fig. 101, linke Seite), oder sie sind auf eine besondere Fußpfette aufgeklümt (Fig. 101, rechts). Wenn das Oberdach so weit gespannt ist, daß es nicht mehr als einfaches Sparrendach gebildet werden kann (Fig. 101), so unterstützt man die Obersparren durch Pfetten. Das Unterdach ist als Pfettendach mit senkrechten Stuhlwänden konstruiert. Die Pfetten sind dabei gleichzeitig die unterstützenden Rahmhölzer der Zwischenbalkenlage. Der Sparrenfuß wird auf eine Fußpfette aufgeklaut, die (links in der Figur) auf die untere Dachbalkenlage aufgebolzt ist, oder (rechts) auf der hier massiven niedrigen Drempelwand aufliegt. In letzterem Falle muß sie durch die aufgeklauten und durch Zangen gesicherten Bindersparren gehalten werden. Eine höhere Drempelwand würde als senkrechte Stuhlwand hergestellt werden, deren Stiele dann an besonderen Drempelwandstreben durch Zangen zu verbinden sind. Zu beachten ist die Konstruktion beim Zusammentreffen der verschiedenen geneigten Dachflächen. Nach der links gezeichneten und in größerem Maßstabe erläuterten Anordnung gehen die Zwischenbalken durch, da sie die einzelnen Obersparren aufnehmen sollen. Zum Abschluß der Zwischenräume ist dann vor den Balkenköpfen ein abschließendes Brett

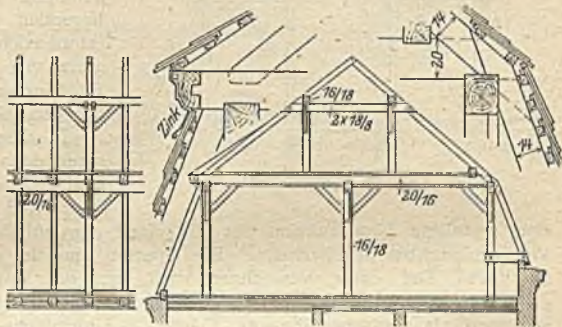


Fig. 101.

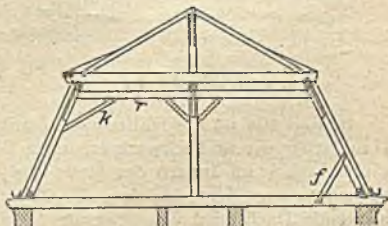


Fig. 102.

oder ein meist profiliertes Längsholz notwendig, das mit Zink verkleidet ein Zwischengesims zwischen den Dachflächen darstellt. Bei der rechts gezeichneten Ausbildung nimmt die Pfette sowohl die Unter- wie die Obersparren und zugleich die Dachbalken auf. Diese Hölzer können nebeneinander aufgeklaut werden, nur an den Giebeln sind die sich treffenden Ober- und Untersparren zur Gewinnung eines senkrechten, ebenen Abschlusses halb zu überschneiden. Fig 102 zeigt die Konstruktion des Untergespärns mit liegenden Stühlen.

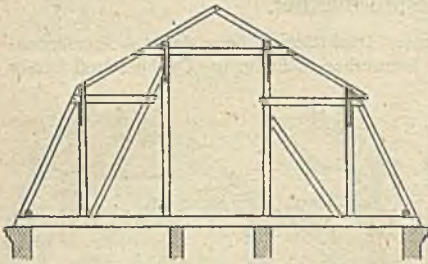


Fig. 103.

Schwelle und Rahmholz dieser Stuhlwände bilden dann die Pfetten für die Sparren des Unterdachs. Ein kräftiger Spannriegel r zur Aussteifung der schräg liegenden Stuhlwände ist dabei erforderlich, ebenso die Anbringung von Kopfbändern k oder Fußbändern f zur Aussteifung der verschieblichen Vierecke. In Fig. 103 ist ein Mansardendach ohne Zwischenbalkenlage dargestellt. Die an der linken und rechten Seite verschieden gestaltete Konstruktion ist die eines gewöhnlichen Pfettendaches mit vier senkrechten Stuhlwänden. Die Sparren sind in gebrochener Linie angeordnet. Der obere von ihnen wird entweder mit den unteren überschritten oder, durch ein vor den Sparrenkopf gesetztes Langholz abgeschlossen, als Vorsprung über die Fläche des Unterdaches fortgesetzt.

E. Hallendächer.

Mit dem Namen Hallendächer sollen solche Dachkonstruktionen bezeichnet werden, die nicht durch eine geschlossene Balkendecke von dem unter dem Dach liegenden Raum getrennt sind. Die Unterstützung der Gespärre erfolgt, dann entweder durch Säulen oder Stiele, die vom Fußboden der Halle ausgehen, oder es sind statt der tragenden Balkenlage nur die Binderbalken durchgeführt und durch Hängewerke gestützt; drittens ist eine völlig freitragende Dachkonstruktion unter Verwendung vereinter Hänge- und Sprengwerke denkbar.

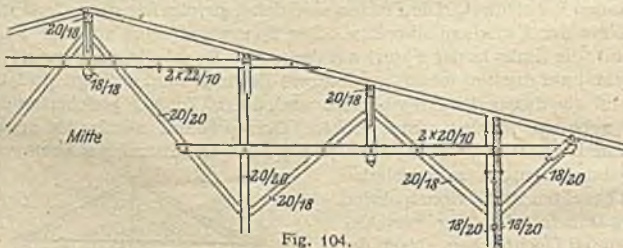


Fig. 104.

In Fig. 104 ist die Hälfte vom Dach eines Lagerschuppens gezeichnet. Die Hauptstiele der in Fachwerk erbauten Wände sind verdoppelt; zwei freie Holzsäulen stehen im Innern der Halle und dienen zur Aufnahme der Streben von Sprengwerken, deren Säulen die Zwischenpfetten stützen. Auch das überhängende Dach wird von einer aus Streben und Pfette bestehenden Stuhlwand gegen die Wandstiele hin abgestützt. Lange Doppelzangen umfassen Sparren.

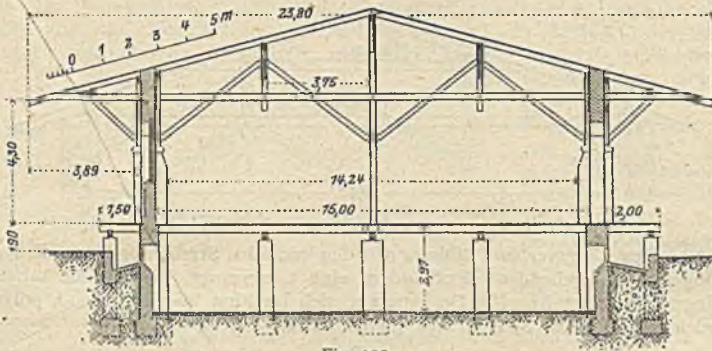


Fig. 105.

Stiele und Streben. Die eingeschriebenen Maße gelten für eine Breite der ganzen Halle von etwa 21 m zwischen den Umfassungswänden. Ein ähnliches Beispiel, das Dach eines

Eisenbahngüter-schuppens, zeigt Fig. 105. Der Schub der mittleren Sprengwerke wird hier durch die mit Strebepfeilern verstärkten massiven Mauern aufgenommen. Das Dach des in Fig. 106 gezeichneten Wagenschuppens zeigt eine Abweichung von der

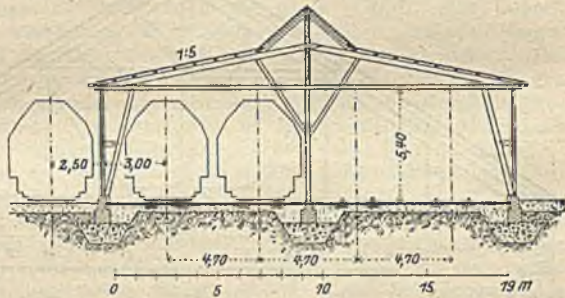


Fig. 106.

bis jetzt beschriebenen Konstruktion. Die Dachfläche wird nicht durch Sparren, sondern durch in Entfernungen von 1,0 m verlegte leichte Pfetten gebildet. Nur die etwa 4,5 m voneinander entfernten Binder erhalten Sparren, die durch eine Firstpfette und an zwei Punkten durch Streben gestützt sind. Das mittlere steilere Satteldach ist mit Glas eingedeckt.

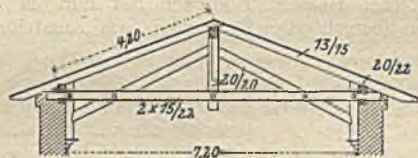


Fig. 107.

Beispiele von Dächern ohne mittlere Stützen, bei denen nur die Binderbalken durch Hänge- und Sprengwerke gestützt durchgehen, sind in Fig. 107 und 108 gegeben. Infolge möglicher elastischer Formänderungen können solche Dächer einen geringen Schub auf die Frontwände ausüben, die daher genügend stark gebildet werden müssen. Die Streben setzen sich in Wandstiele, Klebpfosten ein, die zweckmäßig auf vorgekragten Steinkonsolen ihren Aufstand finden. Den 18,0 m weit gespannten Hallenbinder über einer Ofenhalle der Völkinger Hütte stellt Fig. 109 dar. Der Spannbalken des Hängewerks ist in der Mitte gestoßen und wird dort durch einen verdübelten und verbolzten Laschenbalken zusammengehalten und verstärkt. Die eisernen Hängestangen, die den Balken an weiteren vier Punkten stützen, sind an den starken Hängewerksstreben befestigt. Diese Streben, die an denselben Stellen noch die Pfetten tragen, werden durch vom Spannbalken ausgehende Streben wirksam unter-

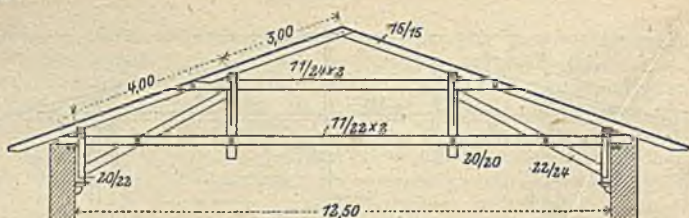


Fig. 108.

stützt. Den Längsverband bildet außer den von allen Streben und der mittleren Hängesäule ausgehenden Kopfbändern eine Längszange, die um die mittlere Hängesäule gelegt ist. Die Dachsparren, sich im First überschneidend, stützen zugleich die kleinen Sparren des oberen Laternenaufbaues.

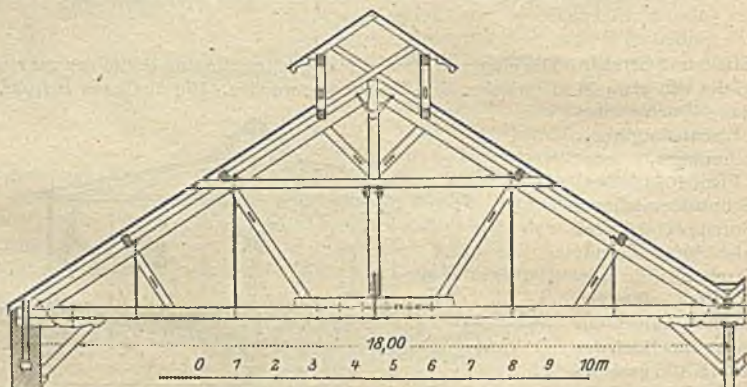


Fig. 109.

Aus der großen Zahl von freitragenden hölzernen Sprengwerksdächern, die in früheren Zeiten ausgeführt sind und sich bewährten, sollen hier nur wenige Beispiele gegeben werden. In der heutigen Zeit beschränkt sich die Ausführung solcher Holzkonstruktionen fast nur auf Herstellung von Baulichkeiten zu vorübergehender Benutzung, wie Ausstellungs- und Festhallen. Für solche

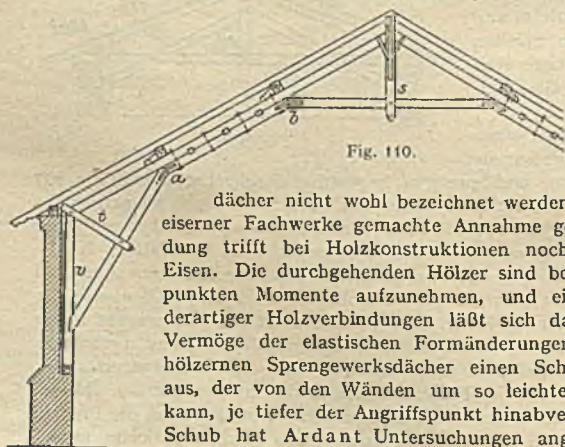


Fig. 110.

Zwecke hat die Eisenkonstruktion das Holz noch nicht zu verdrängen vermocht. Als Fachwerke im heutigen Sinne können die hölzernen Sprengwerks-

dächer nicht wohl bezeichnet werden. Die bei Konstruktion eiserner Fachwerke gemachte Annahme gelenkartiger Stabverbindung trifft bei Holzkonstruktionen noch weniger zu als beim Eisen. Die durchgehenden Hölzer sind befähigt, an den Knotenpunkten Momente aufzunehmen, und eine genaue Berechnung derartiger Holzverbindungen läßt sich daher nicht durchführen. Vermöge der elastischen Formänderungen der Hölzer üben alle hölzernen Sprengwerksdächer einen Schub auf die Widerlager aus, der von den Wänden um so leichter aufgenommen werden kann, je tiefer der Angriffspunkt hinabverlegt wird. Über diesen Schub hat Ardant Untersuchungen angestellt, die annähernde

Gültigkeit beanspruchen dürfen. (Vgl. Theoretisch praktische Abhandlung über Anordnung und Konstruktion der Sprengwerke von P. Ardant. Deutsche Ausgabe von Kaven, Hannover 1847, bei Hahn.)

Maßstab
1 : 240.

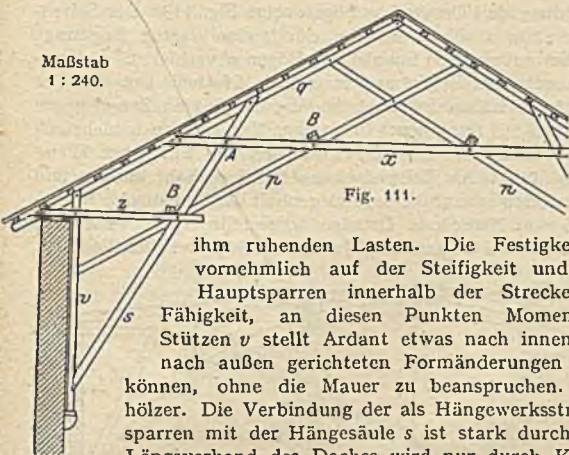


Fig. 111.

Fig. 110 stellt einen Ardantschen Dachbinder dar. Bei einer Neigung der Sparren von 45° , 33° , 27° gegen die Wagerechte ermittelte Ardant den Schub zu 0,2, 0,22 und 0,23 des Gewichts vom halben Binder einschließlich der auf

ihm ruhenden Lasten. Die Festigkeit des Binders beruht vornehmlich auf der Steifigkeit und Biegezugfestigkeit der Hauptsparren innerhalb der Strecke $a-b$ und auf ihrer Fähigkeit, an diesen Punkten Momente aufzunehmen. Die Stützen v stellt Ardant etwas nach innen geneigt, damit sie bei nach außen gerichteten Formänderungen des Binders nachgeben können, ohne die Mauer zu beanspruchen. t und s sind Doppelhölzer. Die Verbindung der als Hängewerksstreben wirkenden Hauptsparren mit der Hängesäule s ist stark durch Eisen zu sichern. Der Längsverband des Daches wird nur durch Kopfbänder, die von den Stielen s zur Firstpfette gehen, bewirkt, ist also wenig wirksam. Durch Einlegen von gekreuzten Streben, Andreaskreuzen, in die Dachflächen zwischen die oberen Dach- und die unteren Bindersparren ist er leicht zu verstärken.

In Fig. 111 ist ein von Moller erfundenes Dach gezeichnet, das lange Zeit für derartige Ausführungen vorbildlich war (Reithalle Wiesbaden). Die Dachfläche wird aus eng nebeneinander auf die Binder gelegten Pfetten gebildet. Binderentfernung etwa $3\frac{1}{2}$ m. Die Unterstützung der Bindersparren erfolgt zunächst durch das trapezförmige Sprengwerk aus den Hölzern s und x . Sie sind sämtlich doppelt, s mit kleinen, x mit größerem Abstände zwischen beiden Hölzern. Da die Hölzer über ihren Schnittpunkt hinaus verlängert und fest mit den Bindersparren q verbunden werden, wird Punkt A zur Aufnahme von Biegemomenten geeignet. Eine weitere Aussteifung dieser trapezförmigen Verbindung bewirken die mit den Sparren parallelen Hölzer p , die nicht verdoppelt sind, bei der Kreuzung mit s entsprechend ausgeschnitten werden, durch den weiteren Zwischenraum der Zange x aber ungeschwächt durchgehen. Der Schnittpunkt von p und s wird durch die Zange z noch mit den doppelten Wandstielen v und dem Sparrenfuß verbunden. Am wenigsten befriedigt der Längsverband dieses Daches, der nur durch einige Längshölzer bei B , im übrigen aber durch die kleinen Pfetten der Dachhaut gebildet wird.

Als besondere Abart freitragender Dächer sind endlich die Bogensprengwerke zu nennen. Die Bögen werden entweder nach der Erfindung von de l'Or me

oder von Emy hergestellt. Die erstgenannten bestehen aus senkrecht nebeneinandergestellten, Brettern (Figur 112a), die bogenförmig ausgeschnitten sind. Die einzelnen Stücke, die nicht in großen Längen hergestellt werden können, werden im Verband übereinander gebolzt. Nachteil hierbei ist die große Anzahl der Stöße und der Umstand, daß die Längsfaser des Holzes durchschnitten werden muß,

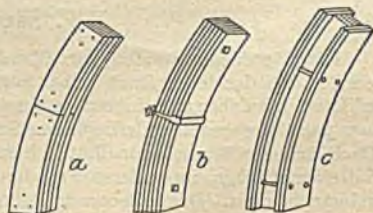


Fig. 112.

also ein Abspalten in der Mitte des konvexen oder an den Enden des kon-

kaven Randes eintreten kann. Die Emyschen Bögen (Fig. 112b) bestehen aus gebogenen Brettern. Diese werden in großen Längen übereinandergelegt und mittels durchgezogener Bolzen und umgelegter Bänder in ihrer Lage gehalten. Ein Beispiel der Verwendung der l'Ormescher Bögen zeigt Fig. 113. Der Seitenschub, den diese Bögen stets ausüben, ist hier durch eine eiserne Zugstange aufgehoben, die die beiden gußeisernen Schuhe der Bögen *a* verbindet. Doppelstiele *c* umfassen zangenartig den Bogen und tragen die Pfetten. Der Fuß der Sparren *b* und der Kopf der hohen Drempelwand ist durch eine Zangē gegen eine besondere Drempelstrebe *d* festgelegt. In neuerer Zeit sind auch mehrfach Bögen benutzt, die eine Vereinigung der l'Ormeschen und Emyschen Weise darstellen, etwa nach Fig. 112c. Als Beispiel einer derartigen, sehr kühnen und bemerkenswerten Konstruktion sei auf die bei Gelegenheit der 3. deutschen Kunstgewerbeausstellung 1906 von Noack in Dresden hergestellte Halle verwiesen, die auf Seite 391 der Deutschen Bauzeitung, Jahrgang 1906, veröffentlicht ist.

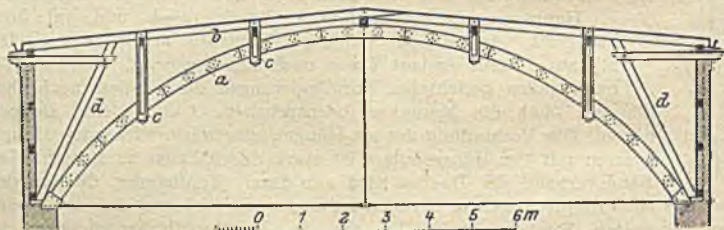


Fig. 113.

Zur Bildung weitgespannter Hallendächer dienen die in neuerer Zeit erfundenen Konstruktionen von Hetzer in Weimar, von Stephan in Düsseldorf und von Meltzer in Darmstadt. Hetzer vereinigt mehrere Bohlen mittels eines von ihm erfundenen wetterbeständigen Kittes unter starkem Druck zu tragfähigen Balken verschiedenartiger Profilformen oder zu Bogenbalken größter Abmessung. Die Stephanbauweise ahmt die Bildung eiserner, gegliederter Bogenkonstruktionen nach, wobei die gekrümmten Gurtungen aus einer größeren Anzahl schwacher, gebogener Bretter bestehen, die unter sich und mit den Wandstäben fest vernagelt werden. Meltzer verwendet anstatt starker Balken eine größere Zahl von schwachen Hölzern (meist ausländisches Hartholz), die durch Zwischenräume getrennt, aber fest unter sich verbunden, in ihrer Gesamtheit größeres Trägheitsmoment besitzen als ein Balken von gleichem Holzinhalt. Die Verbindung wird durch Stahlbolzen bewirkt, die in genau passend vorgebohrte Löcher eingeschlagen werden. Näheres aus den Musterbüchern der genannten Firmen zu ersehen; über die Hetzerschen und Stephanschen Bauweisen auch im Handbuch der Holzkonstruktionen von Böhm, Berlin bei Jul. Springer.

F. Sägedächer.

Die Sägedächer werden zur Überdeckung weit ausgedehnter Räume verwendet, die durch im Dach selbst angebrachte verglaste Öffnungen ihr Licht erhalten und daher nur eingeschossig sein können. Sie bestehen aus einer Anzahl von parallel nebeneinanderliegenden Satteldächern mit ungleicher Neigung der Dachflächen oder auch von Pultdächern. Im ersteren Falle werden die steileren Satteldachflächen, im anderen Fall die hohen Wände der Pultdächer zur Lichtgebung benutzt. Die bedeutende lichtgebende Fensterfläche, die so gewonnen wird, ermöglicht eine hervorragend gute Beleuchtung der Räume, die einen der Hauptvorteile der Sägedachanlagen bildet, die aber nachteilig wirken würde, wenn die Sonnenstrahlen unmittelbar durch die weiten Fensterflächen einträten.

Man lege daher Sägedächer stets so an, daß die Lichtflächen der Dächer möglichst nur Nordlicht erhalten. Die Spannweite der einzelnen Dächer wird meist durch die Art der Raumbenutzung bedingt, durch die Größe und Aufstellungsart der Maschinen, die zwischen ihnen nötigen Gänge usw. Besondere Aufmerksamkeit verdient die Ausbildung der Rinnen zwischen den einzelnen Dächern. Bei bedeutender Länge der Dächer ist für die Rinnen eine große Höhe nötig, um genügendes Gefälle geben zu können. Unter Umständen, namentlich bei Eindeckung der flachen Neigungen mit Pappe, wird keine besondere Rinne gebildet, sondern die Kehle zwischen den Dachflächen zum Ablauf des Wassers dadurch geeignet gestaltet, daß ein konisch zulaufendes Schrägbrett *a* (Fig. 114) eingelegt und die ganze Mulde mit doppelter oder dreifacher Lage bester Pappe ausgekleidet wird. Wenn der Saal unter den Dächern stets so beheizt wird, daß die Temperatur nie unter Null sinkt,

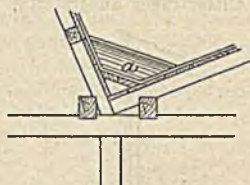


Fig. 114.

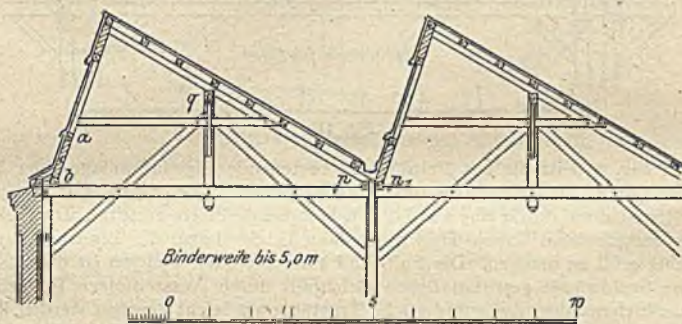
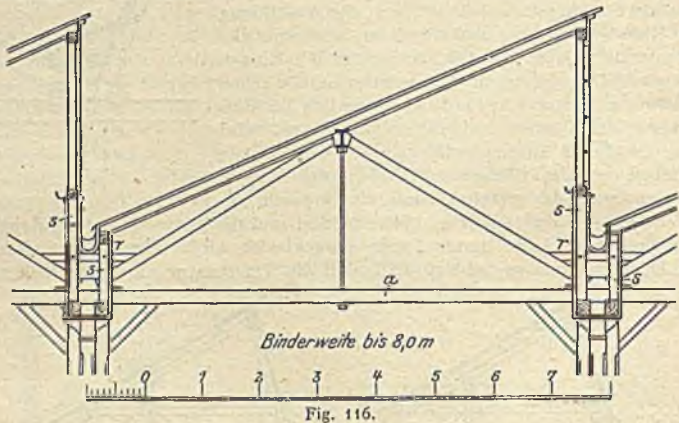


Fig. 115.

kann das Wasser der Rinnen auch in Abfallröhren durch den Raum geleitet werden. Beachtung verdient ferner die Isolierung der Dachflächen gegen die Sonnenhitze im Sommer. Die weniger geneigten Dachflächen werden zweckmäßig an der Sparrenunterfläche mit Schalung und Rohrputz versehen, der Zwischenraum zwischen den Sparren auch wohl mit schlecht die Wärme leitenden Stoffen, Korksteinen, Asche, gefüllt. In solchen Fällen ist aber auf gute Dichtigkeit der Dachdeckung zu sehen, weil Undichtigkeiten die Füllmassen durchnässen und dem Holzwerk der Sparren sehr verderblich werden würden. Auch sind Undichtigkeiten der Dachdeckung dann schwer auffindbar, da bei unterer Verschalung der Sparren sich die Feuchtigkeit an der Unterfläche oft an anderer Stelle zeigt als dort, wo das Wasser oben eindringt. Die Binderweite kann meist geringer gewählt werden als die Weite der einzelnen Dächer. Der Binderentfernung entsprechen auch die Entfernungen der unter den Kehlen stehenden Stützen. Wenn deren Abstand etwa 4,0 m beträgt, ist die Konstruktion von Sparrendächern, die durch einfache Pfetten gestützt sind, am einfachsten. Bei größerem Abstand müssen die unter den Kehlen liegenden Pfetten sehr hoch gewählt werden. Da sie meist doppelt vorhanden sind (vgl. Fig. 115 bei *p*), ist eine Unterstützung durch Absperrung gegen die einfachen Säulen *s* nicht immer gut durchführbar. In solchen Fällen empfiehlt es sich, die Dachfläche nicht durch Sparren, sondern durch wagerechte pfettenartige Hölzer wie in Fig. 115 zu bilden. Die unteren Pfetten *p* und *q* dienen dann bloß zur Unterstützung der Bindersparren und werden zwischen den Auflagern nicht belastet. Sie dienen ferner zur Bildung des Längsverbandes und nehmen die von den Stielen und Hängesäulen ausgehenden Kopfbänder auf. Pfette *p*,

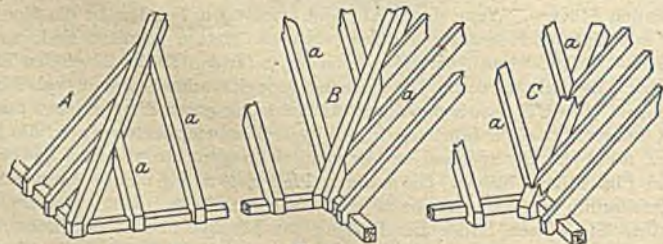
trägt zwar die ganze lichtgebende Steilwand. Diese ist aber als ein hoher Träger anzusehen, dessen Steifigkeit unter Umständen noch dadurch erhöht werden kann, daß der Streifen $a-b$ unter den Fenstern durch schräge Streben zu einem Gitterträger ausgestaltet wird.



In Fig. 116 ist die aus Pultdächern bestehende Sägedachanlage einer Münchener Lokomotivmontierungswerkstätte dargestellt. Die langen Sparren sind in der Mitte einmal durch eine aus I-Eisen bestehende Pfette gestützt. Durch Wahl eines entsprechend hohen Trägers ist man in der Lage, die Binderentfernung beliebig groß zu machen. Die Fuß- und Firstpfette der Sparren ist durch senkrechte Stuhlwände gestützt, denen gleichfalls durch Aussteifungen für größere Binderentfernungen die erforderliche Tragfähigkeit leicht gegeben werden kann. Die Stiele s sind doppelt und umfassen die Spannbalke a . Die Hängewerksstreben stecken unten und oben in eisernen Schuhen, an denen auch die eiserne Mittelpfette ihr Auflager findet. Die aus Eisen hergestellte Rinne wird durch Riegel r unterstützt, die in verschiedenen Höhen, dem Rinnengefälle folgend, an die Stiele s angebolzt sind. Näher beschrieben findet sich diese Dachkonstruktion im Jahrgang 1874 der Zeitschrift des Bayerischen Architekten- und Ingenieurvereins.

G. Walmdächer und zusammengesetzte Formen.

Bei allen Walm- und zusammengesetzten Dächern müssen unter den Graten und Kehlen, in denen die verschiedenen Dachflächen zusammenstoßen, besondere Sparren, die Gratsparren und die Kehlsparrn, angeordnet werden. Die in den angrenzenden Dachflächen zunächst liegenden Sparren, die von Traufe aufwärts bis zum Gratsparren oder von First abwärts bis zum Kehlsparrn reichen, heißen Schiftsparren oder Schifter (a in Fig. 117). Die Gratsparren



haben einen fünfeckigen Querschnitt, sie sind an der oberen Seite abgegratet (Fig. 117 *A*), so daß die beiden schrägen Flächen in den Ebenen der anschließenden Dächer liegen. Auch die Kehlsparran können fünfeckig gestaltet, d. h. an der oberen Fläche ausgekehlt werden (*B* in Fig. 117), und die Schiftsparran lehnen sich dann in Fall *A* und *B* mit den genau passend angeschnittenen Schmiegeflächen einfach an die Grat- und Kehlsparran an, mit denen sie durch einen Nagel verbunden werden. Statt der schwierigen Auskehlung der Kehlsparran wird häufig die Anordnung Fig. 117 *C* gewählt. Die Schiftsparran werden auf die rechteckig belassenen Kehlsparran aufgeklaubt und heißen dann Reitersparran.

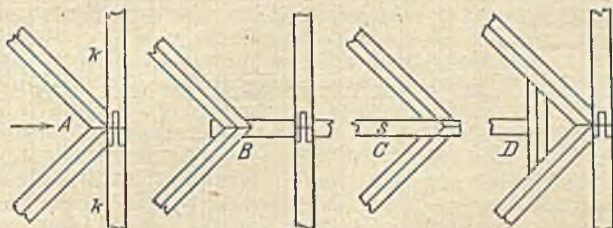


Fig. 118.

Die verschiedenen Verbindungen der Sparren am Anfallpunkt, dem Schnittpunkt der Grat- und Firstlinien, zeigt Fig. 118. Es ist nicht immer notwendig, daß ein Gespärre des geraden Daches an den Anfallpunkt gelegt wird; geschieht dies aber, so muß der Sparren des Langdaches stets mit seiner dem Walm zu-gekehrten Außenkante $k-k$ (Fig. 118 *A*) genau durch den Anfallpunkt gelegt werden. Da die Gratsparren einen Schub in der Richtung der Firstlinie (Pfeilrichtung in (Fig. 118 *A*)) ausüben, ist ihre Verbindung mit einem Sparrenpaar des Langdaches von Vorteil. Ist eine fest unterstützte Firstpfette vorhanden (Fig. 118 *B*), so genügt diese vollständig zur Aufnahme des Schubes der Gratsparren. Wenn eine Firstpfette nicht vorhanden ist, die Gratsparren vielmehr nur durch Mittelpfetten gestützt sind, so kann eine Verbindung mit einem in der Mitte der Walmseite liegenden Sparren *s* (Fig. 118 *C*) geschaffen werden. Die Gratsparren schiften sich dann seitlich an diesen Mittelsparren an, der an seinem oberen Ende entsprechend abgegratet werden muß, so daß sein Kopf den Anfang der Firstlinie des Langdaches bildet. Wenn die Gratsparren sich wie bei Fig. 118 *A* an ein im Anfallpunkt liegendes Gespärre des Langdaches stützen, so vermeidet man es, in die Mitte des Walms einen Sparren zu legen, weil er sich dann schwer im Anfallpunkt mit den Gratsparren verbinden lassen würde, oder aber man zieht einen kleinen Wechsel (Fig. 118 *D*) zwischen die Gratsparren ein, in dem der Mittelsparren der Walmseite sein Auflager findet. In einzelnen Fällen muß neben den Anfallpunkt nach Fig. 118 *A* und *D* nicht nur ein Gespärre des Langdaches gelegt werden, sondern dieses Gespärre muß ein Vollbinder sein. Solch ein Fall liegt vor bei liegenden Dachstuhlkonstruktionen nach Fig. 88. Sowohl unter den Graten wie in der Mitte der Walmseite sind dann halbe Binder anzuordnen, deren halbe Spannriegel *s* sich in einer wagerechten Ebene mit dem Spannriegel *s* des Anfallbinders vereinigen müssen. Ein Binder am Anfallpunkt ist ferner nötig, wenn, wie in Fig. 90, eine Mittelpfette durch eine von Zangen gehaltene Säule gestützt wird. Eine solche Säule ist dann unter dem Ende der Firstpfette, also am Anfallpunkt anzuordnen und durch diagonale Zangen auch mit den Gratsparren zu verbinden.

Für die Konstruktion zusammengesetzter Dachgerüste gelten folgende Regeln, die an der Hand eines in Fig. 119 dargestellten Daches besprochen werden sollen. Zuerst ist die Dachausmittlung zu entwerfen. Wenn dabei die Traufen nicht in gleicher Höhe liegen oder verschiedene Neigungen der Dächer vorkommen, ist die Zeichnung der Ausmittlung im Grundriß allein nicht ge-

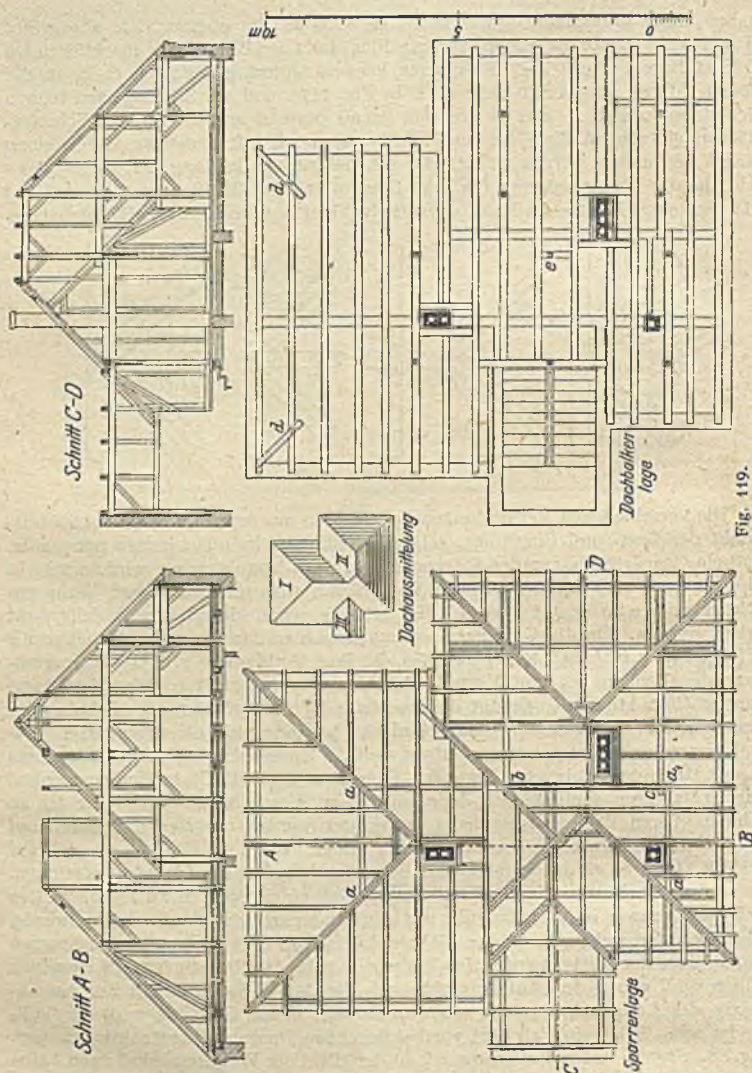


Fig. 119.

nügend, es müssen zugleich auch die Höhen, namentlich die Höhenunterschiede der Traufen, Höhen der Dremelwände festgelegt werden. Als Traufenhöhe nimmt man am besten zunächst die Linie an, in der die Vorderfläche der Frontmauer die durch die Oberkante der Sparren gelegte Ebene schneidet. In zwei rechtwinklig zueinander gelegten Schnitten zeichnet man dann zunächst in gleicher Höhe nebeneinander die Umrißlinien der Dächer, also die Firsthöhen, Traufhöhen, Anfallspunkte usw. Zunächst bestimmt man dann den Binder des am weitesten gespannten Dachteils und sodann die Binder der anschließenden Dächer. Hierbei ist von entscheidender Wichtigkeit die Lage der wagrecht und parallel mit den Traufen liegenden Hölzer, das heißt also, entweder der

Pfetten (beim Pfettendach) oder der die Kehlbalken stützenden Rahmhölzer (beim Kehlbalkendach). Diese Längsverbandhölzer sind zunächst in den Grundriß des Daches, die Sparrenlage, einzutragen. Hierbei suche man möglichst die Längshölzer (Pfetten oder Rähme) des einen Daches mit denen des anderen in Verbindung zu bringen. Werden zwei aneinanderstoßende Dachflächen durch Mittelpfetten gestützt, die sich unter einem Grat kreuzen (Punkt *a* in der gezeichneten Sparrenlage), so lege man diese beiden Pfetten gleich hoch, lasse sie sich also voll überblatten. Kreuzen sich zwei Pfetten unter einer Kehle (Punkt *b*), so können sie übereinander in verschiedenen Höhen liegen. In Fig. 119 liegen die Pfetten des in der Ausmittlung mit *I* bezeichneten Dachteils in gleicher Höhe und bilden einen rechteckigen Pfettenkranz *aaaa*₁. Die Firstpfette des kleinen Daches *III* ist in ihrer Höhe von vornherein bestimmt, sie liegt dicht unter den Pfetten *a—a* und war für die Höhenlage der letzteren maßgebend. Die Pfetten des Dachteils *II*, die sich in Punkt *b* unter einer Kehle mit den Pfetten *a—a* kreuzen, konnten über diese gelegt werden. Bei Punkt *c* endigt der Pfettenkranz von Dacheil *II*, indem er sich auf die Pfette *a—a*₁ auflegt. Unter den weit freiliegenden Gratsparren des Daches *I* sind zur Unterstützung Streben angeordnet. Diese fußen in diagonal gelegten Schwellstücken *d* (siehe Zeichnung der Dachbalkenlage), die entweder auf die Dachbalken aufgekämmt oder als schräge Wechsel zwischen die Balken gezapft werden.

Sowohl bei der Dachausmittlung als bei der Anordnung der Längsverbandhölzer und der Dachbinder ist vor allem zu merken, daß Grate, Kehlen, Pfetten, Rahmhölzer und Binder nicht durch Auswechslungen unterbrochen werden dürfen, daß also die Lage der Schornsteine von wesentlichstem Einfluß auf die Gestaltung der Dachkonstruktion ist. Sind alle Längsverbandhölzer richtig in die Sparrenlage und die beiden Schnitte eingezeichnet, so bestimmt man die Lage der Vollgebände, also die Punkte, an denen jene Hölzer (Pfetten oder Rähme) durch Stuhlsäulen gestützt werden. Stuhlsäulen werden besonders an den Kreuzungspunkten der Pfetten angeordnet. Sind alle Punkte der Stuhlsäulen im Grundriß bestimmt, dann erst kann die Dachbalkenlage gezeichnet werden. Man ordne unter den Stielen Balken an, die dann zumeist gleichzeitig Binderbalken sein werden. In Ausnahmefällen stellt man (Punkt *e* der Balkenlage) auch wohl einen Stiel auf einen zwischen die Dachbalken eingezogenen Wechsel.

Wenn jeder Sparren am unteren Ende in einen Dachbalken eingezapft ist, so muß an der Walmseite eine Stichbalkenlage angeordnet werden (Fig. 120). Eine ebensolche Stichbalkenlage wird in Höhe der Kehlbalkenlage erforderlich, wenn das Dach ein Kehlbalkendach etwa nach Fig. 87 ist. In Fig. 120 sind die Kehlbalken und die sie stützenden Rahmhölzer dunkler gezeichnet.

Die Entfernung der einzelnen Binder voneinander ist zu 4 bis 5,5 m anzunehmen. Die Pfetten und Rahmhölzer, die durch die Kopfbänder der Stuhlwände wirksam unterstützt werden, sind 16—18 cm breit und 18—22 cm hoch zu nehmen. Die senkrechten, auf Druck beanspruchten Stiele sind mit Rücksicht auf Knickfestigkeit zu berechnen, sobald ihre Höhe das Zwölfwache ihrer geringsten Querschnittsabmessung übertrifft. Zur Berechnung der Knickfestigkeit quadratischer Holzstiele kann man die einfache Näherungsformel benutzen: a , die Seite des quadratischen Querschnitts, in cm gemessen, muß sein $= 6\sqrt[4]{P l^3}$, wo P die Last in Tonnen, l die Höhe der Stütze in Metern bedeutet.

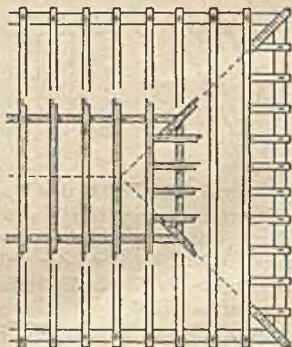


Fig. 120.

VI. Dachdeckungen.

A. Ziegeldächer.

Unter den feuersicheren sogenannten „harten“ Deckungen zeichnen sich die Ziegeldächer durch wesentliche Vorzüge aus, vorausgesetzt, daß das Steinmaterial gut ist. Sie sind sehr dauerhaft und von gutem Aussehen. Die Ziegel sollen gut und scharf gebrannt sein, damit sie kein Regenwasser durchlassen, nicht dem Zerfrieren ausgesetzt sind, nicht abblättern und der Bildung von Moos auf ihrer Oberfläche widerstehen. Andererseits müssen sie aber auch eine gewisse Porosität haben, um das an der Unterseite sich aus der wärmeren Luft des Dachbodens ansetzende Schwitzwasser aufzusaugen und nicht abtropfen zu lassen. Ein Abtropfen des Schwitzwassers, wie es bei Metall- und Schieferdeckungen vorkommt, ist den Latten, der Schalung, den Sparren schädlich. Das alte Ziegelmaterial behält seinen Wert, ja gerade die alten Dachziegel, die als wetterbeständig sich bewährt haben, sind besonders gesucht. Bei Umdeckungen alter Dächer deckte man alle alten guten Steine in zusammenhängender Fläche, ebenso die neuen Ersatzsteine, weil die Ausbesserungen sich dann voraussichtlich nur auf die mit neuen Steinen gedeckten Flächen beschränken werden. Ausbesserungen an Ziegel- und Schieferdächern sind immer insofern mißlich, als sehr leicht beim Betreten der Dachflächen Veranlassung zu neuen Schäden gegeben wird. Wohnräume unmittelbar unter Ziegeldeckung sind ungesund. Ein Verschalen und Putzen der Sparrenunterfläche würde der Deckung zwar die nötige Wärmedichtigkeit verleihen können, ist aber nicht unbedenklich, weil Beschädigungen der Dachdeckung dadurch schwerer auffindbar werden. Zu unterscheiden ist die Eindeckung mit Flachziegeln oder Biberschwänzen, mit Dachpfannen und mit Falzziegeln.

1. Flachziegeldächer.

Fig. 121 zeigt verschiedene Formen der Biberschwänze, deren Größen zwischen 35—40 cm (Länge), 15—16 cm (Breite) und 1,2—1,5 cm (Dicke) schwanken.

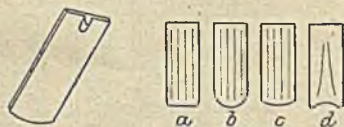


Fig. 121.

Ein Vorsprung (Nase) an der Unterfläche dient zum Aufhängen der Steine auf die Dachlatten. Neuere Normalformat der Flachziegel ist 36,5 : 15,5 : 1,2 cm. Die mit Maschinen hergestellten Ziegel erhalten an der Oberfläche kleine rippenartige Erhöhungen. Diese sollen verhindern, daß die Ziegel so dicht aufeinander liegen,

daß durch Capillarität das Wasser in die Höhe gesaugt wird. Die Dichtigkeit der Eindeckung gegen Eindringen von Ruß, feinem Schnee, Wind, kann trotzdem durch einen sogenannten Querschlag erreicht werden, einen schmalen, wahren Mörtelrücken, der nahe am oberen Ende der Dachziegel aufgebracht, dem nächsten Stein als Auflager dient. Die Latten, aus geradfaserigem Holz geschnitten, sind meist 4 : 6 cm stark, was bei Sparrenentfernungen von 90 cm genügt. Starke Latten (5 : 8 cm) empfehlen sich bei größeren Abständen der Sparren. Am First werden die obersten Latten 5 cm von der Spitze der Sparren entfernt, an der Traufe so genagelt, wie es der gewählten Sims- und Rinnenanordnung entspricht. Der Zwischenraum zwischen Trauf- und Firstlatte wird dann je nach Art der gewählten Deckungsart eingeteilt. Es empfiehlt sich durchaus, das Anbringen der Latten dem Dachdecker und nicht dem Zimmermann zu übertragen, damit die Verantwortung für die richtige Latteneinteilung und für die Dichtigkeit der Deckung in einer Hand bleibt. Der Mörtel zum Dichten der Fugen wird mit Kälber- oder Kuhhaaren versetzt, um besseren Zusammenhalt zu bekommen. In Flachziegeln kann die Deckung auf drei Weisen erfolgen:

a) Das Spließdach (Fig. 122 und 123). Die Neigung nehme man möglichst nicht unter 45° . Lattenentfernung ist etwa 20 cm. An der First und an der Traufe müssen immer zwei Ziegelreihen (Ziegelscharen) auf einer Latte in Verband sich übergreifend gelegt werden. Auf allen anderen Latten liegt nur je eine Ziegelschar. Infolge der weiten Lattung reicht ein Ziegel mit seinem unteren Rande nicht mehr über den oberen Rand des vorvorhergehenden fort, und bei den Stellen *a* in Fig. 123 liegen daher die Ziegel nur einfach. Um dort das Durchdringen von Wasser durch die Fugen zu verhindern,

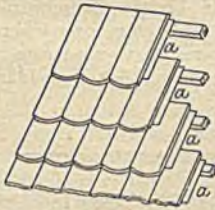


Fig. 122.

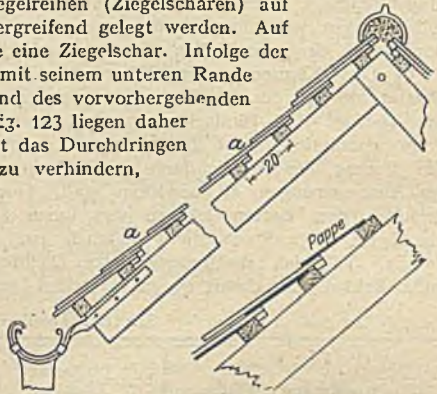


Fig. 123.

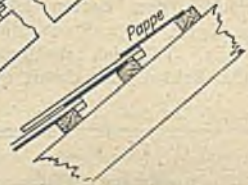


Fig. 123 a.

werden Splicße, dünne Holzspäne, unter die Ziegelfugen gelegt (*a* in Fig. 122). Die Ziegel können dann, was nur beim Spließdach möglich ist, in Reihendeckung (Fig. 122) gelegt werden, so daß die Fugen übereinander treffen. Dies hat sogar dann einen Vorteil, wenn die Steine unten abgerundet sind, weil dann die abfließenden Tropfen sich nach der Mitte des unteren Randes hinziehend, nach der Mitte des nächsten Steins abgelenkt werden. Das Spließdach ist das billigste, aber auch wenigst dichte Flachziegeldach und nur für Gebäude untergeordneter Gattung verwendbar.

Statt der Splicße können auch mit Vorteil 18—20 cm breite Streifen von Dachpappe verwendet werden, die in der Längsrichtung des Daches vom oberen Rande einer verlegten Ziegelschar bis zur nächst höheren Latte aufgelegt und dort leicht angehaftet werden (Fig. 123a).

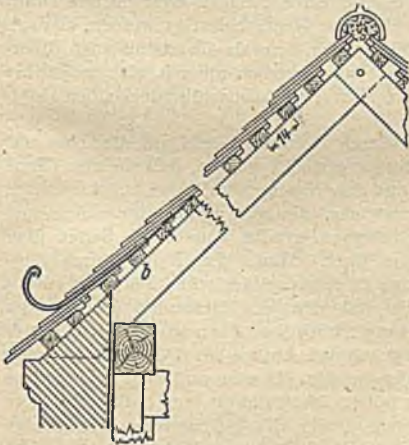


Fig. 124.

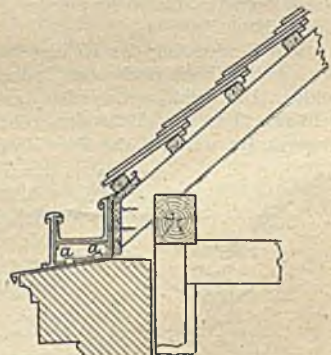


Fig. 125.

b) Das Doppeldach. Es wird stets im Verband gedeckt. Auf jeder Latte liegt, mit Ausnahme von Trauf- und Firstlatte, je eine Ziegelschar (Fig. 124). Die Lattenentfernung beträgt hier aber nur etwa 14 cm, so daß jeder Stein den

vorvorhergehenden noch um 6—8 cm überdeckt. Die Ziegel liegen also überall mindestens in doppelter Lage (Doppeldach). Bei sogenannter „böhmischer“ Eindeckungsart, wobei die Steine unter Verwendung von Haarkalkmörtel mit vollen Fugen vermauert werden und einen Querschlag erhalten, bildet das Doppeldach einen vorzüglich dichten Abschluß.

c) Das Kronen- oder Ritterdach (Fig. 125). Es wird am weitesten gelattet, 26—28 cm. Jede Latte trägt eine doppelte Ziegelschar, in Verband gelegt. Bei Eindeckung nach böhmischer Art ist auch diese Deckweise vorzüglich dicht haltend und darin dem Doppeldach ebenbürtig. Ein Vorzug des Kronendachs besteht in der größeren Leichtigkeit, mit der Ausbesserungen zu bewirken sind. Durch die breiten Zwischenräume zwischen den Latten können von innen Steine neu eingezogen werden, was beim Doppeldach nicht möglich ist. Letzteres hat wiederum den Vorzug, daß sich zusammengesetzte Dachformen, namentlich Kegeldächer, weite Kehlen usw. damit besser herstellen lassen.

Materialbedarf.

Für 1 qm schräger Fläche	Latten	Latten- nägel	Ziegel	Mörtel	Spließe	Gewicht für 1 qm einschl. der Sparren kg
	m	Stück	Stück	hl	Stück	
des Spließdaches	5,1	5,5	35	0,2	35	90
des Doppeldaches	7,0	7,5	50	0,3	—	120
des Ritter- oder Kronendaches	3,5	4	55	0,3	—	130

Die Firsteindeckung ist aus Fig. 122 und 123 zu ersehen. Sie erfolgt mit Hohlziegeln von konischer Form, die mit einem Beton aus Ziegelbrocken und Kalkmörtel ausgefüllt und beschwert, auf die obersten Ziegelscharen aufgesetzt werden. Das schwächere Ende der ineinander gesteckten Hohlziegel muß der Wetterseite zugekehrt werden. Aus solchen Hohlziegeln, mit dem breiten Ende nach unten liegend, wird auch die Deckung der Grate gebildet. Die Hohlsteine erhalten am schwächeren Ende vor dem Brennen eine Durchbohrung, damit sie bei sehr steil abfallenden Graten am oberen Ende genagelt oder mittels Draht an einem in den Gratsparren eingeschlagenen Nagel befestigt werden können. Am Grat müssen die Steine gut gemörtelt werden, denn da die anstoßenden Biberschwänze an der oberen Kante spitz zugehauen werden müssen, also meist ihre Nasen verlieren, finden sie nur durch den Mörtel und die sie überdeckenden Hohlziegel ihren Halt.

Die Eindeckung der Kehlen kann durch Hohlziegel erfolgen, die dann mit dem breiten Ende nach oben so ineinander gesteckt werden, daß sie eine Rinne bilden. Die Hohlziegel werden dann mit den Nasenvorsprüngen auf die Latten gehängt. Die anschließenden Biberschwänze, die nur an der unteren Kante abgeschrägt werden, also ihre Nasen behalten, greifen von beiden Seiten über die Rinne über. Wenn die Kehle durch Aufschieblinge zu einer zylindrischen Fläche gestaltet wird, die von den anschließenden Ebenen der Dächer tangiert wird, so kann sie auch bei Anordnung gekrümmter Latten als Doppeldach sicher eingedeckt werden. Hierzu sind aber sehr geübte Arbeiter nötig. Meist nimmt man dafür schmalere Ziegel, mit denen die gekrümmte Fläche sich besser eindecken läßt. Am einfachsten ist es, die Kehle mit Blech auszukleiden. Statt des meist verwendeten Zinkbleches ist Kupferblech, das freilich viel teurer ist, vorzuziehen. Der Flächenwinkel der Kehle wird durch ein Brett abgeschrägt (Fig. 126), das dann die Unterlage des an beiden Rändern umgebogenen Bleches bildet.



Fig. 126.

2. Dachpfannen.

Die verschiedenen Formen, in denen die sogenannten Pfannen hergestellt werden, haben das gemeinsam, daß von den beiden Langseiten der Steine die eine nach oben, die andere nach unten gebogen ist, daß sich also die nebeneinanderliegenden Steine überdecken. Eine der gebräuchlichsten Arten ist in Fig. 127 dargestellt. Dichte Fugen lassen sich nicht erzielen, da die Steine ihrer Form wegen sich beim Trocknen und Brennen leicht verziehen und windschief werden. Bei jedem Stein müssen, wenn die Pfannen nicht schon beim Formen entsprechend zugerichtet sind, zwei einander diagonal gegenüberliegende Ecken abgeschrägt werden (bei x). Der Stein b (in der rechts gezeichneten Skizze) muß mit seiner linken unteren Ecke drei Steine a , c und d gleichzeitig überdecken, was nur dann möglich wird, wenn die abgeschrägten Ecken der Steine a und d aneinander stoßen, also mit ihren Ecken in einer Fläche liegend, die rechte obere Ecke von c überdecken. Die Fugen klaffen oft sehr weit und werden mit Haarkalkmörtel verstrichen. Nicht selten werden auch Stroh Bündelchen (Docken), mit Lehm und Kuhdünger getränkt, an jenen Stellen untergelegt, um eine größere Dichtigkeit zu erzielen. Der Vorteil der Pfannendeckung beruht darin, daß die Dachfläche in Rinnen zerlegt ist, in denen das Wasser schneller abläuft. Größe der Pfannen 26 cm breit, 34—42 cm lang. Lattweite 23,5—31,5 cm. Eine sehr dichte, aber kostspieligere, namentlich für die gute Erhaltung von Feldfrüchten günstige Eindeckung ist in Ostpreußen üblich. Auf die Sparren wird eine Schalung von 2,5 cm starken, sich 5 cm schuppenförmig überdeckenden wagerechten Brettern genagelt. Darüber kommen in Richtung der Sparren von First zur Traufe reichend 16 cm breite, 3 cm starke Bretter in 1,25 cm Entfernung, die dann erst die eigentliche Lattung tragen.

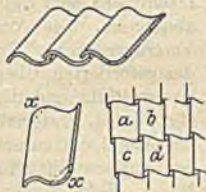


Fig. 127.

3. Falzziegel.

Die Falzziegel, die zuerst in Frankreich hergestellt wurden und jetzt in sehr mannigfaltigen Formen Verwendung finden, sind im Gegensatz zu den gekrümmten Pfannen plattenförmig. Die Dichtung wird nur durch ineinandergreifende Falze bewirkt, und eine Füllung der Fugen mit Mörtel u. dgl. ist ausgeschlossen. Eine sehr sorgfältige Ausführung der Steine aus bestem Material ist daher Hauptbedingung. Man unterscheidet die sogenannten Strangfalzziegel, die fertig aus der Ziegelpresse als fortlaufender Strang gewonnen und auf Länge geschnitten werden, von den in besonderen Pressen geformten plattenförmigen Falzziegeln. Die ersteren greifen nur an ihren Langseiten mit Falzen ineinander, sie werden ähnlich dem in Fig. 122 dargestellten Spließdach, aber natürlich ohne die nun entbehrlichen Spliße eingedeckt, also mit durchgehenden Fugen, so daß an den Giebeln keine halben Steine nötig werden. Die gepreßten Falzziegel haben meist auch noch an den wagerecht verlaufenden Schmalseiten einfache oder doppelte Falze, mit denen der obere Stein in den darunterliegenden eingreift. Näheres über die außerordentlich mannigfaltigen Formen im Handbuch der Architektur, Teil III, Band 2, Heft 5.

B. Betontafeln.

In ähnlicher Anordnung wie bei der Eindeckung mit Falzziegeln erfolgt die Deckung mit Betonplatten. Diese werden unter starkem Druck in Stahlformen gepreßt und haben den großen Vorzug ganz regelmäßiger, genau gleicher Form. Sie sind besonders auf dem Lande beliebt, wo der Besitzer sich seinen Bedarf schnell selbst herstellen kann, sobald er guten reinen, scharfen Sand zur Verfügung hat. Die Dachneigung ist nur wenig flacher zu nehmen als bei Ziegeldächern.

C. Schieferdach.

Die Schiefer werden durch einen Schlag mit dem spitzen Schieferhammer gelocht und auf hölzerne Schalung oder Lattung genagelt. Sie müssen sich gegenseitig um 55—100 mm überdecken, und zwar um so mehr, je flacher die Dachneigung und je rauher die Oberfläche des Schiefers ist. In ein und derselben Dachfläche darf das Maß der Überdeckung nach dem First zu allmählich etwas abnehmen. Die Ausführung der Eindeckung ist schwer zu überwachen und Vertrauenssache. Es empfiehlt sich, den Bedarf an Schiefeln unter Innehaltung der geforderten Überdeckungsweite und Zuschlag von 5 v. H. für Bruch vorher zu ermitteln und die Schiefer anzukaufen, damit der Schieferdecker nicht versucht wird, Material dadurch zu sparen, daß er die Überdeckung einschränkt. Die Nägel sind am besten, aber freilich sehr teuer, von Kupfer zu wählen. Auch bei knappen Mitteln nehme man mindesten sverzinkte, verbleite oder verkupferte Nägel. Beim Beschneiden, Behauen, der Schiefer entsteht eine schräge Splitterfläche, ebenso bildet sich beim Lochen durch Aussplittern eine trichterartige Vertiefung. Diese Splitterflächen sind stets nach oben zu legen. Alle Nagelungen müssen von dem nächst übergreifenden Schiefer verdeckt werden. Nur der letzte Schiefer zeigt die Nagelung offen. Bei ihm ist die Splitterfläche des Loches nach unten zu legen. Größe, Form und Gleichmäßigkeit der Schiefer sind sehr verschieden, je nach den Brüchen. Die englischen und französischen Brüchen liefern ein sehr gleichmäßiges großes Format, wogegen in den meisten deutschen Brüchen nur kleinere Stücke gewonnen werden können. Danach benennt man die Eindeckung mit größeren Tafeln gleichartiger Form (die übrigens auch in einigen deutschen Brüchen gewonnen werden) die englische Deckungsart, wogegen als deutsches Schieferdach die aus kleineren Schuppen sehr verschiedenartiger Form bestehende Deckungsweise bezeichnet wird.

I. Die englische Deckung.

Sie gleicht vollkommen derjenigen des Doppeldaches aus Biberschwänzen (Fig. 124), weil die Platten überall mindestens doppelt übereinander liegen und

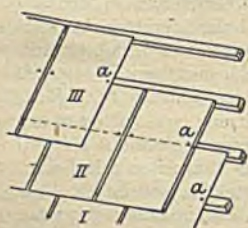


Fig. 128.

jeder Stein (III) den vorvorhergehenden (I) noch überdeckt (Fig. 128). Die Deckung kann auf Lattung oder Schalung erfolgen. Ersteres ist seltener, hat aber den Vorteil, daß etwaige Schäden sogleich von unten her erkannt werden können. Der allen Schieferdächern anhaftende Mangel, daß Ruß und feiner Schnee eingetrieben werden, ist auch bei einer Bretterschalung vorhanden. Man schützt sich dagegen in sehr vollkommener Weise, indem man vor der Einschieferung eine dünne billige Dachpappe auf die Schalung nagelt. Der Wind ist der größte Feind der Schieferdächer, indem er die Tafeln loszurütteln

strebt. Man verringert den Hebelarm des Windangriffs dadurch, daß man die Tafeln möglichst tief locht und nagelt, wenig über ihrer halben Höhe, bei a (Fig. 128). Der Nagel, der unmittelbar über der zunächst darunterliegenden Tafel eingeschlagen wird, hält diese, die mit dem oberen Rande fest auf der Latte aufliegen muß, gleichzeitig fest. An der First wird entweder eine Reihe von nebeneinanderliegenden Schiefeln so angeordnet, daß diese sich von der dem Wetter abgekehrten Seite beginnend seitwärts überdecken, oder es erfolgt eine Eindeckung mit besonders geformten (aus Schiefer gehobelten), reiterförmigen Patentfirststeinen, Zink oder Eisengußplatten. Im erstgenannten Falle läßt man die Eindeckung der dem Wetter zugekehrten Dachfläche über die Firstlinie um 6—8 cm hinausragen und verstreicht sie von unten mit Kitt oder Haarkalk. Statt der rechtwinkligen Form der Tafeln können diese nach

unten beliebig abgerundet oder zugespitzt sein (Schablonenschiefer). Die eben beschriebene Deckweise, bei der größere Tafeln durch zwei in einer wagerechten Linie nebeneinanderliegende Nägel gehalten werden, ist übrigens nicht anwendbar, sobald die Schalbretter in Richtung von First zur Traufe verlaufen. Beim Zusammentrocknen der Bretter würden die Schiefer zerrissen werden. In solchen Fällen müssen die Schiefer durch kupferne Drahthaken gehalten werden, die in die Schalung eingeschlagen werden (Fig. 129). Solche Haken finden auch Anwendung, wenn neue Schiefer in einer alten Deckung eingebessert werden müssen. Die Haken liegen in der Fuge zwischen den beiden Schiefnern der nächst unteren Schicht. Die Größe der Schiefer ist sehr verschieden und wechselt bei englischem Material von 66×41 cm bis zu 25×20 cm.

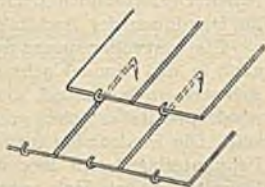


Fig. 129.

2. Die deutsche Deckung.

Die deutsche Deckweise erfordert stets eine vollständige Schalung. Zum besseren Schutz gegen das Eindringen von Ruß und feinem Schnee empfiehlt sich auch hier die Unterlage von dünner Dachpappe. Eigentümlich ist bei dem deutschen Schieferdach die außerordentliche Verschiedenheit der einzelnen Schiefer, je nach der Stelle, wo sie in der Dachfläche verwendet werden. Zunächst wird, von rechts anfangend, der Dachfuß mit sogenannten Fußsteinen eingedeckt (*a* bis *e*) (Fig. 130). Diese Steine nehmen von links nach rechts an Höhe zu, bis ein „Gebindefußstein“ *e* die Überleitung des höchsten Fußsteins *d* zum kleinsten *a* bildet.

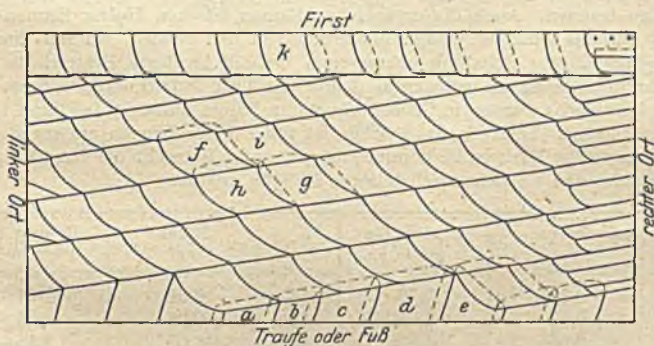


Fig. 130.

Die Steine der eigentlichen Dachfläche werden in schräg nach rechts aufsteigenden Reihen, den sogenannten Gebinden, von links nach rechts verlegt. Die Nagelung erfolgt stets so, daß sie von den nächsten Schiefnern überdeckt wird. Am rechten „Ort“ (Dachrand) würde eine solche verdeckte Nagelung bei großen Steinen schlecht ausführbar sein, deshalb werden dort statt eines Gebindesteins zwei bis drei schmale Streifen angeordnet („rechte Ortsteine“), die von unten nach oben übereinander gedeckt werden. An dem First wird ein besonderes Firstgebinde von links nach rechts angeordnet, so daß nur beim letzten Schiefer die Nagelung frei bleibt und durch Verkittung gegen Eindringen der Nässe geschützt wird. Man beachte, daß die beiden Gebindesteine *f* und *g*, die unmittelbar auf ein und demselben Schiefer *h* aufliegen, infolgedessen in einer Ebene liegen. Sie müssen dicht aneinander schließen, die rechte untere Spitze von *f* an die abgerundete linke obere Endigung von *g*. Die linke untere Endigung von *i*

schneidet genau den Berührungspunkt. Dies muß überall innegehalten werden. Eine eingehende Beschreibung dieser ziemlich verwickelten und sehr geschickte Arbeiter erfordernden Deckweise, sowie ihrer verschiedenen Abarten findet sich im Handbuch der Architektur, Teil III, Band 2, Heft 5.

Ein wertvoller Ersatz natürlichen Schiefers ist der unter dem Namen „Eternit“ in den Handel gebrachte künstliche Schiefer. Aus Portlandzement und Asbestfasern bestehend, die unter sehr hohem Druck in Plattenform gebracht werden, besitzt er neben geringem Gewicht hohe Festigkeit und Wetterbeständigkeit. Die Eindeckung erfolgt wie bei Naturschiefer auf Lattung oder Schalung. Pappunterlage auch hier nötig, wenn vollkommene Dichtigkeit verlangt wird. Eternit kann wie Holz genagelt werden. Vorherige Lochung daher entbehrlich. Für Dachdeckung am meisten Platten von $\frac{30}{30}$ bis $\frac{40}{40}$ cm Größe in Anwendung. Größere Platten, bis $\frac{1,20}{1,20}$ m zur Verkleidung von Deckenunterflächen als feuersicherer Abschluß benutzt. Ausführliche Beschreibung und Anleitung in den von der Deutschen Eternitgesellschaft, Hamburg, herausgegebenen Heften.

D. Metaldächer.

Unter allen Metaldeckungen ist diejenige mit Zinkblech ihrer Billigkeit wegen am häufigsten. Die physikalischen Eigenschaften des Zinks verbieten seine Anwendung in denjenigen Fällen, wo die Luft stark mit Ruß und Rauch erfüllt ist, also in Fabrikstädten, über Lokomotivhäusern u. dgl. Die große Ausdehnung des Zinks bei der Erwärmung, etwa $\frac{1}{330}$ bei 100°, bedingt eine besondere Sorgfalt bei seiner Verwendung, da jede einzelne Tafel freien Spielraum zur Ausdehnung haben muß. Das Zink darf weder mit Eisen noch mit frischem Mauerwerk in Berührung kommen und ist von letzterem durch Unterlegen von Papier zu trennen. Auch die organischen Säuren frischen Holzes können zerstörend auf das Zink einwirken, namentlich an den Stellen, wo sich harzige Äste befinden. Zur Schalung nehme man deshalb trockene Bretter, die mit 5 mm breiten Fugen zu verlegen sind, um der Luft Zutritt zu gewähren.

Die Zinkbleche werden in Größen von 2,0 m Länge und 0,65, 0,80 und 1,0 m Breite gehandelt. Letztgenannte Größe ist für Dachdeckungen am meisten in Anwendung. Für Bauzwecke kommen besonders in Betracht die Nr. 10 bis 16, deren Stärke und Gewicht nachstehende Tabelle angibt:

Nr.	Stärke mm	Cewicht für 1 qm in kg	Nr.	Stärke mm	Cewicht für 1 qm in kg
10	0,5	3,50	14	0,82	5,71
11	0,58	4,06	15	0,95	6,65
12	0,66	4,62	16	1,08	7,56
13	0,74	5,18			

Unter den zahlreichen Deckungsarten ist diejenige auf Leisten die am häufigsten angewandte, und es soll nachstehend das belgisch-rheinische Verfahren, das bei peinlich sorgfältiger Ausführung den besten Erfolg gewährleistet, besprochen werden. Zur Deckung selbst verwende man je nach den verfügbaren Mitteln Blech Nr. 12—14. Auf die Schalung werden Latten, unten 3 cm, oben 4 cm breit, 4 cm hoch, mit in abwechselnd schräger Richtung eingeschlagenen Drahtstiften befestigt und die Köpfe der Stifte tief ins Holz versenkt, damit das Eisen nicht mit dem Zink in Berührung kommen kann. Die Lattenentfernung von Mitte zu Mitte ist 94—95 cm. Vor

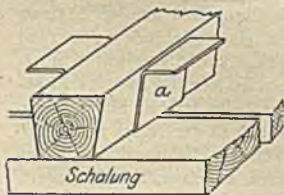


Fig. 131.

dem Aufnageln werden Hafter *a* aus 4—6 cm breiten Zinkstreifen Nr. 14—16 nach Fig. 131 in 50 cm Entfernung unter die Latten geschoben. Die 1,0 m breiten Deckbleche werden an beiden Langseiten so aufgebogen (Fig. 132), daß die senkrechte Aufbiegung 3 bis $3\frac{1}{2}$ cm, die wagerechte 2 cm beträgt, und unter die Hafter eingeschoben.

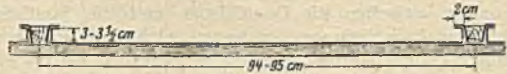


Fig. 132.



Fig. 133.

Die Biegungen müssen abgerundet hergestellt werden, da das Zink scharfe Biegungen schwer aushält, ohne brüchig zu werden, zumal wenn das Biegen bei kühler Witterung erfolgt. Aus diesem Grunde läßt man diese Biegungen besser schon in der Werkstatt vornehmen. Biegungen senkrecht zur Walzrichtung (quer zur Länge der Tafeln) hält das Zink besser aus. Schließlich werden die Deckstreifen *d* (Fig. 133) übergeschoben und zusammen mit den Lappen der Hafter an beiden Seiten so abgebogen, wie dies auf der linken Seite der Zeichnung angegeben ist. Damit ist der dichte Aneinanderschluß der nebeneinanderliegenden Tafeln ebenso gesichert wie die Möglichkeit ihrer freien Bewegung und Ausdehnung in Richtung parallel zur Dachtraufe; denn die nach unten schmaler werdenden Leisten lassen den dafür nötigen Spielraum. Etwas verwickelter ist der Zusammenschluß der übereinanderliegenden Platten an ihren Schmalseiten. Die $1,0 \times 2,0$ m großen Blechtafeln, die an den Langseiten neben den Leisten aufgebogen werden,

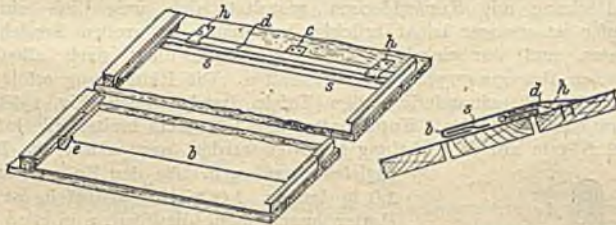


Fig. 134.

erhalten an der oberen Schmalseite eine 3—4 cm breite Umbiegung (*d* in Fig. 134), so daß der Randstreifen flach auf das Blech niedergelegt wird. Unter die Tafel wird in der Mitte ein Blechlappen *c* gelötet, der mit 2 Nägeln an die Schalung befestigt wird, so daß die Tafel nur an diesem einen Punkt gehalten, im übrigen aber frei beweglich ist. Zwei Blechhafter aus Zink Nr. 14—16 (*h*) sichern außerdem am oberen Rande der Tafel ihre Lage und Beweglichkeit. Etwa 2 cm unter der Umkantung wird ein 5 cm breiter Zinkstreifen *s—s* quer über die ganze Tafel nur mit seinem oberen Rande aufgelötet, wie die punktierte Linie der oberen Fig. 134 andeutet. Unter den unteren Rand dieses Blechstreifens hakt das nächste Blech ein. Jedes Blech erhält nämlich an seiner unteren Schmalseite eine nach unten gerichtete, 3—4 cm breite Umkantung *b*, die bis auf etwa 3 cm an jeder Seite die ganze Tafelbreite einnimmt. Auf der rechten Seite der Fig. 134 ist die Überdeckung in größerem Maßstabe und etwas auseinandergezogen gezeichnet. Den Anschluß an dem First,

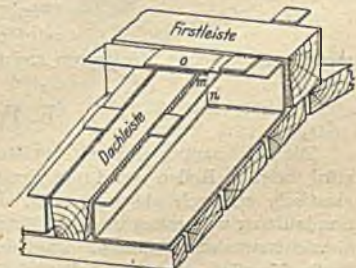


Fig. 135.

wo eine größere Latte aufgenagelt wird, zeigt Fig. 135. Es ist dabei zu bemerken, daß nur die kurze Strecke $m-n$ gelötet wird. Die Lappen o werden zwischen die Dachleisten und die Firstleiste eingesteckt, die einen kleinen Zwischenraum zwischen sich lassen. Über die Firstleisten werden mittels der Hafter a die Deckstreifen (d in Fig. 133) ebenso befestigt wie über den Dachleisten. An der Traufe erfolgt die Eindeckung zweckmäßig in folgender Weise: Die

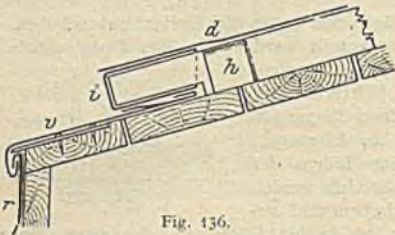


Fig. 136.

Leisten werden am Ende auf 12 bis 14 cm Länge an der unteren Fläche so ausgeschnitten (Fig. 136), daß die an der Traufe entlang geführten Vorstoßbleche v untergreifen können. Diese Vorstoßbleche, in deren untere Umkantung die Rinnenbleche r eingehängt werden, erhalten ebenso wie die Deckbleche am oberen Rande eine Umkantung b und einen aufgelöteten Haftstreifen s (vgl. Fig. 134). Über das ausgeschnittene Ende der Leiste wird von unten eine vollkommen geschlossene Kappe i übergeschoben, die dann von dem Deckblech d der Leiste überdeckt und mit ihm verlötet wird. Der unterste Hafter h wird unmittelbar neben dem Ausschnitt der Leiste angeordnet.

Kupfereindeckung.

Die Deckung mit Kupferblechen gestaltet sich wesentlich einfacher. Das Kupfer ist weniger leicht brüchig, hat keinen so großen Ausdehnungskoeffizienten und die einzelnen Tafeln brauchen nicht nach allen Richtungen freien Bewegungsspielraum zu erhalten. Die Eindeckung erfolgt ohne Leisten. Die nebeneinanderliegenden Tafeln werden nach Fig. 137 *A* mit stehendem Falz verbunden. Kupferhafter aus 2,5—5 cm breiten Blechstreifen, die mit 2 Nägeln auf die Schalung befestigt werden, werden mit den Blechen zugleich eingebogen. An den Enden der meist 2,0 m langen, 1,0 m breiten Tafeln ist je ein Hafter anzuordnen, die übrigen in etwa 50 cm Entfernung. Die horizontalen Falze zwischen zwei übereinanderliegenden Tafeln werden in gleicher Weise hergestellt. Die Falze werden dann mit großen Holzhämmern sorgfältig niedergeklopft, so daß der liegende Falz Fig. 137 *B* entsteht. Diese liegenden Falze werden nur bis 2 cm vor den stehenden, ansteigenden Falzen durchgeführt. Auf diese Länge von 2 cm überdecken sich die Bleche einfach glatt. (Vgl. Fig. 134, wo die Zinkbleche sich auch bei e nur einfach überdecken.) Man verwendet Blech von nicht unter 0,5 mm Stärke, am meisten sind Bleche von 0,65 mm in Gebrauch.

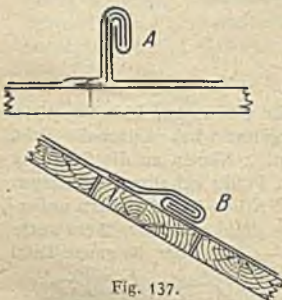


Fig. 137.

E. Pappdächer.

Die Dachpappe, eine mit eutötetem Steinkohlenteer getränkte Rollenpappe, wird meist in Rollen von 1,0 m Breite und 7,5—20 m Länge geliefert. Sie muß elastisch, schwach glänzend sein, darf ihre Dicke nicht einem übermäßigen Sandauftrag verdanken und soll, längere Zeit in Wasser gelegt, keine wesentliche Gewichtszunahme erfahren. Dem unschönen Aussehen des Pappdaches stehen große Vorzüge gegenüber, die es für Gebäude untergeordneten Ranges sehr empfehlen. Diese bestehen in seiner Dichtigkeit, Leichtigkeit, Feuersicherheit

und, gute Unterhaltung vorausgesetzt, in seiner Dauer, endlich besonders in seiner Billigkeit. Die Eindeckung kann auf drei Weisen erfolgen: als einfache glatte Deckung, als einfache Deckung auf Leisten, als doppelte Deckung. Die Neigung ist am besten 1 : 5. Bei einer flacheren Neigung als 1 : 7 bilden sich infolge von Aufbeulungen der Pappe zu leicht stehende Wasserpfützen, die die Pappe bald zerstören. Bei steilerer Neigung als 1 : 3 ist ein Herabfließen des bei starkem Sonnenbrand weich werdenden Teeres zu befürchten.

1. Einfache glatte Deckung.

Die Rollen werden parallel zur Traufe, von dieser anfangend, abgewickelt. An der Traufe wird die Pappe umgekantert und in 4 cm Entfernung mit breitköpfigen Nägeln befestigt (Fig. 138 A). Am Giebel wird eine dreieckige Holzleiste angebracht (Fig. 138 B), um das Wasser abzuleiten und die Pappe besser befestigen zu können. Die ins Langholz der Leiste geschlagenen Nägel *a* halten fest, die ins Hürnholz geschlagenen (*b*) nur unvollkommen. Die der Traufe parallel liegenden Pappbahnen überdecken sich um etwa 5 cm. In der Überdeckung werden die Bahnen mit Klebasphalt aufeinander geklebt und in 4 cm Entfernung mit breitköpfigen Nägeln auf die Schalung genagelt. Die Nagelung bleibt also sichtbar. Die Nähte werden zunächst mit heißem Asphaltkitt versehen. Dies darf aber nur bei warmem trockenem Wetter geschehen. Ist ein Dach im Herbst eingedeckt, so beläßt man es im ersten Winter ohne Anstrich und bringt diesen erst im nächsten Sommer auf. Die eben beschriebene glatte Deckung wird nur für die untergeordnetsten Zwecke angewendet.

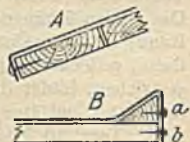


Fig. 138.

2. Deckung auf Leisten.

Dreikantige Leisten werden in Richtung von First zur Traufe in 98 cm Entfernung von Mitte zu Mitte aufgenagelt. Die Pappbahnen werden in gleicher

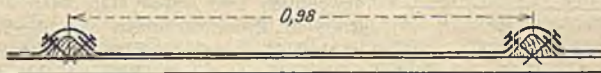


Fig. 139.

Richtung fest nach Fig. 139 zwischen die Leisten eingedrückt und die Leisten mit 10 cm breiten Deckstreifen aus besonders guter Pappe überkleidet. Die Deckstreifen werden mit breitköpfigen Nägeln in 5—6 cm Abstand voneinander befestigt. Nachdem die Deckstreifen mit heißem Asphaltkitt überzogen sind, erfolgt bei warmem Wetter der Gesamtanstrich. Dachkehlen werden zunächst mit doppelter Lage Dachpappe eingedeckt und dann erst die Leisten auf die Schalung genagelt. Die Leisten der beiden an die Kehle anstoßenden Dachflächen dürfen sich nicht in der Kehle treffen, sie reichen vielmehr nicht ganz bis an die Kehle heran, damit das Wasser dort freien Abfluß findet. Die Leisten werden am Ende nach Fig. 140 flach abgeschrägt, die Deckstreifen aufgeschnitten und die Hälften übereinander genagelt. Die Stöße sind gut mit Asphaltkitt zu dichten.



Fig. 140.

3. Doppelpappdach.

Beim Doppelpappdach sind keine Leisten vorhanden, die Bahnen liegen in Richtung der Traufe, es werden aber zwei Lagen übereinandergeklebt. Für die untere Lage muß eine Pappe verwendet werden, die an der Oberfläche nicht gesandet ist, sogenannte Lederpappe. Die unterste Bahn läßt man 3 cm über

das Taub Brett überstehen. Die Bahnen werden mit 10 cm Überdeckung verlegt, jede Bahn am oberen Rande alle 6—10 cm genagelt und die darauffolgende Bahn aufgeklebt. Zur weiteren Befestigung werden nun in 1,0 m Abständen ausgeglühte Eisendrähte von Traufe zur First, und beim Satteldach wieder bis zur anderen Traufe reichend, gespannt. Sie werden um verzinnnte Nägel gewickelt, die immer dicht unter dem unteren Rande einer Pappbahn eingeschlagen werden. Die Nagelköpfe, unter die ein Lederscheibchen gelegt wird, stehen dann nicht über die Fläche der nächsthöheren Bahn vor. Für die obere Lage nimmt man dünnere Pappe, die an der unteren Fläche nicht gesandet ist. An der Traufe wird mit einer halben, 50 cm breiten Bahn begonnen. Man läßt 5 cm an der Traufe überstehen, schlägt den überstehenden Streifen um den 3 cm breiten Vorstoß der unteren Lage und nagelt beide zusammen in 4 cm Abstand fest. Die oberen Bahnen werden in ganzer Fläche aufgeklebt, außerdem am oberen Rande in 8 cm Abstand genagelt, so daß die Nagelung immer von der nächsten Bahn gedeckt wird. Die heiß aufzutragende Klebmasse, 2—3 mm stark aufgestrichen, bildet die wertvollste Schicht der Deckung. Geeignete Mischungen sind: 70 T. entölter Steinkohlenteer, 10 T. schweres Mineralöl, 20 T. Harz; oder: 75 T. Teer, 10 T. Trinidadasphalt, 10 T. Kienteer, 5 T. Harzöl.

4. Allgemeines.

Die 2,5 cm starke Schalung der Pappdächer soll möglichst eben sein. Die vortretenden Kanten etwa stärkerer Bretter sind abzuhebeln. Am besten ist gespundete Schalung, aber freilich meist zu teuer. Bei den Anschlüssen der

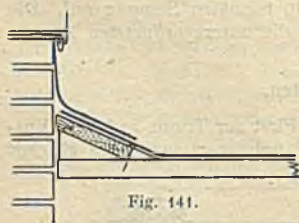


Fig. 141.

Deckung an höher geführte Mauern lege man stets ein Schrägbrett ein (Fig. 141), an dem die Pappe in die Höhe geführt wird. Von der Mauer her wird dann eine Zinkleiste, mit Putzhaken befestigt, auf die Pappe aufgelegt. — Der Anstrich, mit dem die fertigen Dächer überzogen werden, muß gewöhnlich zum ersten Male nach 2 Jahren, denn in Zwischenräumen von 4—5 Jahren wiederholt werden. Eine zu häufige Erneuerung kann ebenso schaden wie eine zu seltene. Es empfiehlt sich, die Unterhaltung gegen einen festen Jahressatz einem erfahrenen Unternehmer zu verdingen, der dann alle Ausbesserungen auf seine Kosten zu übernehmen hat.

Die dem gewöhnlichen Pappdach anhaftenden Nachteile werden durch Anwendung der unter dem Namen Ruberoid auf den Markt gebrachten Pappe vermieden. Die Ruberoidpappe wird nicht nur in schwarzer, sondern auch in roter Farbe geliefert, kann mit Leinölfarbe gestrichen werden und bedarf keines späteren Teeranstriches zu ihrer Erhaltung. Die Ruberoidmasse, mit der die rohe Wollpappe durchtränkt ist, wird von der Sonne nicht erweicht, so daß ein Abtropfen nicht stattfinden kann und steile Dachflächen mit Ruberoid eingedeckt werden können. Die Eindeckung erfolgt entweder ohne Leisten durch Nagelung (4 cm Zwischenraum) und Verklebung der von Traufe zur First zu richtenden 91 $\frac{1}{2}$ cm breiten Pappbahnen oder auf Dreikantleisten (85 cm Leistenabstand) mit Pappstreifen. Auf Betondächern wird Ruberoid in ganzer Fläche aufgeklebt. Näheres in den von der Ruberoid-Gesellschaft m. b. H. in Hamburg herausgegebenen Heften.

F. Holzzementdach.

Das Holzzementdach ist das flachste aller Dächer, es ist das schwerste Dach und gewährt den größten Schutz gegen die Temperatureinflüsse. Wohnräume können unmittelbar unter ihm angelegt werden. Die Holzzementdeckung ist ferner eine der haltbarsten und die wenigsten Ausbesserungen erfordernden

Deckungsarten, allerdings nur bei einer von Haus aus tadellosen Herstellung. Ein fehlerhaft ausgeführtes Dach ist dagegen schwer auszubessern. Die Eindeckung kann auf Schalung oder massiver Unterlage erfolgen, immer ist aber eine durchaus glatte Fläche notwendig. Es ist deshalb zu empfehlen, die Schalung zu spunden und womöglich zu hobeln, mindestens sind etwaige Vorsprünge und Kanten von Brettern mit dem Hobel abzustößen. Die Schalung muß trocken sein. Nur bei trockenem Wetter ist die Ausführung der Eindeckung vorzunehmen. Die geeignetste Dachform ist die des Pultdaches. Sowohl an der Traufe wie an den Giebeln und der First sind Zinkeinfassungen nötig, entweder als selbständige Kiesleisten oder zum Anschluß des Daches an höher geführte Mauern. Diese Zinkeinfassungen bilden einen wichtigen Teil der Deckung und von ihrer tadellosen Ausführung hängt deren Güte ab. Die an der Traufe anzubringende Kiesleiste, die den Zweck hat, die 6—8 cm hohe, über der eigentlichen Deckung aufzubringende Kiesschicht abzugrenzen und gegen Abrutschen und Abspülung zu sichern, zeigt Fig. 142. Es wird ein etwa

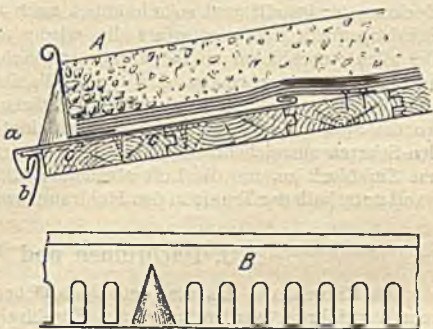


Fig. 142.

30 cm breites Vorstoßblech *a* auf die Schalung gelegt und vorn zur Aufnahme des eingehängten Rinnenblechs *b*, sowie zur Aussteifung mit umgebördeltem Wulst versehen. Befestigt wird es vorn durch die in 60 cm Abstand in die Schalung eingelassenen und aufgeschraubten Flacheisen *c*, die in die Umbördelung eingreifen. Am oberen Rande werden die Vorstoßbleche durch Zinkblechhafter gehalten (vgl. Fig. 134 bei *h*). Auf das Vorstoßblech wird die aus Zink Nr. 15 hergestellte, 8—10 cm hohe Kiesleiste aufgelötet. Sie ist oben zur Aussteifung gleichfalls mit Wulst versehen und erhält am unteren Rande, wie Fig. 142 *B* zeigt, Durchbrechungen für den ungehinderten Abfluß des in der Kiesschicht sich ansammelnden Regenwassers. Gegen den Druck des Kieses wird die Leiste in 40 cm Entfernung durch halbkegelförmige, vorgelötete Nasen ausgesteift.

Die eigentliche Eindeckung besteht aus einer vierfachen Lage zähen Rollens: papiers und einem zwischen den Papierlagen heiß aufgetragenen Anstrich einer bituminösen Masse, des sogenannten Holzzements. Es wird somit eine über die ganze Dachfläche sich erstreckende zusammenhängende Tafel gebildet, die in keiner Weise auf der Unterlage befestigt und nur durch das Gewicht der über ihr aufgetragenen Kiesschicht gehalten wird. Damit jedes Anhaften an der Unterlage vermieden wird, siebt man zunächst auf die Schalung etwas feinen Sand oder Asche auf und legt dann die Papierbahnen von der Traufe nach der First nebeneinander mit 15 cm Überdeckung auf. Die Papiere werden in Rollen von 1,4—1,6 m Breite und 60—90 m Länge geliefert. Weder die Unterseite der Papierlage noch die Überdeckung erhält einen Holzzementanstrich. Sodann wird mit weichem Haarbürsten die heiße Holzzementmasse aufgestrichen und sofort die zweite Papierlage aufgeklebt. Man beginnt bei der zweiten und vierten mit einer Bahn in halber Breite, um einen Verband herzustellen. Darauf erfolgt wieder Anstrich, dritte Papierlage, Anstrich, vierte Lage und endlich etwas stärkerer Anstrich. Damit die Masse bei warmer Witterung nicht ausläuft, empfiehlt es sich, die unterste Papierlage etwa 15 cm an der Traufe überstehen zu lassen (an der Kiesleiste hochzubringen) und dann auf die fertige vierte Lage niederzukleben. Über die Deckung bringt man zunächst eine dünne Schicht von ganz weichem Sand, Chausseeschlick oder feinen Lehm auf, darüber größeren

Sand, endlich groben Kies. Die größten Kiesel werden unmittelbar hinter der Kiesleiste als Filter gegen ein Durchschwemmen der feinen Massen verlegt. — Da eine wesentliche Bedingung für das Gelingen der Deckung die Trockenheit der Schalung ist, wird sie mit gutem Erfolg sofort nach ihrer Verlegung mit dünner, durch Ziegel beschwerter Dachpappe abgedeckt und so gegen etwaigen Regen geschützt. Bei gutem Wetter wird dann die Eindeckung begonnen und die Pappe statt der unteren oder auch wohl statt der beiden unteren Papierlagen benutzt. Bei der Eindeckung wird immer so verfahren, daß man von einem Giebel beginnend, die vier Lagen hintereinander aufbringt und einen Teil der Deckung fertigstellt und so allmählich nach dem anderen Giebel fortschreitet. Bei drohendem Regen ist sofort alles wieder mit Pappüberdeckung zu schützen. Bei allen Anschlüssen an höhere Mauern, Schornsteine usw. sind Schrägbretter nach Fig. 141 anzubringen. Da sowohl die Pappe- wie die Holzzementdeckung einen luftdichten Abschluß bildet, ist es dringend notwendig, in allen Fällen, wo die Sparren an ihrer Unterseite bekleidet werden, den Luftraum zwischen den Sparren ausreichend zu lüften. Man bringt in der First kleine Dunsthauben aus Zinkblech an, um die Luft abzuleiten, die durch Öffnungen in der Vorderwand unterhalb der Traufe in den Hohlraum zwischen die Sparren eingeführt wird.

G. Dachrinnen und Abfallrohre.

Die Rinnen, die das von den Dachflächen abfließende Wasser den Abfallrohren zuführen, werden meist aus Zinkblech, nicht unter Nr. 13, hergestellt. Bei Kupferbedachung muß auch die Rinne aus Kupferblech hergestellt werden, um das Entstehen galvanischer Ströme zu verhüten. Als nutzbarer Querschnitt der Rinne ist 0,8—1,0 qcm für jedes qm der Dachfläche anzunehmen, die nach der Rinne hin entwässert. Die Höhe der Rinne an der Vorderseite wird nicht unter 7 cm angenommen. Das Gefälle beträgt 0,5—1,0 cm auf 1 m der Rinne. Ersteres Maß ist jedoch nur dann zulässig, wenn der Rinnenboden gut unterstützt ist und nicht stark durchhängen kann. Die Rinnenbreite wird, abgesehen von ganz untergeordneten kleinen Anlagen, meist nicht unter 15 cm angenommen. Eine größere Breite wird besonders dann nötig, wenn die Rinne begebar sein soll. Dann ist der Rinnenboden vollkommen fest zu lagern, oder es sind Laubbretter in der Rinne selbst anzubringen. Ein Beispiel der drei hauptsächlichsten Rinnenarten geben Fig. 123—125. Die vorgehängte Rinne (Fig. 123) wird in Rinneneisen aus 8/20 bis 10/25 starkem Flacheisen gelagert. Die Rinneisen werden an den Sparren seitlich so befestigt, daß ihre Höhenlage das Gefälle der Rinne angibt. Zur Befestigung der Rinne werden am besten kleine Zinkstreifen so über die Eisen weggreifend angelötet, daß die Rinne beweglich bleibt. Die Eisen selbst müssen verzinkt sein oder mindestens einen dauerhaften Anstrich erhalten. Die Länge einer Rinne vom Abfallrohr bis zum Beginn des Gefälles an ihrem höchsten Punkt darf nicht über 15 m betragen, damit die Längsausdehnungen nicht zu groß werden. Dies ergibt also eine Höchstentfernung der Abfallrohre voneinander gleich 30 m, wenn man annimmt, daß den Abfallrohren von beiden Seiten her 15 m lange Rinnen angeschlossen werden. Fig. 124 zeigt die eingedeckte Rinne. Nachdem die untersten Ziegelscharen eingedeckt sind, in unserem Beispiel die doppelte Traufenschar und die nächsthöhere, werden die Rinneisen dem Gefälle entsprechend über jedem Sparren aufgenagelt und die Blechrinne eingelegt. Während die Rinneisen weit hinaufragen, darf das Blech der Rinne nur bis zur Oberkante von Latte *b* reichen, damit die nächste Ziegelschar eingehängt werden kann. Jedenfalls aber muß der obere Rand des in der Dachfläche liegenden Blechs höher liegen als die vordere Oberkante der Rinne, damit das Wasser nicht nach dem Dache zu überlaufen kann. Die Kastenrinne ist in Fig. 125 dargestellt. Die aus 8/20 mm Flacheisen hergestellten Rinneisen, deren allgemeine Form Fig. 143 zeigt, werden mit Schrauben an das vor die Sparrenköpfe genagelte Stirnbrett befestigt, am

besten vor jedem Sparren. Vorher wird die bis Oberkante dieses Stirnbrettes hinaufreichende Gesimsabdeckung angebracht. Die gut verzinkten Rinneisen ruhen auf diesem Abdeckungsblech und werden zweckmäßig an zwei Stellen (*a*) mit Bleiblechstreifen umwickelt, damit keine Berührung von Eisen mit Zink stattfinde. Die Rinne selbst liegt auf Spreizen *s* (Fig. 143), die in abwechselnder Höhe so zwischen die Schenkel der Rinneisen eingienietet sind, daß dadurch das Gefälle des Rinnenbodens erzielt wird. Nach vorn ist die Rinne des besseren Aussehens wegen mit einer Blechattika verkleidet. Bei Dachneigungen unter 45° muß die vordere Oberkante der Rinne so tief liegen, daß sie unterhalb der verlängert gedachten Dachfläche bleibt. Musterbeispiele für

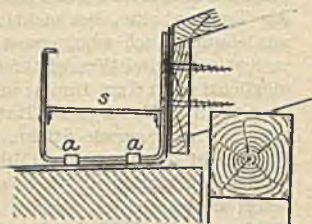


Fig. 143.

die Ausführung von Kastenrinnen finden sich in den Normalbestimmungen des preußischen Ministeriums für öffentliche Arbeiten vom 31. März 1887 (bei Ernst & Sohn, Berlin).

Die Abfallrohre werden meist aus Zinkblech Nr. 13—15 hergestellt, bei Kupferbedachung aus Kupfer. Als lichte Weite nehme man $\frac{3}{4}$ des Rinnenquerschnitts an, jedoch mindestens 12 cm Durchmesser, abgesehen von ganz untergeordneten Rohren für kleine Vordächer, Balkons usw. An Verkehrswegen wird das unterste Stück besser aus asphaltiertem Gußeisen hergestellt, und hier muß, sobald die Entwässerung unterirdisch erfolgt, eine Reinigungsöffnung angeordnet werden. Die einzelnen Rohrstücke werden so ineinander gesteckt, das das obere Rohr in das darunterliegende eingreift. An jedem Rohrstück wird eine Wulst aufgelötet, mit der das Rohr auf einem in die Wand eingeschlagenen Schelleisen (Ring) aufliegt. Rohre von weniger als 12 cm Durchmesser frieren im Winter leicht ein, wobei dann die Lötnaht gesprengt wird. Auch alle Kniestücke und Bogen im Rohr frieren leicht ein und sind deshalb möglichst zu vermeiden. Um Beschädigungen, geplatzte Lötungen, schnell erkennen zu können, empfiehlt es sich, die Lötnaht der Rohre nach außen zu legen und nicht nach der Mauer zu, die bei Beschädigungen des Rohres stark durchnäßt werden würde, ehe man den Schaden wahrnimmt.

VII. Treppen.

a) Formen und Abmessungen. Zu unterscheiden sind geradläufige und gewendelte Treppen, sowie solche, die zum Teil gerade, zum Teil gewandelt sind. Fernere Unterschiede beruhen darauf, ob die zu ersteigende Höhe durch eine unterbrochene Reihe von Stufen erreicht wird, oder ob dazwischen Ruheplätze, Podeste, angeordnet sind. Die Breite von Podesten, senkrecht zur Stufenkante gemessen, ist mindestens gleich der Treppenbreite, Stufenlänge, zu nehmen; bei Wendeltreppen mindestens so breit wie zwei Stufenauftritte. Sehr mannigfache Formen entstehen dadurch, daß die von Podesten unterbrochenen Läufe in gleicher oder verschiedener Richtung zueinander geführt werden. Für das Entwerfen der Treppen ist besonders die Rücksicht darauf maßgebend und wichtig, daß die gewünschte Höhe an dem bestimmten Punkte erreicht wird und daß über dem Treppenlauf überall genügende Kopfhöhe frei bleibt, sowie auch unter ihm an den Stellen, wo ein Verkehr unter der Treppe stattfinden hat. Des Verhältnis der Stufenhöhe *h* (Steigung) zur Stufenbreite *b* (im Grundriß gemessene Entfernung zweier Stufenvorderkanten) wird am besten nach der Formel bestimmt: $2h + b = 63$ cm. Für außergewöhnlich kleine oder große Werte von *h*, unter 15 oder über 20 cm, wende man die Formel an: $\frac{3}{4}h + b = 52$ cm. Die Breite des Auftritts wird besonders bei Holztreppen dadurch vergrößert, daß die Stufenvorderkante ein vorspringendes Profil erhält.

Da diese Verbreiterung aber nur dem die Treppe Ersteigenden zugute kommt, darf die Profildbreite nicht in das Maß b einbezogen werden. Bei Wendelstufen mißt man die Breite b auf einer angenommenen Lauflinie, die meist in die Mitte der Treppenbreite, bei nicht zu schmalen Treppen und beschränkter Längenausdehnung auch wohl etwas mehr vom Mittelpunkt der Wendelung entfernt verlegt wird. Bei Wendelstufen gebe man dem Auftritt an der schmalsten Stelle möglichst noch 6 cm Breite; in manchen Fällen ist dies nur unter Hinzurechnung des Stufenprofils möglich. Hat ein Treppenlauf nur zum Teil gewendelte Stufen, zum Teil aber gerade Stufen, so empfiehlt es sich, die Stufen des gewendelten Teils nicht alle nach dem Mittelpunkt der Wendelung zu richten, sondern die Stufen zu „verziehen“, d. h. mit keilförmig sich verjüngenden Stufenaufritten schon innerhalb der geraden Strecke des Laufs zu beginnen. Siehe darüber Näheres in W. Müller, Der Bau steinerner Treppen, Leipzig 1901, bei Voigt, ferner in Böhm, Holzkonstruktionen, Berlin bei J. Springer.

b) Holztreppe. Die Ausführung von Holztreppe in der Art, daß jede Stufe aus einem vollen Block gearbeitet wird, beschränkt sich auf Blockhäuser in sehr holzreicher Gegend. In der Regel werden die Stufenauftritte aus Brettern oder Bohlen gebildet. Die zwischen ihnen angebrachten, senkrecht stehenden Abschlüsse heißen Futter- oder Setzstufen. Zu den Treppen, namentlich zu den Aufritten, Trittstufen, ist nur hartes Holz zu verwenden, Eichen- oder wenigstens kerniges Kiefernholz. Die Trittstufen werden meist 5 cm, die Setzstufen 2,5 bis 3 cm stark hergestellt. Befestigt werden die Stufen stets zwischen den hölzernen Wangen, hochkantig gestellten Bohlen. Je nach Art und Weise der Befestigung unterscheidet man eingeschobene, eingestemmte und aufgesattelte Treppen. Die eingeschobene Treppe hat keine Futterstufen und heißt auch wohl Leitertreppe. Sie dient nur untergeordneten Zwecken. Die Stufen a werden (Fig. 144) in schwalbenschwanzförmige Nuten der Wangen b eingeschoben und bilden somit zwischen diesen eine zugfeste Verbindung. Wangenstärke je nach Größe der Treppe 4—6 cm. Die Wangen werden am oberen Ende gegen einen Wechsel (Podestriegel) geführt und dort aufgeklaut. Die eingestemmte Treppe ist in Fig. 145 dargestellt. Trittstufen a werden ebenso wie die Setzstufen in die Wangen b etwa 3 cm tief eingeschoben. Um ein seitliches Aus-

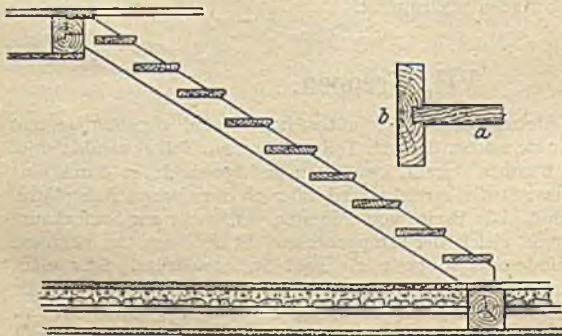


Fig. 144.

weichen der Wangen zu verhindern, was ja den Zusammensturz der Stufen nach sich ziehen würde, muß man, sobald die Wangen über 2 m lang sind.

Zugbolzen mit Schrauben an den Enden zur Verbindung der beiden Wangen zwischen ihnen unterhalb der Trittstufen einziehen. Die Setzstufen werden in die

Trittstufen eingezapft und müssen scharf, ohne Spielraum, zwischen sie eingespannt werden, damit die Stufen beim Begehen nicht knarren. Die unterste Stufe muß stets als Blockstufe hergestellt werden. Auf sie werden die Wangen aufgeklaut und der Geländerpfosten eingezapft. Durch Anbringung einer Verschalung c unter den Stufen mit Berohrung und Putz wird die Zerstörung der Stufen durch Feuer aufgehalten. Solche unten verputzte Treppen gelten als feuersicher im Sinne der Baupolizeiordnung vieler Städte. Die 5—7 cm breiten Wangen sind

so hoch zu wählen, daß über und unter den äußersten Kanten der eingestemmten Stufen noch mindestens 5 cm verblieben. Bei großen Treppen ist die nötige Wangenstärke durch Rechnung zu ermitteln. Bei den Podesten können die Wangen auf einen Podestbalken aufgeklaut werden.

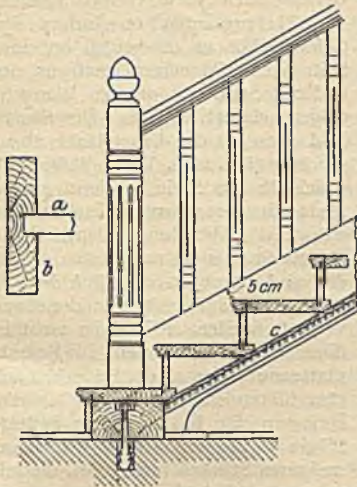


Fig. 145.

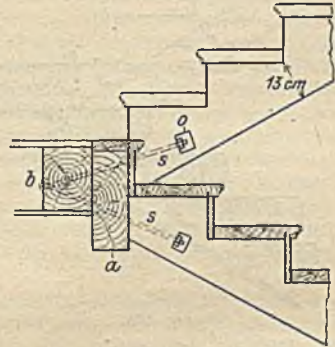


Fig. 146.

Fig. 146 zeigt in einfachster Ausführung die Konstruktion der aufgesattelten Treppe. Die Wangen werden hierbei an ihrer oberen Kante stufenförmig ausgeschnitten, so daß die Trittstufen auf sie aufgelegt werden können. Auf jeder Wange werden sie dann mit zwei Schrauben befestigt. Bei den Zwischenpodesten können die sich treffenden Wangen des ab- und aufsteigenden Laufs nicht auf einen Podestbalken aufgeklaut werden. Wie aus Fig. 146 ersichtlich, wird hier eine hohe Podestbohle *a* nötig, in die die Wangen eingezapft werden. Neben diese Bohle wird dann ein besonderer Balken *b* zur Aufnahme des Podestfußbodens verlegt. Zur Verstärkung der Verbindung zwischen Balken, Bohle und Wangen zieht man Schraubenbolzen *s* durch. Die Muttern werden von Öffnungen *o* aus angezogen, die in die Wangen eingeschnitten sind und später durch sauber eingebaute Holzstücke geschlossen werden. Als Mindestmaß der Wangenhöhe unter dem Stufenausschnitt sind 13 cm anzunehmen, was aber für größere und schwer belastete Treppenläufe nicht genügt. Ausführliche Anleitung über den Bau hölzerner Treppen findet sich in M. Meyer, Der Bau hölzerner Treppen, Leipzig und Böhm, Holzkonstruktionen, Berlin bei Jul. Springer.

c) Treppen aus natürlichen Steinen. Bei Verwendung natürlichen Steinmaterials zu Treppen wird jede Stufe als Blockstufe aus einem Stein gebildet. Nur harte Steine sind geeignet, besonders Granit; von Sandsteinen die härteren Sorten. Die Vorderkanten sind leicht abzurunden. Für das Begehen angenehmer ist ein Holzbelag, der entweder an jedem Ende mit zwei Schrauben in eingepipte Holzdübel befestigt oder besser mit je einer Schraube und mit einem Eingriff in den Falz der nächsten Stufe gehalten wird (Fig. 147). Die Unterstützung der steinernen Blockstufen kann erfolgen: 1. durch Einmauerung an beiden Enden 6—8 cm tief, wobei die Stufen sich gegenseitig um etwa 3 cm überdecken, oder 2. durch Untermauerung, namentlich bei Freitreppen. Granitstufen können dabei bis 3 m, Sandsteinstufen je nach

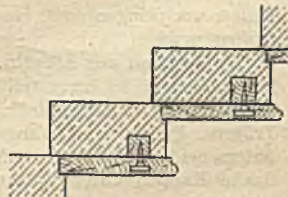


Fig. 147.

Härte des Steins, 1,2—2,0 m weit frei liegen. Bei Freitreppen ist stets zu beachten, daß die Stufen mit je 5 mm Gefälle nach vorn verlegt werden, damit der Regen schnell abläuft. 3. Bei Treppenläufen im Innern der Gebäude können die Stufen an einer Seite 6 cm tief eingemauert, an der anderen Seite auf eiserne Wangenträger gelagert werden. Die Stufen sind dann an der Unterfläche abzuschrägen (Fig. 148). Wenn die Podeste gleichfalls aus Stein in Form großer Platten hergestellt werden, so müssen, wie aus der Abbildung ersichtlich, die oberste Stufe *a* des nach unten gehenden und die unterste Stufe *b* des ansteigenden Laufs gegeneinander etwas versetzt werden, sie können nicht in dieselbe Senkrechte fallen. Die Podestplatte muß daher an der Seite des nach oben führenden Laufs bei *c* weiter vorspringen. Sie liegt auf dem Podestträger *c* auf und wird meist aus mehreren Stücken hergestellt, die mit schwachem Falz *d* verbunden werden:

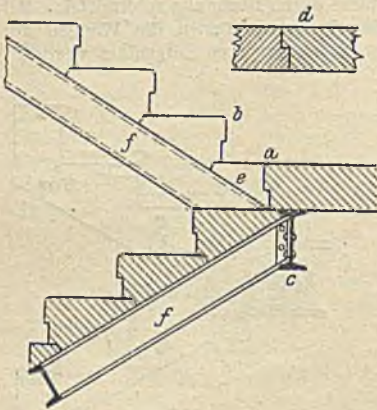


Fig. 148.

Die Wangenträger *f* werden am besten aus U-Eisen gebildet, so daß die glatte Seite des Stags nach außen zu liegen kommt. 4. Die Treppe ist freitragend, die Stufen werden nur an einem Ende fest eingemauert, und jede Stufe stützt sich außerdem auf die nächstvorhergehende. Fig. 149 zeigt verschiedene Formen. Wenn die Stufen unten abgeschrägt sind, wie bei II, so üben sie durch die schräge

Form der Überdeckung einen Seitenschub gegen die vorhergehende Stufe aus. Die unterste Stufe *a* des Laufs muß deshalb besonders fest gelegt werden. Sie wird immer als volle Blockstufe gebildet. Die Einmauerungstiefe ist 12 cm bei Stufenlängen bis 1,25 m, 25 cm bei Stufenlängen bis 2,0 m. Sind die Läufe sehr lang, so läßt man wohl auch bei Stufenlängen bis 1,25 m von den mittleren Stufen einige in Mitte des Laufs 25 cm tief in die Mauer einbinden.

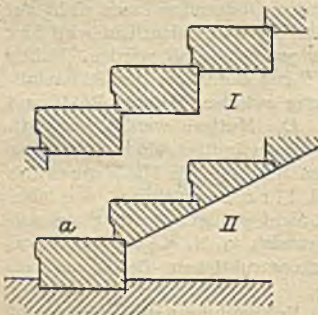


Fig. 149.

Freitragende Treppen aus Granit und Sandstein sind zwar unverbrennlich, können aber trotzdem nicht als feuersicher angesehen werden, weil die Erfahrung gezeigt hat, daß die Stufen schon bei geringem Angriff des

Feuers zerspringen und zusammenstürzen, sobald sie vom Spritzenstrahl getroffen werden.

d) Treppen aus Ziegeln. Aus Ziegeln können Treppen entweder zwischen festen Mauern so hergestellt werden, daß jede Stufe aus einem flachen, fast scheinrechten Bogen besteht, oder es werden flache Kappen zwischen eisernen Trägern, Podest- und Wangenträgern eingespannt. Hierbei sind zwei Fälle zu unterscheiden. Entweder werden nur Podestträger angeordnet, die Podeste durch flache Kappen unterstützt und für die Läufe einhüftige Gewölbe von einem Podestträger zum andern gespannt, oder es werden auch Wangenträger benutzt und zwischen sie und der Treppenhauswand steigende Kappengewölbe eingelegt. Die Stufen selbst werden aufgemauert oder in Beton aufgestampft. Wenn Wangenträger als Kappenwiderlager benutzt werden, so müssen zwischen ihnen

und der Mauer Zuganker vorgesehen werden, damit die Träger nicht seitwärts ausweichen.

e) **Eiserne Treppen.** Die gußeisernen Treppen sind als Handelsartikel von Eisengießereien auf Grund ihrer Musterbücher fertig zu beziehen, sowohl als geradläufige wie als Wendeltreppen. Die Stufen sind meist aus einem Stück gegossen und werden zusammengeschraubt. Bei Wendeltreppen erhält jede Stufe ein Stück hohler Spindel mit angegossen; die Stufen werden auf ein senkrecht stehendes, starkes Gasrohr aufgefädelt und am äußeren Ende mittels der senkrechten, schmiedeeisernen Geländerstäbe wie mit durchgehenden Bolzen zusammengeschraubt. Die Herstellung der Treppen aus Schmiedeeisen erfolgt ähnlich wie bei den hölzernen Treppen. Wangen aus Eisenblech, oder als Fachwerkträger gebildet, nehmen die Stufen zwischen sich mittels angenieteter Winkeleisen auf. Es kommen auch Konstruktionen vor, bei denen, gleich den aufgesattelten Holztreppen, die Blechwangen treppenförmig ausgeschnitten werden oder durch angenietete Flacheisen besondere Stufenabsätze bekommen, auf denen die Trittstufen befestigt werden. Eigenartig sind die vom Eisenwerk Wittenberg hergestellten Joly-Treppen, deren Wangen als Fachwerkträger aus Flacheisengurtungen mit gegossenen senkrechten und wagerechten Gitterstäben gebildet sind. Näheres hierüber im Handbuch der Architektur, Teil III, Band 3, Heft 2.

f) **Betontreppen.** Der Beton findet vielfache Anwendung zum Bau von Treppen, entweder indem Betonstufen als Blöcke ebenso wie Granit- und Sandsteinstufen freitragend verlegt werden, wobei eine feuersichere Konstruktion gewonnen wird, oder indem die Stufenabsätze auf eine massive Unterlage aufgestampft werden. Solche Unterlagen sind entweder gewölbte Kappen (siehe vorstehend unter d) oder Eisenbetonplatten, oder endlich Trägerwellblech, das zwischen Podest oder Wangenträgern und Treppenhauswand eingelegt wird.

VIII. Fenster.

a) **Hölzerne Fenster.** Der dichte Schluß hölzerner Fensterflügel kann nur dadurch erreicht werden, daß sie mit ihren sauber behobelten Rändern an andere ebenso behobelte Holzflächen sich fest anlegen. Es ist daher stets ein Holzrahmen, der sogenannte Blindrahmen, notwendig, der gegen den gemauerten Fensteranschlag (die Fläche $m-n$ in Fig. 150) sich anlegt, fest mit dem Mauerwerk durch eingemauerte Bankeisen e verbunden wird und die gemauerte Fensteröffnung an allen Seiten umrahmt. Der Blindrahmen wird meist aus 4 cm starkem Holz 6—10 cm breit gefertigt. Die zum Anschluß der beweglichen Fensterflügel nötigen Falze und Vorsprünge erhalten verschiedene Formen, je nachdem es sich um den unteren oder oberen Schenkel des Rahmens handelt, und bei den beiden seitlichen Schenkeln ist wiederum ein Unterschied vorhanden, je nachdem es sich um die Seite handelt, gegen die ein Fensterflügel beim Schließen anschlägt, oder an der er durch Bänder befestigt ist. Fig. 31—35 zeigen verschiedene Ausbildungen des unteren Schenkels der Blindrahmen, sowie auch des unteren Schenkels

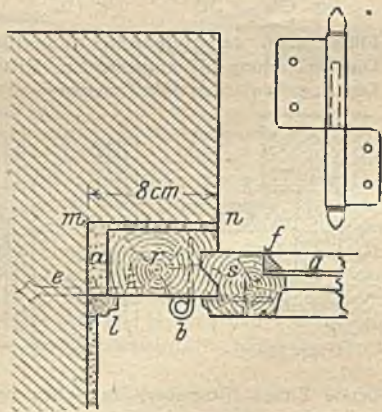


Fig. 150.

der Fensterflügel. Diese müssen bei äußeren Fenstern stets einen das Regenwasser ableitenden Vorsprung, den Wasserschengel, erhalten. Wasserschengel und Rahmen des Fensterflügels sollen aus einem Stück gearbeitet sein, und zwar am besten aus Eichenholz. Fig. 150 stellt den seitlichen Schenkel des Blindrahmens und des an ihm befestigten Flügels dar. Der Blindrahmen r und der Schenkel s des Fensterflügels greifen hier mit dem sogenannten Kneiffalz ineinander. Bei f ist im Flügelrahmholz der rechtwinklige Ausschnitt des Kittfalzes angebracht, in den die Glasscheibe g eingelegt, mit vorgeschlagenen Stiften gehalten und mit Kitt verstrichen wird. Dieser Kittfalz liegt stets an der Außenseite des Fensters. Der Zwischenraum a zwischen Blindrahmen und Mauer, siehe auch bei Fig. 156, wird am besten mit grobem Werg fest ausgestopft und die Fuge bei n verkittet. Das gewöhnliche Verfahren, hierzu Mörtel zu verwenden, hat den Nachteil, dem Holze Feuchtigkeit zuzuführen. Durch eine Deckleiste l wird Raum a abgeschlossen. Als Befestigung des Flügels sind in Fig. 150 die am meisten verwendeten Fischbänder b dargestellt. Das oben besonders gezeichnete Band hat zwei Lappen, die in das Holz eingesteckt werden.

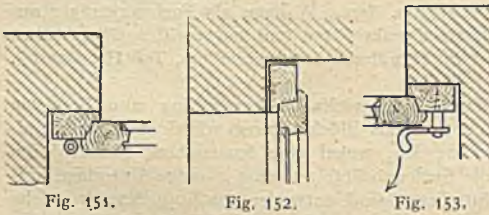


Fig. 151.

Fig. 152.

Fig. 153.

Kleine, durch die Löcher geschlagene Stifte verhindern das Herausziehen. Eine etwas andere Verbindung, nicht so gut wie der Kneiffalz, zeigt Fig. 151. In Fig. 152 ist der Anschluß am oberen Schenkel des Blindrahmens dargestellt und in Fig. 153

der seitliche Teil für den Fall, daß ein nur einflügeliges Fenster seinen Anschluß am Blindrahmen findet. In der Figur ist zugleich die Verschlussvorrichtung des halben Vorreibers dargestellt. Bei zweiflügeligen Fenstern ist zu unterscheiden, ob ein fester Mittelpfosten vorhanden ist oder nicht. Fig. 154 stellt die Anordnung eines festen Mittelpfostens dar. Ein solcher ist fest mit dem Blindrahmen verbunden. Der Verschluss der an ihn anschlagenden

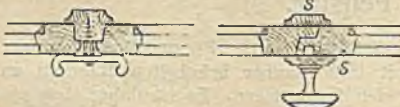


Fig. 154.

Fig. 155.

Flügel kann durch doppelten Vorreiber, wie in der Figur, bewirkt werden. Die Verbindung bei aufgehendem Mittelpfosten ist aus Figur 155 zu ersehen. Die Fuge zwischen den aneinanderstoßenden Flügeln ist durch die Schlag-

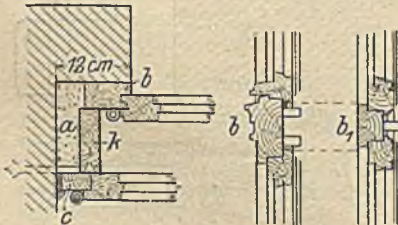


Fig. 156.

Fig. 157.

leisten s gedeckt, von denen die äußere am linken, die innere am rechten, zuerst sich öffnenden, Flügel befestigt ist. Die innere Schlagleiste deckt zugleich die Verschlussvorrichtung, die in der Figur als sogenanntes Baskül mit Griff (Olive) dargestellt ist. Ein solches Baskül bewirkt einen Schluß an drei Punkten, in der Mitte der Fensterhöhe durch eine vom rechten in den linken Flügel sich einschle-

bende Zunge (Einreiber) und oben und unten durch das Vorschieben einer senkrechten Stange in entsprechende, am Blindrahmen befestigte Schließkloben. Bei übereinanderliegenden Flügeln wird ein wagerechtes Holz, das sogenannte Losholz oder Kämpfer, fest mit dem Blindrahmen verbunden. Fig. 156 läßt erkennen, daß für Doppelfenster zwei Blindrahmen b und c

nötig sind. Beide werden durch ein Zwischenstück, ein Futter, *k*, verbunden, so daß die lichte Entfernung zwischen beiden Fenstern 10—12 cm beträgt. Der innere Blindrahmen eines solchen Doppel- oder auch Kastenfensters ist natürlich immer größer als der äußere. Die Ausbildung des inneren Fensters ist im allgemeinen ebenso wie die des äußeren, nur fehlen die Wasserschenkel, auch wird beim inneren Fenster der Kneiffalz seltener angewendet. Besondere Beachtung verdient die Gestaltung der Doppelfenster, wenn diese übereinanderliegende Flügel haben, vgl. Fig. 157. Da die äußeren Flügel an dem Losholz *b*, des inneren Fensters vorbeigehen müssen (siehe die punktierten Linien), so ergibt sich für das Losholz des äußeren Fensters eine bedeutende Höhe, was unschön ist und viel Licht wegnimmt. Man hilft sich, indem man entweder das innere Losholz ganz schwach nimmt und aus Eisen fertigt, oder indem man es beweglich macht und durch besondere Riegel mit dem inneren Blindrahmen befestigt. Die äußeren Oberflügel lassen sich dann freilich nur öffnen, nachdem die inneren Oberflügel und das Losholz herausgenommen sind. In neuerer Zeit sind die über dem Kämpfer liegenden Oberflügel häufig so eingerichtet, daß sie sich um eine wagerechte, im Unterschenkel liegende Achse drehen und nach innen hereinkippen lassen (Kippflügel). Das beste Holz für Fenster ist das Eichenholz. Bei beschränkten Mitteln fertige man wenigstens die unteren Rahmen der Flügel mit Wasserschenkel, sowie die dünnen Sprossen aus Eiche. Im übrigen ist das trockenste geradgewachsene Holz zu verwenden. Äste dürfen in den dünnen Rahmen der Flügel nicht vorkommen. Die Fenster sind mit einem Anstrich von Leinöl, mit wenig Ocker versehen, zur Baustelle anzuliefern. Der Anstrich soll sie vor Feuchtigkeit schützen, muß aber dünn und durchscheinend genug sein, daß er keine Fehler des Holzes (Äste) verdeckt.

Zum Beschlag der Fenster gehören: 1. stets die Bankeisen, je nach Größe der Fenster 4—8 Stück, die den Blindrahmen mit der Mauer verbinden, 2. stets, mit Ausnahme der allereinfachsten und dürtigsten Ausführungen, die Scheinecken (Fig. 158), bestimmt, die Verbindung der Rahmschenkel an den Ecken zu verstärken und unverschieblich zu machen. Auf dem Lande findet man die Scheinecken mitunter zugleich zur Aufhängung der Fensterflügel auf kleine Stützhaken benutzt (Fig. 159); besondere Bänder werden dann überflüssig. Wenn solche „Winkelbänder“ nicht benutzt werden, gehören ferner zum Beschlage: 3. die Fischbänder, zwei für jeden Flügel, für sehr hohe Flügel, über 1,8 m, sogar drei Bänder; 4. die zum Verschuß der Flügel dienenden Beschlagteile. Solche können sein: a) halbe oder ganze Vorreiber (Fig. 153, 154), die stets am festen Blindrahmen sitzen und über den beweglichen Flügel geschoben werden, oder b) Einreiber, die am beweglichen Flügel befestigt werden, außen einen drehbaren Griff (Olive) zeigen, auf dessen Achse eine Zunge sitzt, und sich in den festen Blindrahmen einschiebt; c) Ruderverschuß, nur bei festem Mittelposten anwendbar; d) Baskül siehe Fig. 155; e) Espagnolette, ebenso wie Baskül, nur bei aufgehendem Pfosten. Für Kippflügel mit wagerechter Achse haben sich besonders die Regnerischen Patentverschlüsse bewährt. 5. Aufziehknöpfe, in allen den Fällen nötig, wo Vorreiber oder solche Verschlüsse angewendet werden, die nicht gleichzeitig als Zugknopf benutzt werden können.

Die Anschlagsbreite *m—n* (Fig. 150) muß bei einfachen Fenstern 8 cm, bei Doppelfenstern 12 cm betragen.

b) Eiserne Fenster. Die Profile der Fensterrahmen und Sprossen zeigt Fig. 160. Die Glasscheiben werden in den stets nach außen gerichteten Kittfals *a* eingelegt und mit Mennigekitt verstrichen. Dieser haftet fest am Eisen,



Fig. 158.



Fig. 159.

das zuvor einen Mennige-Olanstrich erhalten hat. Zur Befestigung schwerer Scheiben werden kleine Stifte durch eine Durchbohrung des Stegs *a*, gesteckt und in den Kitt eingebettet. Die gußeisernen Fenster bilden einen Handelsartikel vieler Gießereien, deren Musterbücher eine sehr große Anzahl von Fenstermodellen enthalten. Die gußeisernen Fenster haben stärkere Sprossen als die schmiedeeisernen und haben vor diesen den Vorzug, weniger leicht zu rosten. Die Sprödigkeit des Gußeisens macht es aber für



Fig. 160.

diejenigen Fälle weniger geeignet, wo die Fenster bewegliche Teile, Flügel, erhalten sollen. Man wählt daher Gußeisen für feste Fenster ohne aufgehende Flügel, oder doch nur mit kleinen leichten Luftöffnungen. Diese Fenster bedürfen dann keines besonderen Blindrahmens, sondern werden im ganzen mittels Bankeisen im Mauerwerk befestigt. Fenster mit größeren aufschlagenden Flügeln werden besser aus Schmiedeeisen gefertigt.

IX. Türen.

Die einfachste Konstruktion der Brettertür ist in Fig. 161 im Grundriß und in Vorder- und Rückansicht dargestellt. Die senkrecht nebeneinandergestellten

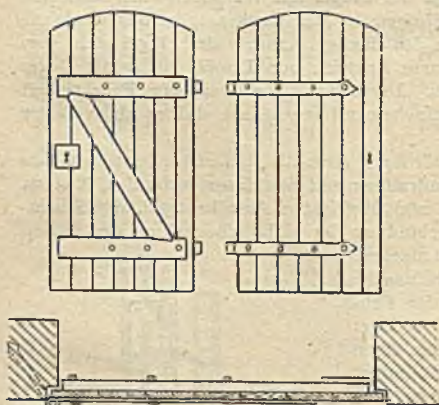


Fig. 161.

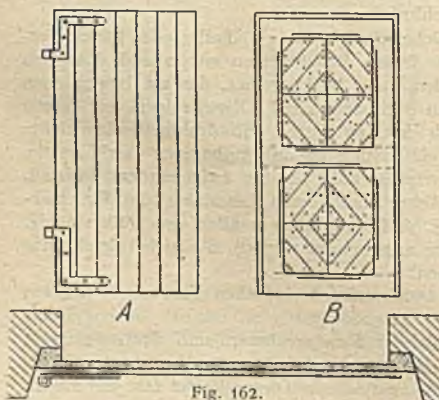


Fig. 162.

Bretter können gesäumt, gefalzt oder, noch besser, gespundet sein und werden durch die beiden Querleisten verbunden. Diese werden am besten eingeschoben (vgl. Fig. 19N), so daß die Bretter beim Zusammentrocknen Spielraum haben. Bei einfacheren Ausführungen werden die Leisten nur aufgeschraubt oder genagelt. Gegen ein Versacken der Tür wird die Strebe zwischen die Leisten gespannt und mit den Brettern verschraubt. Der Strebenfuß muß stets nach der Türseite gerichtet sein, wo die Bänder sitzen. Die Befestigung solcher einfacher Türen erfolgt meist ohne besondere Blindrahmen, so daß sie unmittelbar in einen Falz der Mauer einschlagen. Die „langen“ Bänder hängen auf in dem Mauerwerk befestigten Stützhaken. Sobald ein dichter Verschluss durch die Tür gewonnen werden soll, ist ein besonderer Blindrahmen oder ein Türfutter anzuordnen. Ein Blindrahmen ist nötig, wenn die Türöffnung einen gemauerten Anschlag erhält. Fig. 162 gibt ein Beispiel und zeigt zugleich die Konstruktion einer sogenannten verdoppelten Tür, wie sie besonders für Hauseingänge sich eignet. Die Innenseite *A* bietet das Bild einer einfach glatten

Brettertür. Außen wird die Verdoppelung, eine zweite Lage Bretter, aufgenagelt, deren Kanten oft reich profiliert sind und deren Anordnung nach bestimmtem Muster erfolgt. Die Nagelköpfe bilden einen wesentlichen Schmuckteil.

Am meisten in Anwendung ist die Ausführung der Türen in gestemmter Arbeit, aus Rahmen und Füllungen. Hiermit ist der Vorteil verbunden, daß ein Zusammentrocknen und Schwinden der Hölzer ungehindert vor sich gehen kann. Je nach der Anzahl der Füllungen unterscheidet man Vierfüllungs- oder Kreuztüren, Sechs-, Achtfüllungstüren usw. (Fig. 163). Die beiden seitlichen senkrechten Rahmhölzer *a* gehen aus einem Stück von oben bis unten durch. In sie werden die wagerechten Rahmhölzer und in diese endlich die senkrechten Mittelrahmstücke eingezapft. Die Füllungen werden in tiefe Nuten der Rahmhölzer so eingeschoben, daß sie sich beim Zusammentrocknen darin frei bewegen können. Gebräuchliche Verbindungen

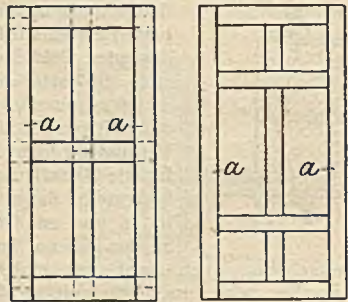


Fig. 163.

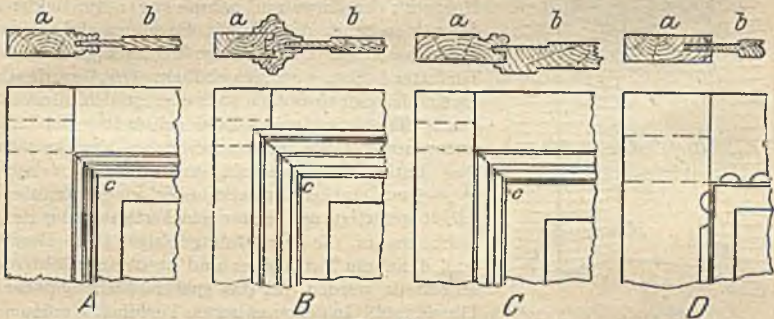


Fig. 164.

zwischen Rahmholz *a* und Füllung *b* zeigt Fig. 164: bei *A* den einfachen Kehlstoß und abgegründete Füllungen, *B* eingeschobener Kehlstoß in der Nut, *C* überschobene Füllungen, namentlich für Haustüren in Gebrauch. Beim Trocknen der Hölzer öffnet sich leicht eine Fuge in der Gehrung der angehobelten Profile bei *c*. Um ein Durchscheinen zu verhüten, schiebe man dort ein Blechplättchen ein. Die Anordnung *D*, bei der keine Profile den Rahmen angehobelt werden, hat den Vorteil, daß solche Fugen in den Ecken nicht auftreten können.

Die Stärke der Rahmhölzer bei inneren Türen ist 3,5—4 cm. Geringste Breite einer Tür 60 cm. Geringste Höhe 1,80 m. Um Möbel durchtragen zu können, ist 0,85 m als Breite das mindeste. Jeder Wohnraum muß also wenigstens einen so breiten Zugang erhalten. Einflügelige Türen höchstens 1,10 m breit. Zweiflügelige Türen unter 1,30 m würden bei gleicher Breite beider Flügel einen unerwünscht engen Durchgang bei Öffnen nur eines Flügels darbieten.



Fig. 165.

Man macht daher die Flügel ungleich breit und ordnet doppelte Schlagleisten an (Fig. 165), um die Symmetrie in der äußeren Erscheinung wiederherzustellen.

Bei inneren Türen ist die Anordnung eines gemauerten Anschlags, wie ihn Fig. 162 zeigt, nicht üblich. Die Öffnung in der Mauer erhält gerade Seitenflächen, die mit Holz ausgekleidet werden (Türfutter). Auf beiden Seiten wird die Öffnung durch die in den Wandflächen liegenden Bekleidungen eingerahmt. Die Türbänder werden stets am Futter angebracht, und daher ist besonders wichtig, dieses so gut und fest mit der Wand zu verbinden, daß auch die heftigen Erschütterungen beim Zuschlagen der Tür die Verbindung nicht lockern können. In Fig. 166 ist die allereinfachste Befestigung gezeichnet. Eine aus starker Bohle (8 cm) hergestellte Zarge *a* (Bohlenzarge) bildet das die Öffnung oben, unten und an den Seiten umschließende Gerüst, das meist an der äußeren Seite für den Eingriff des Mauerwerks etwas ausgehöhlt, auch wohl mit eingeschlagenen oder eingeschraubten Ankern versehen wird, um fester mit der Mauer verbunden zu werden. Die Zarge erhält am besten die Breite der vollen Mauerstärke, einschließlich Putz,

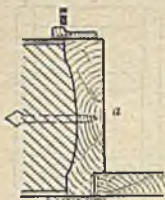


Fig. 166.

wird genau flucht- und lotrecht aufgestellt und dann ummauert. Die Zarge dient dann beim Putzen der Wände zugleich als Lehre. Man trenne den fertigen Putz durch einen feinen Schnitt vom Holzwerk der Zarge und nehme stets die Bekleidung *b* so breit, daß sie die Fuge um einige cm noch überdeckt. Da die Zarge hierbei zugleich das Türfutter bildet, wird sie gehobelt. Die Kernrisse, die sich in solchen Bohlen stets einzustellen pflegen, lassen die Anwendung solcher gehobelter Bohlenfutter nur für die untergeordnetsten Zwecke zu.

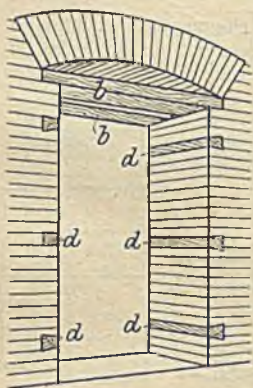


Fig. 167.

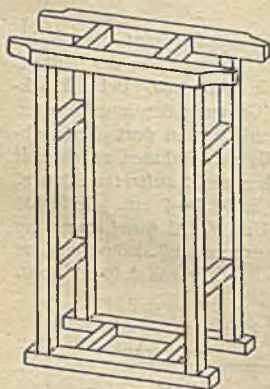


Fig. 168.

Das Futter wird deshalb meist für sich aus $2\frac{1}{2}$ —3 cm starken Brettern oder in gestemmter Arbeit gefertigt und erst nach Fertigstellung des Rohbaues in die Türöffnung eingestellt. Diese muß dann um 8 cm höher und breiter im Rohbau hergestellt werden, als das spätere Lichtmaß der Tür sein soll. In der gemauerten Türöffnung müssen ferner von vornherein die zur Befestigung des Futters nötigen Holzteile mit eingemauert werden. Diese bestehen bei den Türen gewöhnlicher Wohnräume fast immer aus Dübeln, etwas keilförmigen Holzklötzen von der Dicke einer Backsteinschicht und einer Länge gleich der Mauerstärke (ohne Putz) (Fig. 167). Der Nachteil, daß sich die Holzdübel beim Zusammentrocknen leicht lockern, und der auch bei der Wahl guten trocknen Holzes und Tränkung mit Teer nicht ganz behoben wird, hat neuerdings zur Anwendung von Dübelsteinen aus Beton geführt. Sie verbinden sich fester mit dem Mauerwerk und haben an der Vorderfläche einen fest verankerten Holzbelag. Zusammen mit den Dübeln *d* werden Überlagshölzer, Bohlen *b* als Überdeckung der Türöffnung verwendet. Der Raum zwischen ihnen und dem Entlastungsbogen wird erst ausgemauert, nachdem der Rohbau vollendet ist und kein Setzen mehr zu befürchten

ist. Türfutter und Bekleidungen werden an die Dübel und Überlagsbohlen angeschraubt. Sehr viel dauerhafter und für Türen, die viel und stark geworfen werden in Gebrauch, ist die Befestigung des Futters an besonderen

gezimmerten Zargen (Fig. 168). Diese erhalten am besten die Breite der geputzten Wandstärke, werden vor dem Beginn des Mauerns aufgestellt und sorgfältig so eingemauert, daß die zwischen die Hölzer eingreifenden Steine diese scharf und ohne Mörtel berühren. Man achte streng darauf, daß zu den Zargen nur kerniges Kreuzholz genommen werde, und wähle dann geringe Holzstärken, 8 bis höchstens 10 cm, denn es ist wichtig, daß die Bekleidung *b* (Figur 169) die Fuge *f* zwischen Zarge und Putz noch reichlich überdecke. Der Türanschlag an das Futter kann in zweifacher Weise ausgebildet werden, nach Fig. 170 oder 171. Die erstere Anordnung hat den Vorteil, daß man keine Fuge zwischen Tür und Futter erblickt wie bei *a* in Fig. 171. Dies ist aber auch der einzige Vorteil. Ein Nachteil der in Fig. 170 gezeichneten Form ist es, daß man bei einflügeligen Türen kein eingestecktes Schloß, sondern nur das unschöne Kastenschloß verwenden kann. Ferner sind die Fischbänder, die bei solchem Falz verwendet werden müssen, weniger zu empfehlen als die Aufsatzbänder, die beim Anschlag nach Fig. 171 zur Anwendung kommen. Diese lassen sich, da die Schrauben-

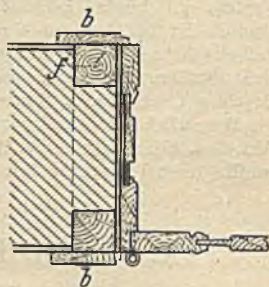


Fig. 169.

köpfe sichtbar bleiben, jederzeit wieder nachziehen, sobald die Tür sich versackt haben sollte. Bei der Bestellung der Türschlösser ist wohl zu beachten, ob die Tür nach rechts oder links sich öffnen soll, auch ist bei den eingesteckten Schlössern zweiflügeliger Türen der Winkel genau anzugeben, den die schräge Fuge zwischen beiden

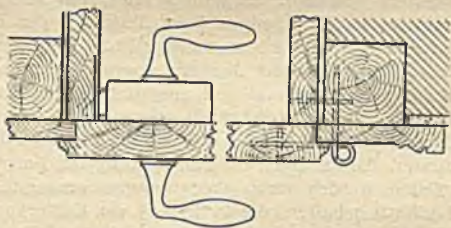


Fig. 170.

Flügeln mit der Tür selbst bildet. Zum Beschlag der zweiflügeligen Türen gehören außer den Bändern und Schlössern noch die Riegel, die den für gewöhnlich nicht zu öffnenden Flügel festhalten sollen. Bei inneren Wohnungstüren werden diese Riegel als „Kantenriegel“ in die schräge Fugenfläche zwischen beiden Flügeln verlegt, bei Außentüren aber besser auf die innere Fläche der

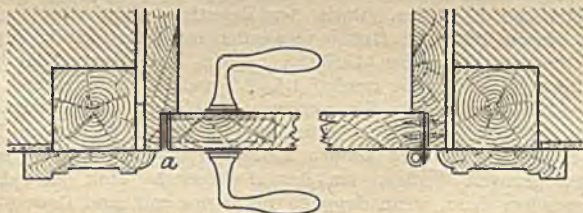


Fig. 171.

Türflügel als Schubriegel aufgelegt; sie gewähren dann mehr Schutz gegen Einbruch. Schiebetüren können entweder vor der Mauer oder in einem Schlitz der Mauer bewegt werden. Letztere Anordnung ist bei Türen zwischen Wohnräumen die üblichere, die andere findet Anwendung bei Außentüren vor Magazinen, Güterschuppen usw. Die Türflügel laufen stets auf einer über ihnen liegenden Schiene, an die sie angehängt werden. Von den zahlreichen Kon-

struktionen empfiehlt sich für Innentüren der Weikumsche Beschlag, bei dem statt der Rollen Kugeln aus Hartgummi oder Stahl je nach der Schwere der Tür benutzt werden. Näheres siehe Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 150. Der Vorteil, daß hierbei keine Zapfenreibung, sondern nur rollende Reibung vorkommt, ist bei den auf Rollen laufenden Türen gleichfalls dadurch erreicht, daß die Achsen der Laufräder in Schlitzfen, die an den Türen angebracht sind, sich abrollen. Siehe über den hierhergehörigen und bewährten Mädlerschen Beschlag Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 160.

Beachtlich sind die vom Façoneisen-Walzwerk E. Mannstaedt & Co. Akt.-Ges. Köln-Kalk in den Handel gebrachten Türzargen aus gewalztem Spezialprofil. (Siehe Deutsche Bauzeitung 1912. Beilage zu Nr. 39).

X. Decken, Fußböden und Wandflächen.

I. Decken.

Die Herstellung geputzter Decken unter Holzbalken erfolgt meist durch Anbringen einer 1,5—2 cm starken Bretterschulung an der Unterseite der Balken und Annageln einer Lage von Mauerrohr als Träger des mit Gips versetzten Kalkmörtelputzes. Die Schalung muß aus schmalen, höchstens 10 cm breiten Brettern bestehen. Breitere Bretter sind in der Mitte aufzuspalten. So kann man starke Bewegungen beim Trocknen der Bretter und das Entstehen von Rissen im Putz am besten vermeiden. Beim Annageln der Schalung müssen die Nägel mit schwacher Neigung gegen die Senkrechte eingetricben werden. Das Rohr, Schilfrohr, muß gut ausgereift, von gelber Farbe und geschält sein. Im Handel wird es meist nach sogenannten „Schock“ verkauft. 1 Schock Rohr enthält 900 Stengel von 1,9 m Länge in zwei Bündeln von etwa 20 cm Durchmesser. Die Stengel, die rechtwinklig zur Faserrichtung der Schalbretter liegen müssen, werden durch übergespannte, ausgeglühte Drähte Nr. 23 oder 24 (1,6 bis 1,3 mm) gehalten, die in 10—15 cm Entfernung voneinander um breitköpfige Nägel geschlungen werden. Materialbedarf für 10 qm Decke: 0,35 Schock Rohr. An Nägeln werden gebraucht: 75, 90 oder 115 Stück, je nachdem die Entfernung der Drähte 15, 13 oder 10 cm beträgt. Unter gleicher Voraussetzung braucht man 0,28, 0,32, 0,42 Ringdraht Nr. 23 oder 0,21, 0,25, 0,35 Ringdraht Nr. 24. Zum Putzmörtel wird Gips zugesetzt. Wenn großer Wert auf völlige Rissefreiheit des Putzes gelegt wird, ordnet man zwei sich rechtwinklig kreuzende Rohrlagen übereinander an. Mörtelbedarf für 10 qm einfach gerohrte Decke: 170 bis 200 l Mörtel und 30 l Gips. Bei doppelter Berohrung: 300 l Mörtel und 40 l Gips. Statt der Befestigung der einzelnen in etwa 5 cm Entfernung liegenden Halme verwendet man jetzt häufig Rohrgewebe, deren Kette aus schwachen Drähten besteht und deren Schußfäden die Halme bilden. Die Gewebe werden 1,5, 2,0 und 2,5 m breit und in Rollen bis 6,0 m Länge geliefert. Sie werden mit Nägeln so befestigt, daß die Enden der Stengel einer Rolle etwa 10—15 cm in die andere Rolle eingreifen. Statt der Schalung können Latten in 16—30 cm Entfernung unter die Balken genagelt werden, um dem Rohrgewebe Halt zu geben. Dies genügt besonders dann, wenn doppelte Berohrung mit zwei Gewebeschichten hergestellt wird.

Als Ersatz für die Berohrung werden in manchen Gegenden schwache Latten, 1 : 2,5 cm stark, in 5 cm Entfernung auf die Latten genagelt. Ferner sind ähnlich den Rohrgeweben Matten aus Draht und schwachen Holzstäbchen in den Handel gebracht. Eine bewährte Konstruktion ist ferner das von Stauß & Ruff in Kottbus hergestellte Drahtziegelgewebe, ein Gewebe von sich kreuzenden Drähten mit aufgepreßten und gebrannten Tonkörperchen an den Kreuzungspunkten.

2. Fußböden.

a) Aus Steinmaterial. Ziegelfußböden werden entweder flachseitig, 6,5 cm stark, oder hochkantig, 12 cm stark, hergestellt. Die Ziegel werden dabei entweder in eine Bettung aus scharfem Sand verlegt und die Fugen dann mit Mörtel vergossen, oder auf einem Mörtellager mit vollen Fugen vermauert. Materialbedarf: Für 1 qm flachseitiges Pflaster 32 Ziegel und 8 oder 18 l Mörtel, je nachdem nur Fugenverguß oder volle Mauerung erfolgt. Für 1 qm hochkantiges Pflaster: 56 Ziegel und 18 oder 32 l Mörtel. Man wähle einen Mörtel, der möglichst gleiche Härte und Abnutzungswiderstände hat wie die Ziegel. Aus verschiedenfarbigen Ziegeln lassen sich geschmackvolle Muster bilden.

Fliesen aus gebranntem Ton oder Zement (Kunststein) verlangen eine massive Unterlage aus Ziegeln oder Beton. Für im Freien herzustellende Fußböden ist Beton unbedingt vorzuziehen, weil er mehr Schutz gegen Abfrieren der Fliesen gewährt. Nur starke Zementfliesen von 5 cm Stärke an können ohne massive Unterlage in Sandbettung verlegt werden. Die Tonfliesen haben meist 2 cm Stärke und quadratische Form von 16,9—14 cm Seitenlänge, so daß 36—50 Stück auf 1 qm gehen. Von besonderer Härte sind die Erzeugnisse der Fabriken von Kaufmann in Niedersiedlitz bei Dresden und von Villeroy & Boch in Mettlach. Das Verlegen der Platten erfolgt unter Verwendung von Mörtel aus Zement und sehr feinem Sand, damit die Fugen auf das allergeringste Maß beschränkt werden.

Zementestrich empfiehlt sich in Innenräumen nur da, wo ein scharfes Austrocknen nicht zu befürchten ist. Er ist vorzüglich geeignet für Waschanstalten, Färbereien und ähnliche Räume, in denen stets Wasser vergossen wird. Auch als Kellerfußboden ist Zementestrich wohl geeignet, sofern Bodenfeuchtigkeit vorhanden ist, die ihn nie völlig austrocknen läßt. In oberen Stockwerken, namentlich in geheizten Räumen und bei völliger Trockenheit, reißt ein Zementfußboden infolge des ganz unvermeidlichen Schwindens stets, abgesehen von Fußböden ganz geringer Größe. Vor der Herstellung von Zementestrichen in größeren Räumen solcher Art ist daher dringend zu warnen. Die Risse sehen schlecht aus, geben Anlaß zu Staub und lassen sich nie gut ausbessern. Soll Zementfußboden im Freien oder auf gewachsenem Boden im Innern von Häusern verlegt werden, so führe man ihn in einzelnen größeren Tafeln aus, die vollständig voneinander getrennt sind. Auf eine 10 cm hohe Schicht eines mageren Betons (1 Zement, 6 Sand, 8 Steine), die zwischen 12 cm hohe, eine Tafel umgrenzende, Bretter eingestampft wird, kommt sofort eine 2 cm hohe Schicht aus Mörtel (1 Zement, 2 Sand), die glatt abgezogen, mit reinem Zement überpudert, leicht geglättet und mit Messingwalze geriffelt wird. Man stelle so die erste, dritte, fünfte Tafel her und stampe die zweite, vierte usw. zwischen die erhärteten Tafeln ein, nachdem man die Stoßfugen vorher mit Lehmwasser bestrichen hat, damit kein Anhaften erfolge. Die Platten, deren größte Ausdehnung etwa 2,0 bis 2,5 m sein darf, können sich dann beim Schwinden zusammenziehen, und man ist sicher, daß sich keine Fugen an anderen Stellen durch Reißen des Zements bilden. Wenn man die einzelnen Platten gleich dicht nebeneinander einstampfen will, lege man 12 cm hohe Streifen aus Dachpappe zur Trennung in die Fugen ein.

Asphaltestrich wird im Innern von Gebäuden auf Ziegel- oder Betonunterlage, im Freien am besten stets auf Beton verlegt. Die Stärke beträgt 1—3,5 cm. Die aus 9 T. Asphaltmastix (in Broten), 1 T. Goudron zusammengekochte und mit feinem Kies je nach Bedarf versetzte Masse wird heiß auf die Unterlage zwischen eiserne Lineale von bestimmter Dicke ausgegossen, mit feinem Sand überstäubt und geglättet. Für Estriche, die wasserdichten Abschluß nach unten bilden sollen, läßt man die Lineale besser fort, weil bei den Anschlüssen leicht Fugenbildung eintritt. Hoher Kieszusatz und wenig Goudron

macht die Masse hart, widerstandsfähiger gegen Sonnenbrand, aber bei kalter Temperatur spröde und zum Springen geneigt. Umgekehrt ist gegen die Einflüsse des Frostes vermehrter Goudronzusatz zu empfehlen. Danach hat der Asphaltarbeiter die Mischung von Fall zu Fall einzurichten. Zusätze von Steinkohlenteer statt des Goudrons sind als minderwertige Fälschungen zu verbieten.

b) Holzfußböden. Von größter Wichtigkeit ist die Beschaffung guten Holzmaterials. Für Dielenfußboden ist nur kerniges Holz, am besten das der Kiefer, zu verwenden. Astreinheit ist zwar erwünscht und wird oft verlangt, ist aber schwer zu erreichen, wenn nur Kernholz zugelassen werden soll. Man nehme deshalb lieber gesunde, festgewachsene Äste mit in den Kauf, sonst läuft man Gefahr, splinthaltiges Holz zu bekommen. Die Dielen müssen sorgfältig getrocknet sein. Man bringe sie bei trockenem Wetter in den Neubau, und erst dann, wenn in diesem nicht mehr gemauert und Feuchtigkeit entwickelt wird, also nach dem Putzen der Wände und Decken. Die Dielen werden auf die zuvor genau wagrecht ausgeglichenen, unter Umständen aufgefütterten Balken mit Nägeln, die dreimal so lang sein müssen als die Dielenstärke, aufgenagelt. Zu unterscheiden sind: rauhe Fußböden, gehobelte Dielenfußböden, Bandparkett und eigentliches Parkett.

Rauher Fußboden, nur für untergeordnete Zwecke in Anwendung, besteht aus 20—25 cm breiten, ungehobelten Dielen, die am besten gespundet werden, so daß die auf eine Diele ausgeübte Last durch die Spundung zugleich auf die benachbarten Dielen mit übertragen wird. Ein wesentlicher Vorteil der Spundung besteht in der Dichtmachung der Fugen gegen ein zu reichliches Eindringen von Scheuerwasser in die Zwischenfüllung der Balkendecken.

Gehobelter Dielenfußboden. Da selbst die sorgfältigst getrockneten Bretter in geheizten Räumen noch weiter trocknen, schwinden und Fugen zwischen sich entstehen lassen, empfiehlt es sich, die Dielenbreite zu beschränken, am besten nicht über 15 cm zu nehmen. Die 3—3½ cm stark zu wählenden Bretter müssen gespundet und mit der Kernseite nach unten verlegt werden. Vor dem Aufnageln müssen sie mit Keilen scharf aneinander getrieben und in den Fugen



Fig. 172.

gedichtet werden. Schmale Bretter mit sogenannter ungleichseitiger Spundung können verdeckt genagelt werden (Fig. 172), so daß man am fertigen Fußboden

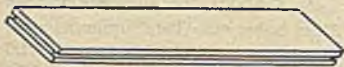


Fig. 173.

breiten Brettern, namentlich manche Nachteile. Es werden

je zwei breite Bretter durch Leimung (Käsekit) zu einer doppelt so breiten Tafel verbunden. Diese Tafeln werden ohne Spundung, nur glatt besäumt, nebeneinander genagelt, werfen sich mehr und leichter als die schmalen aufgetrennten Dielen und bilden beim Schwinden weit klaffende Fugen. Zwar werden diese dann später nach Bedarf ausgespänt, durch eingetriebene schwache Leistchen (Späne) geschlossen, lassen aber bis dahin das Scheuerwasser ungehindert in den Zwischenboden eintreten, wodurch das Entstehen von Schwamm begünstigt wird.



Fig. 174.

Das sogenannte Bandparkett, Stabfußboden, besteht aus einzelnen von der Maschine in genau gleichen Abmessungen sauber bearbeiteten

„Stäben“, meist 1,0 m lang, 10 cm breit, $2\frac{1}{2}$ cm stark. Diese Stäbe (Fig. 173) erhalten ringsumher eine Nut und werden gewöhnlich in Fischgrätenmuster nach Fig. 174 verlegt, und zwar auf einem Blindboden aus $2\frac{1}{2}$ —3 cm starken rauhen und mit schwachen Fugen verlegten Brettern. Jeder Stab muß auf dem an sich nicht genügend ebenen Blindboden durch kleine Keile unterstüzt und in genau wagerechte Lage gebracht werden. Die Nagelung erfolgt verdeckt durch jene Keile hindurch, um sie in ihrer Lage zu erhalten. Sodann werden Holzfedern in die Nuten eingetrieben und der nächstbenachbarte Stab angeschoben.

In ähnlicher Weise, durch Feder und Nut verbunden, werden die Parketttafeln verlegt und verdeckt genagelt. Sie sind entweder massiv aus Eichenholz gearbeitet oder nur mit edlen Hölzern furnierte Platten von Kiefernholz. Sowohl die Parketttafeln wie die vorhin gedachten Fußbodenstäbe werden sorgfältig künstlich getrocknet, müssen vorsichtig bei trockenem Wetter in den Bau gebracht und verlegt werden. Sie sind vor Nässe zu schützen, weil sie sich sonst stark dehnen und aufbäumen würden. Man tränkt die Hölzer deshalb mit Wachs, reinigt die Fußböden trocken und erneuert den Wachsüberzug durch wiederholtes Bohnern.

Eine besondere Anwendung von Blindboden bildet die Herstellung der Ofenausbohlung (Fig. 175). Es empfiehlt sich nicht, Kachelöfen auf die fertige Dielung zu setzen.

Eine Ausbesserung des Fußbodens würde unter Umständen den Abbruch des Ofens erfordern. Das unvermeidliche Schwanken und Federn der Dielen läßt den Ofen erzittern usw. Man legt deshalb einen Blindboden aus $3\frac{1}{2}$ bis $4\frac{1}{2}$ cm starken Bohlen zwischen die Balken in entsprechende Falze *f* in solchem Umfange ein, daß der

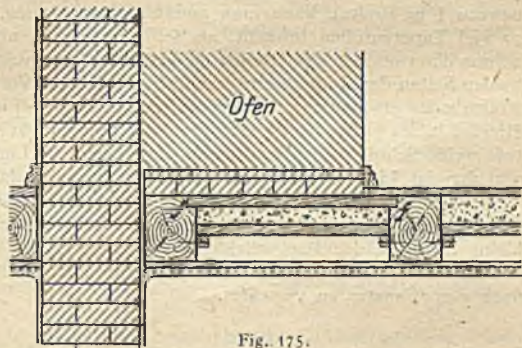


Fig. 175.

Ofen überall unterstüzt ist. Auf diese Bohlung kommen dann die den Ofen isolierenden Backstein- und Dachsteinschichten und darauf der Kachelofen. Die Dielung wird erst aufgenagelt, wenn der Ofen steht und kein Schmutz und keine Nässe durch die Ofenarbeiten mehr zu befürchten steht.

Linoleum, eine aus Korkpulver und Leinölfirnis bestehende, auf Jutegewebe 2—3 mm stark aufgewalzte Masse, wird neuerdings mit bestem Erfolge als Fußbodenbelag verwendet. Auf massiver Unterlage erfolgt die Befestigung durch Aufkleben mit Kleister aus Roggenmehl und Terpentinzusatz. Gewöhnlich wird über der massiven Decke (Beton) noch ein 2—3 cm starker Estrich aus scharf gebranntem Gips mit Korkbrocken hergestellt, um eine beim Begehen angenehme weiche Unterlage und eine größere Schalldichtheit der Decke zu erzielen. Wenn Linoleum auf Holz befestigt werden soll, wird zuerst dünne Rollenpappe untergelegt und das Linoleum mit kleinen Stiftchen aufgenagelt. Es ist davor zu warnen, Linoleum auf neue Dielenfußböden zu legen. Es verhindert das Austrocknen des Holzes und befördert dadurch die Entwicklung etwa im Holze vorhandener Krankheitskeime.

3. Wände.

Die gewöhnliche Ausstattung der Wandflächen durch Putz ist schon oben in Teil 2 besprochen. Über die Ausschmückung mittels Anstrichen handelt der nächste Teil. Hier sei nur über die Tapezierung der Wände das Nötigste mit-

geteilt. Die Tapeten werden in der Regel in 47 cm breiten und 8 m langen Rollen geliefert. Bei den billigsten Sorten enthält das Papier so viel Holzstoff, daß es bald gelb und unansehnlich wird. Um die Farbechtheit und Güte des Papiers zu prüfen, bestelle man sich bei Neubauten schon längere Zeit ($\frac{1}{2}$ Jahr) vor dem eigentlichen Bedarf Proben, von denen 1 Stück unter dunklem Verschuß gehalten, 1 Stück dem Sonnenlicht ausgesetzt wird. Nach Ablauf der Probezeit nehme man nur solche Tapeten, von denen die beiden Probestücke keine wesentlichen Unterschiede zeigen.

Bei geringen Räumen werden die Putzflächen vor dem Tapezieren nur mit Leim- oder Seifenwasser gestrichen, dem vorteilhaft etwas Alaun oder Borsäure zugesetzt wird, um die farbenschädlichen Wirkungen des Ätzkalks im Putz zu mindern. Das Haften der Tapeten, die mit Kleister aufgeklebt werden, ist um so besser, je dünner das Papier. Für stärkere bessere Tapeten beklebt man deshalb die Putzflächen (deren Rauigkeit dann durch Abschleifen mit einem Sandstein beseitigt wird) mit Makulatur. Das Ankleben oder Annageln von Bandstreifen am unteren und oberen Rand der zu tapezierenden Fläche erhöht die Haltbarkeit der Tapezierung, wird aber nur bei teuren Tapeten angewandt. Da in den Zimmern durch die vorhandenen Türöffnungen an Tapete gespart wird, und aus einer Rolle meist 2 Bahnen gewonnen werden (2×47 cm, oder nahezu 1 m Breite), kann man annähernd annehmen, daß man für 1 Zimmer so viel Tapetenrollen braucht, als sein Umfang in m gemessen beträgt. Man nehme dann noch 2 bis 3 Rollen mehr für Ausbesserungen. Die Tapeten, die auf beiden Seiten der Rollenbreite einen $1\frac{1}{8}$ cm breiten Vorstoßstreifen haben (ganze Rollenbreite also 50 cm), werden einseitig beschnitten und übereinander geklebt. Hierbei bildet entweder der Schatten des übergeklebten Teils oder die beleuchtete weiße Schnittfläche des Papiers eine merkliche Linie, je nach der Richtung, von der das Licht kommt. Als Regel beachte man daher folgendes: Bei hellen Tapeten, wo die weiße Linie weniger störend ist, beginne man an der Fensterwand und schreite vom Fenster aus fort. Bei dunklen Tapeten, bei denen der kleine Schatten der Papierdicke weniger auffällt als ein weißer Papierschnitt, beginne man an der vom Fenster entfernten Ecke des Zimmers und schreite nach dem Fenster zu vorwärts.

XI. Anstreicherarbeiten.

Für alle Anstriche gilt als allgemeine Regel, daß sie um so besser und haltbarer werden, je dünner der Farbauftrag mit dem Pinsel erfolgt. Starker Farbauftrag ist durch wiederholte dünne Anstriche zu erzielen, von denen ein jeder für sich trocknen muß. Die Pinselführung erfolge so, daß bei Holz die Pinselstriche der letzten Farbschicht mit den Fasern gleichlaufen. Beim Anstrich von Decken ist die Richtung der letzten Pinselstriche nach dem Fenster hin zu richten. Die Verwendung von Giftfarben ist durch Reichsgesetz vom Jahre 1887 verboten.

a) Anstriche auf Putz. 1. Kalkfarbe. Die Putzflächen werden zunächst geschlänmt, d. h. mit einer dünnen wässrigen Lösung von Ätzkalk (Kalkmilch) gestrichen. Dadurch werden zugleich die kleinen Unebenheiten und Poren ausgefüllt. Nach dem Trocknen erfolgt eine Grundierung mit Seifensiederlauge, der etwas Alaun oder Borsäure zugesetzt wird, um die farbenzerstörende Ätzwirkung des Kalkes aufzuheben. Der Farbansatz selbst besteht aus Kalkmilch mit Farbzusatz. Nur Erdfarben, also Kreide, Kienruß, Bolus, Ocker, Caput mortuum, grüne Erde, Frankfurter Schwarz usw., sind zulässig. Pflanzenfarbstoffe und Anilinfarben würden vom Kalk zerstört werden. Der nicht sehr haltbare Kalkfarbenanstrich wird dauerhafter durch einen Zusatz von Milch (Bildung von Kalkalbuminat). Sehr dauerhaft ist ein Kalkanstrich mit Zusatz von Blutserum. Rinderblut in flachen Gefäßen, 2—3 Tage lang stehend, zersetzt sich.

Das oben schwimmende Blutwasser wird mit feingesiebttem Pulver von gebranntem Kalk zu einem zähen Schleim vermischt, der als Anstrichmasse von grünlichem Farbton verwendet wird. Zu beachten ist, daß die Kalkfarbe auf Bleiröhren schädlich einwirkt und sie zerfrißt. Solange auf dem Putz noch feuchte Stellen sich befinden, darf nicht gestrichen werden. Auf den feuchten Stellen trocknet die Farbe dunkler auf, und die Stellen bleiben stets sichtbar. Dagegen erhält man den allerfestesten Anstrich, wenn er auf eine völlig frische, noch feuchte Putzfläche, etwa 1 Tag nach ihrer Herstellung (al fresco), aufgebracht wird. Die Kalkfarbe erhärtet dann zusammen mit dem Putzmörtel und wird emailleartig fest und glänzend.

2. Leimfarbe. Die Putzflächen werden geseift. Ein Schlämmen mit Kalkmilch ist nicht unbedingt erforderlich. Die Leimfarbe kann nur auf solchen Wänden verwendet werden, die nicht der Feuchtigkeit ausgesetzt sind, also nicht auf Außenwänden im Freien. Sie besteht aus Schlämmkreide, die mit Leimwasser angerührt wird und die Farbzusätze erhält. Nur bei Verwendung von Ultramarin ist statt des Leims Stärkekleister zu nehmen. Die Putzflächen müssen durchaus trocken sein; auf feuchten Stellen bleibt die Farbe dunkler.

3. Kaseinfarbe. 1 T. gut gelöschter abgelagerter Kalk mit 5 T. weißem Käse (Quark) innig verrieben bilden das Bindemittel der Farbe. Es dürfen nur reine Metalloxyde oder Erdfarben benutzt werden. Nicht verwendbar sind: Bleiweiß, Zinnober, Berlinerblau und die Anilinfarben. Die Putzflächen sind vor dem Anstrich anzunässen. Die Farbe muß täglich frisch bereitet, die Pinsel täglich gereinigt werden.

4. Wasserglasanstriche sind auf äußeren Putzflächen, namentlich auf Zementputz gut haltbar. Der Putzmörtel muß gut abgebunden und erhärtet sein. Alle Unreinigkeiten, wie Fett, Harz, Rost, sind sorgfältig fernzubalten. Das teure Kaliwasserglas ist dem Natronwasserglas vorzuziehen, weil bei diesem leicht Ausblühungen entstehen. Zunächst grundiert man mit einer Mischung von 33gradigem Wasserglas und dem dreifachen Gewicht weichen Wassers. Die beiden folgenden, mit Farbzusatz versehenen Anstriche bestehen aus Wasserglas mit einem Wasserzusatz gleich dem doppelten Gewicht des Wasserglases. Auch hier dürfen nur Erdfarben oder reine Metalloxyde benutzt werden.

5. Ölfarbenanstrich. Die Ölfarbe besteht aus einem Gemenge von Leinölfirnis und Farbstoff. Letzterer ist meistens zu 65% Bleiweiß, das den Körper der Farbe bildet und mit dem Firnis eine feste Verbindung eingeht, und 35% Farbe. Die Erhärtung des Ölfirnisses erfolgt durch Verharzung infolge von Sauerstoffaufnahme. Für dunkle Farben dient feingemahlener Graphit statt des Bleiweißes als Grundkörper. Die mit Ölfarbe zu streichenden Putzflächen werden nicht geschlänmt, sondern ein- bis zweimal mit Leinölfirnis getränkt. Ein Erhitzen des Leinöls ist von wesentlichem Vorteil, unterbleibt aber meist der höheren Kosten wegen, da heißes Öl in größerer Menge in die Poren des Putzes eindringt. Darauf folgen zwei oder drei Ölfarbenanstriche, so daß einschließlich Grundierung vier Anstriche gegeben werden. Zum ersten Farbenanstrich darf etwas Schlämmkreide hinzugenommen werden, um dem Anstrich mehr Körper zu geben, im letzten Anstrich aber nicht.

Auf frischem Zementputz hält kein Ölfarbenanstrich. Man lasse 1—2 Jahre verstreichen, bis der im Zement vorhandene Ätzkalk durch die Kohlensäure der Luft vollständig in kohlen-sauren Kalk verwandelt ist. Auch dann ist die Zementfläche noch wiederholt mit reinem Wasser abzuwaschen oder mit schwacher Schwefelsäurelösung $\frac{1}{2}$ —1% zu tränken.

b) Anstriche auf Holz. 1. Ölfarbenanstrich. Vor dem Anstreichen sind die Holzflächen durch Verkitten von Fugen (Ölkitt aus Firnis und Kreide), sowie durch einen Schellacküberzug auf harzigen Stellen und Ästen vorzubereiten. Sodann erfolgt eine Tränkung mit Leinöl, das womöglich heiß aufzutragen ist. Das Öl muß im Wasserbade erwärmt werden, über freiem Feuer wird es so heiß

{Siedepunkt 250—300°), daß die Pinselborsten verbrennen. Die Ölfarbenanstriche enthalten wieder etwa 65% Bleiweiß. Da dieses beim Auftreten schwefliger Gase braun und schwarz wird, muß für rein weiße Anstriche in solchen Fällen, z. B. in Laboratorien, Zinkweiß, das freilich weniger gut deckt, genommen werden. Um die Anstriche glänzender und haltbarer zu machen, erfolgt ein letzter Überzug mit Lack, und zwar Kopallack auf farbigen, Dammarlack auf weißen Anstrichen. Soll die natürliche Maserung des Holzes sichtbar bleiben, so werden auf die mit Firnis grundierten Flächen nur durchsichtige Lackanstriche gegeben.

2. Anstriche auf rauhem Holz. Zur besseren Erhaltung rauher, nicht gehobelter Hölzer, die der Witterung ausgesetzt sind, dient der Schwedische Anstrich aus Heringslake, Schlämmkreide, Roggenmehlekleister und etwas Ocker, ferner der Finnische Anstrich aus Tran, Kolophonium, Roggenmehlekleister und Zinkvitriol. 2 kg Zinkvitriol in 45 l heißem Wasser gelöst, wird dem aus 5 kg Roggenmehl und 15 l kaltem Wasser bereiteten Kleister zugesetzt, sodann die Lösung von 1,5 kg Kolophonium in 10 kg heißem Tran und beliebige Erdfarben beigemischt. Zu empfehlen ist endlich ein Anstrich aus reinem Holzteer, der dem Holze eine schöne rotbraune Farbe gibt. Anstriche mit Steinkohlenteer sind unansehnlich und werden meist auf einzugrabende Teile von Pfählen zum Schutz gegen Erdfeuchtigkeit aufgebracht.

3. Als Schutz des Holzes gegen Feuer leistet ein Anstrich von Wasserglas, siehe vorstehend unter a) 4, mit Zusatz von Schwespatmehl insofern gute Dienste, als er die leichte Entflammbarkeit des Holzes vermindert. Der Anstrich ist 2 bis 3mal deckend aufzutragen.

Weiteres hierüber siehe S. 378.

c) Anstriche auf Eisen. 1. Ölfarbenanstrich. Ein guter, das Eisen vor Rost schützender Anstrich ist nur zu erzielen, wenn die Oberfläche des Eisens von Rost befreit ist. Man entfernt ihn mittels Drahtbürsten oder durch Eintauchen der Eisen in ein schwaches Säurebad und sofortiges Abspülen der Säure mit Kalkwasser. Auf polierten Metallflächen haftet der Anstrich nicht. Als Grundierung dient Blei- oder Eisenmennige. Vielfach, namentlich bei Staatsbauten, wird ein Anstrich mit klarem Leinöl vorgeschrieben, der auf das frisch gereinigte Eisen noch vor dem Mennigeanstrich aufgebracht wird, das Eisen beim Transport gegen Rosten schützen soll und bei seiner Durchsichtigkeit alle etwaigen Fehler im Eisen noch klar erkennen läßt. Für die späteren Ölfarbenanstriche bildet, zumal bei dunklen Farbtönen, Graphitpulver den Hauptzusatz zum Firnis.

2. Anderweite Anstriche. Für rohe Eisenwaren, Anker u. dgl. ist ein Asphaltanstrich ein vorzügliches Schutzmittel, wenn er auf das heiße Eisen aufgetragen wird. Er brennt dann ein und bildet eine sehr fest sitzende Schutzdecke. Von den zahlreichen Anstrichmassen, die in neuerer Zeit zum Schutz des Eisens angepriesen werden, seien erwähnt: Rathjens Patentfarbe, die Bessemerfarben und die Schuppenpanzerfarben. Die Zusammensetzung ist Fabrikationsgeheimnis. Ein Nachteil ist der hohe Preis, wenn man berücksichtigt, daß diese Anstriche vor gut ausgeführten Ölfarbenanstrichen auf Mennigegrundierung nicht wesentliche Vorzüge aufweisen (siehe Abschnitt Baustoffe).

Konstruktionselemente des Eisenhochbaues.

Bearbeitet von

Geheimen Hofrat Professor Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden.

I. Belastungen und zulässige Beanspruchungen.

(Zum Teil auf Grund der preußischen Ministerialbestimmungen vom 31. Januar 1910¹⁾).

A. Eigengewichte.

Eigengewichte von Zwischendecken.

1. Balkenlage mit 3,5 cm starkem Fußboden	70 kg/qm
2. Holzbalkendecken mit gestrecktem Windelboden darüber	230 „
3. Desgl. mit halbem Windelboden	210 „
4. Desgl. unten mit 2 cm starker Schalung, gerohrt und geputzt	250 „
5. Desgl. mit ganzem Windelboden, oben mit 3,5 cm starkem Fußboden	360 „
6. Gewölbte Decke, preußische Kappe aus Hintermauerungssteinen, bis 2,0 m Spannweite, $\frac{1}{9}$ Stein stark mit Koksasche hinterfüllt, mit Lagerhölzern usw., Dielung von 3,5 cm Stärke und Deckenputz ²⁾	340 „
7. Desgl. bis zu 2,5 m Spannweite	370 „
8. „ wie Nr. 6 aus Lochsteinen	290 „
9. „ „ „ 7 „ „ „	320 „
10. „ „ „ 6 „ Schwemmsteinen	250 „
11. „ „ „ 7 „ „ „	280 „
12. Gewölbte Decke in Zementkiesbeton bis 1,5 m Spannweite, sonst wie Nr. 6	320 „
13. Ebene Eisenbetondecke (Bauart Monier u. dgl.), bei Abgleichung mit Koksasche und Holzfußboden	290 „
14. Desgl. eingespannt mit Voutenanschluß (Koenens Voutenplatte u. dgl.), mit Sandüberfüllung, Estrich, Linoleum	430 „
15. Ebene Decke mit Eiseneinlagen (Bauart Klein u. ähnl.) aus Schwemmsteinen, sonst wie Nr. 6	250 „
16. Desgl. aus porigen Hohlsteinen	230 „
17. Desgl. aus Hartbrandsteinen ($\frac{1}{2}$ Stein stark), mit Überfüllung aus Magerbeton und Fliesenbelag	540 „
18. Ebene Decke aus Hohlziegeln (einander stützenden Ziegelreihen) ohne Eisen, 10 cm stark, sonst wie Nr. 6	220 „

¹⁾ Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und die Beanspruchungen der Baustoffe und Berechnungsgrundlagen für die statische Untersuchung von Hochbauten vom 31. Jan. 1910. Berlin 1910. Verlag von Ernst & Sohn. Amtliche Ausgabe.

²⁾ Bei Ausfüllung bis zur Oberkante der Lagerhölzer mit Koksasche wachsen die Gewichte um 65 kg/qm; wird an Stelle von Asche Sand verwendet, beträgt die Gewichtsvermehrung i. M. 70 bzw. bei Ausfüllung bis zur Lagerholoberkante 190 kg.

Eigengewichte von Dächern, für je 1 qm Dachfläche¹⁾.

1. Ziegeldach, einfaches, aus Bieberschwänzen, einschl. Lattung und Sparren ²⁾	75 kg/qm
2. Desgl. Doppeldach	95 „
3. Desgl. Kronendach	105 „
4. Pfannendach auf Lattung, einschl. dieser und der Sparren bei kleinen (holländischen) Pfannen	80 „
5. Desgl. wie Nr. 4, mit großen Pfannen	85 „
6. Falzriegeldach, wie Nr. 1	65 „
7. Mönch- und Nonnendach, wie Nr. 1	100 „
8. Englisches Schieferdach auf Lattung, wie Nr. 1	45 „
9. Desgl. auf Schalung	55 „
10. Deutsches Schieferdach auf Schalung und Pappunterlage einschließlich dieser je nach Steingröße	60—65 „
11. Zinkdach, einschl. Schalung und Sparren	40 „
12. Desgl. Kupferdach	40 „
13. Wellblechdach aus verzinktem Eisenwellblech auf Winkleisen	25 „
14. Desgl. aus Zinkwellblech mit Schalung und Sparren, einschl. dieser	40 „
15. Teerpappdach, sonst wie vorstehend	35 „
16. Doppelpappdach, desgl.	55 „
17. Holzzementdach, einschl. 7 cm starker Kiesschicht	180 „
18. Leinwanddach (Weber-Falkenberg u. ähnl. Mater.) auf Schalung und Sparren, einschl. dieser	35 „
19. Glasdach auf Sprosseneisen, einschl. dieser bei einer Glasstärke von 4 mm	22 „
„ 5 „ Rohglas	25 „
„ Drahtglas	30 „
„ 6 „ Rohglas	30 „
„ Drahtglas	35 „
Für jedes mm Mehrstärke des Glases bei	
„ Rohglas	3 „
„ Drahtglas	5 „
20. Glasdach, gewölbt, aus Falconier-Steinen	65 „

Über die heut weit verbreitete und mit bestem Erfolge angewendeten eisenbewehrten Bimsbeton-Kassettenplatten (Friedr. Remy Nachf., Neumünd a. Rh.), mögen die nachstehenden Mitteilungen Auskunft geben: Die eisenbewehrten Bimsbetonplatten werden verwendet als Kassettenplatten, Stegplatten und als Kassettenplatten mit längsdurchlaufenden Hohlräumen. Alle Arten finden Anwendung in Längen von 1,5 bis 2,60 m und in Stärken von 6,5 bis 10 cm. Die Gewichte der ersten Art können zu ($\delta - 15$) kg für

¹⁾ Über die üblichen Dachneigungen vgl. die nachfolgende Tabelle:

Nr.	Art der Dachdeckung	Dachneigung = tg α	α in °
1	Einfaches Ziegeldach	1 : 1 — 1 : 1,5	45—33 ³ / ₄
2	Doppel- oder Kronenziegeldach	1 : 1,5—1 : 2,5	33 ³ / ₄ —21 ³ / ₄
3	Gewöhnliches Schieferdach	1 : 1,5—1 : 2	33 ³ / ₄ —26 ¹ / ₂
4	Schiefer auf Winkleisen	1 : 1,5—1 : 2,5	33 ³ / ₄ —21 ³ / ₄
5	Pappdach	1 : 5 — 1 : 10	11 ¹ / ₄ —5 ² / ₄
6	Holzzementdach	1 : 10—1 : 12,5	5 ² / ₄ —4 ¹ / ₂
7	Zink- oder Eisenblechdach auf Holzschalung	1 : 5 — 1 : 7,5	11 ¹ / ₄ —7 ¹ / ₂
8	Ebenes Zinkblech auf Schalung und Profileisen	1 : 5 — 1 : 7,5	11 ¹ / ₄ —7 ¹ / ₂
9	Ebenes Eisenblech auf Winkleisen	1 : 3 — 1 : 5	18 ¹ / ₂ —11 ¹ / ₄
10	Eisenwellblech auf Winkleisen	1 : 1,5—1 : 3	33 ³ / ₄ —18 ¹ / ₂
11	Zinkwellblech auf Winkleisen	1 : 1,5—1 : 3	33 ³ / ₄ —18 ¹ / ₂
12	Glas auf Sprosseneisen	1 : 1 — 1 : 3	45 — 18 ¹ / ₂

²⁾ Werden die Dächer böhmisch, also in voller Mörtelbettung gedeckt, so erhöht sich das Gewicht um 10—25 kg/qm.

Bei an Ort und Stelle hergestellten Eindeckungen in Bimsbeton mit Eiseneinlagen beträgt das Gewicht für 1 qm Decke bei 60 mm mittlerer Stärke 80 kg, mit doppelter Papplage einschließlich deren Teerung 115 kg/qm, die Tragfähigkeit (nach Probelastungen mit dem System der vereinigten Masch.-Fabr. Augsburg und Maschin. Ges. Nürnberg A.-G.) bei 2,5 m Spannweite bis zu rund 7000 kg/qm, die gesamte Bruchlast bei 4 m Spannweite und 140 mm Scheitelstärke 8000 kg/qm, bei 6 m Spannweite und 200 mm Scheitelstärke 13 000 kg/qm¹⁾.

Die Eigengewichte einfacher eiserner Balkendächer können zu 15—20 kg/qm überdeckter Fläche gerechnet werden, vorausgesetzt die Innehaltung der nacherwähnten, zulässigen Spannungen für das Eisen. Für größere Bogendächer, wie sie bei Bahnhofshallen Anwendung finden, empfiehlt sich die nachfolgende Zusammenstellung ²⁾.

Zusammenstellung der Eigengewichte größerer Bahnhofshallen.

		a)				b)			
Spannweite		25—40 m		55 m 60 m		Spannweite		25—40 m 55 m 60 m	
Eindeckung in flachem, verz. Wellblech	Gewicht der Dachdeckung kg	13 15		15 15		Eindeckung in Glas	Gewicht der Dachdeckung kg	35 40 45 45	
	Pfetten-Gewicht kg	10 15		18 20			Pfetten-Gewicht kg	10 12 15 15	
	Wind-Verband kg	1 1		2 2			Wind-Verband kg	1 1 2 2	
	Binder-Gewicht kg	16 25		40 38			Binder-Gewicht kg	16 22 34 43	
	Summa kg	40 56		75 85			Summa kg	62 75 96 105	
		für 1 qm schräger Druckfläche				für 1 qm schräger Daoffläche			

1) Über Bimsbeton vgl. namentlich die Ausführungen im Berichte über die XV. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) 1912. S. 74—83.

Hier wurden 4 Gruppen von Mischungen untersucht. I. Bimssand und Bimskies, II. Quarzsand und Bimskies. III. Bimssand und Quarzkies. IV. Bimssand und Quarzsand und zwar in Mischungen 1 : 5, 1 : 4, und 1 : 3. Die erzielten Raumgewichte (*r*) und Druckfestigkeiten (*h_d*) (Normalwürfelprobe) sind aus der nachfolgenden Zusammenstellung zu entnehmen:

	<i>r</i>	<i>h_d</i> in kg/qcm nach 28 Tagen		
Gruppe I	<i>c</i> 1,34—1,45	1 : 5	1 : 4	1 : 3 Mischung
	<i>t</i> 1,1—1,3	50—90		
II	<i>c</i> 1,7—1,75	98	115	140
	<i>t</i> 1,45—1,60			
III	<i>c</i> 2,0—2,2	122	173	220
	<i>c</i> 1,9—2,0			
IV	<i>c</i> 1,9—2,0	75	105	156
	<i>t</i> 1,7—1,85			

c = erdfeucht
t = künstlich getrocknet.

Infolge seiner geringen Festigkeit kann Mischung I nur als Füllmaterial Verwendung finden, auch haben Rostversuche ergeben, daß hier das eingebettete Eisen nur alsdann gegen Verrosten geschützt ist, wenn die Eisen sorgfältig mit Zementmilch angeschlämmt sind und ehe letztere abgedunsten hat, einbetoniert werden. Gruppe II stellt das Material dar, das häufig zu Dachdeckungen verwendet wird. Das hier ermittelte Raumgewicht ist erheblich höher als das in den ministeriellen Vorschriften für den Hochbau in Preußen mit 900—1100 kg/cbm angegebene. Gruppe III läßt hohe Gewichte, mit verhältnismäßig geringer Festigkeit vereint, erkennen, und dürfte gegenüber einem gewöhnlichen Kiesbeton keinen Vorteil besitzen; in ähnlicher Weise hat auch Gruppe IV für die Praxis keine Bedeutung.

2) Zur Vergleichung wurden herangezogen: Die Bahnhofshallen der Berliner Stadtbahn, desgl. zu Frankfurt a. M., Köln a. Rh., Bremen und Dresden (Hauptbahnhof). Daß die Eigengewichte der Binder unter der leichteren Wellblecheindeckung größer als unter der schweren

Das Gewicht der großen Bahnhofshalle zu Hamburg beträgt für die mittlere, 73,0 m weit gespannte Halle ausschließlich der Wellblechdeckung 135 kg für 1 qm Grundrißfläche; hiervon entfallen 62 kg/qm auf das Gewicht des normalen Binders.

B. Nutzlasten.

a) Von Zwischendecken.

1. Nutzlast für Wohngebäude und kleinere Geschäftshäuser einschl. Menschenbelastung¹⁾ 250 kg/qm
2. Desgl. in größeren Geschäftshäusern, Versammlungssälen, Unterrichts- räumen, Turnhallen, Fabriken 500 „
3. Desgl. für Decken unter Durchfahrten u. dgl. (wenn nicht größere Raddrücke zu berücksichtigen sind) 800 „
4. Desgl. auf Treppen 500 „
5. In Lagerräumen richtet sich die Nutzlast nach dem Eigengewichte der Lagerstoffe und der anzunehmenden Höhe der Lagerung im Einzelfalle; hierbei kann von der nachfolgenden Zusammenstellung Gebrauch gemacht werden:

Bei 1 m Schichthöhe belasten 1 qm:

Weizen mit 760 kg	Lein, Rübsaat mit 680 kg
Roggen „ 680 „	Rüben mit 570—650 „
Gerste „ 640 „	Fleischkonserven mit 480 „
Hafer „ 430 „	Papier „ 1100 „
Erbsen „ 850 „	Bücher „ 800 „
Mehl „ 700 „	Heu oder Stroh „ 100 „
Hirse „ 850 „	Hartholz (geschicht t) 400 „
Zucker „ 750 „	Steinkohlen „ 900 „
Kartoffeln „ 700 „	Braunkohlen „ 700 „
Äpfel „ 300 „	Koks „ 450 „
Birnen, Pflaumen „ 350 „	Torf „ 600 „
Gras, Klee „ 350 „	Steinsalz (gemahlen) 1000 „
Malz „ 550 „	Zement mit 1350—2000 „
Grieß „ 650 „	

Aktenschränke, Büchergestelle mit Büchern, Bibliotheken, Archive sind mit 500 kg/cbm des wirklichen Belastungsraums in Rechnung zu stellen.

Werden die oben genannten Stoffe in Säcken verpackt gelagert, so sind nur 4/5 der angegebenen Gewichte in Rechnung zu stellen.

Soweit die Gänge hierbei nur dem inneren Dienstbetrieb dienen, genügt für sie eine Belastungsannahme von 150 kg/qm.

b) Von Dächern.

1. In der Mitte der einzelnen Dachteile, Sparren, Sprossen, Pfetten usw., ist eine Nutzlast von 75 kg für einzelne, das Dach betretende Personen (Wiederherstellungs- und Reinigungsarbeiten) anzunehmen.

2. Schneelast. Diese ist bei 0,60 m Höhe (ehe eine Beseitigung zu erfolgen vermag) zu 75 kg/qm wagerechter Projektion der Dachfläche zu rechnen. Für das qm einer unter dem Winkel α zur Wagerechten geneigten Dachfläche beträgt der Schneedruck: $S = 75 \cos \alpha$, Hieraus folgt die nachfolgende Zusammenstellung:

Glasdeckung sind, hat darin seinen Grund, daß fast stets die unteren, steileren durch Wind stärker beanspruchten Flächen in Wellblech gedeckt sind und die Lichtzuführung an dem oberen, flachen Dachteile erfolgt.

¹⁾ In Dachbodenräumen von Wohngebäuden ist die Nutzlast normal nur zu 125 kg/qm anzunehmen.

Belastung durch Schneelast für 1 qm schräger Dachfläche.

Neigung der Dachfläche	1/1	1/1,5	1/2	1/2,5	1/3	1/3,5	1/4	1/4,5	1/5
Neigungswinkel α	45°	33°40'	26°40'	21°30'	18°30'	16°	14°	12°30'	11°20'
$\cos \alpha$	0,707	0,832	0,894	0,949	0,949	0,961	0,970	0,976	0,980
$S_1 = 75 \cos \alpha$	(55)	62	67	70	71	72	73	73	73

Von einer Neigung einer glatten Dachfläche, entsprechend $\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{1,4}$ an,

braucht Schneelast nicht mehr berücksichtigt zu werden, da der Schnee — falls nicht durch etwaige Erhöhungen in der Dachfläche sein Festhalten oder die Bildung von „Schneesäcken“ ermöglicht ist — von hier an zum Abgleiten gelangt¹⁾. Symmetrisch gestaltete ebene Dachbinder sind in der Regel nur für eine Belastung durch einseitige Schneelast zu untersuchen, da aus den Vorzeichen der Spannkraften symmetrisch liegender Stäbe (ermittelt aus einem für den ganzen Binder und die vorgenannte einseitige Schneelast gezeichneten Kräfteplane) darauf geschlossen werden kann, ob eine totale, über den ganzen Binder sich erstreckende Schneelast oder eine einseitige Belastung durch Schnee für den betrachteten Stab der gefährlichere Belastungszustand ist; ergibt sich aus dem Kräfteplane für einen Stab eine Spannkraft = S_1 , für den symmetrisch liegenden Stab = S_2 , so ist die Gesamtspannkraft infolge doppelseitiger Schneelast absolut genommen: $S = S_1 + S_2$; haben beide Werte S_1 und S_2 gleiche Vorzeichen, so ist die Vollbelastung, im entgegengesetzten Falle die Teilbelastung, der gefährliche Belastungszustand.

c) Der Winddruck. Derselbe ist in der Regel zu 125 kg/qm senkrecht getroffener Fläche anzunehmen, entsprechend einer Windgeschwindigkeit von rund 30 m^W. Nach den preussischen Bestimmungen vom 31. Januar 1910 ist zudem für schlanke Türme und ähnliche Bauten noch der Nachweis zu erbringen, daß bei einem Winddrucke von 150 kg/qm die zulässigen Beanspruchungen die nachstehend mitgeteilten Größtwerte nicht überschreiten.

Werden freistehende Gebäude, deren Frontwände nicht durch Querwände versteift sind, auf Standsicherheit gegen Winddruck untersucht, so genügt es, mit einem Winddrucke von 75 kg/qm zu rechnen. Der rechtwinklig auf eine unter dem Winkel α zur Wagerechten geneigte Dachfläche F_0 einwirkende Winddruck ist unter Annahme einer wagerechten Windrichtung nach den preussischen Bestimmungen zu $W = W_0 F \sin^2 \alpha$ zu rechnen; hierin bedeutet W_0 den Winddruck = 125 (bzw. = 150) kg/qm. Hieraus ergibt sich bei ebenen Dächern bei einem Neigungswinkel dieser:

$\alpha =$	70	65	60	55	50	45	40	35	30	25°
der Wert $W =$	110	103	94	84	73	63	52	41	31	22 kg.

für je 1 qm senkrecht getroffener Dachfläche.

Bei Dächern unter 25° Neigung wird gestattet, den Winddruck durch einen Zuschlag zur senkrechten Belastung zu ersetzen, die wagerechte Windseitenkraft also zu vernachlässigen.

Rechnet man, wie das heute noch vielfach in der Praxis üblich und auch durch Versuche gestützt ist, mit einem Einfallwinkel des Windes von 10° zur Wagerechten nach oben zu und einer Proportionalität nur nach dem (einfachen) $\sin \alpha$, so folgt:

$$W = W_0 \cdot \sin(\alpha + 10^\circ).$$

Hieraus ergeben sich für die vorstehend angegebenen Winkel α die Winddrücke für je 1 qm der senkrecht getroffenen Dachfläche:

¹⁾ Die oben erwähnten preussischen Bestimmungen vom 31. Januar 1910 rechnen allerdings noch mit Schneelasten von 55 kg/qm der wagerechten Projektion bei einem $\operatorname{tg} \alpha = 1$, also $\alpha = 45^\circ$. Deshalb ist auch diese Zahl in die voranstehende Tabelle aufgenommen.

$\alpha =$	70°	65°	60°	55°	50°	45°	40°	35°	30°	25°
$\sin(\alpha + 10) =$	0,9848	0,9659	0,9397	0,9063	0,8660	0,8192	0,7660	0,7071	0,6428	0,5736
$W = 125 \sin(\alpha + 10) \text{ kg}$	123	121	118	113	109	102	96	89	81	72
$W_1 = 125 \sin \alpha \text{ kg}$	118	113	109	102	96	89	81	72	63	53

In der Zusammenstellung sind auch die Werte $W_1 = 125 \sin \alpha$ enthalten, d. h. für den Fall, daß die Windrichtung wagerecht angenommen wird.

Die erhaltenen Werte sind, vor allem bei den flacheren Neigungen, erheblich höher, als die durch die preußischen Bestimmungen vorgeschrieben und dürften, namentlich im Hinblick auf die heute zugelassenen, sehr beträchtlichen Materialbeanspruchungen und die dynamischen Einwirkungen des Windes, den Vorzug verdienen.

Die nachfolgende Zusammenstellung gibt die Werte W für eine Anzahl meist üblicher Dachneigungen und eine Windrichtung unter 10 bzw. 0° zur Wagerechten für die Einheitsgröße der Windbelastung = 125 kg/qm an.

Neigung:	1:1	1:1,5	1:2	1:2,5	1:3	1:3,5	1:4	1:4,5	1:5
α	45°	33°40'	26°40'	21°50'	18°25'	16°	14°	12°30'	11°20'
$\sin(\alpha + 10)^\circ$	0,819	0,690	0,597	0,527	0,490	0,438	0,407	0,383	0,364
$\sin \alpha$	0,707	0,554	0,449	0,372	0,316	0,276	0,242	0,216	0,196
$W = 125 \sin(\alpha + 10^\circ) \text{ kg}$	102	87	75	70	66	55	51	48	46
$W_1 = 125 \sin \alpha \text{ kg}$	89	70	56	47	40	34	30	27	25

In welcher Weise sich eine Winddruckfläche auf Grund einer der vorangehenden Gleichungen, z. B. $W = W_0 \sin(\alpha + 10^\circ)$, graphisch auftragen läßt, zeigen Fig. 1 a und b. Für einige mittlere Punkte des Obergurtes 1, 2, 3, 4 werden die Neigungswinkel bestimmt, alsdann in Fig. 1 b die Werte $W_0 \sin(\alpha + 10^\circ) = 125 \sin(\alpha + 10^\circ) \text{ kg}$ in den Geraden $a_1, c_1, a_2, c_2, \dots$ gefunden und schließlich zur Auftragung der Belastungsfläche infolge einseitigen Winddruckes in Fig. 1 a verwendet. Die graphische Methode empfiehlt sich besonders bei gekrümmter Dachfläche und verwickelten Verhältnissen¹⁾.



Fig. 1 a.

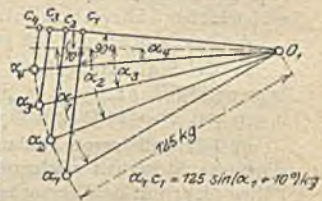


Fig. 1 b.

Nur bei symmetrisch geformten und gelagerten ebenen Bindern reicht es aus, die Spannkraft für einseitigen Winddruck zu bestimmen; in allen anderen Fällen, also z. B. bei Balkenbindern, sind die Spannkraften sowohl für einen Wind von links als auch von rechts zu ermitteln, da hier die Stützenkräfte je nach der Windrichtung verschieden ausfallen.

Bei offenen Hallen wird, falls eine Windwirkung von innen nach außen möglich ist, ein Winddruck von etwa 60 kg/qm auf die senkrecht getroffene Innenfläche in Rechnung gestellt.

Auf eine kreiszylindrische Fläche mit dem Halbmesser r beträgt der Winddruck (bei einer Einheitsbelastung von 125 kg/qm auf 1 m Höhe rund $200 \cdot r \text{ kg}$, wenn r in m eingeführt wird. Der Angriffspunkt des wagerecht gerichteten Windes liegt in halber Höhe und in der Ebene der Windrichtung.

¹⁾ Entsprechend ist naturgemäß die Konstruktion nach der Gleichung $W = W_0 \sin \alpha$.

Als Gesamtbelastung der Dächer (Eigengewicht + Schnee + Winddruck), bezogen auf je 1 qm der wagerechten Projektion, geben die preußischen Bestimmungen vom 31. Januar 1910 die nachfolgenden Zahlen an:

1. Glasdach mit 10—25° Neigung	125—150 kg
2. Schieferdach mit 25—45° Neigung	150—250 „
3. Ziegeldach mit 30—45° Neigung	250—300 „
4. Holzzementdach	275 „

C. Zulässige Beanspruchungen¹⁾.

a) Für Flußeisen; (für nur ausnahmsweise noch verwendetes Schweißeisen sind die Beanspruchungen um 10% zu ermäßigen).

1. Träger für Decken und Treppen $\sigma \leq 1200$ kg/qcm auf Biegung.

2. Stützen $\sigma \leq 1200$ kg/qcm: bei genauer Berechnung und Einführung ungünstigster Laststellungen: $\sigma \leq 1400$ kg/qcm; Nachrechnung auf Knickung nach der Eulerschen Gleichung²⁾ mit fünffacher Sicherheit: $J_{min} = 2,33 P l^2$, worin P in „t“, l in „m“, einzuführen ist, um J in „cm⁴“ zu erhalten. Als Knicklänge ist die Systemlänge einzuführen; gehen Stützen, durch unverrückbare Deckenträger gehalten, durch mehrere Stockwerke hindurch, so ist die Geschoßhöhe als Knicklänge, ohne Rücksicht auf etwaigen Stoß in Deckenhöhe, anzunehmen.

3. Für Dächer, Fachwerkwände, Kranbahnträger usw. Bei Belastung allein durch Eigengewicht, Nutzlast, Schnee ist $\sigma \leq 1200$ kg/qcm, beim Spannkrafthöchstwert unter gleichzeitigem Hinzutritte von Winddruck (150 kg/qm) zu 1400 kg/qcm zu wählen. Bei sehr genauer Berechnung des Daches und strengsten Anforderungen genügender Durchbildung kann σ bis zu 1600 kg/qcm ausnahmsweise gesteigert werden.

Die nach Euler²⁾ zu berechnenden Druckglieder müssen mindestens vierfache Sicherheit gegen Knicken aufweisen. $J_{min} = 1,87 P l^2$. Als Knicklänge ist die ganze Systemlänge einzuführen.

4. Für Niete und gedrehte Schraubenbolzen ist die zulässige Scherspannung zu höchstens 1000 kg/qcm, der Lochleibungsdruck zu höchstens 2000 kg/qcm (im Hochbau in der Regel nur 1500 kg/qcm) zu rechnen; für gewöhnliche Schraubenbolzen gelten die Zahlen 750 und 1500 kg/qcm.

Anker: dürfen nur bis zu 800 kg/qcm beansprucht werden.

b) Bei Stahlformguß ist die zulässige Biegungsspannung auf 1200 kg/qcm begrenzt; geschmiedeter Stahl kann durch Normalkräfte belastet und gebogen mit $\sigma = 1400$ kg/qcm belastet werden.

c) Für gußeiserne Säulen ist nach der Eulerschen Formel eine sechs- bis achtfache Sicherheit nachzuweisen; daß diese Bestimmungen in den meisten Fällen nicht mit den Versuchsergebnissen in Einklang zu bringen sind, wird auf S. 655 nachgewiesen; in der Regel hat die Eulersche Gleichung für gußeiserne Säulen keine Gültigkeit, da diese allzuwenig elastisch sind. An ihrer Stelle hat die Tetmajer-Gleichung Anwendung zu finden.

In Lagern ist Gußeisen auf Druck mit 1000 kg/qcm, in anderen Bauteilen auf Druck mit 500, auf Biegung (Zug) mit 250, auf Abscherung mit 200 kg/qcm zu belasten.

d) Über die für Holz, natürliche Bausteine und Mauerwerk üblichen zulässigen Spannungen vgl. die nachfolgende Zusammenstellung:

¹⁾ Vgl. Anm. 1 auf S. 633.

²⁾ Daß in vielen Fällen die Euler-Gleichung nicht anwendbar ist, wird auf S. 655 ausgeführt; es empfiehlt sich in jedem Falle nach den auf S. 656—657 ff. gegebenen Tabellen von Tetmajer zu rechnen, die auch die Euler-Gleichung im Bereiche ihrer Gültigkeit mit einbeziehen und keine Rechnungserschweris im Gefolge haben, da ja stets zur Entscheidung der Frage, ob die Euler-Gleichung angewendet werden darf, das Verhältnis $\frac{l}{i}$ ermittelt werden muß.

α) Holzart.

	Zulässige Beanspruchung auf					kg/qcm
	Zug	Druck	Biegung	Schub		
				Faser	⊥ Faser	
Laubholz (Eiche, Rotbuche usw.) . . .	100—120	80—100	100	15	50	
Nadelholz (Kiefer, Fichte, Tanne) . .	100—120	60—80	100	10	40	..

 β) Naturstein.

Steinart	Zulässige Druckbelastung in kg/qcm bei Verwendung des Steines		
	als Auflagerquader	in dünnen Pfeilern	im Gewölbe
Granit	60—90	25—30	45—60
Sandstein	30—50	15—20	25—30
Kalkstein	30—40	12—15	20—30

 γ) Mauerwerk.

Zulässige Druckbelastung in kg/qcm

Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel 1:3	bis 7
Kalksandsteinmauerwerk desgl.	„ 7
Ziegelmauerwerk aus Hartbrandsteinen in verlängertem Zementmörtel (1 Z. : 2 Ka. : 6—8 Sa.)	12—15
Klinkermauerwerk in Zementmörtel 1:3	25—30
Fundamentmauerwerk aus Stampfbeton	10—15
Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel 1:3	25—30

Guter Baugrund darf mit 3—4 kg/qcm belastet werden. Eine höhere Beanspruchung ist als zulässig nachzuweisen. Über die Druckfestigkeit usw. der vorgenannten Baustoffe und verwandter Materialien vgl. das Kapitel Baustofflehre.

II. Niet- und Schraubenverbindungen.

(Wegen der Formen und üblichen Durchmesser vgl. auch das Kapitel „Baustofflehre“.)

A. Nietberechnung und Nietanzahl bei Kraftübertragung.

Wenn möglich sind ausschließlich Niete mit vollen Köpfen zu verwenden; demgemäß ist die Benutzung halbversenkter Niete auf größere Schaftlängen als 4d—5d zu beschränken, die ganz versenkter Niete nur im Notfalle zuzulassen.

1. Einschnittige Verbindung (bei Zerstörung derselben wird nur 1 Nietquerschnitt zerrissen):

$$n \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \tau = P \quad \text{auf Abscheren,}$$

$$n \cdot d \delta k = P \quad \text{auf Lochleibungsdruck (Stauchung).}$$

Hierin bedeutet (vgl. auch Fig. 2a):

P die die Niete beanspruchende Kraft, n ihre Anzahl, d ihren Durchmesser, δ die kleinere Stärke der beiden durch die Nietung vereinigten Bleche, Stäbe usw., τ und k die zulässige Schub-, bzw. Lochleibungsspannung.

$n \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \tau = n d \delta k$ ergibt die Gleichheit der Festigkeit auf Schub und Stauchdruck; für $\tau = 1,0$, $k = 1,5$ bzw. $2,0$ t/qcm, $\pi = \text{rd. } 3,0$ ergibt sich: $d = 2,0 \delta$ bzw. $= 2,6 \delta$. Der erstere Wert ist im Ingenieurhochbau der zweckmäßigere, d. h. es sind hier einschnittige Nietverbindungen so lange auf Abscherung zu berechnen, als $\delta \geq \frac{d}{2}$, $d \leq 2 \delta$ ist; im umgekehrten Falle $d > 2 \delta$ ist die Gefahr der Erweiterung des Nietloches die größere, also die Verbindung auf Stauchdruck zu prüfen.



Fig. 2 a.

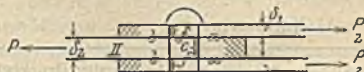


Fig. 2 b.

Bei zweischnittiger Nietverbindung, also drei zu verbindenden, in der Regel zu einer Mittelebene symmetrisch liegenden Teile (Stärke δ_2 bzw. $2 \delta_1$), also bei der Zerstörung zweier Nietquerschnitte bzw. der Zerdrückung eines oder zweier Bleche an der Lochleibung im Falle des Bruches lauten die obigen Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} 2 n \frac{d^2 \pi \tau}{4} &= P \\ n d \delta k &= P \end{aligned} \right\} \text{(Fig. 2 b).}$$

$$n d \delta k = 2 n \frac{d^2 \pi \tau}{4}; \quad d = \delta \text{ (bzw. bei } k = 2,0 \text{ t/qcm} = 2,0 \tau : d = 1,3 \delta).$$

Hier liegt mithin (für $k = 1,5 \tau$) die Grenze der gleichen Festigkeit bei $d = \delta = \delta_2$ bzw. $= 2 \delta_1$; die Verbindung ist auf Abscheren zu berechnen, solange $d < \delta$ ist und umgekehrt.

Die Anzahl der zur Übertragung der Kraft P notwendigen Niete folgt aus den Beziehungen:

$$n \geq \frac{4 P}{d^2 \pi \tau} \quad \text{bzw.} \quad \geq \frac{2 P}{d^2 \pi \tau} \left\{ \begin{array}{l} \text{auf Abscheren und bei einschnittiger} \\ \text{bzw. zweischnittiger Verbindung.} \end{array} \right.$$

$$n \geq \frac{P}{d \delta \cdot k} \left\{ \begin{array}{l} \text{auf Stauchdruck, wobei} \\ \delta = \delta \text{ bzw. } = \delta_2 \text{ bzw. } = 2 \delta_1 \text{ ist.} \end{array} \right.$$

Für $\tau = 1$ t/qcm eignet sich die nachstehende Tabelle gut zur Bestimmung der Anzahl der notwendigen Niete; sie gibt an, wieviel t ein Niet — ein- bzw. zweischnittig beansprucht — auf Abscheren zu tragen vermag. Da $\tau = 1$ ist, stellen die ermittelten Kraftzahlen zugleich die Nietquerschnitte in Quadrat-zentimetergröße dar.

$$\tau = \sigma = 1000 \text{ kg/qcm}, \quad P = \frac{d^2 \pi \tau}{4} \quad \text{bzw.} \quad \frac{d^2 \pi \tau}{2}.$$

Durchmesser ·	6	8	10	12	13	14	16	18	20	22	23	24	26	mm
einschnittiger Niet	0,28	0,50	0,785	1,13	1,32	1,53	2,01	2,54	3,14	3,80	4,16	4,52	5,31	Tonnen
zweischnittiger Niet	0,56	1,00	1,57	2,26	2,65	3,06	4,02	5,08	6,28	7,60	8,32	9,04	10,62	„

Die nachfolgende Tabelle gibt für die meist vorkommenden Niete von 13, 14, 16, 18, 20, 22, 23, 24 und 26 mm Durchmesser die Tragfähigkeit der Niete für Schubspannungen von 600—800 bzw. 1000 kg/qcm und Stauchspannungen von dem doppelten dieser Werte sowie für verschiedene Werte von δ (von 8 bis 20 mm) an.

Nietabelle. 1)

Niet		Tragfähigkeit der Niete in Tonnen						
Durchmesser Ø mm	Querschnitt F qcm	auf Abscheren bei einer Beanspruchung			Material- stärke mm	auf Lochleibung bei einer Beanspruchung		
		600 kg qcm	800 kg qcm	1000 kg qcm		1200 kg qcm	1600 kg qcm	2000 kg qcm
13	1,372	0,80	1,06	1,33	8	1,25	1,66	2,08
					10	1,56	2,08	2,60
					12	1,87	2,50	3,12
					14	2,18	2,91	3,64
					16	2,50	3,32	4,16
					18	2,81	3,74	4,68
					20	3,12	4,16	5,20
14	1,539	0,92	1,33	1,53	8	1,34	1,79	2,24
					10	1,68	2,24	2,80
					12	2,02	2,69	3,36
					14	2,35	3,14	3,92
					16	2,69	3,58	4,48
					18	3,02	4,03	5,04
					20	3,36	4,48	5,60
16	2,01	1,21	1,61	2,01	8	1,54	2,05	2,56
					10	1,92	2,56	3,20
					12	2,30	3,07	3,84
					14	2,69	3,58	4,48
					16	3,07	4,10	5,12
					18	3,46	4,61	5,76
					20	3,84	5,12	6,40
18	2,54	1,53	2,04	2,54	8	1,73	2,30	2,88
					10	2,16	2,88	3,60
					12	2,59	3,46	4,32
					14	3,02	4,03	5,04
					16	3,46	4,61	5,76
					18	3,89	5,18	6,48
					20	4,32	5,76	7,20
20	3,14	1,88	2,51	3,14	8	1,92	2,56	3,20
					10	2,40	3,20	4,00
					12	2,88	3,84	4,80
					14	3,36	4,48	5,60
					16	3,84	5,12	6,40
					18	4,32	5,76	7,20
					20	4,80	6,40	8,00
22	3,80	2,28	3,04	3,80	8	2,11	2,82	3,52
					10	2,64	3,52	4,40
					12	3,17	4,22	5,28
					14	3,70	4,93	6,16
					16	4,22	5,63	7,04
					18	4,75	6,34	7,92
					20	5,28	7,04	8,80

1) Vgl.: Eisen im Hochbau, Taschenbuch, herausgegeben vom Stahlwerksverbande. 4. Aufl.

Niettable.

Niet		Tragfähigkeit der Niete in Tonnen						
Durchmesser Ø mm	Querschnitt F qcm	auf Abscheren bei einer Beanspruchung			Material- stärke mm	auf Lochleibung bei einer Beanspruchung		
		600 kg qcm	800 kg qcm	1000 kg qcm		1200 kg qcm	1600 kg qcm	2000 kg qcm
23	4,155	2,49	3,32	4,16	8	2,21	2,94	3,68
					10	2,76	3,68	4,60
					12	3,31	4,42	5,52
					14	3,86	5,15	6,44
					16	4,42	5,89	7,36
					18	4,97	6,62	8,28
					20	5,52	7,36	9,20
24	4,52	2,71	3,62	4,52	8	2,30	3,07	3,84
					10	2,88	3,84	4,80
					12	3,46	4,61	5,76
					14	4,03	5,38	6,72
					16	4,61	6,14	7,68
					18	5,18	6,91	8,64
					20	5,76	7,68	9,60
26	5,31	3,19	4,25	5,31	8	2,50	3,33	4,16
					10	3,12	4,16	5,20
					12	3,75	4,99	6,24
					14	4,37	5,82	7,28
					16	4,99	6,66	8,32
					18	5,62	7,49	9,36
					20	6,24	8,32	10,40

Die erforderliche Nietschaftlänge ermittelt sich zu

$$l = \Sigma \delta + \frac{1}{3} d \text{ bei Maschinennietung}$$


$$l = \Sigma \delta + \frac{1}{4} d \text{ bei Handnietung,}$$


worunter unter $\Sigma \delta$ die Gesamtstärke der zu vernietenden Teile zu verstehen ist und d den Nietdurchmesser darstellt. Die handelsübliche Nietschaftlänge ist eine durch 3 teilbare Zahl; es ist also l entsprechend aufzuhöhen.


Über die Gewichte der Nietköpfe für je 100 Stück in Kilogramm gibt die nachstehende Zusammenstellung Auskunft:


Nietdurchmesser	10 mm	12 mm	13 mm	14 mm	16 mm	18 mm	20 mm	22 mm	23 mm	24 mm	26 mm
Gewicht in kg	0,8	1,13	1,70	1,95	2,75	3,95	5,1	6,25	7,70	9,13	12,0


Für die meist üblichen Niete von 13, 16, 20, 23 und 26 mm Durchmesser sind die nachstehend angegebenen einheitlichen Bezeichnungen festgesetzt:

Durchmesser 13 

Durchmesser 20 

Durchmesser 16 

Durchmesser 23 

und Durchmesser 26 

Beispiel zur Bestimmung der Nietzahl. Ein Stab von 96 t Zugkraft und 2 cm Stärke soll an ihm beiderseits umgebende Knotenbleche von je 1 cm Stärke angeschlossen

werden. Nietdurchmesser = 2,6 cm: $r = 1 \text{ t/qcm}$, $k = 1,6 \text{ t/qcm}^2$ n . Bei der hier vorliegenden zweischnittigen Verbindung ist $d = 2,6 \text{ cm} > 2 \delta_1 > \delta_2$; somit ist auf Stauchdruck zu rechnen:

$$n = \frac{P}{d \delta k} = \frac{96}{2,6 \cdot 2,0 \cdot 1,6} = 11,6 \text{ also } 12 \text{ Niete.}$$

Dasselbe Ergebnis hätte sich auch aus der vorstehenden Tabelle ableiten lassen, die angibt, daß ein Niet von 26 mm Durchmesser bei $k = 1,6 \text{ t/qcm}$ und $\delta = 2,0 \text{ cm}$ 8,32 t auf Stauchung überträgt:

$$n = \frac{96}{8,32} = 11,6.$$

Wählt man $d = 2,0 \text{ cm}$, so wird für $r = 1,0$, $k = 2,0 \text{ t/qcm}$ nach der Tabelle:

$$n = \frac{96}{\frac{d^2 \pi}{2} r} = \frac{96}{2 \cdot 3,14} = \text{rd. } 16,$$

$$\text{bzw. } n = \frac{96}{d \delta \cdot k} = \frac{96}{2,0 \cdot 2,0 \cdot 2} = \frac{96}{8} < 16.$$

Würde bei $d = 2 \text{ cm}$, die Stabstärke nur 1 cm betragen, so wäre auf Stauchung zu rechnen und bei $k = 1,6$ bzw. $= 2,0 \text{ t/qcm}$ nach der Tabelle eine Nietanzahl erfordert:

$$n = \frac{96}{3,2} = 30 \quad \text{bzw. } = \frac{96}{4,00} = 24.$$

Man erkennt, wie ungünstig eine geringe Stabstärke die Nietung wegen der alsdann in Frage zu ziehenden Stauchfestigkeit der Verbindung beeinflusst.

Einschnittige Nietverbindungen stellen wegen des einseitigen Kraftangriffs und der hierdurch bedingten Verbiegung des Nietschaftes keine guten Konstruktionen dar; man sollte, wo es irgend erreichbar, stets zweischnittig und zur Kräfteebene symmetrisch nieten.

Dasselbe gilt auch von der Stoßausbildung, die im Stoßquerschnitte als eine zur Symmetrieebene stets symmetrische Figur zu entwerfen ist, also unter Verwendung zweischnittiger Niete und in der Regel zweiteiliger Laschen. Abgesehen von der Nietschwächung, muß der Gesamtlaschenquerschnitt stets \geq dem zu stoßenden Querschnitt sein. Macht man in diesem Sinne, wenn F der einheitliche Stoßquerschnitt ist, $\frac{F}{2} =$ dem Querschnitt jeder Lasche, so muß

die Nietanzahl auf jeder Seite des Stoßes in der ersten und letzten Reihe gleich sein, damit der Nettolaschenquerschnitt dem des Stabes gleich wird. Ist die Lasche $> \frac{F}{2}$, also stärker als $\frac{\delta}{2}$ des Stoßquerschnittes, so kann man in die am Stoße anliegende Nietreihe mehr Niete setzen als in die erste, da alsdann hier ein größerer Querschnitt als verlangt vorhanden ist.

Bei Verlaschung von Winkelisen kommen in Frage: Deckwinkel und Flacheisenlaschen auf den einzelnen Flanschen. Empfehlenswert ist es, letztere stets außen an die Winkel anzuschließen, da hierdurch die Stoßnietung nicht ungünstig beeinflusst wird; dies tritt ein namentlich bei kleineren L-Profilen und beiderseits oder einseitig auf die Innenflächen der Winkel gelegten Laschen. Bei L-, I-, C-, Z-Eisen sind — in durchaus symmetrischer Form — Flanschen und Stege je nach ihrer Fläche, also auch prozentual der vom Einzelteile übertragenen Kraft, zu stoßen. Da jedoch bei solchen Profilen ein unverhältnismäßig großer Querschnittsteil durch die Nietlöcher aufgezehrt wird, so ist es in der Regel empfehlenswert, keine Stöße anzuwenden, sondern etwaigenfalls besondere Stabeisenlängen (mit Zuschlagspreis) anzufordern.

Bei verwickelten Querschnitten sind in gleicher Art die Stoßflächen genau deren Einzelteilen anzupassen; hier können alle Teile auf einmal gestoßen und die Stöße der zusammengehörenden Teile auf verschiedene Punkte der Konstruktion verteilt werden: Gesamtstoß und Teilstoß. Der erstere schafft in der Regel für die Montage Vereinfachungen, der zweite sichert die Verteilung schwächerer Punkte über die ganze Konstruktion hinweg.

Handelt es sich um die Stoßverbindung eines durch ein Biegemoment beanspruchten Trägers, so ist die Verbindung in der Art zu entwerfen, daß:

Widerstandsmomente von Flansclaschen und Steglaschen möglichst den Widerstandsmomenten der zu stoßenden Teile entsprechen. Bezeichnet man mit M das Moment der äußeren Kräfte am Stoße, mit W_1 das Widerstandsmoment der Flansclaschen, mit W_2 das der Steglaschen, bezogen auf die ganze Höhe der Stoßverbindung, so wird von den ersteren ein Momentenanteil:

$$= \frac{MW_1}{W_1 + W_2}, \quad \text{von den letzteren: } \frac{MW_2}{W_1 + W_2} \quad \text{übertragen.}$$

Bezeichnet ferner h die Trägerhöhe, τ die zulässige Schubspannung, k desgl. den Lochleibungsdruck, n_1 die erforderliche Anzahl Niete im Flansch an jeder Seite von der Stoßlage der Verbindung, n_2 desgl. an jeder Seite des Stoßes im Stege, d die Nietstärke und δ die kleinere Stärke der in Frage kommenden Verbindungsteile, so ist:

$$n_1 = \frac{MW_1}{W_1 + W_2} \frac{1}{h \pi d^2 \tau} \cdot \frac{1}{4},$$

$$n_2 = \frac{MW_2}{W_1 + W_2} \frac{h}{(a^2 + b^2 + c^2 \dots) \frac{2 d^2 \pi \tau}{4}}$$

$a b c \dots$ sind die gegenseitigen Abstände der zur Nulllinie symmetrisch gelegenen, einzelnen Reihen der Stegniete¹⁾. An Stelle des letzten Gliedes $\left(\frac{\pi d^2 \tau}{4} \text{ bzw. } \frac{2 \pi d^2 \tau}{4}\right)$ tritt bei kleinerer Stauchfestigkeit gegenüber der Schubfestigkeit die Größe $d \cdot \delta \cdot k$.

Beispiel: Es möge das in Fig. 3 dargestellte, von einem Momente = 350 000 kg · cm an der Stoßstelle beanspruchte I-Eisen gestoßen werden.

W_2 für I-Norm.-Prof. Nr. 26 = 441 cm³; Flanschstärke = 1,41, Stegstärke 0,91 cm.

Im Hinblick auf die Maße der Abbildung ergibt sich, wenn für den Steg Niete von 1,6 cm, für die Flanschen von 2,0 cm gewählt werden (so daß die Schubfestigkeit in Frage kommt):

$$\text{Flanschwiderstandsmoment} = \frac{11,3 \cdot [26^3 - (26 - 2 \cdot 1,41)^3]}{12 \cdot 13} = \frac{11,3 (26^3 - 23,18^3)}{12 \cdot 13} = 369 \text{ cm}^3.$$

Mithin verbleibt für das Stegmoment: 441 - 369 = 72 cm³. Die Laschenverbindung hat zusammen ein Widerstandsmoment:

$$W_1 + W_2 = \frac{(13 - 2 \cdot 2,0) \cdot (20^3 - 26^3)}{12 \cdot 14,5} + \frac{(21^3 - 14,6^3 + 11,4^3) \cdot 2 \cdot 0,7}{12 \cdot 10,5}$$

$$= 383 + 75 = 458 \text{ cm}^3.$$

$$n_1 = \frac{350\,000 \cdot 383}{458} \cdot \frac{1}{26 \cdot 3,14 \cdot 2,0^2} \cdot \frac{1}{1000} = 3,6 = 4 \text{ Niete,}$$

$$n_2 = \frac{350\,000 \cdot 75}{458 \cdot 13^2} \cdot \frac{26}{2 \cdot 1,6^2 \cdot 3,14} \cdot \frac{4}{1000} = 2,4 = 4 \text{ Niete.}$$

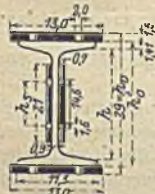


Fig. 3.

Die Stellung der Niete zueinander soll beim Anschlusse selbst symmetrisch sein, d. h. sowohl zur Stabachse als auch — wenn möglich — senkrecht zu ihr.

Nietabstände. Es beträgt:

der Randabstand vom belasteten Plattenende: $a = 2d - 2,5d$,

vom unbelasteten Rande:

$$a_1 = 1,5d - 2,0d.$$

¹⁾ Hierbei ist vorausgesetzt, daß die gesamten Nietquerschnitte in bezug auf die Spannungsverteilung denselben Gesetzen wie die Träger unterliegen, d. h. daß sich die Spannungen in den Nietreihen parallel zur Trägernulllinie verhalten wie die Abstände der Reihen von letzterer.

Der Abstand der Nietreihen parallel zur Stabachse (Kraftlinie) gemessen: $e = 2,5d - 3,5d$; der Abstand der einzelnen Nietreihen senkrecht zur Stabachse; bei gegeneinander versetzten Nietreihen $= 2,5d$, sonst $3,0d$; auch soll der Diagonalabstand der Niete in der Regel $3d$ nicht erheblich überschreiten. Eine Ausnahme gegenüber der symmetrischen Nietstellung zur Kraftlinie bzw. in dieser bildet der Anschluß der Winkelisen. Wie bei allen Querschnitten, welche einen Übergang zwischen den Einzelteilen durch Abrundung der Ecken zeigen, ist für die Nietstellung in der Nähe dieser das Wurzelmaß auch für Winkel bestimmend. Durch eine Innehaltung dieses wird vermieden, daß der normale Nietkopf noch innerhalb der Abrundung der Ecke fällt (Fig. 4):

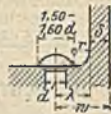


Fig. 4.

$$w = \delta + r + 0,75d \quad \text{bis} \quad \delta + r + 0,80d.$$

Wird r , wie dies bei den deutschen Normalprofilen durchaus gestattet ist, $= \delta$ gesetzt, so ergibt sich: $w = 0,75d + 2\delta$ bis $0,8d + 2\delta$.

Über die Größe der Wurzelmaße bei den Normalprofilen der I-, C- und L-Eisen vgl. die Tabellen auf S. 658—661.

Bei den kleineren Winkeln wird dieses Maß genügend genau innegehalten, wenn man (Fig. 5) die Niete in die Halbierungslinie zwischen der einen Außenkante des Querschnittes und die Mittellinie des anderen Flansches legt. Wählt man den Randabstand $a_1 = 1,5d$, so wird mithin die Winkelflanschlänge durch die

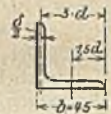


Fig. 5.

Nietabstände ausgedrückt $= 2 \cdot 1,5d + \frac{\delta}{2}$; wird bei warmer Vernichtung, um ein Verbrennen der Nietschäfte sicher auszuschließen, $d \geq 14$ mm genommen, so wird: Flanschlänge_{min} $= 3 \cdot 14 + \frac{\delta}{2} = \left(42 + \frac{\delta}{2}\right)$ mm. Wird $\delta \geq 5$ mm gewählt, so ist mithin als kleinstes Profil zu verwenden: der Winkelquerschnitt des Normalprofils $\cdot 45 \cdot 45 \cdot 5$, und somit, da ein jeder Stab aus zwei symmetrischen Teilen (wegen der zweischnittigen Nietung und symmetrischen Lage der Kraftebene) bestehen soll, das kleinste Profil aus 2 L-Eisen $\cdot (45 \cdot 45 \cdot 5)$ mit $g_{\text{Irm}} = 2 \cdot 3,38 = 7,76$ kg und $F_{\text{nutzbar}} = (2 \cdot 4,30 - 2 \cdot 0,5 \cdot 1,4) = 7,2$ qcm zu bilden. Belastet man diesen Querschnitt auf Normalbeanspruchung mit $\sigma = 1,2$ bzw. $1,4$ t/qcm (vgl. S. 640), so ergibt sich mithin die Kraft, bis zu der man ohne besondere Rechnung stets von dem vorerwähnten kleinsten Profil (2 L $45 \cdot 45 \cdot 5$) — abgesehen von der Knicksicherheit und etwaiger zusätzlicher Biegung — Gebrauch machen wird, zu:

$$P = 7,2 \cdot 1,2 = \text{rd. } 8,6 \text{ t} \quad \text{bzw.} \quad 7,2 \cdot 1,4 = \text{rd. } 10 \text{ t.}$$

Will man wegen der Rostgefahr stärkere Winkel als 5 mm verwenden, so wird das nächstwirtschaftliche Mindestwinkelprofil $2 \cdot (45 \cdot 45 \cdot 7)$ mit $g_{\text{Irm}} = 2 \cdot 4,60 = 9,2$ kg. und $P = (2 \cdot 5,86 - 2 \cdot 1,4 \cdot 0,7) \cdot 1,2 = 9,76 \cdot 1,2 = 11,7$ kg. bzw. $9,76 \cdot 1,4 = 13,66$ t.

Bei Winkelisen, Profilverflanschen-Stegen usw., breiter als 100 mm, werden, um ein Klaffen der Ränder zu verhindern und die Nietverbindung kurz zu halten, je zwei (oder mehr) Reihen im Diagonalabstande $e_2 = 3d$ gesetzt; bei Nietung beider Schenkel ist (Fig. 6)

ein Niet a_1 mit b_1 , bzw. b_2 mit a_2 in eine Ebene zu legen; für die Abstände der Niete b sind die Wurzelmaße, für a und a_1 vom Rande die Größen $= 1,5d$ maßgebend. Zur Kurzhaltung der Nietverbindung bei C- usw. Eisen trägt man (Fig. 7) die beiden Wurzellinien ein, teilt die Entfernung zwischen

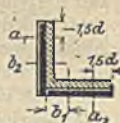


Fig. 6.

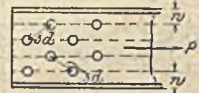


Fig. 7.

ihnen in gleiche Teile von etwa $2,5d$ mittlerem Abstand und setzt die Niete im Diagonalabstande $= 3d$ hinein.

Beispiel: Hieraus folgt z. B., daß ein \square -Eisen, das man mit 20er-Nieten nieten will und das eine Flanschenstärke von rd. 1,0 cm besitzt bei 3 bzw. 4 Reihen von Nieten parallel zu seiner Stegachse eine Mindesthöhe $= 2w + 5,0d$ bzw. $= 2w + 7,5d = 1,50d + 4d + 5,0d = 6,5d + 4d = 6,5 \cdot 2,0 + 4 \cdot 1 = 17$ cm, bzw. $= 1,5 \cdot 2 + 7,5 \cdot 2 + 4 \cdot 1 = 22$ cm haben muß.

B. Schrauben und Bolzenverbindungen und deren Berechnung.

a) Befestigungsschrauben, meist in Deutschland nach System Witworth (vgl. S. 418) Kapitel „Baustofflehre“) verwendet, werden, wenn sie wie Nietverbindungen beansprucht werden, in der gleichen Weise wie diese berechnet. Ist der Bolzen gezogen durch eine Kraft $= P$, so ist:

$$F \cdot \sigma = P = \frac{d_1^2 \pi \sigma}{4}, \quad d_1 = 1,13 \sqrt{\frac{P}{\sigma}}$$

Da (vgl. Tabelle auf S. 418) bei Witworth $d_1 =$ rd. $0,8d = \frac{8}{10}$ des äußeren Gewindedurchmessers, so folgt:

$$d = 1,41 \sqrt{\frac{P}{\sigma}}$$

Findet durch öfteres Lösen und Anziehen der Schraube eine zusätzliche Torsionsbelastung des Schaftes statt, so ist mit einer Erhöhung der obigen Werte von rund $33\frac{1}{3}\%$ zu rechnen:

$$d_1 = 1,4 \sqrt{\frac{P}{\sigma}}; \quad d = 1,9 \sqrt{\frac{P}{\sigma}}$$

Für die zulässige Beanspruchung des gezogenen Bolzens mit $\sigma = 800$ kg/qcm wird $d_{\text{em}} = 1,256 \sqrt{P}$ bzw. $d = 1,57 \sqrt{P}$ oder bei zusätzlicher Torsionsbelastung: $d_1 = 1,674 \sqrt{P}$ bzw. $d = 2,093 \sqrt{P}$.

Die Schraube selbst besteht aus dem Schraubenbolzen und der Mutter; ersterer ist zylindrisch und nur wenn es sich um ein besonders festes Anpressen der zu verbindenden Teile handelt, kegelförmig gestaltet (1:40 — 1:100); am zylindrischen Bolzen ist der quadratische, sechseckige oder zylindrische Kopf angefügt, $h_0 = 0,5 D_0$, worin D_0 die Schlüsselweite der Mutter ist (vgl. Tabelle auf S. 649). In besonderen Fällen verwendet man den versenkten Nieten entsprechend, am Ende versenkte (konisch geformte) Schraubenbolzen. Ein Drehen des Bolzens kann durch Ausbildung seines unteren Schaftteils als Vierkant, durch Anschmieden besonderer Haken oder Nasen an den Schaft oder Kopf verhindert werden.

Die Mutter, auf dem im oberen Schaftteile eingeschnittenen Gewinde aufgeschraubt, ist im Grundrisse für gewöhnlich ein regelmäßiges Sechseck mit inneren eingeschriebenem Kreise von $D' = (0,5 + 1,4)d$ und umschriebenem Kreise von $D'' = (0,6 + 1,62d)$, worin d den äußeren Gewindedurchmesser darstellt (vgl. S. 418). Daneben kommen auch „Vierkantmutter“ vor. Die zur Sicherung

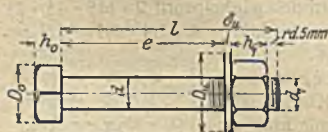


Fig. 8.

geringer Reibungswiderstände nach einer Kugelfläche abgedrehten Muttern liegen auf Unterlagsplatten auf, die $(0,15 + 0,06d)$ cm Stärke und einen Durchmesser $\approx 1,5 D_0$ zeigen, unter D_0 wieder die Schlüsselweite der Mutter verstanden. Wegen Verhinderung des Drehens der Mutter vgl. die Schraubensicherungen im Kapitel

Maschinenbau, Abteilung Maschinenelemente. — Die Höhe der Mutter schwankt zwischen $h = 0,5d$ und $h = D_0$; erstes Maß ist üblich bei ausschließlicher Belastung auf Abscherung, letzteres bei Zugbeanspruchung des Bolzens und einem öfteren Lösen der Mutter.

Über die meist verwendeten Normalschrauben nach Witworthschem Gewinde und ihre zugehörigen Teile (nebst deren Gewichten) gibt die angefügte Tabelle in Verbindung mit Fig. 8 Auskunft.

Normal-Schrauben-Tabelle (Witworthsches Gewinde).

Durchmesser der Schraube		Kernquerschnitt $\frac{\pi}{4} d_1^2 = d_1^2 \cdot \frac{\pi}{4}$	Anzahl der Gewindengänge auf	Kopf und Mutter			Unterlagscheibe		Gewicht der sechsseitigen Mutter u. des		Durchmesser d. Schraube in engl. Zoll		
in engl. Zoll	in mm			einen engl. Zoll	die Länge d	h_1 = Höhe d. Mutter, h_2 = Durchm. d. des Bolzens (abgerund.)	h_0 = Höhe d. Kopfes = $0,7 \cdot h_1$	D_0 = Schlüsselweite, Seite des quadr. o. Durchm. d. rund. o. sechsseitigen Kopfes	Durchm. der Scheibe in mm	Diecke der Scheibe in mm		sechseckigen Kopfes	quadratischen Kopfes
	mm	qcm		mm	mm	mm	D_n	δ_n	kg	kg			
$\frac{1}{4}$	6,35	4,72	0,175	20	5	6	4	13	20	1,5	0,013	0,014	$\frac{1}{4}$
$\frac{5}{16}$	7,94	6,13	0,295	18	$5\frac{5}{8}$	8	6	16	21	1,5	0,022	0,023	$\frac{5}{16}$
* $\frac{3}{8}$	9,52	7,49	0,44	16	6	10	7	17	22	3	0,033	0,035	$\frac{3}{8}$ *
$\frac{7}{16}$	11,11	8,79	0,71	14	$6\frac{1}{8}$	11	8	21	29	2	0,048	0,051	$\frac{7}{16}$
* $\frac{1}{2}$	12,70	9,99	0,785	12	6	13	9	22	28	4	0,067	0,072	$\frac{1}{2}$ *
* $\frac{5}{8}$	15,87	12,92	1,31	11	$6\frac{7}{8}$	16	12	28	36	4	0,120	0,13	$\frac{5}{8}$ *
* $\frac{3}{4}$	19,05	15,80	1,96	10	$7\frac{1}{2}$	20	14	33	44	5	0,198	0,21	$\frac{3}{4}$ *
* $\frac{7}{8}$	22,22	18,61	2,72	9	$7\frac{7}{8}$	23	16	39	50	5	0,287	0,31	$\frac{7}{8}$ *
1	25,40	21,33	3,57	8	8	26	18	44	56	6	0,415	0,445	1
* $1\frac{1}{8}$	28,57	23,93	4,50	7	$7\frac{7}{8}$	30	20	50	62	6	0,574	0,615	$1\frac{1}{8}$ *
* $1\frac{1}{4}$	31,75	27,10	5,77	7	$8\frac{3}{4}$	33	22	55	68	7	0,755	0,815	$1\frac{1}{4}$ *
* $1\frac{3}{8}$	34,92	29,50	6,835	6	$8\frac{1}{4}$	36	24	61	74	7	0,988	1,06	$1\frac{3}{8}$ *
* $1\frac{1}{2}$	38,10	32,68	8,39	6	9	40	26	66	80	8	1,26	1,36	$1\frac{1}{2}$ *
* $1\frac{3}{8}$	41,27	34,77	9,495	5	$8\frac{1}{8}$	43	29	72	86	8	1,57	1,70	$1\frac{3}{8}$ *
* $1\frac{3}{4}$	44,45	37,94	11,31	5	$8\frac{3}{4}$	46	31	77	92	9	1,94	2,10	$1\frac{3}{4}$ *
* $1\frac{7}{8}$	47,62	40,40	12,82	$4\frac{1}{2}$	$8\frac{7}{16}$	50	34	83	100	9	2,36	2,55	$1\frac{7}{8}$ *
2	50,80	43,57	14,91	$4\frac{1}{2}$	9	51	36	76	98	8	2,83	3,10	2
$2\frac{1}{4}$	57,15	49,02	18,87	4	9	57	40	85	110	9	3,96	4,26	$2\frac{1}{4}$
$2\frac{1}{2}$	63,50	55,37	24,08	4	10	64	45	94	121	9	5,40	5,78	$2\frac{1}{2}$
$2\frac{3}{4}$	69,85	60,55	28,80	$3\frac{1}{2}$	$9\frac{5}{8}$	70	49	103	134	10	7,10	7,62	$2\frac{3}{4}$
3	76,20	66,90	35,15	$3\frac{1}{2}$	$10\frac{1}{2}$	76	53	112	145	12	9,10	9,78	3

Die mit * bezeichneten Schrauben entsprechen den Normalen der preußischen Staatsbahnen. Die übrigen Schrauben sind der Whitworthschen Schraubentabelle entnommen.

Schraubenlänge $l = e + \delta u + h_1 + 5$ mm (abzurunden auf eine durch 5 teilbare Länge, welche handelsüblich ist).

b) Steinschrauben, dienstbar der Befestigung von Eisenteilen auf Werksteinen, zeigen konische Schäfte, deren Außenfläche zur Reibungsvergrößerung künstlich uneben gemacht und mit Widerhaken versehen wird; Vergießen in Zementmörtel zu empfehlen. Für Aufstellungsarbeiten wird die Schaftlänge = $5d$, bei Abscherbelastung zu $10-12d$ genommen; die Berechnung ist alsdann die gleiche wie bei Nieten. Sehr oft werden Steinschrauben zweckmäßig durch Rippen der festzulegenden Platten ersetzt; das ist einfacher, billiger und statisch zum mindesten gleich wirksam.

c) Ankerschrauben übertragen Zugkräfte, oft erheblicher Größe, auf einzelne Mauerflächen mit Hilfe von Ankerplatten. Auf ihnen erfolgt die Festlegung der Anker (1—8, selten mehr als 4 Stück) durch Muttern, Splinte, durch besondere

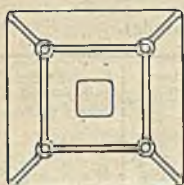


Fig. 9a.

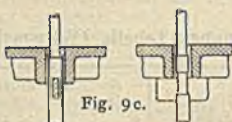


Fig. 9c.



Fig. 9b.



Fig. 10.

Köpfe (vgl. Fig. 9a—c und 10). In letzterem Falle kann der Anker nach Drehung um 90° von oben aus gelöst und herausgezogen werden. Die Stärke der Ankerplatte (δ) wird bei kreisrundem Grundrisse in der Mitte zu rund $1,4 d$, bei quadratischem zu rund $1,5 d$ gemacht, unter d den Ankerdurchmesser verstanden. Am Rande kann die Platte dünner — bis zu 2,0 cm Stärke — gehalten werden.

d) Stehbolzen-schrauben bezwecken, den Abstand zweier parallellaufender Konstruktionsteile (meist in Trägerform) zu sichern. Übliche Formen zeigen die Fig. 11 und 12, letztere unter Ver-



Fig. 11a.

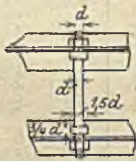


Fig. 11b.



Fig. 12a.



Fig. 12b.

wendung gußeiserner Rahmen, erstere zugeschnittener Gasrohre bzw. besonderer Verstärkungen als Entfernungshalter.

e) Bolzenverbindungen zum Anschlusse von Rund- und Flächeisen an Knotenbleche werden meist in Form kreisförmiger Augen (daneben als elliptische Augen) ausgeführt.

Bei dem in der Regel vorliegenden einfachen Knotenbleche (Fig. 13) wird das Bolzenauge stumpf gegen dieses gestoßen und die Verbindung durch doppelte äußere Laschen von der halben Augenstärke bewirkt; zum Anschlusse aller Teile dienen zwei gleichartige Bolzen. Bei der Querschnittsbemessung aller Anschlußteile ist darauf zu achten, daß zum mindesten überall derselbe nutzbare Querschnitt wie im Stabe vorhanden ist. Die Stärke des Bolzenauges wird vielfach $= 1,1 d$ gemacht, wenn d die Stärke des anzuschließenden Eisens darstellt. Der Bolzen ist sowohl auf Schub, Lochleibung, als vor allem auf Biegung zu berechnen. In letzterem Fall ist er in der Mitte der Außenlaschen gestützt und durch die Stabkraft P in der Mitte belastet anzunehmen. Hierbei ergibt sich für den Bolzenhalbmesser:

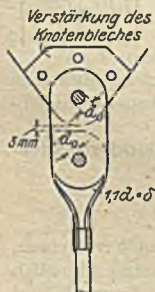


Fig. 13.

worin M das Biegemoment, σ die Spannung (rd. 1000 kg/qcm) darstellt. Berechnet man die Bolzenspannung aus der für Stauchung und Biegung sich ergebenden zusammengesetzten Festigkeit nach der Beziehung:

$$r = \sqrt[3]{\frac{4M}{\sigma\pi}}$$

$$\sigma_{ma} = \frac{3}{8} \sigma + \frac{5}{8} \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}$$

so kann für σ_{ma} ein Wert bis zu 1400 kg/qcm bei bestem Bolzenmaterial zugelassen werden. Im allgemeinen liefert diese genauere Rechnung gegenüber der reinen Biegebelsung nur wenig erhöhte Spannungen.

Ist die Stärke des Bolzenauges größer als die des Knotenbleches, so ist dieses, um ein Kröpfen der Anschlußaschen zu verhindern, durch aufgenietete dünne Bleche beiderseits zu verstärken. Die Anzahl der je einschneidigen Niete hierbei richtet sich nach der zu übertragenden Kraft, die im Verhältnis der Stärke des Verstärkungsbleches zum Knotenbleche einzuschätzen ist.

Abgesehen von der statisch notwendigen Querschnittsfläche des Bolzenauges ist auch darauf zu achten, daß der Abstand der Bolzenmitte vom Rande des Auges $\geq 1,5 d_0$ zweckmäßig rd. $2,0 d_0$ beträgt; dieses bedingt mithin eine Breite des Bolzenauges, d. h. einen Gesamtdurchmesser $\geq 3 d_0$ bis $4 d_0$ und eine Laschenlänge von $8 d_0 + 3 \text{ mm}$ bzw. besser $12 d_0 + 3 \text{ mm}$.

In ähnlicher Weise sind auch Bolzen zu berechnen, welche bei Ausbildung von Knotenpunkten den Anschluß mehrerer Stäbe an einen durchgehenden, zweiteiligen, außenliegenden Gurt bewirken. Hier sind alle Stabkräfte in je zwei Seitenkräfte zu zerlegen, parallel und senkrecht zu dem durchgehenden Gurte, und der Bolzen als ein auf den äußersten Gurtteilen freigelagerter Balken auf zwei Stützen zu berechnen. Nach Auffindung der Biegemomente in beiden Richtungen (\parallel - und \perp -Gurt) sind die resultierenden Momente M_r zu bestimmen und schließlich ist aus dem größten derselben $M_{r_{\max}}$ der Bolzenhalbmesser mit Hilfe der obigen Gleichung für r zu finden.

III. Eiserne Säulen.

Das Material kann Guß- und Flußeisen sein; bei erheblicher Biegebelsung, stoßweise wirkender Nutzlast, stark exzentrischer Belastung und zugleich bestehender Möglichkeit einer Gefährdung durch Feuer ist Flußeisen vorzuziehen. Die Berechnung auf Druck bei zentrischer Belastung bzw. auf Druck und Biegung erfolgt nach der Gleichung:

$$\sigma = -\frac{P}{F}, \text{ bzw. nach } \sigma = -\frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}.$$

Die Berechnung auf Knicken ist — soweit diese Formel Gültigkeit hat — mit Hilfe der Eulerschen Gleichung durchzuführen:

$$P \leq \frac{C E \cdot J_{\min}}{s l^2}.$$

Hierin bedeutet P die zentrisch wirkende Kraft, E die Elastizitätszahl (Gußeisen 100 000 kg/qcm, Flußeisen im Mittel 2 150 000 kg/qcm), J_{\min} das kleinste in Frage zu ziehende Trägheitsmoment des Querschnittes, l die mathematische Länge der Säule, s die Sicherheit (8fach bei Guß-, 4—5fach bei Flußeisen), C eine Einspannungszahl, abhängig von der Stützung der Säule. Ist diese unten

fest gelagert, oben frei (Fall I), so ist $C = \frac{\pi^2}{4} = \text{rd. } 2,5$; beiderseits gelenkartiger Anschluß oder eine Führung bedingt $C = \pi^2 = \text{rd. } 10$ (Fall II, Normalfall); wird die Säule unten fest eingespannt (oder breit aufgesetzt), oben mit einem Gelenke versehen, so ist $C = 2 \pi^2 = \text{rd. } 20$ (Fall III), schließlich bei beiderseitiger fester Einspannung $C = 4 \pi^2 = 40$ (Fall IV). Man kann auch von dem

Normalfall ausgehend, $C = \frac{10 \cdot E \cdot J_{\min}}{s \cdot l^2}$ auf die anderen Fälle (I, III, IV) durch

Einführung der wahren Knicklänge schließen; wird diese mit l_0 bezeichnet und ist l die mathematische Säulenlänge, so wird bei Fall I $l_0 = 2 l$; Fall II $l_0 = l$; Fall III $l_0 = 0,71 l$; Fall IV $l_0 = 0,5 l$. In der Regel wird Fall II bzw. I vorliegen.

Führt man in den Normalfall der Euler-Gleichung C entsprechend dem jeweilig vorliegenden Baustoffe ein und wählt man die Sicherheiten entsprechend, führt man ferner P in t , l in m ein und sorgt dafür, daß J in cm^4 erscheint, so ergeben sich die nachfolgenden, für die Rechnung besonders geeigneten vereinfachten Gleichungen:

$$a) \text{ Gußeisen} \quad s = 8; \quad J = 8 P l^2 \quad P = \frac{J}{8 l^2} = 0,125 \frac{J}{l^2};$$

$$b) \text{ Gußeisen} \quad s = 10; \quad J = 10 P l^2 \quad P = \frac{J}{10 l^2} = 0,100 \frac{J}{l^2};$$

$$c) \text{ Schweißeisen} \quad s = 5; \quad J = 2,5 P l^2 \quad P = \frac{J}{2,5 l^2} = 0,4 \frac{J}{l^2};$$

$$d) \text{ Flußeisen} \quad s = 5; \quad J = 2,33 P l^2 \quad P = \frac{J}{2,33 l^2} = 0,43 \frac{J}{l^2};$$

$$e) \text{ Flußeisen} \quad s = 4; \quad J = 1,87 P l^2 \quad P = \frac{J}{1,87 l^2} = 0,54 \frac{J}{l^2};$$

$$f) \text{ Kiefernholz} \quad s = 10; \quad E = 120\,000 \text{ kg/qcm}; \quad J = 83,3 P l^2, \quad P = 0,012 \frac{J}{l^2}.$$

Beispiele: 1. Eine gußeiserne Säule mit Ringquerschnitt hat $l = 5,00 \text{ m}$, $J = 8000 \text{ cm}^4$; ihre Tragfähigkeit bei 10-facher Sicherheit auf Knicken ist somit:

$$P = 0,1 \frac{J}{l^2} = 0,1 \cdot \frac{8000}{25} = 0,1 \cdot 320 = 32 \text{ t.}$$

Wäre die Sicherheit eine 8-fache, so wäre $P = 0,125 \cdot \frac{8000}{25} = 40 \text{ t}$.

2. Ein I-Eisen Nr. 20 mit $J_{\min} = 117 \text{ cm}^4$ hat $P = 6 \text{ t}$ zu tragen. Demgemäß ist die gestattete Knicklänge bei $s = 4$:

$$l^2 = \frac{J}{1,85} P = \frac{117}{1,85 \cdot 6} = \text{rd. } 10,5; \quad l = \text{rd. } 3,25 \text{ m.}$$

Zur Ermittlung von J und namentlich J_{\min} wird man zweckmäßig für verwickelte Querschnitte von der nachfolgenden tabellarischen Zusammenstellung Gebrauch machen können; sie beruht darauf, daß man J in der Form $J = c F \cdot h^2$ ausdrücken kann, worin c die Steifigkeitszahl des betr. Querschnittes, bezogen auf eine bestimmte Achse, darstellt ($c = \frac{J}{F \cdot h^2}$), F den Querschnitt (bzw. Querschnittsteil) bedeutet und h die zur Achse zugehörige, für das in Frage kommende Trägheitsmoment maßgebend bestimmende Querschnittsabmessung darstellt. Alle c -Werte für aus I-Eisen zusammengesetzte Querschnitte sind in der Art aufgestellt, daß h hier immer die kleinere Winkelschenkellänge bezeichnet.

Die Anwendung der Tabellen erläutern die nachstehenden Beispiele:

1. Von dem Ringquerschnitte einer gußeisernen Säule sei bekannt: $h = 30 \text{ cm}$; $\delta = 1,5 \text{ cm}$; $F = 141,3$. Mithin wird (Tabelle S. 653 unter Nr. 1):

$$J = c F h^2 = 0,125 \cdot 141,3 \cdot 30^2 = \text{rd. } 15\,900 \text{ cm}^4.$$

2. 2 $\sqcap 100 \cdot 50 \cdot 10$ in Form eines \sqcap ($f = 14,0$) sollen in bezug auf beide Achsen gleich knicksicher sein. Das J in diesem Fall wird gesucht. Nach Tabelle auf S. 653 unter 7 ist alsdann dem Eisen ein lichter Abstand zu geben von $\delta_1 = 0,708 \cdot h = 0,708 \cdot 5 = 3,54 \text{ cm}$. Hierbei wird: $J_I = J_{II} = c \cdot 2 f \cdot h^2 = c \cdot 2 \cdot 14,0 \cdot 5^2 = 0,41 \cdot 2 \cdot 14 \cdot 5^2 = 287 \text{ cm}^4$.

Rechnet man J_{II} nach, so wird: $J_{II} = 2 (J_{II} + f \left(e + \frac{\delta_1}{2} \right)^2)$; $J_{II} = 24,5 \text{ cm}^4$; $e = 1,16$ gibt: $J_{II} = 2 (24,5 + 14 \left(1,16 + \frac{3,54}{2} \right)^2) = 289 \text{ cm}^4$.

Die Gültigkeitsgrenzen der Euler-Formel hat Tetmajer durch praktische Versuche einwandfrei festgesetzt. Führt man in die Eulersche Gleichung ein: $P = k_0 \cdot F$, so wird:

$$k_0 = \frac{P}{F} = \frac{C \cdot E \cdot J}{F \cdot l^2}.$$

$$\text{Tabelle der Werte } c = \frac{J}{F h^2}$$

zur Berechnung von auf Knickung beanspruchten guß- und schmiedeeisernen Säulen¹⁾.

Nr.	Querschnittsform	Genau für	Schwerpunktslage e	$c = \frac{J}{F h^2}$	Bemerkungen
1		$\delta : h = 0$	—	0,125	$J = 0,125 \cdot \pi \delta \cdot h^2$ $= 0,125 \pi \delta h^2 = 0,393 \delta h^2$.
2		$\delta : h = 0$	—	0,1667	$J = 0,1667 \cdot 4 \delta h \cdot h^2$ $= 0,6668 \delta h^2$.
3		$\delta = 0,1 h$	$e = 0,287 h$	0,0946	Querschnitt eines L-Eisens = f . $J = 0,0946 \cdot 2 \cdot f \cdot h^2$.
4		$\delta = 0,1 h$	—	0,151	gleichschenklige Winkeleisen. Gesamtquerschnitt = $2 f$; $J = c \cdot 2 f h^2$.
	—		0,218		
	—		0,287		
	—		0,151		
	—		0,2443		
5		—	0,171	gleichschenklige Winkeleisen. Gesamtquerschnitt = $4 f$; $J = c \cdot 4 \cdot f h^2$; für die Schlitzweite δ_1 ist allgemein $c = 0,0945 + \left(0,287 + \frac{\delta_1}{2 h}\right)^2$	
	—	0,2443			
6		$\delta = 0,15 h$	$e_1 = 0,506 h$	0,231 0,2455	Gesamtquerschnitt = $2 f$. Soll $J_I = J_{II}$ werden, so hat man $\delta_1 = k h$ für $k = 0,264$ zu machen. $J_I = 0,231 \cdot 2 \cdot f h^2$; $J_{II} = 0,2455 \cdot 2 \cdot f h^2$. Ungleichsch. $\angle 1:1,5$.
7		$\delta = 0,17 h$	$e = 0,7317 h$	0,41 0,2318	Gesamtquerschnitt = $2 f$. Soll $J_I = J_{II}$ werden, so hat man $\delta_1 = k h$ für $k = 0,708$ zu machen. $J_I = 0,41 \cdot 2 \cdot f h^2$; $J_{II} = 0,2318 \cdot 2 \cdot f h^2$; Ungleichsch. $\angle 1:2$.
8		$\delta = 0,165 h$	—	0,241 0,2095	Schenkelverhältnis 1:2. Gesamtquerschnitt = $2 f$. Soll $J_I = J_{II}$ werden, so hat man $\delta_1 = k h$ für $k = 0,38$ zu machen. $J_I = 0,241 \cdot 2 \cdot f h^2$; $J_{II} = 0,2095 \cdot 2 \cdot f h^2$.
9		$\delta = 0,11 h$	—	0,0445 0,246	Schenkelverhältnis 1:1. Gesamtquerschnitt = $2 f$; $J_I = 0,0445 \cdot 2 \cdot f h^2$; $J_{II} = 0,246 \cdot 2 \cdot f h^2$.

¹⁾ Die Zahlen der Reihe „c“ stehen mit den bei den Querschnittsformen angegebenen Verhältnissen $\delta : h$ bzw. den dort genannten Achsen in Zusammenhang.

Nr.	Querschnittsform	Genau für	Schwerpunktslage e	$c = \frac{J}{F h^2}$	Bemerkungen
10		Mittel der I-II } C-Eisen	—	0,151 0,285	h maßgebend; b maßgebend. Soll $J_I = J_{II}$ werden, so hat man $\delta_1 = k b$ für $k = 0,62 \left[\sqrt{1,58 \left(\frac{h}{b} \right)^2} - 1 - 1 \right]$ zu machen. Gesamtquerschnitt = 2 f .
11		Mittel der I-II } C-Eisen	—	0,151 $\left(\frac{k}{2} - 0,31 \right)^2 + 0,0955$	h maßgebend; b maßgebend. Soll $J_I = J_{II}$ werden, so hat man k in $k b = 0,62 \left[1 = \sqrt{1,58 \left(\frac{h}{b} \right)^2} - 1 \right]$ zu machen. Gesamtquerschnitt = 2 f .
12		Mittel der I-II } Nr. 12—50	—	0,159 $\left(\frac{k}{2} \right)^2 + 0,0494$	h maßgebend; b maßgebend. Soll $J_I = J_{II}$ werden, so hat man k in $k b$ $k = \sqrt{0,636 \left(\frac{h}{b} \right)^2} - 0,1976$ zu machen. Gesamtquerschnitt = 2 f .
13		$\delta = 0,0833 h$ $\delta = 0,1 h$ $\delta = 0,125 h$	— — —	0,0437 0,0443 0,0450	Einfaches Kreuzprofil. $J = c \cdot F h^2$.
14		$\delta = 0,15 h$	—	$\left(\frac{k_1}{2} + 0,506 \right)^2 + 0,231$ 0,6613	Soll $J_I = J_{II}$ werden, so hat man $k = 0,512$ $+ \sqrt{(k_1 + 1,012)^2 + 0,6012}$ oder $k_1 = \sqrt{(k - 0,512)^2 - 0,6012} - 1,012$ zu machen. Gesamtquerschnitt = 4 f . $J = c \cdot 4 \cdot f h^2$.
15		$\delta = 0,17 h$	—	$\left(\frac{k_1}{2} + 0,7317 \right)^2 + 0,41$ 1,2231	Soll $J_I = J_{II}$ werden, so hat man $k = 0,464$ $+ \sqrt{(k_1 + 1,4634)^2 + 1,3594}$ oder $k_1 = \sqrt{(k - 0,464)^2 - 1,3594} - 1,4634$ zu machen. Für $k_1 = 0,34$ wird $k = 2,6115$. Gesamtquerschnitt = 4 f . $J = c \cdot 4 \cdot f h^2$.
16		$\delta = 0,1 h$	—	$\left(\frac{k_1}{2} + 0,287 \right)^2 + 0,0946$ 0,2444	Soll $J_I = J_{II}$ werden, so hat man $k = k_1 + 1,148$ zu machen. Für $k_1 = 0,2$ wird $k = 1,348$, was beweist, daß der Querschnitt für II meist zu steif ist. Gesamtquerschnitt = 4 f . $J = c \cdot 4 \cdot f h^2$.
17		$\delta = 0,1 h$	—	$\left(\frac{k}{2} - 0,287 \right)^2 + 0,0946$	Gesamtquerschnitt = 4 f , also $J_I = c \cdot 4 \cdot f h^2$.

worin k_0 die Knickspannung beim Bruche darstellt, und ersetzt ferner $\frac{J}{F}$ durch i^2 (i = Trägheitsradius), so ergibt sich:

$$k_0 = C \cdot E \cdot \left(\frac{i}{l}\right)^2.$$

Für das Verhältnis $\frac{l}{i}$ sind die Grenzen der Verwertbarkeit der Euler - Formel bestimmt; da die Lagerung der untersuchten Säulen Fall II entsprach, ist hier l auch die wirkliche Knicklänge.

Für Gußeisen ergibt sich, daß nur Säulen mit $\frac{l}{i} \geq 80$ nach der Euler - Gleichung berechnet werden können, ein Verhältnis, das bei praktischen Fällen fast nie vorkommt. Hier lautet die Euler - Gleichung für $C = \pi^2$, $E = 1000$ t/qcm:

$$k_0 = \frac{P}{F} = 9,87 \cdot 1000 \left(\frac{i}{l}\right)^2 = 9870 \left(\frac{i}{l}\right)^2 = \text{rd. } 10000 \left(\frac{i}{l}\right)^2,$$

wobei alle Werte in t und qcm einzuführen sind. Wird $\frac{l}{i} < 80$, so ergeben die Versuche die Beziehung:

$$k_0 = \frac{P}{F} = + 7,76 - 0,120 \frac{l}{i} + 0,00053 \left(\frac{l}{i}\right)^2$$

(in t und qcm).

Tabellen der Knickspannungen (k_0) und der Vermittlungskoeffizienten (α) der Knickfestigkeit.

I. Graues Gußeisen.

$$\alpha = \frac{k_0}{k_d}; \quad k_d = 8,00 \text{ t/qcm}^1).$$

a) $\frac{l}{i} = 10$ bis 80.

b) $\frac{l}{i} > 80$.

$$k_0 = 7,76 - 0,12 \frac{l}{i} + 0,00053 \left(\frac{l}{i}\right)^2 \text{ t/qcm.} \quad k_0 = 9870 \left(\frac{i}{l}\right)^2 \text{ t/qcm.}$$

$\frac{l}{i}$	k_0 t/qcm	α	$\frac{l}{i}$	k_0 t/qcm	α	$\frac{l}{i}$	k_0 t/qcm	α	$\frac{l}{i}$	k_0 t/qcm	α
10	6,613	0,827	47 ^{1/2}	3,256	0,407	82 ^{1/2}	1,450	0,181	135	0,542	0,068
12 ^{1/2}	6,343	0,793	50	3,085	0,386	85	1,366	0,171	140	0,504	0,063
15	6,079	0,760	52 ^{1/2}	2,921	0,365	87 ^{1/2}	1,289	0,161	145	0,470	0,059
17 ^{1/2}	5,822	0,728	55	2,763	0,345	90	1,218	0,152	150	0,439	0,055
20	5,572	0,697	57 ^{1/2}	2,612	0,327	92 ^{1/2}	1,154	0,144	155	0,411	0,051
22 ^{1/2}	5,328	0,666	60	2,468	0,309	95	1,094	0,137	160	0,386	0,048
25	5,091	0,636	62 ^{1/2}	2,330	0,291	97 ^{1/2}	1,038	0,130	165	0,363	0,045
27 ^{1/2}	4,861	0,608	65	2,199	0,275	100	0,987	0,123	170	0,342	0,043
30	4,637	0,580	67 ^{1/2}	2,075	0,259	105	0,895	0,112			
32 ^{1/2}	4,420	0,553	70	1,957	0,245	110	0,816	0,102			
35	4,209	0,526	72 ^{1/2}	1,846	0,231	115	0,746	0,093			
37 ^{1/2}	4,005	0,501	75	1,741	0,218	120	0,686	0,086			
40	3,808	0,476	77 ^{1/2}	1,643	0,205	125	0,632	0,079			
42 ^{1/2}	3,617	0,452	80	1,552	0,194	130	0,584	0,073			
45	3,433	0,429									

¹⁾ Entsprechend der Würfel Festigkeit des feinhörnigen Gußeisens, gefunden an Würfeln mit 3 cm Kantenlänge. — k_d bezeichnet die Druckfestigkeitszahl, k_0 die Knick-Bruchspannung.

II. Schweißbeisen.

$$\alpha = \frac{k_0}{k_d}; \quad k_d = 3,5 \text{ t/qcm.}$$

$$\text{a) } \frac{l}{i} = 15 \text{ bis } 112.$$

$$\text{b) } \frac{l}{i} > 112.$$

$$k_0 = 3,03 - 0,013 \left(\frac{l}{i} \right) \text{ t/qcm.}$$

$$k_u = 19740 \left(\frac{i}{l} \right)^2 \text{ t/qcm.}$$

$\frac{l}{i}$	k_0 t/qcm	α	$\frac{l}{i}$	k_0 t/qcm	α	$\frac{l}{i}$	k_0 t/qcm	α
15	2,835	0,810	65	2,185	0,624	115	1,493	0,427
17 ¹ / ₂	2,802	0,801	67 ¹ / ₂	2,152	0,615	120	1,371	0,392
20	2,770	0,791	70	2,120	0,606	125	1,263	0,361
22 ¹ / ₂	2,737	0,782	72 ¹ / ₂	2,087	0,596	130	1,168	0,334
25	2,705	0,773	75	2,055	0,587	135	1,083	0,309
27 ¹ / ₂	2,672	0,763	77 ¹ / ₂	2,022	0,578	140	1,007	0,288
30	2,640	0,754	80	1,990	0,569	145	0,939	0,268
32 ¹ / ₂	2,607	0,745	82 ¹ / ₂	1,957	0,559	150	0,877	0,251
35	2,575	0,736	85	1,925	0,550	155	0,822	0,235
37 ¹ / ₂	2,542	0,726	87 ¹ / ₂	1,892	0,541	160	0,771	0,220
40	2,510	0,717	90	1,860	0,531	165	0,725	0,207
42 ¹ / ₂	2,477	0,708	92 ¹ / ₂	1,827	0,522	170	0,683	0,195
45	2,445	0,699	95	1,795	0,513	175	0,645	0,184
47 ¹ / ₂	2,412	0,689	97 ¹ / ₂	1,762	0,503	180	0,609	0,174
50	2,380	0,680	100	1,730	0,494	185	0,577	0,165
52 ¹ / ₂	2,347	0,671	102 ¹ / ₂	1,697	0,485	190	0,547	0,156
55	2,315	0,661	105	1,665	0,476	195	0,519	0,148
57 ¹ / ₂	2,282	0,652	107 ¹ / ₂	1,632	0,466	200	0,494	0,141
60	2,250	0,643	110	1,600	0,457			
62 ¹ / ₂	2,217	0,633						

Für Schweißbeisen gilt die Euler-Formel, solange:

$$\frac{l}{i} \geq 112; \quad k_0 = \frac{P}{F} = 19740 \left(\frac{i}{l} \right)^2 = \text{rd. } 20000 \left(\frac{i}{l} \right)^2.$$

Für $\frac{l}{i} \leq 112$ bis 10 gilt: $k_0 = \frac{P}{F} = 3,03 - 0,0129 \frac{l}{i}$.

Bei Flußbeisen liegt die Grenze der Gültigkeit bei:

$$\frac{l}{i} \geq 105, \quad k_0 = \frac{P}{F} = 21220 \left(\frac{i}{l} \right)^2.$$

Für $\frac{l}{i} = 105$ bis 10 ist zu rechnen mit:

$$k_0 = \frac{P}{F} = 3,10 - 0,0114 \frac{l}{i}.$$

Auch hier sind alle Werte in t und qcm einzuführen. Die Tragfähigkeit der Säule im Augenblicke des Knickens folgt aus: $P = k_0 \cdot F$, woraus unter Wahrung der notwendigen Sicherheit die zulässige Belastung auf Knicken

$$P_i = \frac{P}{s} = \frac{k_0 \cdot F}{s} \text{ abzuleiten ist.}$$

III. Flußeisen.

$$\alpha = \frac{k_0}{k_d}; \quad k_d = 3,8 \text{ t/qcm.}$$

$$\text{a) } \frac{l}{i} = 15 \text{ bis } 105.$$

$$\text{b) } \frac{l}{i} > 105.$$

$$k_0 = 310 - 0,0114 \left(\frac{l}{i} \right) \text{ t/qcm.}$$

$$k_0 = 21220 \left(\frac{i}{l} \right)^2 \text{ t/qcm.}$$

$\frac{l}{i}$	k_0 t/qcm	α	$\frac{l}{i}$	k_0 t/qcm	α	$\frac{l}{i}$	k_0 t/qcm	α
15	2,929	0,771	62 ^{1/2}	2,387	0,628	107 ^{1/2}	1,836	0,483
17 ^{1/2}	2,905	0,763	65	2,359	0,621	110	1,754	0,462
20	2,872	0,756	67 ^{1/2}	2,331	0,613	115	1,605	0,423
22 ^{1/2}	2,844	0,748	70	2,302	0,606	120	1,474	0,388
25	2,815	0,741	72 ^{1/2}	2,274	0,598	125	1,358	0,357
27 ^{1/2}	2,786	0,733	75	2,245	0,591	130	1,256	0,331
30	2,758	0,726	77 ^{1/2}	2,217	0,583	135	1,165	0,307
32 ^{1/2}	2,729	0,718	80	2,188	0,576	140	1,083	0,285
35	2,701	0,711	82 ^{1/2}	2,159	0,568	145	1,009	0,266
37 ^{1/2}	2,673	0,703	85	2,131	0,561	150	0,943	0,248
40	2,644	0,696	87 ^{1/2}	2,102	0,553	155	0,883	0,232
42 ^{1/2}	2,615	0,688	90	2,074	0,546	160	0,829	0,218
45	2,587	0,681	92 ^{1/2}	2,046	0,538	165	0,779	0,205
47 ^{1/2}	2,558	0,673	95	2,017	0,531	170	0,734	0,193
50	2,530	0,666	97 ^{1/2}	1,989	0,523	175	0,693	0,182
52 ^{1/2}	2,501	0,658	100	1,960	0,516	180	0,655	0,171
55	2,473	0,651	102 ^{1/2}	1,931	0,508	185	0,620	0,163
57 ^{1/2}	2,444	0,643	105	1,903	0,501	190	0,588	0,155
60	2,416	0,636				195	0,558	0,147
						200	0,531	0,140

Zur Bestimmung der Knickspannung k_0 kann man von den beigegeführten von Tetmajer berechneten Tabellen recht zweckmäßig Gebrauch machen, da durch sie die Zahlenrechnung sehr erheblich vereinfacht wird. Die Tabelle gilt sowohl für die Verhältnisse $\frac{l}{i}$, innerhalb deren die Euler-Gleichung gilt, als auch alsdann, wenn dieselbe nicht mehr anzuwenden ist. In den Tabellen bezeichnet k_d die Druckfestigkeit des jeweils vorliegenden Baustoffes, k_0 die zu einem bestimmten Werte $\frac{l}{i}$ gehörende Knickspannung und α das „Vermittungsverhältnis“ der Knickspannung: $\alpha = \frac{k_0}{k_d}$. Zudem enthalten die Tabellenköpfe die voranstehend erwähnten Knickformeln entsprechend dem vorliegenden Material in Gußeisen, Schweißeisen und Flußeisen.

Liegt eine andere Lagerform als Fall II vor, so sind zunächst die wirklichen Knicklängen nach dem vorhergesagten zu ermitteln (S. 651), d. h. bei Fall I $2l$, bei III $0,71 l = \text{rd. } \frac{3}{4} l$, bei IV $0,5 l$ als wirkliche Knicklänge einzuführen, um das Verhältnis $\frac{l}{i}$ zu bestimmen.

Die Größe von i kann man für die I- und C-Eisen und die normalen Winkelprofile den nachstehenden Zusammenstellungen entnehmen.

Tabellen der Trägheitshalbmesser der I-, [- und]-Eisen der deutschen Normalprofile, der Trägheitsmomente von aus je zweien zusammengesetzten Querschnitten, der Wurzelmaße, zweckmäßiger Nietdurchmesser und Nettoquerschnitte.

1. Tabelle der I-Profile
(vgl. auch die Tabelle auf S. 402).

Profil Nr.	Haupt- abmessungen		Trägheits- halbmesser		Zusammengesetztes Profil $W_a < W_z$; $W_z = 2 \cdot W_x$ Trägheitshalbmesser $i_a = i_z$			Wurzel- maß c	Niet- durchm. d_1	Quer- schnitt $F_{\text{netto}}^1)$	Prof. Nr.
	h mm	b mm	i_z cm	i_y cm	a cm	$J_a = J_z$ $= 2 J_x$ cm ⁴	W_a cm ³				
8	80	42	3,20	0,91	6,2	155,6	30,3	22	8	5,7	8
9	90	46	3,61	1,00	7,0	234	40,3	24	8	7,0	9
10	100	50	4,01	1,07	7,8	342	53,3	26	8	8,5	10
11	110	54	4,41	1,15	8,5	478	68,8	28	8	10,0	11
12	120	58	4,81	1,23	9,4	656	86,3	30	10	11,1	12
13	130	62	5,20	1,31	10,0	872	107,7	34	10	12,9	13
14	140	66	5,61	1,40	10,8	1146	131,7	36	10	14,9	14
15	150	70	6,00	1,47	11,6	1470	158	38	13	15,8	15
16	160	74	6,40	1,55	12,4	1870	189	40	13	18,0	16
17	170	78	6,80	1,63	13,2	2332	222	42	13	20,3	17
18	180	82	7,20	1,71	14,0	2892	261	44	13	22,6	18
19	190	86	7,60	1,80	14,8	3526	301	48	13	25,1	19
20	200	90	8,00	1,87	15,6	4284	348	50	16	26,5	20
21	210	94	8,40	1,95	16,4	5126	397	52	16	29,1	21
22	220	98	8,80	2,02	17,0	6120	460	54	16	32,0	22
23	230	102	9,21	2,10	18,0	7214	512	56	16	34,8	23
24	240	106	9,59	2,20	18,8	8492	578	58	16	37,9	24
25	250	110	10,00	2,27	19,5	9932	651	58	20	38,9	25
26	260	113	10,38	2,32	20,2	11488	729	60	20	42,2	26
27	270	116	10,77	2,40	21,0	13252	813	62	20	45,7	27
28	280	119	11,14	2,45	21,8	15174	900	64	20	49,2	28
29	290	122	11,55	2,50	22,5	17272	995	66	20	52,6	29
30	300	125	11,91	2,56	23,4	19600	1092	68	20	56,5	30
32	320	131	12,70	2,67	24,8	25020	1320	70	20	64,2	32
34	340	137	13,45	2,80	26,4	31390	1566	74	20	72,5	34
36	360	143	14,21	2,90	27,8	39210	1863	78	23	79,6	36
38	380	149	15,00	3,02	29,5	48024	2163	80	23	88,5	38
40	400	155	15,73	3,13	30,8	58426	2524	84	23	98,6	40
42 ¹ / ₂	425	163	16,73	3,30	32,8	73946	3012	88	26	108,6	42 ¹ / ₂
45	450	170	17,65	3,43	34,8	91704	3541	92	26	122,3	45
47 ¹ / ₂	475	178	18,60	3,60	36,5	112962	4161	98	26	137,0	47 ¹ / ₂
50	500	185	19,60	3,72	38,5	137476	4824	100	26	152,5	50
55	550	200	21,42	4,02	42,5	198368	6348	110	26	182,5	55
60	600	215	23,40	4,30	46,0	277914	8333	120	26	221,2	60

1) Unter Abzug von 4 Nietlöchern in den Flanschen.

2. Tabelle der C-Profile (vgl. auch die Tabelle auf S. 401).


Profil Nr.	Hauptabmessungen		Trägheitshalbmesser		Zusammengesetztes Profil Trägheitshalbmesser $i_a = i_{a_1} = i_a = i_x$ $W_a = 2 W_{a_1} > W_{a_2} > W_{a_1}$			Abstände (abgerundet)		Wurzelmaß	Nietdurchmesser	Querschnitt	Profil Nr.
	h	b	i_x	i_y	$J_a = J_{a_1} = J_{a_2}$	W_{a_1}	W_{a_2}	a_1	a_2	c	d_1	$F_{netto}^1)$	
	mm	mm	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	mm	mm	qcm	
3	30	33	1,08	0,99	12,8	—	—	—	—	20	8	4,34	3
4	40	35	1,50	1,04	28,2	—	—	—	—	20	8	5,09	4
5	50	38	1,92	1,13	52,8	13,2	—	0,4	—	20	10	5,72	5
6 ^{1/2}	65	42	2,52	1,25	115	23,0	—	1,6	—	25	10	7,59	6 ^{1/2}
8	80	45	3,10	1,33	212	35,9	—	2,8	—	25	13	9,0	8
10	100	50	3,91	1,47	412	58,0	79,2	4,2	10,4	30	13	11,4	10
12	120	55	4,62	1,59	728	88,2	121,3	5,5	12,0	30	16	14,2	12
14	140	60	5,45	1,75	1210	128,7	172,8	6,8	14,0	35	16	17,3	14
16	160	65	6,21	1,89	1850	174,5	238,7	8,2	15,5	35	20	20,0	16
18	180	70	6,95	2,02	2708	230,4	314,9	9,5	17,2	40	20	23,8	18
20	200	75	7,70	2,14	3822	296,2	406,6	10,8	18,8	40	20	27,8	20
22	220	80	8,48	2,26	5380	384,3	522,3	12,0	20,6	45	23	31,9	22
24	240	85	9,22	2,42	7196	473,4	639,6	13,4	22,5	45	23	36,3	24
26	260	90	9,88	2,56	9646	591,8	803,8	14,6	24,0	50	23	41,9	26
28	280	95	10,85	2,74	12552	717,3	965,5	16,0	26,0	50	23	46,5	28
30	300	100	11,69	2,90	16052	863,0	1146,5	17,2	28,0	55	26	50,6	30

3. Tabelle der gleichschenkligen Winkeleisen (vgl. auch Tab. auf S. 393 u. 394).

Profil Nr.	Hauptabmessungen		Trägheitshalbmesser		Zusammengesetztes Profil		Wurzelmaß c	max. Nietdurchm. d_1	Querschnitt $F_{netto}^2)$	Profil Nr.	
	b	d	i_x	i_y	$J_{min} = 2 \cdot J_{\eta}$						
	mm	mm	max. = Achse	min.	J_{min}	i					
1 ^{1/2}	15	3	0,54	0,27	0,30	0,43	8	6	0,64	1 ^{1/2}	
		4	0,53	0,28	0,36	0,41					0,81
2	20	3	0,74	0,37	0,76	0,58	12	6	0,94	2	
		4	0,73	0,36	0,96	0,55					1,21
2 ^{1/2}	25	3	0,95	0,47	1,58	0,75	14	8	1,18	2 ^{1/2}	
		4	0,93	0,47	2,02	0,74					1,53
3	30	4	1,12	0,58	3,60	0,89	16	8	1,95	3	
		6	1,09	0,57	4,89	0,87					2,79
3 ^{1/2}	35	4	1,33	0,68	5,92	1,05	20	10	2,27	3 ^{1/2}	
		6	1,30	0,68	8,28	1,04					3,27
4	40	4	1,52	0,78	8,96	1,20	22	10	2,68	4	
		6	1,49	0,77	12,66	1,19					3,88
		8	1,46	0,76	15,98	1,17					
4 ^{1/2}	45	5	1,70	0,87	15,66	1,35	25	13	3,65	4 ^{1/2}	
		7	1,67	0,87	20,8	1,33					4,95
		9	1,64	0,86	25,2	1,31					
5	50	5	1,90	0,98	42,0	1,51	28	13	4,15	5	
		7	1,88	0,96	29,2	1,49					5,65
		9	1,85	0,97	35,8	1,47					

1) Unter Abzug von 2 Nietlöchern in den Flanschen. 2) Desgleichen eines Nietes.

Tab. der gleichschenkligen Winkeleisen (vgl. auch S. 393 u. 394). (Forts.)

Profil Nr.	Hauptab- messungen		Trägheits- halbmesser		Zusammengesetztes Profil		Wurzelmaß		max. Niet- durchm.	Querschnitt ¹⁾	Profil Nr.	
	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>i_x</i> max.	<i>i_y</i> min.			<i>c</i>	<i>d₁</i>				
	mm	mm	= Achse		<i>J_{min}</i> cm ⁴	<i>i</i> cm	mm	mm	qcm			
5 ^{1/2}	55	6	2,08	1,07	34,6	1,66	30	16	5,35	5 ^{1/2}		
		8	2,06	1,07	44,2	1,64					6,95	
		10	2,02	1,06	52,6	1,62					8,47	
6	60	6	2,29	1,17	45,6	1,82	35	16	5,95	6		
		8	2,26	1,16	58,2	1,79					7,75	
		10	2,23	1,15	69,8	1,78					9,47	
6 ^{1/2}	65	7	2,47	1,26	66,8	1,96	35	20	7,30	6 ^{1/2}		
		9	2,44	1,25	82,6	1,94					9,18	
		11	2,42	1,25	97,6	1,91					10,97	
7	70	7	2,67	1,37	84,8	2,12	40	20	8,00	7		
		9	2,64	1,36	105,2	2,1					10,10	
		11	2,61	1,35	123,6	2,08					12,10	
7 ^{1/2}	75	8	2,85	1,46	117,8	2,27	45	20	9,90	7 ^{1/2}		
		10	2,83	1,45	142,8	2,24					12,10	
		12	2,79	1,44	164,8	2,22					13,94	
8	80	8	3,06	1,55	144,6	2,42	45	20	10,70	8		
		10	3,03	1,54	175,0	2,41					13,10	
		12	3,00	1,55	204,0	2,39					15,14	
9	90	9	3,45	1,76	232	2,74	50	20	13,70	9		
		11	3,41	1,75	276	2,71					16,50	
		13	3,39	1,74	316	2,69					18,81	
10	100	10	3,82	1,95	354	3,04	55 ²⁾	20	17,20	10		
		12	3,80	1,95	414	3,02					23	19,94
		14	3,77	1,94	470	3,00					23	22,98
11	110	10	4,23	2,16	478	3,36	45	25	20	19,20		
		12	4,21	2,15	560	3,34					23	22,34
		14	4,18	2,14	638	3,32					23	25,78
12	120	11	4,62	2,35	682	3,66	50	30	23	22,87		
		13	4,59	2,34	788	3,64					26	26,32
		15	4,56	2,34	892	3,63					26	30,00
13	130	12	5,00	2,54	944	3,97	50	40	23	27,24		
		14	4,97	2,54	1080	3,95					26	31,06
		16	4,94	2,52	1210	3,92					26	35,14
14	140	13	5,38	2,74	1276	4,27	55	45	26	31,62		
		15	5,36	2,73	1446	4,25					26	36,10
		17	5,33	2,72	1610	4,23					26	40,58
15	150	14	5,77	2,94	1690	4,58	55	55	26	36,66		
		16	5,74	2,92	1898	4,56					26	41,54
		18	5,70	2,93	2104	4,54					26	46,32
16	160	15	6,15	3,14	2198	4,88	60	55	26	42,2		
		17	6,13	3,13	2452	4,86					26	47,38
		19	6,10	3,12	2696	4,84					26	52,56

1) Mit Abzug je eines Niertes. 2) Vgl. Fig. 14.

Tabelle der ungleichschenkligen Winkeleisen mit Schenkellängen von 1 : 1,5 (vgl. auch die Tabelle auf S. 395).

Profil Nr.	Hauptabmessungen			Trägheitshalbmesser		Zusammengesetzte Profile		Wurzelmaße ¹⁾			Nietdurchmesser	Querschnitt	Profil Nr.	Schenkelstärke
	b	a	d	i_x	i_y	Trägheitsmoment	Trägheitshalbm.	c	c_1	c_2				
				max.	min.						$J_h = J = 2J_z$	i	mm	mm
2	20	30	3	1,00	0,44	2,50	0,94	—	18	—	10	1,12	2	3
3			4	0,99	0,42	3,20	0,93	—	—	—	10	1,45	3	4
3	30	45	4	1,52	0,64	11,54	1,42	—	—	—	13	2,35	3	4
4 ^{1/2}			5	1,50	0,64	13,98	1,41	—	25	—	13	2,88	4 ^{1/2}	5
4	40	60	5	2,03	0,87	34,6	1,90	—	—	—	16	3,99	4	5
6			7	2,00	0,84	45,6	1,87	—	35	—	16	5,43	6	7
5	50	75	7	2,53	1,07	92,6	2,36	—	—	—	20	6,93	5	7
7 ^{1/2}			9	2,50	1,06	114,4	2,33	—	45	—	20	8,70	7 ^{1/2}	9
6 ^{1/2}	65	100	9	3,36	1,37	280	3,14	—	—	—	20	12,40	6 ^{1/2}	9
10			11	3,32	1,38	334	3,12	35	55	—	20	14,90	10	11
8	80	120	10	4,07	1,72	552	3,80	45	50	30	20	17,10	8	10
12			12	4,04	1,72	646	3,77	45	50	30	23	19,94	12	12
10	100	150	12	5,10	2,16	1298	4,75	—	—	—	23	25,94	10	12
15			14	5,07	2,15	1488	4,73	55	60	50	26	29,56	15	14

Tabelle der ungleichschenkligen Winkeleisen mit Schenkellängen 1 : 2 (vgl. auch die Tabelle auf S. 396).

2	20	40	3	1,31	0,42	5,62	1,28	—	—	—	13	1,33	2	3
4			4	1,30	0,42	7,16	1,26	—	22	—	13	1,73	4	4
3	30	60	5	1,96	0,63	31,2	1,91	—	—	—	16	3,49	3	5
6			7	1,93	0,62	41,2	1,87	—	35	—	16	4,73	6	7
4	40	80	6	2,62	0,85	89,8	2,55	—	—	—	20	5,69	4	6
8			8	2,60	0,84	115,0	2,52	—	45	—	20	7,41	8	8
5	50	100	8	3,27	1,05	232	3,17	—	—	—	20	9,9	5	8
10			10	3,26	1,02	282	3,16	—	55	—	20	12,1	10	10
6 ^{1/2}	65	130	10	4,30	1,38	640	4,15	—	—	—	20	16,6	6 ^{1/2}	10
13			12	4,23	1,37	748	4,11	35	50	40	20	19,7	13	12
8	80	160	12	5,26	1,70	1438	5,11	—	—	—	23	24,7	8	12
16			14	5,24	1,64	1644	5,08	45	60	55	26	28,2	16	14
10	100	200	14	6,60	2,12	3308	6,40	—	—	—	26	36,7	10	14
20			16	6,57	2,12	3726	6,38	55	60	95	26	41,5	20	16



Fig. 14.

1) Vgl. die beistehende Skizze Fig. 14.

Für verwickeltere Querschnitte kann zu ihrer Auffindung sehr bequem die Tabelle auf S. 653—655 Verwendung finden. Bei ihr ist:

$$J = c F h^2 \text{ und somit}$$

$$\frac{J}{F} = i^2 = c h^2.$$

Beispiele: 1. Für den Ringquerschnitt von $h = 30$ cm ist:

$$\frac{J}{F} = i^2 = 0,125 h^2 = 0,125 \cdot 900 = 112,5; \quad i = 10,6 \text{ cm.}$$

2. Für einen Querschnitt aus 2 L 100 · 50 · 10 und einen derartigen Abstand der beiden Eisen, daß die Trägheitsmomente in bezug auf beide Achsen gleich groß werden, ergibt sich:

$$J_I = J_{II} = c 2 f h^2; \quad \frac{J_I}{2f} = c h^2 = 0,41 \cdot 5^2 = i^2 \text{)}; \quad i^2 = 10,25; \quad i = 3,20 \text{ cm.}$$

3. Eine Säule besteht aus 2 I Nr. 18 mit $J_I = J_{II}$. Für sie ist:

$$i^2 = c h^2 \text{)} = 0,159 \cdot 18^2; \quad i^2 = 51,5; \quad i = 7,18 \text{ cm.}$$

Da die Tabellen auf S. 653—655 nur für Mittelwerte der Profile berechnet sind, so sind die mit ihrer Hilfe gefundenen „ i -Werte“ naturgemäß auch nur Annäherungswerte, die aber für Fragen der Knickfestigkeit, also für die hier in Frage kommenden Schätzungen als ausreichend genau anzusprechen sind.

Beispiele zur Anwendung der Tetmajerschen Tabellen.

1. Gußeiserne Pendelsäule $l = 530$ cm. Querschnitt ringförmig mit äußeren $\varnothing = 31,50$ innerem $= 28,50$ cm, d. h. h_{mittel} nach der Tabelle auf S. 653, Nr. 1 = 30 cm, $\delta = 1,5$ cm. Die Tragfähigkeit der Säule auf Knicken wird gesucht.

$$\text{Es ist: } F \approx 2 f \pi \delta \approx 2 \cdot 30 \cdot 3,14 \cdot 1,5 = 141,3 \text{ cm}^2.$$

$$J = c F h^2 = 0,125 \cdot 141,3 \cdot 30^2 = \text{rd. } 15\,900 \text{ cm}^4,$$

$$i^2 = \frac{J}{F} = \frac{15\,900}{141,3} = \text{rd. } 112,3; \quad i = 10,6;$$

Derselbe Wert ist auch unmittelbar obenstehend aus der Beziehung:

$$i^2 = c h^2 = 0,125 \cdot 30^2 = 112,3; \quad i = 10,6.$$

bereits ermittelt worden. Demgemäß wird:

$$\frac{l}{i} = \frac{530}{10,6} = 50,0,$$

d. h. die Euler-Gleichung gilt nicht. Nach Tabelle I auf S. 655 ergibt sich für $\frac{l}{i} = 50,0$, $k_0 = 3,085$ t/qcm.

$$P = k_0 F = 3,085 \cdot 141,3 = 435,9 \text{ t und bei achtfacher Sicherheit } P_1 = 54,5 \text{ t.}$$

2. I-Eisen (Flußmaterial), Norm.-Prof. 30, mit $F = 69$ cm², $J_{\text{min}} = 449$ cm⁴, sei beiderseits auf 6,0 m Länge fest eingespannt. Die Tragfähigkeit auf Knicken ist gesucht.

$$\text{Hier ist } l_0 = \frac{l}{2} = 300 \text{ cm; } i^2 = \frac{J}{F} = \frac{449}{69} = 6,51; \quad i = 2,55 \text{ cm; } \frac{l}{i} = \frac{300}{2,55} = \text{rd. } 117,5. \text{ d. h.}$$

es gilt die Eulersche Gleichung³⁾.

Um die Tabelle zu benutzen, verwendet man sie in der Form: $k_0 = 21\,220 \left(\frac{l}{i}\right)^2$; aus ihr folgt für $\frac{l}{i} = 117,5$: $P = k_0 F = 1,540 \cdot F = 1,54 \cdot 69 = 106,26$ t. Bei vierfacher Sicherheit kann mithin die Stütze tragen: $P_1 = 26,55$ t. Auf einfachen Druck könnte man die Säule mit $1,200 \cdot 69 = 86,6$ t belasten.

3. Welche Last kann ein $\angle 90 \cdot 90 \cdot 9$ mit $F = 15,4$ qcm; $J = 49,2$; $i = \sqrt{\frac{49,2}{15,4}} \approx 1,78$ cm⁴⁾ bei 2,60 m Länge tragen? $\frac{l}{i} = \frac{260}{1,78} = 142 > 105$.

Euler gilt: Nach der Tabelle wird:

$$P = 1,03 \cdot 15,4 = 16,01 \text{ t/qcm; } P_1 = \frac{16,01}{4} = \text{rd. } 4,0 \text{ t.}$$

1) Vgl. Tabelle S. 653 unter Nr. 7.

2) Vgl. Tabelle S. 654 unter Nr. 12.

3) Nach der Tabelle auf S. 658 ist $i_y = 2,56$ cm.

4) Nach der Tabelle auf S. 660 ergibt sich unmittelbar $i_y = 1,76$ cm.

Dasselbe Ergebnis liefert die Euler-Gleichung:

$$J_{\min} = 1,87 P_1 \mu^2. \quad P_1 = \frac{J_{\min}}{1,87 \mu^2} = \frac{49,2}{1,87 \cdot 2,6^2} \approx 4,0 \text{ t.}$$

Die Rechnung nach der Tetmajer-Tabelle ist einfacher; es empfiehlt sich die Werte für i ebenfalls den Tabellen S. 658—661 zu entnehmen.

Die Grenze zwischen einfacher Druck- und Knickfestigkeit findet man durch Gleichsetzung beider Festigkeiten und Ermittlung der hierdurch bedingten „erlaubten Knicklänge“ (l_k). Ist der Stab länger als diese, so ist auf Knickung, im entgegengesetzten Falle nur auf Druck zu rechnen. Gilt die Euler-Gleichung, so ergibt sich:

$$P = \sigma F = \frac{C \cdot E J_{\min}}{s l_k^2},$$

$$l_k = \sqrt{\frac{C \cdot E J_{\min}}{s P}} = h \sqrt{\frac{C \cdot E \cdot c}{s \cdot \sigma}}$$

(unter Verwendung von $J = c F h^2$ und $P = \sigma \cdot F$).

Auf Grund der Tetmajerschen Entwicklungen ergibt sich der nachfolgende Rechnungsweg:

Für Gußeisen folgt aus der Beziehung, daß, wenn der Stab gleichzeitig auf Druck und Knickbeanspruchung ausgenutzt sein soll, alsdann die zulässige Knickspannung (k_k) gleich der zulässigen Druckspannung (σ_3) sein muß.

$$P = \sigma_3 F = k_k F = \frac{k_0 F}{8}; \quad k_k = \sigma_3 = \frac{k_0}{8}.$$

Da beim Gußeisen $\sigma_3 = 0,5 \text{ t/qcm}$ ist, so ist hier k_k ein konstanter Wert $k_k = 0,5 \text{ t/qcm}$. Bei 8facher Sicherheit ist mithin: $k_0 = 8 \cdot 0,5 = 4,0 \text{ t/qcm}$.

Diesem k_0 -Werte entspricht aus der Tabelle auf S. 855 ein Verhältnis $\frac{l}{i} = 37,5$,

das zunächst erkennen läßt, daß Gußeisensäulen, welche der obigen Ausnutzungsbedingung entsprechen, stets außerhalb der Euler-Gleichung fallen.

$l = 37,5 i$ ist also die Länge, bei der die gußeiserne Säule gleich knick- und drucksicher ist. Ist $l > 37,5 i$, so wird die Sicherheit geringer als 8, bzw. die Tragfähigkeit der Säule auf Knicken geht herab, während im entgegengesetzten Fall nur auf Druck zu rechnen ist. Führt man für einen Ringquerschnitt für i^2 den Wert $= c h^2 = 0,125 h^2$ (nach S. 653 Tab. unter Nr. 1) ein, so wird:

$$l = 37,5 \cdot \sqrt{0,125 h^2} = 37,5 \cdot 0,354 \cdot h = 13,275 h.$$

Hierin ist h , die mittlere Ringstärke, in cm einzuführen; alsdann ergibt sich auch l in cm.

Beispiel: Die in Beispiel auf S. 662 behandelte gußeiserne Säule soll eine solche Länge erhalten, daß sie gleich knick- und drucksicher wird ($s = 8$, $i = 10,6 \text{ cm}$, $h = 30,0 \text{ cm}$).

Es ist:

$$l = 37,5 i = 37,5 \cdot 10,6 = 389 \text{ cm oder } l = 13,275 \cdot 30 = 398 \text{ cm,}$$

d. h. die Säule kann rd. 4,00 m lang gemacht werden. Ihre Tragkraft beträgt bei $F = 141,3$ und $\sigma_3 = 0,5 \text{ t/qcm}$:

$$P_1 = 141,3 \cdot 0,5 = 70,65 \text{ t.}$$

Wollte man der Säule eine Länge von 6,36 m geben, so wird:

$$\frac{l}{i} = \frac{636}{10,6} = 60; \quad k_0 = 2,458; \quad P_1 = \frac{2,458 \cdot 141,3}{8} = 42,4 \text{ t;}$$

d. h. die Tragfähigkeit der Säule geht sehr erheblich herunter.

Bei Flußeisen läßt sich in Verbindung mit der zulässigen Knicklänge die Druckfestigkeit nicht ausnützen. Bei 4-facher Sicherheit wird hier:

$$P = \sigma_3 F = k_k F = \frac{k_0 F}{4}; \quad \sigma_3 = k_k = \frac{k_0}{4};$$

$$k_0 = 4 \sigma_3 = 4 \cdot 1,2 \text{ t/qcm} = 4,8 \text{ t/qcm,}$$

d. h. die Grenze würde erst bei einer Spannung erreicht, bei der bereits die Zerstörung des Materials auf Druck eintritt. Deshalb kann hier keine allgemeingültige Gleichung wie bei Gußeisen aufgestellt werden. Man muß vielmehr zunächst die jeweilig vorhandene σ_3 -Spannung auf Druck nachrechnen und alsdann aus dem Verhältnis: $k_0 = 4 \sigma_3$ den zugehörigen Wert $\frac{l}{i}$ und hieraus endlich l ableiten.

Beispiel: Das in Beispiel 3 auf S. 662 behandelte L-Eisen, $90 \cdot 90 \cdot 9$ ($F = 15,4 \text{ qcm}$, $i = 1,78 \text{ cm}$) hat eine Drucklast von $P_1 = 4,0 \text{ t}$ axial zu tragen. Gesucht wird l_k bei gleicher Beanspruchung auf Knickung und Druck und vierfacher Sicherheit gegen Knicken. Es ist:

$$\sigma_3 = \frac{P_1}{F} = \frac{4000}{15,4} = 260 \text{ kg/qcm} = 0,26 \text{ t/qcm}; \quad k_0 = 4 \sigma_3 = 4 \cdot 0,26 = 1,04 \text{ t/qcm}.$$

Diesem k_0 entspricht nach der Tabelle auf S. 657 ein $\frac{l}{i} = 142$. Somit wird:

$$l_k = 142 \cdot i = 142 \cdot 1,78 = 260 \text{ cm}.$$

Dasselbe Ergebnis hätte auch, da hier die Euler-Gleichung gilt, die Benutzung dieser gezeitigt:

$$l_k = \sqrt{\frac{C \cdot E \cdot J_{\min}}{s \cdot P}} = \sqrt{\frac{10 \cdot 2200000 \cdot 49,2}{4 \cdot 4000}} = 259 \text{ cm} \cong 260 \text{ cm}.$$

Würde man hier $P = 8 \text{ t}$ machen, so wäre:

$$\sigma_3 = 520 \text{ kg/qcm} = 0,52 \text{ t/qcm}; \quad k_0 = 4 \cdot 0,52 = 2,08 \text{ t/qcm}.$$

Diesem Werte entspricht nach der Tabelle:

$$\frac{l}{i} = 91 = \frac{l}{1,78}; \quad l = l_k = 91 \cdot 1,78 = 170,2 \text{ cm}.$$

Der gesteigerten Belastung entspricht mithin eine nicht unerhebliche Herabsetzung der Knicklänge (von 2,60 m auf 1,70 m).

Besteht ein Stab aus mehreren, nicht dauernd miteinander verbundenen Teilen so ist die Knickfestigkeit jedes einzelnen Teiles unter dem auf ihn entfallenden Kraftanteile nachzuweisen bzw. die bei einer bestimmten Sicherheit noch gerade mögliche Knicklänge des Einzelteiles zu ermitteln. Diese Länge gibt dann die Entfernung an, auf welcher die Einzelteile zum mindesten miteinander zu verbinden sind, um einen für die Gesamtkraft vollkommen knicksicheren Stab zu erhalten. Versuche haben gezeigt, daß gegliederte Stäbe vielfach bei einer geringeren Last zum Bruche gelangen, als bei gleichmäßiger Verteilung der Kraft auf ihre Einzelteile zu erwarten steht. Nach Krohn¹⁾ kann — falls die Stütze aus zwei gleichartigen Einzelteilen besteht — bei einer Belastung der letzteren $= P$, ein Teil bis zu $0,81 P = P_1$ bzw. mit

$$P_1 = P \cdot \frac{68 \cdot h}{136 h - l}$$

belastet werden (unter h den Abstand der Schwerpunkte der beiden Einzelteile verstanden), während bei einer größeren Anzahl gleicher Teile für P_1 , d. h. für die auf den Einzelteil entfallende Kraft, die Beziehung gilt:

$$P_1 = P \cdot \frac{F_1}{F} \cdot \frac{272}{272 - \frac{l}{i}}$$

worin F_1 den Querschnitt des Einzelteils, F den des ganzen Stabes bezeichnet, l und i beziehen sich auf den betrachteten Einzelteil ($\frac{1}{2}$ bzw. $\frac{1}{4}$ usw. des Gesamtstabes).

Setzt man in letztere Gleichung für einen aus 4 Teilen bestehenden Stab für $\frac{l}{i}$ die für Flußeisen gefundene Grenze ein, von der an die Euler-Gleichung gilt, d. h. $\frac{l}{i} = 105$, führt man also, da die Krohnschen Gleichungen nur unter-

¹⁾ Zentralbl. d. Bauverw. 1908, S. 559 ff., sowie „Eisenkonstr. d. Hochbaus“ vom Verfasser. IV. Auflage, im Kapitel: Säulen.

halb dieser Grenze gelten, für den Bruchstrich seinen Höchstwert ein, so ergibt sich:

$$P_1 = \frac{P}{4} \frac{272}{165} = \frac{P}{4} \cdot 1,65 = 0,41 P.$$

Besteht der Stab aus 2 Teilen, so wird entsprechend:

$$P_1 = \frac{P}{2} \cdot 1,65 = 0,82 P.$$

Bei der immerhin nur den Wert einer Schätzung bestehenden Rechnung dürfte es sich empfehlen, angenähert mehrteilige Stäbe auf 2 bzw. 4 Einzelteile derart zu berechnen, daß im ersten Falle bis zu 0,80 P auf den halben Stabquerschnitt, im letzteren bis zu 0,40 P auf je ein Viertel entfallen.

Beispiel. 1. Eine Stütze besteht aus 4 L gemäß Fig. 15 a. Lagerung Fall II; $l = 6,71$ m. Zwischen den Winkeln befinden sich Bindebleche in Entfernung von 950 mm von Mitte zu Mitte. Freie Knicklänge der Einzelteile zwischen den Nieten = 880 mm. Bindebleche 130 · 10 mm Trägheitsmoment für Achse ζ und 2 L: $J_{\zeta_0} = 2 \cdot 17,1 = 34,2$; ferner J_{ζ_1} für alle vier Winkel: = 2147; $F_1 = 8,61$; $F_2 = 2 \cdot 8,61 = 17,22$; $F_4 = 2 \cdot 17,22 = 34,44$, wobei der Index die L-Anzahl bezeichnet (desgl. in den weiteren Ausführungen) und alle Werte in cm-Einheiten erscheinen.

$$i_4 = \sqrt{\frac{2147}{34,44}} = 7,90; \quad \frac{l_4}{i_4} = \frac{671}{7,9} = 84,9 < 105$$

Demgemäß wird nach Tabelle III auf S. 657: $k_0 \cdot F_4 = 2,131 \cdot 34,44 = 73,4$ t für den ganzen Stabquerschnitt aus allen vier Winkeln gebildet.

Für jedes einzelne L-Eisen stellt sich die Rechnung folgendermaßen:

$$J_{\min} = 10,1 \cdot i_1 = \sqrt{\frac{10,1}{8,61}} = 1,07; \quad \frac{l_1}{i_1} = \frac{88}{1,07} = 81,5 < 105;$$

$$k_0 = 2,171 \text{ t/qcm}; \quad P = 4 \cdot 8,61 \cdot 2,172 = 74,4 \text{ t},$$

d. h. es besteht keine Gefahr, daß (nach Tetmajer gerechnet) ein Stabwinkel bei der gewählten freien Knicklänge eher ausknickt als der Gesamtstab (74,4 > 73,4 t).

Für jede Stabhälfte ist:

$$i_2 = \sqrt{\frac{34,2}{17,22}} = \text{rd. } 1,40; \quad \frac{l_2}{i_2} = \frac{88}{1,4} = 62,4 < 105; \quad k_0 = 2,389 \text{ t/qcm};$$

$$P = 2 \cdot 17,22 \cdot 2,389 = 82,2 \text{ t};$$

es gilt mithin dasselbe wie für jedes Winkeleisen (82,2 > 73,4 t). Untersucht man nach Krohn, so folgt für jede Stabhälfte:

$$P_3 = P \cdot \frac{68 \cdot 15,54}{136 \cdot 15,54 - 671} = 0,73 P.$$

Da nach der voranstehend durchgeführten Rechnung die Kraft, die eine Stützhälfte auszuhalten vermag, zu $\frac{82,2}{2} = 41,1$ t gefunden worden ist, so entspricht dem Gesamtstab nur

eine Knickkraft von $P = \frac{41,1}{0,73} = 56$ t. Für ein Viertel des Stabes d. h. 1 L-Eisen gerechnet, ergibt sich:

$$P_1 = P \cdot \frac{F_1}{F} \frac{272}{272 - \frac{l}{i}} = P \cdot \frac{1}{4} \frac{272}{272 - 81,5} = \frac{P}{4} \frac{272}{190} = \text{rd. } 0,36 P.$$

Demgemäß wird in dieser Hinsicht die wirklich zu tragende Last bei Betrachtung jedes einzelnen Querschnittsteiles $P = \frac{74,4}{4 \cdot 0,36} = \text{rd. } 52$ t.

Rechnet man mit 4 facher Sicherheit, so würde mithin die Stütze 13 t zu tragen vermögen. Bei der ungleichmäßigen Lastverteilung käme alsdann auf 1 Winkeleisen eine Last von $0,36 \cdot 13 = 4,68$ t, wodurch eine Druckspannung von $\sigma = \frac{4680}{8,61} = \text{rd. } 540$ kg/qcm bedingt ist.

2. Berechnet man rückwärtsgehend für die Gesamtbelastung von 13 t die zulässige freie Knicklänge des einzelnen L-Eisens unter Annahme, daß auf letzteres 40 v. H. der Gesamtlast entfallen, so ergibt sich:

$$P_1 = 0,4 \cdot 13 = 5,2 \text{ t}; \quad \sigma_3 = \frac{5200}{8,61} = 604 \text{ kg/qcm} = 0,604 \text{ t/qcm}.$$

1) Beide Gleichungen haben nur Gültigkeit für ein Verhältnis $\frac{l}{i} < 105$, also nur dann, wenn die Eulersche Gleichung nicht gültig ist. Dieses Verhältnis liegt auch bei den mehrteiligen, schweren, stark belasteten Säulen fast stets vor.

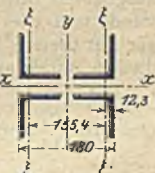


Fig. 15 a.

Demgemäß wird, da $P_1 = \frac{k_0 F}{4}$ ist,

$$k_0 = 4 \frac{P_1}{F} = 4 \cdot 0,604 = 2,416 \text{ t/qcm.}$$

Aus der Tetmajer-Tabelle folgt für $k_0 = 2,416$ ein Wert: $\frac{l}{i} = 60$; $l = 60 i = 60 \cdot 1,07 = 64,2 \text{ cm.}$

Hätte man mit einem Anteil von $0,36 P$ gerechnet, so wäre gewesen: $P_1 = 4,68 \text{ t}$;

$$\sigma = 0,540 \text{ t/qcm}; k_0 = 2,16; \frac{l}{i} = 82,5; l = 82,5 \cdot 1,07 = 88,3 \text{ cm.}$$

Für überschlägliche praktische Rechnungen dürfte sich eine angenäherte Berechnung mit Hilfe der Beziehungen $P_1 = 0,40 P$ bzw. $P_1 = 0,80 P$ und die weitere Benützung der Tetmajer-Tabellen, wie vorstehend unter 2 dargestellt, empfehlen.

Auch sei auf die im Z. d. B. und im Eisenbau 1912 und folgenden Jahrgängen erschienenen Arbeiten über die Frage der Knickfestigkeit gegliederter Stäbe von Mohr, Müller-Breslau, Engesser, Kayser, Zimmermann, Krohn u. a. verwiesen.

Werden die Einzelteile der Stützen durch Bindebleche miteinander verbunden, so ist es durchaus notwendig, um dem von der Querkraft ausgeübten Biegemomente entgegenzuwirken, jeden Bindeblechanschluß mit mindestens zwei Nieten auszuführen, zweckmäßig nahe den Stützendenden sogar mit dreien; die Entfernung der einzelnen Niete ist nicht zu gering zu bemessen, um ein ausreichendes Widerstandsmoment der Nietverbindung zu erhalten.

Die Größe der auftretenden Querkraft $= Q$ ist — nach Krohn¹⁾ — $Q = \text{rd. } \frac{F_1}{14}$, während die der Schubkraft $= T$ sich ergibt zu:

$$T = F_1 \frac{c}{14 \cdot h},$$

worin F_1 den einen der beiden zu verbindenden, gleichartigen und gleichwertigen Querschnittsteile darstellt, c den zwischen den Randnieten gemessenen Abstand zweier Bindebleche und h die Entfernung der Schwerlinien der beiden Einzelteile bedeutet. Die Kraft T bringt im Querschnitte des Nietanschlusses ein Moment hervor:

$$M = \frac{T h_0}{2} = F_1 \frac{c}{28} \frac{h_0}{h} \quad (\text{Fig. 15 b})$$

Beispiel. In Fig. 15 b ergibt sich unter Berücksichtigung, daß je zwei Bindebleche vorhanden sind:

$$T = \frac{1}{2} F_1 \frac{c}{14 h} = \frac{1}{2} 58,8 \cdot \frac{88}{14 \cdot 30,4} = 6,08 \text{ t},$$

$$M = \frac{T \cdot h_0}{2} = 6,08 \cdot \frac{35,0}{2} = 106 \text{ t} \cdot \text{cm.}$$

Das Widerstandsmoment der Nietverbindung beträgt angenähert²⁾ bei $d = 2 \text{ cm}$:

$$W_n = \frac{2,0^3}{4} 3,14 \cdot 9 = 28,2 \text{ cm}^3.$$

Mithin tritt hier eine Spannung auf von:

$$\tau = \frac{M}{W_n} = \frac{106}{28,2} = \text{rd. } 3,76 \text{ t/qcm,}$$

ein Wert, der noch innerhalb der Bruchbelastung liegt.

Verwendet man an Stelle der Bindebleche Flacheisengitterwerk — oder besser ein solches aus L-Eisen —, so wird dieses einfach durch Kräftezerlegung aus der Kraft T dimensioniert; zweckmäßig wird das Gitterwerk unter 45° geneigt; seine Knicksicherheit ist nachzuweisen; zum Anschlusse des einzelnen Stabes genügt hier — wegen der Dreiecksform — bei durchgehender Verbindung i. d. R. je ein Niet.

¹⁾ Vgl. Anm. 1 auf S. 664.

²⁾ Hierbei ist das Widerstandsmoment des Querschnittes auf seine eigene Achse nicht berücksichtigt.

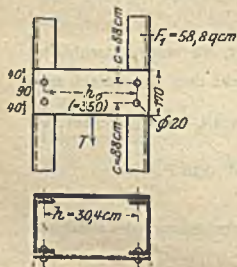


Fig. 15 b.

Im obigen Beispiele würde die Rechnung sich folgendermaßen stellen:

$$Q = \frac{F_1}{14} = \frac{58,8}{14} = 4,2 \text{ t.}$$

Hier von nimmt eine jede Gitterwand die Hälfte auf; es wird demgemäß die Spannkraft in einer jeden unter 45° geneigten Diagonale:

$$D = \pm \frac{4,2}{2} \sqrt{2} = \pm \text{rd. } 3 \text{ t.}$$

Wird ein Flacheisen $60 \cdot 10$ verwendet, so wird $J = 0,5 \text{ cm}^4$, $l_0 = \text{rd. } 50 \text{ cm}$ und nach Euler: $P = \text{der Knickkraft} = 5 \text{ t}$. Die Vergitterung ist also ausreichend; ihre Normalspannung ist: gering $\sigma = \frac{3000}{6 \cdot 1} = 500 \text{ kg/cm}^2$.

Werden alle Stabteile durchgehend miteinander vernietet, so kann nach Versuchen von Tetmajer der Stab als ein einheitlicher Querschnitt angesehen werden, wenn: a) die Nietabstände die 70fache Stärke der verbundenen Flanschen nicht überschreiten, b) die Schwächung des Stabquerschnittes durch Nietlöcher 12% nicht übertrifft, c) die Nietbolzen die Nietlöcher vollkommen ausfüllen.

Sind zwei unten fest eingespannte oder breit aufgesetzte Säulen durch eine feste, mit ihnen verbundene Eisenkonstruktion an ihren Köpfen vereinigt, so kann man, vorausgesetzt, daß man das gesamte Stabgebilde nicht als statisch unbestimmtes System berechnen will — die Verbiegungen durch Temperatur folgendermaßen schätzen: Gemäß Fig. 16 wird die Temperaturexansion $\Delta l_i = \pm \varepsilon \cdot l \cdot \Delta t$, wenn ε die Ausdehnungszahl für Eisen bei 1° Temperaturänderung und Δt diese Änderung darstellen. Die Größe $\pm \Delta l_i$ kann auf beide Säulen in der Regel gleichmäßig verteilt werden, d. h. auf den Kopf einer jeden wirkt

$\pm \frac{\Delta l_i}{2}$ als Größe der Ausbiegung. Hieraus ergibt sich aus der Ausbiegungsgröße für den einseitig eingespannten Balken:

$$\delta = \frac{P_i l^3}{3 E J} = \pm \frac{\Delta l_i}{2}$$

die Größe einer Kraft P_i , welche am Kopfe der Säule wagerecht angreifend, die Wirkung der Temperaturexansion ersetzt und zur angenäherten Berechnung der durch diese in den einzelnen Querschnitten auftretenden Biegungsspannungen verwendbar ist. In gleicher Weise läßt sich auch eine beliebige Momentenwirkung durch eine am Säulenkopfe angreifende wagerechte Kraft ersetzen (Fig. 17). Das Moment sei $P \cdot p = M$. Aus der elastischen Linie folgt:

$$\delta = \frac{M \cdot l_1^2}{2 E J}; \quad \text{ferner ist} \quad P_m = \frac{3 E J \delta}{l_1^3}, \quad \text{und somit:}$$

$$P_m = \frac{3 E J M \cdot l_1^2}{l_1^3 2 E J} = \frac{3 M}{2 l_1}$$

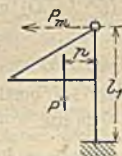


Fig. 17.

Beteiligen sich zwei miteinander fest verbundene Säulen — wie in Fig. 16 — an der Aufnahme des Momentes, so wird angenähert auf eine jede von ihnen eine Kraft entfallen $= \frac{P_m}{2}$, d. h. $= \frac{3 M}{4 l_1}$.

Bei der

Konstruktion der Säulen

ist zunächst dem Material Rechnung zu tragen:

a) **Gußeiserne Säulen.** Herstellung einfach, namentlich bei starker Belastung zweckmäßig in stehendem Zustande gegossen; jedoch ist dies besonders zu bestellen. In normalen Fällen erfolgt der Guß liegend. Bestandteile: Fuß, Schaft und Kopf.

Nur bei untergeordneten Säulen werden alle drei Teile in einem Gußstücke vereinigt; hierbei ist darauf zu achten, daß die Querschnittsübergänge zwischen den einzelnen Teilen möglichst allmählich sind oder ihre Überleitung, d. h. vom Fuß zum Schaft und von diesem zum Kopfe durch innere, allmählich sich entwickelnde, etwa 25 mm starke Rippen vermittelt wird. Werden Füße und Köpfe für sich hergestellt, so ist eine genaue Bearbeitung der Druckübertragungsfläche notwendig. Wird der Fuß durch eine Platte und seitliche Rippen gebildet, so ist die Platte zwischen den Rippen als eingespannt und als von der zulässigen Pressung des Unterbaus („k“ etwa 10–15 kg/qcm) von unten aus belastet anzunehmen; es ergibt sich: $\delta = 0,05 b_1 \sqrt{k}$, worin δ die Stärke der Platte, b_1 die größte Rippenentfernung am Rande der Fußplatte gemessen und k die oben angegebene Einheitsbelastung auf das Säulenfundament darstellt. Die Rippe ist in ähnlicher Weise derart zu bemessen, daß sie allein das Biegemoment aufzunehmen vermag, welches von der Reaktionskraft der zu ihr gehörenden Fußplattenfläche in bezug auf den Ansatz der Rippe erzeugt wird (Fig. 18). Beträgt die Höhe der Rippe am Anschlusse an die Säule h , ihre Stärke hier δ , so wird (Fig. 18):

$$M = P \cdot p = \sigma \cdot W = \sigma \cdot \frac{\delta h^2}{6} = 250 \frac{\delta h^2}{6}.$$



Fig. 18.

Ist die Fußplatte ohne Rippenversteifung konstruiert, so ist sie in der Art auf Biegung zu berechnen, daß man die Last der Säule $= P$ sich in $2 \cdot \frac{P}{2}$ zerteilt denkt, deren jede im Schwerpunkte der halben äußeren Umrißlinie angreifend gedacht wird, mit der die Säule sich auf die Platte aufsetzt; in ähnlicher Weise denkt man sich $\frac{P}{2}$ als Reaktion in der zugehörenden Hälfte der Fußplattenunterseite wirksam, und zwar naturgemäß im Flächenschwerpunkte dieser. Die Platte selbst ist schließlich so zu bemessen, daß sie das aus den beiden so ermittelten Einzelkräften bedingte Moment sicher aufnehmen kann. — Hat die Fußplatte in der Mitte eine Öffnung, so ist diese bei der vorstehenden Rechnung — also bei der Ermittlung des Schwerpunktes der Plattenunterfläche — in Abzug zu bringen.

Unter diesen Annahmen ergibt sich: bei einer kreisförmigen Säulenfußplatte ($\emptyset = D$) und einem ringförmigen Säulenquerschnitt (äußerer $\emptyset = d$):

$$\frac{P}{2} \left(\frac{2}{3} \frac{D}{\pi} - \frac{d}{\pi} \right) = W \cdot \sigma = \frac{D \cdot \delta^2 \cdot \sigma^1}{6}.$$

Ist im vorliegenden Fall die Fußplatte in der Mitte durch eine ringförmige Öffnung vom Durchmesser $= D_0$ geschwächt, liegt also ein Ringquerschnitt mit einer Ringbreite von $\frac{D - D_0}{2}$ vor, so wird:

$$\frac{P}{2} \left(\frac{4}{3\pi} \left(\frac{D}{2} \right)^2 - \left(\frac{D_0}{2} \right)^2 - \frac{d}{\pi} \right) = \frac{(D - D_0)}{6} \delta^2 \cdot \sigma^2.$$

¹⁾ Hierbei ist berücksichtigt, daß der Schwerpunkt einer Halbkreisfläche ($\emptyset = D$) vom Kreismittelpunkt einen Abstand $= \frac{2}{3} \frac{D}{\pi}$ hat, der Schwerpunkt der Halbkreislinie ($\emptyset = d$) vom Zentrum aus um den Abstand $\frac{d}{\pi}$ entfernt liegt.

²⁾ Hierbei stellt der erste Summand in der Klammer den Schwerpunktabstand des Halbkreis-Ringsstück vom Mittelpunkt dar,

Liegt eine Rechtecksfußplatte mit den Abmessungen a und b , und ein Rechtecks-Säulenquerschnitt mit den Außenseiten a_1 und b_1 vor, und stehen a zu a_1 bzw. b zu b_1 in keinem gleichen Verhältnisse, so ist die Stärke der Platte zu bemessen nach:

$$\delta_1 = 0,05 (b - b_1) \sqrt{\frac{k}{3} \left(1 + 2 \frac{a}{a_1}\right)}$$

$$\delta_2 = 0,05 (a - a_1) \sqrt{\frac{k}{3} \left(1 + 2 \frac{b}{b_1}\right)}.$$

Der größere Wert von beiden ist der Ausführung zugrunde zu legen. Hierbei stellt k den zulässigen Fundamentdruck, δ_1 die Plattenstärke im Querschnitte parallel zur a -Richtung, δ_2 die im Querschnitte parallel zur b -Richtung dar.

Verhält sich $a : a_1 = b : b_1 = 3 : 2$, so vereinfachen sich die Gleichungen:

$$\delta_1 = 0,033 b \sqrt{\frac{k}{3}}; \quad \delta_2 = 0,033 a \sqrt{\frac{k}{3}}.$$

Für quadratische Abmessungen ($a = b$, $a_1 = b_1$) wird: $\delta_1 = \delta_2$.

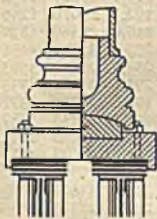


Fig. 19.

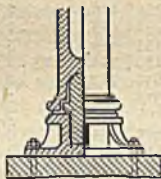


Fig. 20.

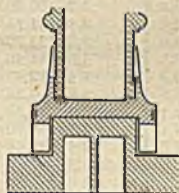


Fig. 21 a.

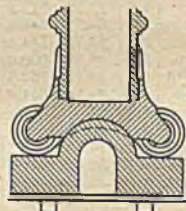


Fig. 21 b.

Gelenke lassen sich in Guß leicht ausführen, vgl. Fig. 19, 20 und 21 a und b, zwei Kugelgelenke bzw. ein Zylindergelenk von Pendelsäulen darstellend; letztere Bauart ist namentlich dann zweckmäßig, wenn die Pendelstütze das bewegliche Auflager eines Balkens bzw. eines Balkenbinders zu ersetzen hat und ihr Ausschlag beschränkt werden soll.

Für die Ermittlung der meist ringförmigen Querschnitte gußeiserner Säulen sowie ihrer Trägheits- und Widerstandsmomente kann von der nachfolgenden Tabelle Gebrauch gemacht werden.

b) Flußeiserne Säulen mit zusammengenieteten Schäften. Hier empfiehlt

sich eine einheitliche Materialdurchführung, also auch der Anschluß von Kopf und Fuß vermittels von Walzeisen und durch Nietung. Die Anschlußteile sind alsdann in der Regel nach der Nietanzahl unter der Annahme zu bemessen, daß die Gesamtachsenkraft sich proportional auf die einzelnen Querschnitteile verteilt; im übrigen gelten für die Plattenstärken und Rippen ähnliche Beziehungen wie für gußeiserne Stützen. Die Fußplattenstärke zwischen einzelnen Rippen ist hier nach der Gleichung zu bemessen: $\delta = 0,03 b_1 \sqrt{k}$. Bei Ausbildung von Kopf und Fuß sind Kröpfungen der einzelnen

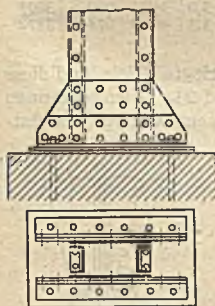


Fig. 22.



Fig. 23.

Anschlußteile durch Zufügung von Füllblechen usw. zu vermeiden. Je nach dem Stützenquerschnitte findet der Anschluß der Fuß- oder Kopfplatten durch

Tabelle der Querschnittsflächen (F), Trägheits- (J) und Widerstandsmomente (W) von häufiger vorkommenden ringförmigen Querschnitten.

D = äußerer Durchmesser. δ = Wandstärke.

D cm	δ cm	F qcm	J cm ⁴	W cm ³	D cm	δ cm	F qcm	J cm ⁴	W cm ³	D cm	δ cm	F qcm	J cm ⁴	W cm ³
10	1,0	28,27	289,8	57,96	16	2,8	116,1	2643	330,3	25	2,2	157,6	10334	827,0
	1,2	33,18	372,1	65,42	17	1,2	59,57	1869	219,9		2,5	176,7	11320	905,7
	1,5	40,66	373,0	74,59		1,5	73,04	2214	260,5		2,8	195,3	12222	977,7
	1,8	46,37	408,5	81,70		1,8	85,95	2517	296,1		3,0	207,4	12778	1022
	2,0	50,27	427,3	85,45		2,0	94,25	2698	317,4		3,5	236,4	14022	1122
11	1,2	36,95	405,2	81,85		2,2	102,30	2863	336,8	27,5	2,0	160,2	13102	952,9
	1,5	44,77	517,6	94,11		2,5	113,88	3082	362,6		2,2	174,9	14095	1025
	1,8	52,02	571,5	103,9		2,8	124,90	3271	384,8		2,5	196,4	15493	1127
	2,0	56,55	600,8	109,2		3,0	131,95	3381	297,8		2,8	217,3	16782	1221
	2,2	60,82	625,6	113,8	18	1,2	63,35	2246	249,5		3,0	230,9	17585	1279
12	1,2	40,71	601,0	100,2		1,5	77,75	2668	294,4		3,5	263,9	19397	1411
	1,5	49,18	695,8	116,0		1,8	91,61	3042	338,0	30,0	2,0	175,9	17327	1155
	1,8	57,68	773,5	128,9		2,0	100,50	3267	363,0		2,2	192,1	18676	1246
	2,0	62,83	816,8	136,1		2,2	109,20	3475	386,1		2,5	216,0	20586	1372
	2,2	67,73	854,1	142,4		2,5	121,74	3751	416,8		2,8	239,3	22359	1491
	2,5	74,62	900,0	150,0		2,8	133,70	3992	443,6		3,0	254,5	23472	1565
13	1,2	44,48	782,3	120,3		3,0	141,40	4135	459,5		3,5	291,4	26021	1735
	1,5	54,19	911,1	140,2	19	1,5	82,47	3180	334,8	32,5	2,0	191,6	22377	1377
	1,8	63,33	1019	156,8		1,8	97,26	3636	382,8		2,2	209,4	24157	1487
	2,0	69,11	1080	166,1		2,0	106,80	3912	411,8		2,5	235,6	26688	1643
	2,2	74,64	1134	174,4		2,2	116,10	4168	438,7		2,8	261,3	29058	1788
	2,5	82,47	1201	184,8		2,5	129,59	4511	474,9		3,0	278,0	30554	1880
14	1,2	48,26	996,9	142,4		2,8	142,50	4814	506,8		3,5	318,9	34005	2093
	1,5	58,90	1167	166,7		3,0	150,80	4995	525,8	35	2,0	207,4	28325	1619
	1,8	68,99	1311	187,4		1,5	87,18	3754	375,4		2,2	226,7	30619	1750
	2,0	75,40	1395	199,3		1,8	102,9	4303	430,3		2,5	255,3	33896	1937
	2,2	81,56	1469	209,9		2,0	113,1	4637	463,7		2,8	283,3	36983	2114
	2,5	90,32	1564	223,4		2,2	123,0	4948	494,8		3,0	301,6	38938	2225
15	1,2	52,06	1248	166,4		2,5	137,4	5369	536,9		3,5	346,4	43484	2485
	1,5	63,62	1467	195,6		2,8	151,3	5743	574,3	37,5	2,0	223,1	35245	1880
	1,8	74,65	1656	220,8		3,0	160,2	5968	596,8		2,2	244,0	38145	2035
	2,0	81,68	1766	251,5		3,5	181,4	6452	645,2		2,5	274,9	42301	2256
	2,2	88,47	1866	248,8		1,8	117,1	6319	561,7		2,8	305,3	46237	2466
	2,5	98,18	1994	265,9	22,5	2,0	128,8	6831	607,2		3,0	325,2	48736	2599
	2,8	107,32	2102	280,2		2,2	140,3	7311	650,0		3,5	374,9	54588	2912
16	1,2	55,80	1538	192,2		2,5	157,1	7677	709,0	40	2,0	238,8	43210	2161
	1,5	68,33	1815	226,9		2,8	173,3	8576	762,3		2,2	261,3	46313	2341
	1,8	80,30	2056	257,1		3,0	183,8	8942	794,9		2,5	294,5	51995	2600
	2,0	87,97	2199	274,9		3,5	208,9	9747	866,4		2,8	327,2	56917	2846
	2,2	95,38	2329	291,9	25	1,8	131,2	8880	710,4		3,0	348,7	60058	3003
	2,5	106,03	2498	312,3		2,0	144,5	9628	770,2		3,5	401,4	67440	3372

in Seitenebenen oder Mittelebenen des Querschnittes eingelegte Bleche und diese säumende Winkel statt; als Beispiele dienen die Fig. 22 und 23. Gelenke können mit Hilfe gußeiserner Teile angefügt werden — Fig. 24, ein Kugelgelenk dar-

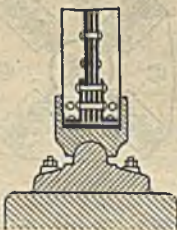


Fig. 24.

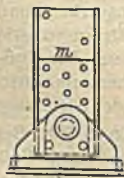


Fig. 25 a.

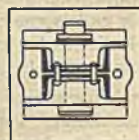


Fig. 25 b.



Fig. 26.

stellend — oder auch durch einen schmiedeeisernen Bolzen gebildet werden, Fig. 25a, b — ein Zylindergelenk; auch ist die Anordnung nach Art eines Tangentialkipplagers, um einen zentralen Dorn sich drehend, Fig. 26, möglich und in vielen Fällen empfehlenswert.

c) Sollen eiserne Säulen durch mehrere Stockwerke hindurchgeführt werden, so kann man bei Gußeisen — je nach der Anzahl der Unterzüge — von den in Fig. 27 bzw. 28 dargestellten Konstruktionen zweckmäßig Gebrauch machen, die beide auf der Einschaltung besonderer Zwischenstücke beruhen; bei flußeisernen Stützen wird man — wenn nicht gerade durch Anordnung von Gelenken für eine durchaus zentrale Drucküberleitung Sorge zu tragen ist — am einfachsten die Säulen mit normalen Kopf- und Fußplatten ausbilden und miteinander vernieten oder einen normalen Stoß ausführen; auch ist hierbei darauf zu achten, daß man die notwendigen Stützenprofile in der Regel so lang erhalten kann, daß dasselbe Eisen durch zwei Stockwerke hindurchgeführt werden kann, worin allerdings neben einer Montageerschwerung bei sehr verschiedener Belastung der Stützen in den einzelnen Stockwerken eine Materialverschwendung liegen kann.

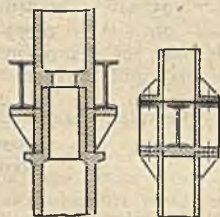


Fig. 27. Fig. 28.

d) Säulen, die durch wagerechte oder schiefe Kräfte erheblich beansprucht sind, bedürfen der Verankerung, wenn die Mittelkraft aller äußeren Kräfte aus dem Kern der Platte herausfällt. Für praktische Fälle empfiehlt es sich, die Ankerstellen und ihre Anzahl versuchsweise anzunehmen und die Säulenbefestigung an Kanten, um den äußersten Ankerpunkt zu untersuchen. Die hierbei aus einer einfachen Momentenbeziehung sich auf der Zugseite ergebenden Ankerkräfte sind schließlich durch das Fundamentmauerwerk zu erzeugen, wobei eine $1\frac{1}{2}$ —2fache Sicherheit ausreicht; hierbei ist nicht die auf Vorsprüngen des Fundamentes lastende Erdlast, desgleichen nicht die Reibung zwischen Fundament und Erde oder der passive Erddruck in Rechnung zu stellen. Durch ein Verschieben der Ankerstellen wird man leicht in die Lage gesetzt werden, wirtschaftlich zweckmäßige Verhältnisse für die Verankerung, namentlich die Fundamente, herauszufinden. Für letztere ist zudem die Pressung in der Fundamentsohle, am besten graphisch (wie bei einem mittleren Brückenpfeiler), nachzurechnen.

Nach Spangenberg (Z. d. B. 1915, S. 406, Nr. 62) ergibt sich — Fig. 29a — die zweckmäßige Entfernung des Zugankers von der Druckkante der Ankerplatte h_1 aus der Beziehung:

$$h_1 = \frac{R}{k \cdot b} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{2kb}{R} (2p - a)} \right]$$

und hieraus die gesamte Ankerplattenlänge $= h = h_1 + a_1$, wobei der Abstand a konstruktiv einzuschätzen ist.

Für die Größe des Ankerzuges wird ermittelt:

$$Z = \frac{1}{2} s b h' \sigma_b - R,$$

woraus der Ankerquerschnitt folgt:

$$F_c = \frac{Z}{\sigma_c}.$$

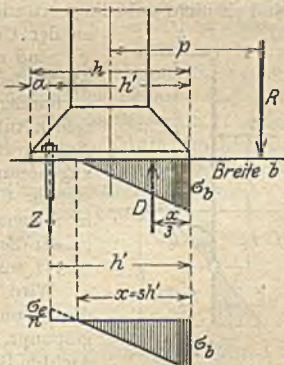


Fig. 29a.

Die Bezeichnungen in diesen Gleichungen sind aus Fig. 29a zu entnehmen;

s und k sind Beiwerte: $s = \frac{n \sigma_b}{n \sigma_b + \sigma_c}$ und $k = 2 \sigma_b s \left(1 - \frac{s}{3} \right)$, die der

σ_b kg/qcm	$\sigma_e = 800$ kg/qcm, $n = 15$	
	$s =$	$k =$
40	0,429	29,41
35	0,396	24,06
30	0,360	19,01
25	0,319	14,27
20	0,273	9,93
15	0,220	6,12

nachfolgenden Zusammenstellung zu entnehmen sind, worin σ_b die Beanspruchung des Fundamentes unter der Ankerplatte auf Druck, σ_e die zulässige Zugbelastung des Eisenankers darstellt (in der Regel 800 kg/qcm) und n der bekannte Wert des Verbundbaues $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$ ist.

Beispiel: Gegeben sei: $R = 13000$ kg; $M = 1\ 885\ 000$ kg · cm; hieraus:

$$p = \frac{M}{R} = \frac{1\ 885\ 000}{13\ 000} = 145 \text{ cm; } a = 15 \text{ cm; } b = 45 \text{ cm; } \sigma_e = 800 \text{ kg/qcm;}$$

$$\sigma_b = 20 \text{ kg/qcm; } n = 15.$$

Alsdann liefert die obige Zusammenstellung: $s = 0,273$; $k = 9,93$. Es wird demgemäß:

$$h_1 = \frac{13\ 000}{9,93 \cdot 45} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 9,93 \cdot 45}{13\ 000} (290 - 15)} \right] = 159 \text{ cm}$$

$$h = 159 + 15 = 174 \text{ cm.}$$

$$Z = \frac{1}{2} \cdot 0,273 \cdot 45 \cdot 159 \cdot 20 - 13\ 000 = 6600 \text{ kg}$$

$$F_e = \frac{6600}{800} = 8,25 \text{ qcm.}$$

Bei Annahme zweier Anker sind Rundeisen erforderlich von je 30 mm Durchmesser entsprechend einem äußeren gewindendurchmesser (nach Withworth) von 2,86 cm und mit je 4,50 qcm Kernquerschnitt.

Wählt man $\sigma_b = 40$ kg/qcm, so wird: $s = 0,429$; $k = 29,41$; $h' = 84$ cm; $Z = 19\ 500$ kg. Die Erhöhung von σ_b hat also zwar eine Verkleinerung der Ankerplatte, aber auch eine Vergrößerung des Ankerzuges und damit des Fundamentgewichtes im Folge. Die Entscheidung, ob mit höherem oder niedrigerem σ_b -Werte zu konstruieren ist, wird, unter Rücksichtnahme auf Baustoff und Örtlichkeit, in der Regel also durch wirtschaftliche Untersuchungen und Überlegungen zu entscheiden sein.

Werden gußeiserne Ankerplatten so bemessen, daß bei ihnen nur Druckspannungen auftreten (durch entsprechende Längenausdehnung), so haben die Anker nur elastische Verdrückungen oder Verschiebungen zu verhindern; alsdann sind sie nicht unbedingt erforderlich: an ihre Stellen können auch kräftige Rippen an der Unterfläche der Platte treten.

Sind eine größere Anzahl von Ankern in verschiedenen Abständen von der zur Kräftebene senkrecht liegenden Achse vorhanden, so erscheint für die Kraftverteilung auf die einzelnen Anker die Annahme gestattet, daß die aufgenommenen Ankerkräfte unter sich im Verhältnisse ihres Abstandes von der angenommenen Drehungsachse (bei dem Kanten der Stütze) stehen. Über eine graphische Berechnung von Ankerplatten in allgemeinerer Form vgl. den Aufsatz von Autenrieth in der Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. vom 29. April 1887, S. 341 sowie des Verf. Eisenkonstr. IV. Aufl. S. 182—185.

Wird die Stütze mit ihrem Fuß vollkommen in ein diesen umgebendes gemauertes bzw. Betonfundament eingespannt, so wird dieses in seiner Gesamtheit an allen gedachten Bewegungen der Säule teilnehmen. Bei einem Kippen

der Säule wird man demgemäß auch annehmen können, daß das Fundament diese vorausgesetzten Drehbewegungen mitmacht und demgemäß die Drehkante für die Aufstellung der Momentengleichung in der äußeren Druckkante der Fundamentsohle liegt. Durch die Momentenbeziehung ist alsdann das beim Vorgange des Kantens-Gleichgewicht haltende Fundamentgewicht zu ermitteln

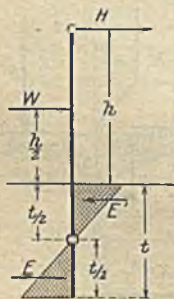


Fig. 29 b.

und hiernach mit ausreichender Sicherheit ($1\frac{1}{2}$ –2facher) das tatsächliche Fundamentgewicht zu wählen.

e) In gewissem Sinne gehören zu den eisernen Stützen auch die freitragenden Licht- und Leitungsmasten. Während erstere fast ausschließlich durch senkrechte Lasten exzentrisch beanspruchte, unten als eingespannt anzusehende Stützen darstellen, ist die Berechnung der Leitungsstützen in lang durchgehenden Leitungen viel verwickelter. Zunächst kann man hier annehmen, daß wegen des elastischen Nachgebens des Erdrucks der Einspannungspunkt der Stützen etwa in der halben Höhe der Eingrabung ($= t$) liegt. Für t ergibt sich unter Annahme eines zulässigen Seitendruckes auf die eingestampfte Erde von 2 kg/qcm die Bestimmungsgleichung (vgl. Fig. 29 b):

$$H \left(h + \frac{t}{2} \right) + W \left(\frac{h}{2} + \frac{t}{2} \right) = \frac{b t^2}{3} \cdot 1,$$

worin H den Horizontalzug, h die Masthöhe, b die mittlere Breite dieses auf die Länge t und W den auf die Mastansichtsfläche einwirkenden Winddruck darstellt. H folgt aus der Beziehung:

$$H = \frac{Q l}{8 f},$$

worin Q das Gewicht des Drahtes nebst etwaiger Belastung, l die Entfernung der Maste, f den Durchhang der Leitung bezeichnet; für die Kurve der Durchhängung kann angenähert eine Parabel gesetzt werden. Neben H tritt als senkrechte — axial oder ein wenig exzentrisch — wirkende Seitenkraft auf:

$V = \frac{Q}{2}$. Liegen

beide Aufhängepunkte nicht in einer Wagerechten, so ist für f der aus Fig. 30 zu ersiehende Wert f_1 einzuführen. Das Drahtgewicht beträgt bei Kupfer ($\gamma = 9$)

$Q = \frac{d^2 \pi}{4} l \cdot 9000 \text{ kg}$ und bei verzinktem

Eisendraht ($\gamma = 7,85$) $Q = \frac{d^2 \pi}{4} l \cdot 7850 \text{ kg}$,

wobei d in m Einheit einzuführen ist. Der Winddruck — seitlich — beträgt: $W_d = 100 \cdot d \cdot l \text{ kg}$; die Schneebelastung kann bis zu 20 cm Höhe erlangen und eine Breite $= 5 d$ erreichen. Hieraus folgt: $S_d = 0,125 \cdot 0,2 \cdot 5 d \cdot 1000 \cdot l \text{ kg}$.

Bei gleichen Mastabständen heben sich die Kräfte H durch Eigengewicht auf; jedoch ist auf einseitige Schnee-, in seltenen Fällen Schnee- und Windbelastung zu rechnen. Die gefährlichste Beanspruchung der Masten tritt alsdann ein, wenn in einem Felde die Leitung gerissen ist. Wie F. Kögler im Eisenbau, I. Jahrgang (1910), Nr. 6 nachweist, ist alsdann ein jeder Mast, der beim Reißen eines Feldes den einseitigen Zug einer langen Leitung aushalten soll, für etwa die Hälfte des Zuges in der ungerissenen Leitung zu berechnen.

Für das Entwerfen der Masten wird in der obengenannten Arbeit die Gleichung aufgestellt:

$$\frac{W^3}{J} = \frac{g^2 \cdot E_1 l_0^3}{4 \sigma^3};$$

hierin bedeutet: σ die zulässige Beanspruchung des Baustoffes der Masten auf Biegung (bei Eisen $\sigma = 1600 \text{ kg/qcm}$), W das Widerstandsmoment des Mastes an seiner Einspannungsstelle, J das mittlere Trägheitsmoment, E_1 die Elastizitätszahl

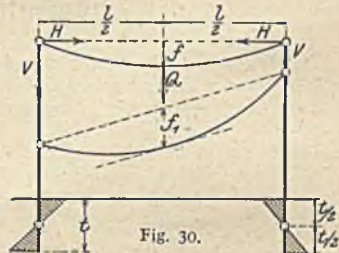


Fig. 30.

¹⁾ Vgl. auch den Aufsatz von H. Engels im Zentralblatt der Bauverwaltung, 1903, S. 273, der die Eingrabungstiefe unter Annahme einer parabolischen Druckverteilung bestimmt.

(2 150 000 kg/qcm bei Flußeisen), l_0 die Entfernung der Stützen, g das Gewicht der Leitung einschließlich Belastung durch Wind und Schnee. Aus l_0 folgt die Länge der Drähte ($= L_0$): $L_0 = l_0 + \frac{8f^2}{3l_0}$, worin f wieder den Durchhang der Drähte angibt. Die Größe von g ist naturgemäß, wenn W , J , E , σ , l_0 in cm-Einheit usw. gegeben sind, auch auf 1 cm zu beziehen.

Wird ein Leitungsmast durch eine Anzahl in verschiedenen Richtungen angeschlossener Leitungen beansprucht, so sind überall die Kräfte H und V zu ermitteln und die wagerechten Belastungen in zwei Einzelkräfte zusammenzufassen, die in die Hauptachsen des Querschnittes fallen, naturgemäß unter Einführung der gefährlichsten Belastungszustände; alsdann ist für die Berechnung der Biegebungsbeanspruchung i. d. R. die Gleichung:

$$\sigma = \pm \left(\frac{M_1}{W_1} + \frac{M_2}{W_2} \right) \text{ anwendbar.}$$

Soweit erreichbar, ist hierbei der Mast von vornherein so zu stellen, daß sein größtes Widerstandsmoment auch für die gefährlichste Belastungsrichtung in Frage kommt. —

IV. Eiserne Balkenträger einfacher Art, namentlich Blechbalken.

Wegen der „Berechnung der Träger“ sei auf den Abschnitt „Trägerlehre“ verwiesen; hervorgehoben sei nur bezüglich der Querschnittsermittlung bzw. Bestimmung der auftretenden Spannungen bei Einwirkung einer schräg zu den Hauptachsen wirkenden Kraft, daß hierbei diese Kraft in zwei in den Hauptachsen wirkende Seitenkräfte zerlegt wird und demgemäß (Fig. 31) die Spannung nach der Gleichung:

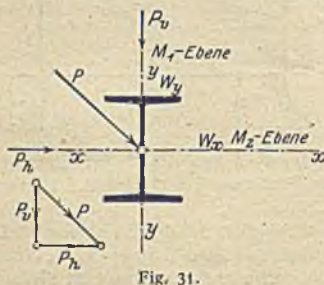


Fig. 31.

$$\sigma = \pm \frac{M_1}{W_x} \pm \frac{M_2}{W_y}$$

zu ermitteln ist. Diese Beziehung gilt aber nur für solche Querschnitte, welche Punkte aufweisen, die zu gleicher Zeit am weitesten von beiden Achsen entfernt sind, d. h. für □-, ○-, I-, I- und E-Profile oder nach ihrer

Form zusammengesetzte Querschnitte, nicht aber Z-Eisen. Wie bei letzteren zu verfahren ist, wird bei Behandlung der Z-förmigen Pfetten im Abschnitte V gezeigt werden.

Werden alte Eisenbahnschienen zum Überdecken kleiner Öffnungen benutzt, so empfiehlt es sich im Hinblick auf die vorausgegangene Abnutzung, die Werte für J , W , F und das Gewicht um etwa 8–10 v. H. zu verringern. Von Walzprofilen sind namentlich die I-Träger beliebt, sowohl die normalen I-Eisen (S. 402) als auch die Differdinger B-Träger (S. 403) und die Peiner parallelflanschigen Profile (S. 405); letztere beiden Arten empfehlen sich namentlich bei einer schiefen Belastung, also bei Beanspruchung auch in der Ebene der wagerechten Schwerachse, während die Peiner Träger wegen der Ausbildung ihrer Flanschenform die auf S. 404 besonders hervorgehobenen Vorteile besitzen. Eine Verstärkung der Walzträger durch Aufnieten von Platten, entsprechend den Momenten, ist deshalb nicht zweckmäßig, weil durch die Anschlußnietung

sehr viel Material beseitigt wird und somit der gewonnene Zuwachs an Tragfähigkeit nicht im Verhältnisse steht zu den Kosten der Ausführung. Wenn auch naturgemäß durch die Verwendung eines konstanten Querschnittes bei einem auf Biegung belasteten Träger eine wenig gute Materialausnutzung bedingt ist, so wird dieser Nachteil doch aufgewogen durch den gegenüber genieteten Konstruktionen verhältnismäßig geringen Einheitspreis der Walzträger, geringe Montagekosten usw.

Über die Tragfähigkeit beiderseits aufgelagerter gleichmäßig belasteter I-Normal-Träger von 2,5—8,0 m Freilage und für die im Hochbau meist verwendeten Normal-Profile 8—40 gibt die nachfolgende tabellarische Zusammenstellung¹⁾ Auskunft. Sie enthält unter Zugrundelegung einer Bieugungsspannung $\sigma = 1200$ kg/qcm die Gesamtbelastung, die der Träger zu tragen vermag, und zwar mit Berücksichtigung des Eigengewichts des Trägers.

Tragfähigkeit von beiderseits freigelagerten Normal-I-Trägern
mit Berücksichtigung des Eigengewichtes der Träger
($\delta = 1200$ kg/qcm).

I NP.	Stützweite = Entfernung der Auflagermitten in Meter										I NP.
	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	
8	730	603	511	442	387	342	274	224	185	153	8
9	977	808	685	594	521	462	372	306	254	212	9
10	1288	1066	906	785	690	613	496	410	342	289	10
11	1721	1353	1149	994	874	775	626	516	431	362	11
12	2065	1711	1456	1263	1113	990	805	662	565	581	12
13	2541	2106	1794	1557	1372	1223	996	831	701	601	13
14	3101	2571	2191	1904	1678	1497	1221	1019	865	742	14
15	3719	3085	2629	2286	2017	1800	1470	1230	1047	900	15
16	4448	3690	3146	2736	2415	2156	1765	1479	1261	1087	16
17	5212	4325	3698	3209	2834	2532	2073	1741	1486	1283	17
18	6127	5086	4339	3776	3336	2981	2445	2054	1757	1520	18
19	7044	5848	4991	4344	3839	3432	2816	2368	2028	1757	19
20	8152	6769	5778	5031	4447	3977	3266	2750	2358	2046	20
21	9299	7722	6593	5742	5076	4542	3733	3145	2699	2346	21
22	10597	8803	7517	6548	5791	5183	4261	3593	3087	2685	22
23	11974	9947	8496	7402	6548	5861	4823	4070	3500	3047	23
24	13465	11187	9556	8327	7388	6597	5431	4587	3946	3440	24
25	15108	12555	10725	9348	8272	7408	6102	5156	4440	3873	25
26	16829	13986	11950	10416	9219	8257	6804	5753	4957	4327	26
27	18742	15577	13341	11604	10273	9202	7587	6418	5533	4833	27
28	20654	17168	14672	12792	11325	10147	8368	7081	6108	5339	28
29	22683	18855	16115	14052	12443	11150	9198	7787	6720	5877	29
30	24901	20701	17694	15431	13665	12247	10107	8559	7390	6467	30
32	29837	24809	21209	18500	16386	14690	12130	10281	8883	7781	32
34	35235	29300	25052	21855	19361	17361	14343	12164	10519	9222	34
36	41588	34587	29577	25806	22867	20509	16951	14382	12446	10920	36
38	48251	40132	34323	29952	26544	23810	19688	16721	14472	12765	38
40	55794	46410	39696	34645	30708	27550	22788	19362	16767	14729	40

¹⁾ Auszugsweise entnommen der Tabelle auf S. 264—265 im Taschenbuch „Eisen im Hochbau“, herausgegeben vom Stahlwerksverband. 4. Auflage. Julius Springer 1914.

Über die Tragfähigkeit der Differdinger I-Träger gibt die vorgenannte Quelle, S. 268 ff., daneben aber das gerade auf diese Frage sehr ausführlich eingehende Profibuch der Differdinger Greyträger, Angabe 1914, Auskunft.

Im Hinblick auf die Durchbiegungsgröße sollte bei einem Walzträger die Höhe $\geq \text{rd. } \frac{1}{20} l$ der Stützweite sein.

Die größte Durchbiegung eines mit p gleichmäßig belasteten Trägers auf zwei Stützen von der Stützweite l ist:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{p l^4}{E J} = \frac{\frac{5}{48} p l^2 l^2}{\frac{h}{2} \frac{2}{2}} = \frac{5 M l^2}{48 E W \cdot h} = \frac{5}{24} \frac{\sigma l^2}{E h} = \frac{5}{24} \frac{1200 l^2}{E h}$$

Hieraus folgt:

$$h = \frac{5}{24} \frac{1200}{2150000} \frac{l}{\delta} \cdot l.$$

Läßt man für $\frac{l}{\delta}$ den Wert 400 zu, erlaubt man also eine Durchbiegung in

Trägermitte von $\delta = \frac{1}{400} l$, so folgt:

$$h = \frac{5}{24} \frac{1200}{2150000} 400 h \cong \frac{1}{20} l.$$

Wählt man also eine Trägerhöhe $\cong \frac{1}{20} l$, so schließt das in sich, wenn man den Träger statisch ausnutzen will ($\sigma = 1200 \text{ kg/qcm}$), daß die Durchbiegung etwa $\frac{1}{400} l$ betragen darf.

Wird — wie vielfach in nicht zu rechtfertigender Weise vorgeschrieben wird — für $\frac{\delta}{l}$ nur $\frac{1}{600}$ zugelassen, so folgt aus der obigen Beziehung für ein Verhältnis von: $\frac{l}{h} = 30 \cdot 25 \cdot 20 \cdot 15$, die alsdann auftretende Spannung:

$\sigma = 512 \cdot 688 \cdot 860 \cdot 1148 \text{ kg/qcm.}$, d. h. unter diesen Verhältnissen ist eine Innehaltung der zulässigen Spannung bei normaler Trägerhöhe ($h = \frac{l}{20}$) nicht möglich.

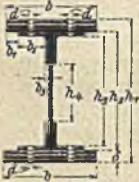


Fig. 32.

Blehbalken werden (Fig. 32) gebildet aus einem in der Regel 8—10 mm starken Stehbleche, je zwei Gurtwinkeln und mit ihnen vernieteten Gurtplatten von 10—14 mm Stärke; im Hinblick auf die Länge der Nietschäfte ist die Anzahl der Gurtplatten (Lamellen) auf höchstens je drei beschränkt. Die Breite der Lamellen ist in der Regel konstant, ihr Überstand über die Gurtwinkelvorkanten $> 0,5 \text{ cm}$ und $\leq 8 \delta$, unter δ die Stärke einer Kopfplatte verstanden. Sind die Gurtplatten durch 4 Nietreihen vereinigt, so soll ihr Überstand über die Winkel so groß sein, daß hier bequem eine Nietreihe Platz findet.

Am Auflager und zum mindesten dort, wo Einzelasten auf den Blehbalken übertragen werden, empfiehlt es sich, die Blechwand durch im Grundrisse symmetrisch angeordnete Winkelisen zu versteifen, die am Auflager zweckmäßig zu viere in Kreuzform vereinigt werden. Um ein Kröpfen dieser Verstärkungswinkel zu vermeiden, sind Futterbleche zu verwenden; es ist üblich, die Schenkelbreite dieser Verstärkungen zu

$\left(\frac{h}{20} + 5 \text{ cm} \right)$, ihre Entfernung, falls ihre Lage nicht durch andere Überlegungen (Einzelasten usw.) bestimmt wird, zu $(0,7 h + 40 \text{ cm})$ zu wählen, unter „ h “ die

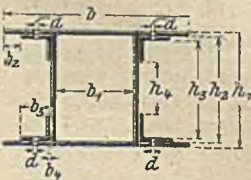


Fig. 33.

Trägerhöhe verstanden. Unter Innehaltung der in Fig. 32 angegebenen Maße ergibt sich das Trägheitsmoment J in bezug auf die wagerechte Hauptachse zu:

$$J_x = (b - 2d) \frac{h_1^3}{12} - 2b_1 \frac{h_2^3}{12} - 2(b_3 - d) \frac{h_3^3}{12} - 2b_3 \frac{h_4^3}{12},$$

wobei die senkrechten Niete abgezogen sind.

Selbstverständlich kann man auch, wenn man Profiltabellen verwendet, die Trägheitsmomente der Winkeleisen selbst benutzen, um das Trägheitsmoment zu bilden. Bezeichnet man z. B. das Trägheitsmoment jedes Winkeleisens auf die eigene wagerechte Schwerachse mit J_ξ und den Abstand dieser Achse von der wagerechten Schwerachse des Gesamtträgers mit λ , die Gesamtstärke der Gurtplatten je mit δ , die Dicke des Stehblechs mit δ_0 , so kann J ausgedrückt werden in der Form:

$$J_{\text{Stehblech}} = \frac{\delta_0 h_2^3}{12} + J_{\text{L-Eisen}} = 4(J_\xi + F \cdot \lambda^2) +$$

$$J_{\text{Kopfplatte}} = 2 \left[\frac{b \delta^3}{12} + b \delta \left(h_1 - \frac{\delta}{2} \right)^2 \right].$$

Hiervon wäre alsdann noch die Nietschwächung (senkrechte Niete) abzuziehen:

$$-4 \left[\frac{d v^3}{12} + d v \left(h_1 - \frac{v}{2} \right)^2 \right], \text{ worin } v \text{ die Höhe des Nietloches darstellt.}$$

Die Berechnungsart mit Hilfe der Trägheitsmomente der L-Eisen liefert genauere Ergebnisse wie die Ableitung aus Rechtecken, da im ersten Falle die Abrundungen der Winkel usw. mit in Rechnung gezogen werden. Immerhin ist aber der Unterschied kein großer und macht nur Teile eines Hundertteils aus.

In gleicher Weise ist J_x für den durch Auseinanderziehung des Blehbalkens entstehenden Kastenträger (Fig. 33):

$$J_x = (b - 2d) \frac{h_1^3}{12} - (2b_2 + b_1) \frac{h_2^3}{12} - 2(b_3 - d) \frac{h_3^3}{12} - 2b_4 \frac{h_4^3}{12}.$$

In der Regel wird man die Querschnitte mit Hilfe von Tabellenwerken bestimmen (Böhm und John, Zimmermann, Scharowsky, Teil II usw.). Eine kurze Zusammenfassung ergibt die nachfolgende Tabelle A. Tabelle B enthält besondere breitflanschige, d. h. mit ungleichschenkligen Winkeleisen als Gurtwinkel konstruierte Blechträger der Burbacher Hütte, die als Spezialträger geliefert werden und sich namentlich bei schiefer Beanspruchung der Querschnitte empfehlen, da die Gurtwinkel stets so gelegt sind, daß sie mit ihren längeren Flanschen in der Wagerechten liegen.

Tabelle C²⁾ enthält Gewichte und Widerstandsmomente einer Anzahl von Kastenträgern.

Die Bestimmung des theoretischen Endes der Gurtplatten nach der Größe der Biegemomente wird am besten (Fig. 34) auf graphischem Wege durchgeführt; zu diesem Zwecke trägt man in demselben Maßstabe, in welchem die Kurve der den Träger beanspruchenden Biegemomente gezeichnet ist, von der Grundlinie dieser Darstellung aus nach oben die Momente auf ($M = \sigma W = 1200 W$) M_0, M_1, M_2, M_3 , welche der gewählte Träger, ohne Gurtplatten, mit je einer solchen, desgl. mit 2 und 3 zu tragen vermag; durch die Endpunkte dieser Ordinaten 0, 1, 2, 3 gezogene Wagerechte bestimmen in ihren Schnittpunkten mit der Momentenkurve die theoretischen Enden a, b, c der einzelnen Platten. Wenn richtig konstruiert ist, so muß die abgetreppte Linie der vom Träger geleisteten Momente überall die Kurve der verlangten Momente um-

¹⁾ h_1 und h_2 haben die aus Fig. 32 zu ersiehende Bedeutung.

²⁾ Entnommen aus: Eisen im Hochbau. Ein Taschenbuch, herausgegeben vom Stahlwerksverband A.-G. Düsseldorf. Vierte Auflage 1914. Julius Springer. S. 136.

A. Tabelle der Widerstandsmomente und Gewichte von Blechträgern mit und ohne Gurtplatten¹⁾.

a) Widerstandsmomente und Gewichte von Blechträgern ohne Gurtplatten.

Steghöhe h_1 cm	2 L 60 · 60 · 8 mm			2 L 65 · 65 · 9 mm			2 L 70 · 70 · 10 mm			2 L 75 · 75 · 10 mm		
	Stegstärke = 0,8 cm Nietstärke = 1,6 cm			Stegstärke = 0,9 cm Nietstärke = 1,8 cm			Stegstärke = 1,0 cm Nietstärke = 2,0 cm			Stegstärke = 1,0 cm Nietstärke = 2,0 cm		
	W_0' cm ³	W_0 cm ³	g_0 kg	W_0' cm ³	W_0 cm ³	g_0 kg	W_0' cm ³	W_0 cm ³	g_0 kg	W_0' cm ³	W_0 cm ³	g_0 kg
20	273	259	40,4	320	300	48,0	370	341	56,1	393	361	59,3
25	371	362	43,5	434	419	51,5	502	479	60,1	533	507	63,2
30	476	472	46,7	558	549	55,0	644	629	64,0	684	665	67,1
35	588	590	49,8	689	687	58,5	796	789	67,9	845	834	71,0
40	707	715	52,9	828	834	62,1	956	958	71,8	1015	1012	74,9
45	834	847	56,0	976	988	65,6	1125	1136	75,7	1194	1200	78,8
50	967	986	92	1131	1151	69,1	1303	1323	79,6	1382	1396	82,7
55	1107	1132	62,3	1293	1321	72,6	1490	1519	83,4	1578	1602	86,6
60	1253	1285	65,4	1464	1499	76,1	1685	1723	87,3	1783	1816	90,4

b) Widerstandsmomente und Gewichte von Blechträgern ohne und mit Gurtplatten.

Steghöhe h_1 cm	2 Winkelleisen 80 · 80 · 10 mm Stegstärke = 1,0 cm Nietstärke = 2,0 cm					Winkelleisen 90 · 90 · 12 mm Stegstärke = 1,0 cm Nietstärke = 2,0 cm					2 Winkelleisen 100 · 100 · 13 mm Stegstärke = 1,0 cm Nietstärke = 2,6 cm					Steghöhe h_1 cm						
	Ohne Gurtplatten			1 Gurtplatte 180 · 10 mm		2 Gurtplatten 180 · 10 mm		Ohne Gurtplatten			1 Gurtplatte 200 · 12 mm		2 Gurtplatten 200 · 12 mm		Ohne Gurtplatten			1 Gurtplatte 230 · 13 mm		2 Gurtplatten 230 · 13 mm		
	W_0' cm ³	W_0 cm ³	g_0 kg	W_1 cm ³	W_2 cm ³	W_0' cm ³	W_0 cm ³	g_0 kg	W_1 cm ³	W_2 cm ³	W_0' cm ³	W_0 cm ³	g_0 kg	W_1 cm ³	W_2 cm ³		W_0' cm ³	W_0 cm ³	g_0 kg	W_1 cm ³	W_2 cm ³	
30	724	700	70,2	1077	1462	898	845	86,3	1331	1831	1037	961	99,3	1580	2219	30	30					
35	894	878	74,1	1321	1771	1105	1061	90,2	1632	2217	1277	1208	103,2	1936	2682	35	35					
40	1073	1065	78,0	1575	2092	1323	1288	94,1	1946	2616	1527	1467	107,1	2304	3159	40	40					
45	1261	1262	81,9	1839	2422	1551	1525	98,0	2270	3025	1788	1738	111,0	2685	3649	45	45					
50	1458	1468	85,8	2112	2762	1787	1772	101,9	2603	3446	2058	2018	114,8	3077	4150	50	50					
55	1664	1683	89,7	2395	3112	2033	2028	105,8	2947	3876	2338	2309	118,7	3478	4662	55	55					
60	1879	1907	93,6	2686	3470	2287	2293	109,7	3300	4316	2627	2609	122,6	3819	5184	60	60					
65	2102	2139	97,5	2986	3838	2550	2567	113,6	3662	4765	2924	2918	126,5	4310	5716	65	65					
70	2333	2380	101,4	3294	4214	2822	2850	117,5	4032	5224	3230	3236	130,4	4740	6257	70	70					
75	2573	2630	105,3	3612	4599	3102	3141	121,4	4412	5692	3545	3562	134,3	5179	6807	75	75					
80	2822	2888	109,2	3938	4992	3391	3441	125,3	4800	6168	3869	3898	138,2	5627	7367	80	80					
85	3079	3154	113,1	4273	5394	3688	3749	129,2	5198	6653	4201	4242	142,1	6084	7936	85	85					
90	3344	3429	117,0	4615	5805	3994	4067	133,1	5603	7147	4542	4595	146,0	6549	8513	90	90					
95	3617	3712	120,9	4967	6224	4308	4392	137,0	6017	7649	4891	4957	149,9	7023	9100	95	95					
100	3900	4004	124,8	5326	6652	4630	4726	140,9	6440	8161	5248	5326	153,8	7306	9695	100	100					
105	4190	4305	128,7	5695	7088	4962	5069	144,8	6871	8680	5615	5705	157,7	7997	10299	105	105					
110	4498	4613	132,6	6071	7533	5301	5420	148,7	7311	9208	5989	6092	161,6	8497	10911	110	110					
115	4796	4930	136,5	6456	7985	5618	5779	152,6	7759	9745	6372	6487	165,5	9006	11532	115	115					
120	5111	5255	140,4	6849	8447	6004	6147	156,5	8216	10290	6763	6891	169,4	9522	12161	120	120					
125	5435	5589	144,3	7252	8917	6339	6523	160,4	8680	10844	7163	7303	173,3	10047	12800	125	125					
130	5768	5931	148,2	7662	9395	6742	6908	164,3	9154	11406	7571	7724	177,3	10581	13446	130	130					
			$g_1 = g_0 + 28,1$ kg/m; $g_2 = g_0 + 56,2$ kg/m						$g_1 = g_0 + 37,4$ kg/m; $g_2 = g_0 + 74,9$ kg/m						$g_1 = g_0 + 46,6$ kg/m; $g_2 = g_0 + 93,3$ kg/m							

Für die Nietköpfe sind den Gewichten rd. 3⁰/₁₀₀ Zuschlag zuzurechnen.

¹⁾ Nach H. Zimmermann, Genietete Träger. Berlin 1893. Wilh. Ernst & Sohn. In der obigen Tabelle bedeuten: W_0' und W_0 die Widerstandsmomente des Querschnittes ohne Gurt-

B. Breitflanschtige genietete Spezialträger der Burbacher Hütte bei Saarbrücken

Profil- bezeichnung 1)	Stehblech		Gurtwinkel in jedem Gurte	Gurtplatte in jedem Gurte	Träg- heits- Wider- stands- Moment		Querschnitt		Nietdurch- messer	Gewicht für 1 lfm.	
	Höhe	Stärke			bezogen auf die wagerechte Schwerachse		ohne	mit			Nietabzug
					cm ⁴	cm ³	cm ²	cm ²			
Bl. 42. 27 A	246	9	2(130 · 75 · 12)	—	13353	989	116,9	103,7	20	93,0	
„ 42. 27 B	238	9	2(130 · 75 · 16)	—	16624	1231	145,3	128,9	20	115,3	
„ 42. 28 A	256	9	2(135 · 75 · 12)	—	14934	1067	120,2	107,0	20	95,6	
„ 42. 28 B	246	9	2(135 · 75 · 17)	—	19481	1391	156,4	139,2	20	124,0	
„ 43. 29 A	266	9,5	2(140 · 75 · 12)	—	16712	1153	125,0	111,0	20	99,3	
„ 43. 29 B	256	9,5	2(140 · 75 · 17)	—	21816	1505	162,2	144,8	20	128,5	
„ 43. 30 A	276	9,5	2(145 · 75 · 12)	—	18541	1236	128,3	114,9	20	101,9	
„ 43. 30 B	264	9,5	2(145 · 75 · 18)	—	25300	1687	175,9	155,7	20	137,7	
„ 44. 32 A	296	10	2(150 · 75 · 12)	—	27121	1383	134,2	170,6	20	106,6	
„ 44. 32 B	284	10	2(150 · 75 · 18)	—	30215	1888	181,0	162,6	20	143,3	
„ 44. 34 A	314	10	2(150 · 75 · 13)	—	26955	1588	144,2	129,8	20	114,4	
„ 44. 34 B	302	10	2(150 · 75 · 19)	—	36074	2122	190,9	171,4	20	150,8	
„ 45. 36 A	332	10	2(150 · 75 · 14)	—	32520	1807	154,2	139,0	20	122,2	
„ 45. 36 B	324	10	2(160 · 80 · 18)	—	41898	2378	195,8	177,4	20	154,9	
„ 45. 38 A	350	10	2(150 · 75 · 15)	—	38732	2039	164,0	148,0	20	129,9	
„ 45. 38 B	342	10	2(160 · 80 · 19)	—	49310	2595	162,9	186,8	20	162,9	
„ 46. 40 A	372	11	2(160 · 80 · 14)	—	43913	2196	170,6	153,4	22	135,4	
„ 46. 40 B	360	11	2(160 · 80 · 20)	—	57661	2883	220	197,6	22	174,2	
„ 47. 42 1/2 A	395	11	2(160 · 80 · 15)	—	53088	2496	181,8	163,7	22	144,2	
„ 47. 42 1/2 B	383	11	2(160 · 80 · 21)	—	68525	3225	230,7	207,4	22	182,6	
„ 48. 45 A	412	11	2(180 · 90 · 19)	—	81226	3610	240,3	218,7	22	190,1	
„ 48. 45 B	388	10	2(130 · 75 · 11)	1 · 300 · 20	79491	3533	246,4	221,6	20	196,9	
„ 49. 47 1/2 A	435	11	2(180 · 90 · 20)	—	95383	4016	252,3	229,8	22	199,6	
„ 49. 47 1/2 B	415	10	2(150 · 75 · 11)	1 · 310 · 19	95047	4002	255,7	231,7	20	204,2	
„ 50. 50 A	458	11	2(180 · 90 · 21)	—	111062	4443	261,2	240,8	22	208,9	
„ 50. 50 B	438	10	2(150 · 75 · 11)	1 · 320 · 20	111351	4455	268,2	243,4	20	214,0	
„ 51. 52 1/2 A	487	11	2(205 · 95 · 19)	—	128164	4582	271,3	249,8	22	214,5	
„ 51. 52 1/2 B	463	10	2(150 · 75 · 11)	1 · 330 · 20	126941	4836	274,7	249,9	20	219,1	
„ 52. 55 A	510	11	2(205 · 95 · 20)	—	148071	5384	284,5	262,1	22	224,8	
„ 52. 55 B	486	10	2(150 · 75 · 12)	1 · 330 · 20	144877	5268	285,2	259,6	20	227,4	
„ 53. 57 1/2 A	535	11	2(205 · 95 · 20)	—	163444	5685	287,3	264,8	22	227,0	
„ 53. 57 1/2 B	511	10	2(150 · 75 · 12)	1 · 330 · 20	160078	5568	287,3	262,1	20	229,3	
„ 54. 60 A	560	11	2(205 · 95 · 20)	—	179044	5988	290,0	267,6	22	229,2	
„ 54. 60 B	540	11	2(160 · 80 · 10)	1 · 360 · 20	179770	5992	297,2	271,6	22	297,2	
„ 55. 62 1/2 A	585	11	2(205 · 95 · 20)	—	196680	6194	292,8	270,3	22	231,3	
„ 55. 62 1/2 B	565	11	2(160 · 80 · 10)	1 · 360 · 20	196955	6303	300,4	274,0	22	239,8	
„ 56. 65 A	610	11	2(205 · 95 · 20)	—	214561	6602	295,5	273,1	22	235,5	
„ 56. 65 B	590	11	2(160 · 80 · 10)	1 · 360 · 20	214996	6615	303,1	276,7	22	241,9	
„ 57. 67 1/2 A	635	11	2(205 · 95 · 20)	—	232296	6912	298,3	275,6	22	235,7	
„ 57. 67 1/2 B	615	11	2(160 · 80 · 11)	1 · 360 · 30	233902	6930	305,9	279,5	22	244,1	
„ 58. 70 A	658	11	2(205 · 95 · 21)	—	262687	7505	311,4	288,0	22	245,9	
„ 58. 70 B	638	11	1(160 · 80 · 11)	1 · 360 · 20	261153	7462	317,4	290,1	22	253,2	
„ 59. 72 1/2 A	683	11	2(205 · 95 · 21)	—	283929	7833	314,1	290,8	22	248,1	
„ 59. 72 1/2 B	603	11	1(160 · 80 · 11)	1 · 360 · 20	282431	7791	320,1	292,8	22	255,3	
„ 60. 75 A	708	11	2(205 · 95 · 21)	—	306080	8162	316,9	293,5	22	250,3	
„ 60. 75 B	688	11	2(160 · 80 · 11)	1 · 360 · 20	304625	8123	322,9	295,6	22	257,0	
„ 61. 77 1/2 A	733	11	2(205 · 95 · 21)	—	329148	8494	319,6	296,2	22	252,4	
„ 61. 77 1/2 B	713	11	2(160 · 80 · 11)	1 · 360 · 20	327743	8458	325,6	298,3	22	259,6	
„ 62. 80 A	758	11	2(205 · 95 · 21)	—	353141	8829	322,4	299,9	22	256,4	
„ 62. 80 B	736	11	2(160 · 80 · 11)	1 · 360 · 20	361735	9043	337,0	308,9	22	268,6	

platten in cm³ nach Abzug der wagerechten bzw. lotrechten Nietlöcher; W_1 , W_2 desgl. die Widerstandsmomente des Querschnittes mit ein oder zwei Gurtplatten in cm³ nach Abrechnung der lotrechten Nietlöcher; g_0 ist das Gewicht des Trägers ohne Gurtplatten, g_1 dasjenige mit einer, g_2 dasjenige mit zwei Gurtplatten, und zwar in kg für 1 lfm.

1) Die Nummer des Profils stellt zu gleicher Zeit die gesamte Trägerhöhe in cm dar; es ist also z. B. das Profil 67 1/2 A und B 67,5 cm hoch.

Tabelle C über Gewichte und Widerstandsmomente von Kastenträgern.

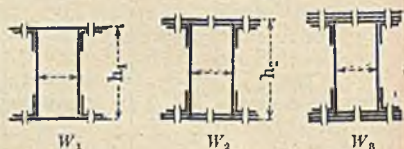
$$\text{Trägheitsmoment } J_1 = \frac{W_1 \cdot h_1}{2}$$

$$J_2 = \frac{W_2 \cdot h_2}{2}$$

$$J_3 = \frac{W_3 \cdot h_3}{2}$$



500 mm breite Träger.



600 mm breite Träger.

Stehblechhöhe cm	80 x 120 x 10 mm Stehblech 10 mm st. Niete 20 mm Durchm.				80 x 120 x 12 mm Stehblech 12 mm st. Niete 23 mm Durchm.				80 x 120 x 10 mm Stehblech 10 mm st. Niete 20 mm Durchm.				80 x 120 x 12 mm Stehblech 12 mm st. Niete 23 mm Durchm.				
	1 Gurtplatte 500 x 10 G ₁ kg/m	W ₁ cm ³	2 Gurtplatten 500 x 10 W ₂ cm ³	3 Gurtplatten 500 x 10 W ₃ cm ³	1 Gurtplatte 500 x 12 G ₁ kg/m	W ₁ cm ³	2 Gurtplatten 500 x 12 W ₂ cm ³	3 Gurtplatten 500 x 12 W ₃ cm ³	1 Gurtplatte 600 x 10 G ₁ kg/m	W ₁ cm ³	2 Gurtplatten 600 x 10 W ₂ cm ³	3 Gurtplatten 600 x 10 W ₃ cm ³	1 Gurtplatte 600 x 12 G ₁ kg/m	W ₁ cm ³	2 Gurtplatten 600 x 12 W ₂ cm ³	3 Gurtplatten 600 x 12 W ₃ cm ³	
30	185,6	2396	3608	4908	222,0	2802	4193	5749	201,0	2697	4212	5818	240,9	3163	4906	6844	
32	188,7	2592	3886	5268	225,7	3035	4512	6165	204,3	2913	4530	6239	244,6	3420	5275	7337	
35	193,5	2883	4307	5824	231,4	3388	4994	6808	209,1	3233	5011	6883	250,3	3810	5839	8086	
38	198,2	3200	4737	6372	237,1	3750	5495	7457	213,8	3580	5501	7520	256,0	4207	6409	8840	
40	201,3	3409	5027	6747	240,8	3996	5829	7909	217,0	3809	5831	7955	259,7	4477	6794	9364	
42	204,4	3622	5320	7126	244,6	4245	6170	8338	220,1	4040	6164	8393	263,5	4750	7183	9864	
45	209,1	3942	5766	7698	250,2	4624	6690	9009	224,9	4389	6670	9056	269,1	5161	7774	10643	
48	214,0	4271	6216	8377	236,0	5014	7215	9688	229,7	4751	7180	9724	274,8	5590	8372	11426	
50	217,0	4494	6520	8666	259,6	5277	7570	10145	232,7	4994	7524	10173	278,5	5878	8775	11956	
55	224,9	5063	7295	9652	269,1	5950	8474	11298	240,6	5613	8396	11306	288,0	6611	9799	13294	
60	232,6	5649	8087	10658	278,5	6642	9395	12479	248,4	6249	9286	12664	297,4	7362	10839	14653	
65	240,6	6253	8895	11680	287,9	7355	10345	13680	256,3	6904	10192	13636	306,8	8136	11909	16034	
70	248,4	6887	9585	12721	297,3	8090	11308	14914	264,1	7573	11135	14827	316,2	8931	12991	17436	
75	256,3	7511	10563	13533	306,8	8844	12298	16148	272,0	8261	12063	16030	325,7	9745	14102	18860	
80	264,0	8165	11424	14855	316,2	9619	13306	17408	279,8	8965	13023	17260	335,1	10579	15229	20304	
85	272,0	8836	12300	15947	325,7	10414	14336	18698	287,7	9686	14000	18502	344,5	11435	16401	21769	
90	279,8	9524	13194	17056	335,0	11230	15383	19998	295,5	10424	14994	19761	354,0	12310	17546	23252	
95	287,7	10230	14105	18182	344,0	12065	16450	21321	303,4	11180	16005	21038	363,3	13205	18733	24760	
100	295,5	10950	15032	19325	363,3	12922	17540	22663	311,2	11950	17032	22330	372,8	14122	19942	26287	
110	311,2	12444	16938	21662	382,1	14693	19778	25434	326,9	13544	19138	24968	391,6	16013	22420	29399	
120	326,8	14004	18911	24067	391,6	16544	22099	28273	342,6	15204	21289	27671	410,4	17984	24969	32595	
125	334,8	14807	19922	25290	401,0	17500	23287	29721	350,5	16057	22422	29048	419,9	19000	26290	34223	
130	342,6	15632	20950	26538	419,8	18476	24496	31186	358,3	16932	23550	30438	429,3	20036	27621	35871	
140	358,3	17326	23075	29078	438,7	20489	27977	34181	374,0	18726	25858	33275	448,1	22169	30339	39236	
150	373,8	19087	25231	31683	448,1	22581	29537	37260	389,7	20587	28231	36177	467,1	24381	33139	42666	
		$G_2 = G_1 + 78,5 \text{ kg}$				$G_2 = G_1 + 94,2 \text{ kg}$				$G_2 = G_1 + 94,2 \text{ kg}$				$G_2 = G_1 + 113,0 \text{ kg}$			
		$G_3 = G_1 + 157,0 \text{ kg}$				$G_3 = G_1 + 188,4 \text{ kg}$				$G_3 = G_1 + 188,4 \text{ kg}$				$G_3 = G_1 + 226,0 \text{ kg}$			

Für Nietköpfe rechnet man rd. 3⁰/₁₀ Gewichtszuschlag.

hüllen; innerhalb der ein Mehrmaterial darstellenden schraffierten Flächen der Fig. 34 kann in der Regel ein Teil der Niete bereits Anordnung finden, die notwendig sind, um die Gurtplatten anzuschließen, d. h. sie mit dem anderen Querschnittsteile zu einem einheitlichen Tragwerke zu verbinden. Die Anzahl dieser Niete folgt aus



Fig. 34.

der Beziehung: $n \frac{d^2}{4} \pi = F_k$,

worin F_k die Nutzquerschnittsfläche der Platte darstellt. Auf eine Kurzhaltung des Anschlusses ist zu sehen, d. h. es ist hier eine Nietentfernung von 3,0—3,5 d zweckmäßig.

Die Entfernung „ e “ der Niete, mit denen die senkrechten Winkelflanschen an das Stehblech angeschlossen werden, folgt auf Stauchdruck gerechnet aus der Beziehung:

$$e \leq \frac{1,5 \tau \cdot d \cdot \delta_0 \cdot J}{Q \cdot S}$$

oder, wenn man die Stauchfestigkeit im Blech = dem doppelten Werte der Schubfestigkeit im Nietquerschnitt rechnet:

$$e \leq \frac{2,0 \tau \delta_0 J}{Q \cdot S}$$

worin S das statische Moment des durch die Niete angeschlossenen Gurtquerschnittes in bezug auf die neutrale Trägerachse darstellt, während d der Nietdurchmesser, δ_0 die Stehblechstärke, J das Trägheitsmoment des ganzen Trägers, Q die Querkraft im betr. Querschnitt ist. S und J sind mit Nietabzug einzuführen. Auf Abscheren ist:

$$e' \leq \frac{2 \frac{d^2 \pi}{4} \tau J}{Q \cdot S}$$

Hierbei ist τ = der zulässigen Normalspannung = $\sigma = 1 \text{ t/qcm}$ einzusetzen. Für die Nietung der Gurtplatten gilt: auf Stauchung:

$$e_1 \leq \frac{3,0 d_1 \delta \tau J}{Q \cdot S_1} \quad (\text{bzw.} \quad \frac{4,0 d_1 \delta \tau J}{Q \cdot S_1})$$

und auf Abscherung:

$$e'_1 \leq \frac{2 \frac{d_1 \pi}{4} \tau J}{Q \cdot S_1}$$

worin d_1 der Nietdurchmesser, S_1 das statische Moment der Nettokopfplattenquerschnitts darstellt, bezogen auf die wagerechte Trägerschwerachse. Werte größer als $e = 8 d$ pflegt man nicht auszuführen. Man kann demgemäß, falls die Querkraftkurve bekannt ist, zunächst die Größe von Q aus der voranstehenden Gleichung ermitteln, welche einem Werte $e = 8 d$ entspricht; der innerhalb liegende Trägerteil ist alsdann mit $e \approx 8 d$ zu nieten und nur außerhalb dieser Strecke eine engere Nietteilung zu wählen, beginnend mit der Rechnung am Auflager. Bei Stellung der Niete, d. h. Einteilung derselben, ist zunächst von festen Punkten, an denen Niete notwendig sind, auszugehen, also von Anschlüssen anderer Tragteile, Angliederungen von Verstärkungen usw. Für viele Fälle reicht auch die Annäherungsgleichung aus:

$$e = \frac{1,5 \tau \cdot d \cdot \delta_0 \cdot h_m}{Q}$$

worin h_m die senkrechte Entfernung der wagerechten Nietreihen angibt.

In der Regel werden die senkrechten Niete symmetrisch zu den wagerechten Nieten gesetzt, und zwar bei enger Teilung der ersteren in deren doppeltem, sonst in deren einfachem Abstände.

Beispiel: Für den in Fig. 35 dargestellten Träger ist für $Q = 16,6 \text{ t}$ die Nietteilung zu entwerfen.

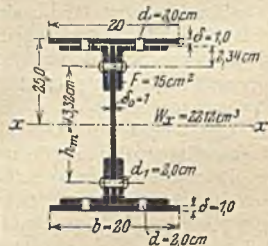


Fig. 35.

Für den Gurt (Kopfplatten und Winkel) ist:

$$S = 20 \cdot 1 (25 - 0,5) + 2 \cdot 15 (25 - 1 - 2,34) = 1139 \text{ cm}^2$$

$$J = W \cdot \frac{h}{2} = 2212 \cdot 25 = 55300 \text{ cm}^3.$$

Auf Stauchung ist:

$$e \leq \frac{1,5 \tau d \delta_0 J}{Q \cdot S} \leq \frac{1,5 \cdot 1000 \cdot 2,0 \cdot 1,0 \cdot 55300}{16600 \cdot 1139} \leq 9 \text{ cm} < 8d.$$

Auf Abscheren ergibt sich:

$$e' \leq \frac{\frac{d^2 \pi}{2} \cdot \tau \cdot J}{Q \cdot S} \leq \frac{2^2 \cdot 3,14 \cdot 1000 \cdot 55300}{2 \cdot 16600 \cdot 1139} \leq 19,3 \text{ cm, also } > e$$

und daher nicht maßgebend.

Für den Anschluß der Kopfplatte, also die senkrechten Niete, ergibt sich:

$$S_1 = 20 \cdot 1 (25 - 0,5) = 490 \text{ cm}^2.$$

Demgemäß wird die Nietentfernung 1. auf Stauchung:

$$e_1 \leq \frac{3,0 d \delta \tau J}{Q S_1} \leq \frac{3 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1000 \cdot 55300}{16600 \cdot 490} = 41 \text{ cm};$$

2. auf Abscheren:

$$e_1' \leq \frac{d^2 \pi \tau J}{2 Q S_1} \leq \frac{2^2 \cdot 3,14 \cdot 1000 \cdot 55300}{2 \cdot 16600 \cdot 490} = 42,4 \text{ cm}.$$

Beide Werte eignen sich nicht zur Ausführung. Zweckmäßig wird man im Bereich der Querkraft 16,6 t die senkrechten Niete immer zwischen je zwei wagerechte Niete setzen, also den doppelten Abstand dieser ihnen geben.

Rechnet man bei der Nietteilung der wagerechten Niete mit der Annäherungsgleichung, so wird:

$$e = \frac{1,5 \tau d \delta_0 h m}{Q} = \frac{1500 \cdot 2,0 \cdot 1 \cdot 43,3}{16600} \approx 8 \text{ cm}.$$

Den Stoß der Blechwand deckt man durch beiderseitige, nicht unter 8 mm starke, oft in ihrer Dicke den Gurtwinkeln angepaßte Laschen von mindestens rd. 12 d Breite und eine an jeder Stoßseite durch zwei Nietreihen gebildete normale Nietung, die zweckmäßig verschränkt angeordnet wird; der Nietdurchmesser d ist hier meist gleich der doppelten Stoßblechstärke. Am Stehblechstoß sind die Niete nach den Formeln:

auf Stauchung:

$$n = \frac{2h}{5d}$$

auf Abscherungen:

$$n = \frac{2h \delta_0}{d^2 \pi + d \delta_0}$$

zu berechnen; hierbei ist δ_0 die Stärke des Stehbleches, h dessen Höhe und d der Nietdurchmesser. Will man den Stoß auf Biegung nachrechnen, so kann dies entsprechend den Ausführungen auf S. 646 erfolgen, oder auch in der Art bewirkt werden, daß das Widerstandsmoment der gesamten Stoßnietverbindung bezogen auf die wagerechte Schwerachse \geq dem Widerstandsmoment des gestoßenen Stehbleches auf dieselbe Achse ist.

Gurtwinkel und Gurtplatten sind, wenn ein Stoß notwendig sein sollte, durch Konstruktionsteile mindestens gleichen Querschnitts zu stoßen.

Bei Hochbaukonstruktionen wird sich die Anordnung eines Stoßes (oder um den Stoß nicht in die Mitte zu legen, zweier Stöße) in der Regel durch Verwendung von Universalblechen für das Stehblech vermeiden lassen.

Die Blechbalkenhöhe wird zweckmäßig $\approx \frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{12}$ der Stützweite gewählt. Legt man für die Beanspruchung die normale zulässige Spannung von 1200 kg/qem zugrunde, so folgt die diesen Verhältnissen entsprechende

zulässige Durchbiegungsgröße $\frac{\delta}{l}$ aus der Beziehung (vgl. S. 676):

$$\frac{l}{h} = \frac{24 E \delta}{5 \sigma l} = 12; \quad \frac{\delta}{l} = \frac{12 \cdot 5 \cdot 1200}{24 \cdot 2150000} \approx \frac{1}{900}^1)$$

Die Anordnung der Auflagerung einfacher Träger ist durchaus den entsprechenden Konstruktionen bei den Balkendächern ähnlich und soll in Abschnitt V besprochen werden.

V. Die Anordnung von eisernen Dachkonstruktionen aus ebenen Bindern im allgemeinen.

Als Einzelteile kommen in Frage:

- Deckung und Sparren,
- Pfetten,
- Binder,
- Querverbände zwischen den Bindern.

Bezüglich der Eindeckung der Dächer sei auf das Kapitel Hochbau, sowie auf den folgenden Abschnitt VI verwiesen, der sich mit den für Eisenkonstruktionen besonders wichtigen Eindeckungsarten in Wellblech und Glas beschäftigt; auch sei, namentlich bezüglich der üblichen Neigungen und Gewichte, sowie wegen der Eindeckung in Bimsbeton die S. 634 u. flgd. verwiesen.

a) Die Sparren, meist kleinere Profile der L-, I- und C-Eisen, aber auch bei den Eisenbauten und namentlich bei einer auf Holzschalung ruhenden Eindeckung durch Holz gebildet, gehen zwar kontinuierlich über die einzelnen Pfetten durch, werden aber der Einfachheit halber stets als zwischen diesen freigestützt, d. h. nach dem Moment: $\frac{q l^2}{8}$ berechnet; hierbei setzt sich die Ein-

heitsbelastung „ q “ zusammen aus: Eigengewicht, Schnee und Wind. Es empfiehlt sich durchaus, diese Kräfte alle als senkrecht zur Sparrenachse gerichtet anzunehmen, da die in der letzteren wirkende Normalkraft (aus Eigengewicht und Schnee) nur geringe Spannungen hervorruft. Die Befestigung der Sparren auf den Pfetten findet vielfach durch Nietung statt, die aber oft wegen der Kleinheit der zu verbindenden Flanschen keine gute Ausführung sichert; deshalb empfehlen sich Festklemmvorrichtungen, wie sie z. B. die geschützte Konstruktion der Aplerbecker Hütte darstellt (Fig. 36). Die Befestigung hölzerner Sparren auf eisernen Pfetten erfolgt entweder durch Aufkämmung und Festlegung mit Hilfe von ein oder zwei Winkel-eisenstücken (45·45·5 bis 65·65·7) mit einem 1 cm starken Bolzen oder durch eine unter den Flansch der Pfette greifende, mit dem Sparren durch eine Holzschraube oder Nadelung verbundene Eisenplatte (Fig. 37 u. 38).

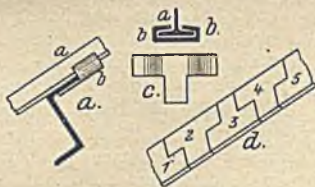


Fig. 36.

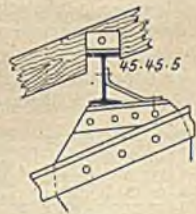


Fig. 37.



Fig. 38.

¹⁾ Läßt man, wie oft geschieht, nur $\frac{1}{1000}$ zu, so ergibt sich bei $\frac{l}{h} = 12$ die Spannung σ zu:

$$\sigma = \frac{24 \cdot 2150000}{5 \cdot 1000} = \text{rd. } 1000.$$

Alsdann ist also eine normale Spannungsausnutzung nicht mehr möglich.

b) Pfetten. Ihre Belastung wird durch die Belastung der einzelnen Sparren gebildet, kann aber trotzdem als gleichmäßig verteilt angenommen werden.

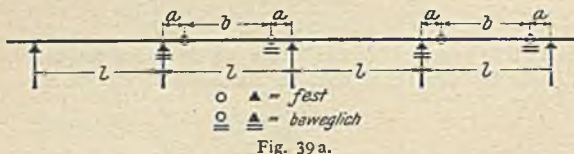


Fig. 39a.

Statisch werden die Pfetten entweder als kontinuierliche Träger oder in Form von Gelenkauslegertägern ausgeführt. Die Lage der Gelenke richtet sich danach, daß die Momente in der Mitte des eingehängten Trägerteils und über den Stützen — absolut genommen — die gleiche Größe erhalten. Dies trifft (Fig. 39a) ein, wenn die Strecke $a = 0,145 l$, $b = 0,71 l$ wird; alsdann beträgt das Moment $\frac{q l^2}{16}$, während es bei kontinuierlich durchgeführten Pfetten zu dem doppelten Werte $= \frac{q l^2}{8}$ zu rechnen ist; hierbei ist gleiche Binderentfernung = der Pfettenstützweite vorausgesetzt. Bei kontinuierlicher Durchführung der Pfetten läßt sich auch dem erheblich größeren (negativen) Stützmoment über dem Binder gegenüber der Pfettenmitte durch Rechnung tragen, daß man die Pfette aus einzelnen \square -Eisen oder kleineren I-Eisen bildet, die in der Nähe des Binders doppelt sind, also nebeneinander liegen, auf dieser Strecke unter sich verbunden sonst aber nur einfach verwendet werden, Fig. 39b. Hierbei wird es, entsprechend dem Verlaufe der Momentenlinien am kontinuierlichen Träger, nur erforderlich sein, die Pfetteneisen auf eine kurze Strecke in der Nähe des Binders doppelt auszuführen. Die durch eine Abweichung von der Achse bedingte geringe Torsionsspannung in den Pfetten ist ohne praktischen Einfluß, die zu erreichende Materialersparnis aber durchaus bedeutsam. Da — wie weiter unten d) hervorgehoben wird — zwischen den ebenen Bindern immer nur in einem jeden zweiten Felde ein Windverband ausgeführt wird, so werden einerseits bei Gelenkpfetten die der Ausdehnung der Pfetten zum Teil Rechnung tragenden Gelenke in den von diesem Verbanne freien Feldern Aufnahme finden, wie andererseits bei kontinuierlicher Pfettendurchführung bzw. bei einer Anordnung nach Fig. 39b hier bewegliche Stöße anzuordnen sind. Statisch richtig wird die Gelenkpfette in der Art gelagert, daß sowohl der Auslegerteil als auch der eingehängte je ein festes und ein längs verschiebliches Lagergelenk erhalten. Hiervon wird in der Praxis meist in der Art abgewichen, daß der Ausleger mit seinen beiden stützenden Bindern fest vernietet wird. Einen beweglichen, nahe dem Binder anzuordnenden Pfettenstoß zeigt Fig. 40a, während ein empfehlenswertes Auslegergelenk durch die Fig. 40b und c wiedergegeben ist; hier findet die Drehung mittelbar durch den Bolzen statt, der in den beiden äußeren Laschen festgelegt ist und hier ohne (Reibung hervorrufoende und deshalb ungünstige) Schraubenmuttern od. dgl. gehalten ist; eine seitliche Festlegung erfolgt durch den Einschnitt im mittleren Bolzenteile, in dem zugleich die Druckübertragung des eingehängten, an der Lagerstelle verstärkten Trägerteiles erfolgt. Das feste und bewegliche Gelenk unterschei-

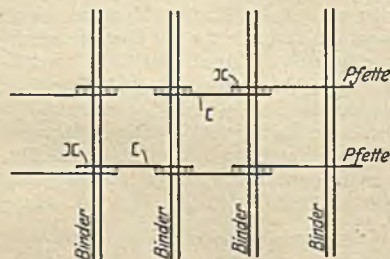


Fig. 39b.

lichen Träger, nur erforderlich sein, die Pfetteneisen auf eine kurze Strecke in der Nähe des Binders doppelt auszuführen. Die durch eine Abweichung von der Achse bedingte geringe Torsionsspannung in den Pfetten ist ohne praktischen Einfluß, die zu erreichende Materialersparnis aber durchaus bedeutsam. Da — wie weiter unten d) hervorgehoben wird — zwischen den ebenen Bindern immer nur in einem jeden zweiten Felde ein Windverband ausgeführt wird, so werden einerseits bei Gelenkpfetten die der Ausdehnung der Pfetten zum Teil Rechnung tragenden Gelenke in den von diesem

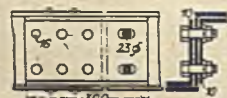


Fig. 40a.

Verbanne freien Feldern Aufnahme finden, wie andererseits bei kontinuierlicher Pfettendurchführung bzw. bei einer Anordnung nach Fig. 39b hier bewegliche Stöße anzuordnen sind. Statisch richtig wird die Gelenkpfette in der Art gelagert, daß sowohl der Auslegerteil als auch der eingehängte je ein festes und ein längs verschiebliches Lagergelenk erhalten. Hiervon wird in der Praxis meist in der Art abgewichen, daß der Ausleger mit seinen beiden stützenden Bindern fest vernietet wird.

Einen beweglichen, nahe dem Binder anzuordnenden Pfettenstoß zeigt Fig. 40a, während ein empfehlenswertes Auslegergelenk durch die Fig. 40b und c wiedergegeben ist; hier findet die Drehung mittelbar durch den Bolzen statt, der in den beiden äußeren Laschen festgelegt ist und hier ohne (Reibung hervorrufoende und deshalb ungünstige) Schraubenmuttern od. dgl. gehalten ist; eine seitliche Festlegung erfolgt durch den Einschnitt im mittleren Bolzenteile, in dem zugleich die Druckübertragung des eingehängten, an der Lagerstelle verstärkten Trägerteiles erfolgt. Das feste und bewegliche Gelenk unterschei-

den sich nur durch den zu letzterem gehörenden länglichen Ausschnitt im Stege des eingehängten Trägers; hierdurch ist eine Verschiebung dieses auf dem Bolzen gesichert.

Die Berechnung der Pfetten richtet sich nach der Art ihrer Querschnitte; hier kommen in Frage einerseits die C- bzw. I-Form oder nach diesen gebildete, zusammengesetzte Profile, andererseits Z-Eisen und verwandte Querschnitte.

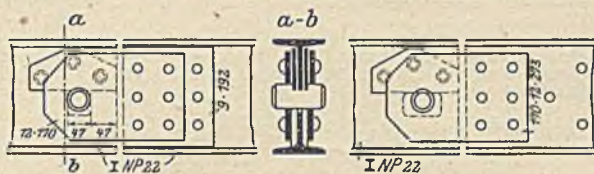


Fig. 40 b.

Fig. 40 c.

Da die ersteren Formen stets Punkte aufweisen, die von beiden Achsen zugleich am weitesten entfernt sind, so kann man die Größtspannungen hier aus den Gleichungen finden:

$$\sigma = \pm \left(\frac{M_1}{W_1} + \frac{M_2}{W_2} \right).$$

Hierbei ist vorausgesetzt, daß die auftretenden Momente durch Eigengewicht, Schnee und Wind, in zwei Momente in den Hauptachsen wirkend — M_1 und M_2 — zerlegt sind und W_1 und W_2 die diesen Kräfteebenen entsprechenden Widerstandsmomente darstellen. Für die Normalprofile der C- und I-Eisen läßt sich die Gleichung zum Zwecke der Querschnittsauffindung folgendermaßen umändern:

$$\sigma = \frac{1}{W_1} \left(M_1 + \frac{W_1}{W_2} M_2 \right) = \frac{1}{W_1} (M_1 + c M_2),$$

$$W_1 = \frac{M_1 + c M_2}{\sigma} = \frac{M_1 + c M_2}{1200}.$$

Die Größe der Zahl $c = \frac{W_1}{W_2}$ ist den nachfolgenden Zusammenstellungen zu entnehmen; im allgemeinen kann, zum mindesten für eine erste Versuchsrechnung, der Wert von c bei C-Eisen zu rd. 6,0, bei I-Profil zu rd. 8,0 angenommen werden; weichen die Zahlen c der gewählten Profile erheblich von diesen Mittelwerten ab, so empfiehlt sich schließlich eine Nachrechnung der wirklichen auftretenden Spannung.

Stehen die Pfetten absolut senkrecht, so wirken Eigengewicht und Schnee in der Ebene des Steges, der Wind schief zu diesem; setzt man die Pfetten senkrecht zur Dachfläche, so wirken Eigengewicht und Schnee schräg zum Stege, Wind in der Stegebene; im ersten Falle ist also das Windmoment, im zweiten das Eigengewicht und Schneelastmoment in je zwei Seitenmomente (Steg und \perp hierzu) zu zerlegen. Sind Profile nach C- und I-Form aus Stehblech und Winkeln zusammengesetzt, so sind die Zahlen c zunächst zu schätzen und erst später für den gewählten Querschnitt — zum Zwecke der Nachrechnung — genau zu bestimmen.

Bei Z-Pfetten bestimme man (Fig. 41 ab zunächst) das resultierende Moment M_r , und dann den $\sphericalangle \tau$, den dies Moment mit der $+x$ -Achse einschließt. Wird das Widerstandsmoment des Querschnittes auf die der Kräfteebene zugeordnete Achse mit W_r bezeichnet, so ist schließlich

$$\sigma = \frac{M_r}{W_r}; \quad W_r = \frac{M_r}{\sigma} = \frac{M_r}{1200}.$$

Über die Lage der $+x$ -Achse bei den entsprechenden Ermittlungen geben die Fig. 41 a und b Auskunft; es ist also stets der positive Teil der x -Achse der Teil der wagerechten Schwerachse, der auf der Seite des unteren Flansches liegt.

A. Tabelle der Zahlenwerte: $c = \frac{W_1}{W_2}$ der deutschen Normalprofile
für C-Eisen.

Profilnummer	4	6 $\frac{1}{2}$	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
Gewicht für 1,0 m in kg	4,85	7,05	8,60	10,50	13,30	15,90	18,70	21,80	25,10	29,20	33,0	37,7	41,6	45,8
Werte W_1 i. cm ³	7,10	17,20	26,50	41,10	60,70	86,40	116,0	150,0	191,0	245,0	300,0	371,0	450,0	535,0
Werte W_2 i. cm ³	3,08	5,06	6,37	8,50	11,10	14,80	18,30	22,40	27,0	33,6	39,6	47,8	57,2	67,8
Werte c	2,31	3,50	4,16	4,84	5,48	5,85	6,32	6,73	7,09	7,28	7,57	7,76	7,88	7,90

$\Sigma c = 84,67$; mithin Mittelwert von $c: c = \frac{84,67}{14} = \text{rd. } 6,0$.

B. Tabelle der Zahlenwerte: $c = \frac{W_1}{W_2}$ der deutschen Normalprofile
für I-Eisen.

a)

Profilnummer	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Gewicht für 1,0 m in kg	5,91	7,02	8,28	9,59	11,1	12,6	14,2	15,9	17,8	19,7	21,7
Werte W_1 i. cm ³	19,4	25,9	34,1	43,3	54,5	67,0	81,7	97,9	117	137	161
Werte W_2 i. cm ³	2,99	3,81	4,86	5,99	7,38	8,85	10,7	12,5	14,7	17,1	19,8
Werte c	6,50	6,80	7,01	7,23	7,38	7,57	7,65	7,83	7,92	8,02	8,10

b)

Profilnummer	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
Gewicht für 1,0 m in kg	23,8	26,1	28,3	30,8	33,3	35,9	38,7	41,6	44,5	47,6	50,6
Werte W_1 i. cm ³	185	214	244	278	314	353	396	441	491	541	594
Werte W_2 i. cm ³	22,6	25,9	29,3	33,3	36,9	41,6	46,4	50,6	56,0	60,8	66,1
Werte c	8,20	8,26	8,31	8,34	8,50	8,50	8,54	8,72	8,76	8,91	8,99

c)

Profilnummer	30	32	34	36	38	40	42 $\frac{1}{2}$	45	47 $\frac{1}{2}$	50	55
Gewicht für 1,0 m in kg	53,8	60,6	67,6	75,7	83,4	91,8	103	115	127	140	166
Werte W_1 i. cm ³	652	781	922	1088	1262	1459	1739	2040	2375	2750	3602
Werte W_2 i. cm ³	71,9	84,6	98,1	114	131	150	176	203	234	267	349
Werte c	9,07	9,23	9,40	9,53	9,67	9,76	9,89	10,1	10,1	10,3	10,3

$\Sigma c = 283,4$; mithin Mittelwert: $c = \frac{283,4}{33} = \text{rd. } 8,5$. Werden nur die häufiger verwandten Normalprofile 8—10 berücksichtigt, so folgt $c = \frac{232,7}{28} = \text{rd. } 8,0$.

Die W_z -Werte sind — nach Meyerhof — aus der nachfolgenden Tabelle zu entnehmen, die für eine große Anzahl von Lagen der Schnittlinie der Mittelkraftebene zur $+x$ -Achse für die deutschen Z-Normalprofile deren Widerstandsmomente enthält.

Da es fraglos ist, daß die Z-Eisen eine um so günstigere Ausnutzung erfahren, je mehr sich die Größe W_z dem W_{max} anschließt, so ist es zweckmäßig, die Z-Pfetten bei senkrechter Lage zur Dachfläche stets so zu stellen, daß ihr oberer Flansch nach dem Dachfirst, also nach oben hinzeigt, während bei absolut senkrechter Lage die entgegengesetzte Richtung einzuhalten ist.

C. Tabelle zur Berechnung der Pfetten aus Z-Eisen.

(Nach Meyerhof.)

Lage der Kräftebene:		Widerstandsmoment W_z in cm^3 für das Z-Normalprofil:										
Größe des Winkels τ , den die Kräftebene mit der positiven x-Achse des Z-Profils einschließt	tang. τ	Nr.										
		3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20
0°	+ 0,0000	2,16	2,79	3,70	4,48	6,66	9,33	12,6	16,8	21,5	27,1	33,5
5°	+ 0,0875	1,97	2,67	3,57	4,35	6,52	9,15	12,4	16,5	21,2	26,9	33,2
10°	+ 0,1763	1,75	2,53	3,47	4,26	6,42	9,07	12,3	16,4	21,1	26,7	33,1
15°	+ 0,2679	1,59	2,34	3,32	4,19	6,39	9,05	12,3	16,5	21,2	26,9	33,2
20°	+ 0,3640	1,46	2,19	3,14	4,07	6,40	9,09	12,4	16,6	21,4	27,2	33,7
25°	+ 0,4663	1,36	2,08	3,01	3,93	6,45	9,22	12,6	16,9	21,8	27,8	34,4
30°	+ 0,5774	1,29	1,99	2,92	3,83	6,47	9,41	12,9	17,4	22,4	28,5	35,5
35°	+ 0,7002	1,23	1,93	2,84	3,75	6,40	9,70	13,3	18,0	23,2	29,6	36,8
40°	+ 0,8391	1,18	1,88	2,79	3,71	6,38	9,73	13,9	18,7	24,3	31,0	38,6
45°	+ 1,0000	1,15	1,85	2,76	3,70	6,43	9,84	14,2	19,8	25,7	32,9	40,8
50°	+ 1,1918	1,13	1,83	2,75	3,71	6,51	10,0	14,5	20,4	27,3	35,2	43,8
55°	+ 1,4281	1,11	1,82	2,77	3,76	6,65	10,3	15,0	21,2	28,4	37,5	47,5
60°	+ 1,7321	1,10	1,83	2,81	3,83	5,84	10,7	15,6	22,2	29,7	39,5	50,2
65°	+ 2,1445	1,11	1,86	2,87	3,94	7,11	11,2	16,4	23,4	31,5	42,0	53,5
66°	+ 2,2460	1,11	1,87	2,88	3,97	7,18	11,3	16,6	23,8	31,9	42,6	54,3
67°	+ 2,3559	1,11	1,87	2,90	3,99	7,24	11,4	16,8	24,0	32,4	43,2	55,1
68°	+ 2,4751	1,11	1,88	2,92	4,02	7,31	11,5	17,0	24,4	32,8	43,8	56,0
69°	+ 2,6051	1,12	1,89	2,93	4,06	7,39	11,7	17,2	24,7	33,3	44,5	56,8
70°	+ 2,7475	1,12	1,90	2,96	4,09	7,46	11,8	17,5	25,0	33,8	45,2	57,7
71°	+ 2,9042	1,12	1,91	2,98	4,12	7,54	11,9	17,7	25,4	34,3	45,9	58,7
72°	+ 3,0777	1,13	1,92	2,99	4,16	7,62	12,1	18,0	25,8	34,9	46,7	59,3
73°	+ 3,2707	1,13	1,93	3,02	4,20	7,71	12,3	18,2	26,2	35,5	47,5	60,9
74°	+ 3,4874	1,13	1,94	3,04	4,24	7,80	12,4	18,5	26,7	36,1	48,4	62,1
75°	+ 3,7321	1,14	1,95	3,07	4,28	7,90	12,6	18,8	27,1	36,7	49,4	63,2
76°	+ 4,0108	1,14	1,97	3,10	4,32	8,01	12,8	19,1	27,6	37,5	50,3	64,6
77°	+ 4,3315	1,15	1,98	3,13	4,38	8,11	13,0	19,5	28,1	38,2	51,3	66,0
78°	+ 4,7046	1,16	2,00	3,15	4,42	8,23	13,2	19,8	28,7	38,9	52,4	67,5
79°	+ 5,1446	1,16	2,02	3,18	4,47	8,35	13,4	20,2	29,2	39,7	53,6	68,9
80°	+ 5,6713	1,17	2,03	3,22	4,52	8,64	13,7	20,5	29,8	40,5	54,7	70,5
81°	+ 6,3138	1,18	2,05	3,25	4,58	8,60	13,9	21,0	30,5	41,5	56,0	72,3
82°	+ 7,1154	1,18	2,07	3,29	4,64	8,75	14,2	21,4	31,1	42,5	57,5	74,1
83°	+ 8,1443	1,19	2,09	3,32	4,71	8,88	14,4	21,8	31,8	43,5	58,9	76,0
84°	+ 9,5144	1,20	2,11	3,37	4,77	9,05	14,7	22,3	32,6	44,6	60,5	78,1
85°	+ 11,4301	1,21	2,13	3,41	4,84	9,19	15,0	22,8	33,3	45,7	62,1	80,2
86°	+ 14,3001	1,22	2,16	3,45	4,91	9,37	15,4	23,4	34,2	47,0	63,8	82,7
87°	+ 19,0811	1,23	2,18	3,50	4,99	9,57	15,7	23,9	35,1	48,3	65,8	85,3
88°	+ 28,6363	1,24	2,20	3,55	5,07	9,77	16,0	24,6	36,1	49,6	67,8	88,1
89°	+ 57,2900	1,25	2,23	3,60	5,15	9,98	16,4	25,2	37,2	51,2	70,0	91,0
90°	+ ∞	1,26	2,26	3,66	5,25	10,2	16,8	25,7	38,2	52,9	72,4	94,2
180° - 89°	- 57,2900	1,28	2,29	3,72	5,34	10,4	17,3	26,6	39,4	54,5	74,9	97,1
- 88°	- 28,6363	1,29	2,32	3,77	5,43	10,7	17,7	27,4	40,7	56,3	77,6	101,2
- 87°	- 19,0811	1,30	2,35	3,83	5,54	10,9	18,2	28,2	42,0	58,5	80,5	105,3
- 86°	- 14,3007	1,32	2,39	3,91	5,66	11,2	18,7	29,2	43,5	60,6	84,0	109,9
- 85°	- 11,4301	1,33	2,42	3,91	5,77	11,5	19,3	30,1	45,0	63,0	87,2	114,7
- 84°	- 9,5144	1,35	2,46	4,05	5,90	11,8	19,9	31,2	46,7	65,6	91,4	120,2
- 83°	- 8,1443	1,37	2,50	4,13	6,03	12,1	20,5	32,3	48,8	68,4	95,5	126,1
- 82°	- 7,1154	1,39	2,54	4,22	6,17	12,5	21,2	33,4	50,8	71,7	100,5	132,8
- 81°	- 6,3138	1,40	2,58	4,29	6,31	12,9	22,0	34,8	52,9	75,2	105,7	140,1
- 80°	- 5,6713	1,42	2,63	4,39	6,48	13,2	22,8	36,4	55,2	79,0	111,7	148,6
- 79°	- 5,1446	1,44	2,68	4,48	6,65	13,7	23,5	37,9	58,1	83,3	118,5	157,7
- 78°	- 4,7046	1,47	2,73	4,59	6,83	14,1	24,7	39,7	61,3	88,2	125,9	168,1
- 77°	- 4,3315	1,49	2,79	4,69	7,02	14,6	25,6	41,5	64,5	93,5	134,6	180,5
- 76°	- 4,0108	1,51	2,84	4,81	7,22	15,1	26,8	43,7	68,0	99,2	144,3	194,6
- 75°	- 3,7321	1,54	2,91	4,93	7,43	15,7	28,1	46,3	73,0	106,2	156,3	212,3
- 74°	- 3,4874	1,56	2,97	4,08	7,67	16,4	29,5	49,0	77,5	114,3	170,0	232,7
- 73°	- 3,2709	1,59	3,04	5,21	7,94	17,1	31,0	51,8	83,3	124,5	185,5	222,1
- 72°	- 3,0777	1,62	3,12	5,35	8,20	17,8	32,8	55,6	90,1	136,4	137,7	200,1
- 71°	- 2,9042	1,65	3,19	5,52	8,51	18,7	34,7	59,9	98,9	129,0	154,5	182,1
- 70°	- 2,7475	1,69	3,27	5,68	8,78	19,6	36,8	64,5	96,8	117,3	141,3	167,1
- 69°	- 2,6051	1,72	3,37	5,88	9,13	20,7	39,5	69,9	88,4	107,7	130,1	154,6
- 68°	- 2,4751	1,76	3,45	6,10	9,52	21,9	42,4	68,0	81,3	99,0	120,6	143,3
- 67°	- 2,3559	1,80	3,56	6,29	9,93	23,1	45,9	62,5	75,8	92,3	112,5	134,2

Lage der Kräftebene:		Widerstandsmoment W_r in cm^3 für das Z-Normalprofil:										
Größe des Winkels τ , den die Kräftebene mit der positiven x-Achse des Z-Profiles einschließt	tang $\cdot \tau$	Nr.										
		3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20
- 66°	- 2,2460	1,84	3,66	6,54	10,4	24,7	47,1	57,9	70,4	86,5	105,4	125,9
- 65°	- 2,1445	1,88	3,77	6,80	10,9	26,4	43,5	53,9	66,2	81,0	99,1	118,6
- 60°	- 1,7321	2,15	4,50	8,47	14,4	24,9	31,7	40,2	50,3	62,4	76,1	92,0
- 55°	- 1,4281	2,53	5,65	11,5	15,7	19,2	25,0	32,2	40,3	50,5	61,7	75,4
- 50°	- 1,1918	3,09	7,63	11,3	12,3	15,8	20,6	26,7	33,8	42,5	52,4	64,3
- 45°	- 1,000	4,02	8,06	9,17	10,2	13,3	17,5	22,9	29,4	27,0	46,0	56,3
- 40°	- 0,8391	5,85	6,67	7,75	8,68	11,6	15,4	20,2	26,1	33,0	41,2	50,4
- 35°	- 0,7002	5,35	5,68	6,62	7,51	10,3	13,8	18,2	23,7	30,0	37,5	46,0
- 30°	- 0,5774	4,55	4,85	5,81	6,69	9,28	12,6	16,7	21,8	27,7	34,7	42,7
- 25°	- 0,4663	3,88	4,24	5,18	6,06	8,52	11,7	15,6	20,3	25,9	32,5	40,0
- 20°	- 0,3640	3,30	3,77	4,72	5,54	7,94	10,9	14,6	19,2	24,5	30,8	37,9
- 15°	- 0,2679	2,88	3,44	4,37	5,18	7,49	10,4	13,9	18,3	23,4	29,4	36,3
- 10°	- 0,1765	2,58	3,16	4,08	4,88	7,14	9,92	13,3	17,6	22,5	28,4	35,0
- 5°	- 0,0875	2,35	2,96	3,88	4,65	6,87	9,56	12,9	17,1	21,9	27,6	34,1
- 0° = 180°	- 0,0000	2,16	2,79	3,70	4,48	6,66	9,33	12,6	16,8	21,5	27,1	33,5
Gewichte für 1 lfd. m in kg:		3,39	4,26	5,31	6,21	8,73	11,37	14,29	17,98	21,59	26,14	30,38

Wird ein Z-Profil aus Stehblech und Winkeln zusammengesetzt, so empfiehlt es sich (Fig. 42), die Hauptachsen mit Hilfe des Zentrifugalmomentes

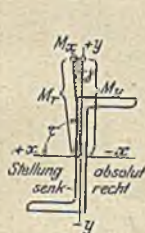


Fig. 41 a.



Fig. 41 b.

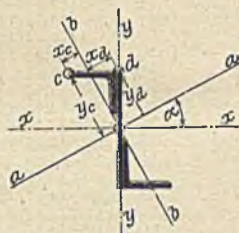


Fig. 42.

und der auf die Stegachse und die hierzu Senkrechte bezogene Trägheitsmomente nach der Gleichung:

$$\operatorname{tg} 2 \alpha = -\frac{2 Z}{J_y - J_x}$$

zu bestimmen und alsdann die Trägheitsmomente J_a und J_b nach den Beziehungen:

$$J_a = J_x \cos^2 \alpha + J_y \sin^2 \alpha - Z \sin 2 \alpha$$

und

$$J_a + J_b = J_x + J_y$$

zu bestimmen: schließlich werden die Momente in den Achsen a und b gebildet (M_a u. M_b) und die Spannungen aus den Gesetzen:

$$\sigma_a = \frac{M_a x_d}{J_b} + \frac{M_b y_d}{J_a}$$

und

$$\sigma_c = \frac{M_a x_c}{J_b} + \frac{M_b y_c}{J_a}$$

bestimmt.

Die Berechnung der Sparren und Pfetten mögen die nachfolgenden Zahlenbeispiele erläutern:

1. Ein Sparren eines 1 : 5 geneigten, in Pappe auf Schalung eingedeckten Daches liege zwischen den Pfetten auf 2,65 m frei. Die Entfernung der einzelnen Sparren ist 1,20 m. Die Belastung beträgt durch Eigengewicht 30, durch Schnee 73, durch Wind 44 kg/qm Dach-

fläche. Hieraus ergeben sich die Belastungen für 1 lfm Sparren (bei 1,20 m gegenseitigem Abstand) zu: $36 + 87 + 53 = \text{rd. } 180 \text{ kg/lfm}$ oder $1,80 \text{ kg/lfcm}$. Demgemäß wird:

$$M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,8 \cdot 265^2}{8} = 15800 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

Gewählt wird ein C-Eisen Nr. 6 $\frac{1}{2}$ mit $W_x = 17,7 \text{ cm}^3$. Demgemäß wird:

$$\sigma = \frac{15800}{17,7} = 895 \text{ kg/qcm.}$$

Rechnet man genauer, d. h., berücksichtigt man, daß nur der Wind den Sparren senkrecht belastet, die Eigen- und Schneelast aber in zwei Seitenkräfte \parallel und \perp zum Sparren zu zerlegen sind, so ergibt sich bei einem Neigungswinkel des Sparrens $\alpha = 11^\circ 20'$ und demgemäß $\cos \alpha = 0,980$, $\sin \alpha = 0,196$ die \perp -Seitenkraft zu:

$$(36 + 87) \cos \alpha = (36 + 87) \cdot 0,980 = 121 \text{ kg/lfm}$$

und die Seitenkraft in der Sparrenrichtung, und zwar für dessen ganze Länge von 2,65 m zu:

$$(36 + 87) \sin \alpha \cdot 2,65 = (36 + 87) 0,196 \cdot 2,65 = 64 \text{ kg} = N.$$

M ergibt sich jetzt zu: $M = \frac{121 + 53}{100} \cdot \frac{265^2}{8} = 15275 \text{ kg} \cdot \text{cm}$ und somit die Spannung im Sparren bei Innehaltung des C-Eisens Nr. 6 $\frac{1}{2}$ (mit $F = 9,05 \text{ cm}$ und $W_x = 17,7 \text{ cm}^3$):

$$\sigma = -\frac{N}{F} \pm \frac{M}{W} = -\frac{64}{9,05} \pm \frac{15275}{17,7} = -7 \mp 863 = -870 \text{ bzw. } +856 \text{ kg/qcm.}$$

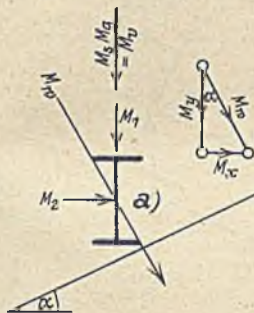


Fig. 42 a.

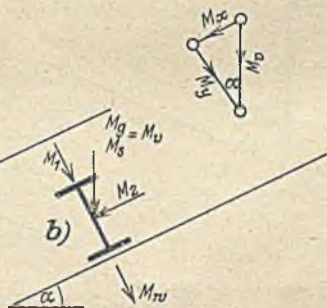


Fig. 42 b.

Die genauere Rechnung hat somit keine erhebliche Abweichung gegenüber der angenäherten gezeitigt; letztere empfiehlt sich daher, namentlich bei flacheren Dachneigungen, allgemein.

2. Eine Dachfläche sei 1 : 2 geneigt. Die Entfernung der Pfetten betrage in der Dachfläche 2,24 m und der wagerechten Projektion 2,00 m. Die Binderentfernung ist zu 4,00 m gleich der Stützweite der durchgehenden, aber als Träger auf je zwei Stützen zu rechnenden Pfetten bemessen. Die auf die Pfetten entfallenden Gewichte betragen: Eigengewicht + Schneelast (25 + 75 kg/qm wagerechter Grundrißfläche; Wind 72 kg/qm senkrecht getroffene Dachfläche. Der Dachneigung von 1 : 2 entspricht ein Winkel $\alpha = 26^\circ 41'$, $\sin \alpha = 0,449$ $\cos \alpha = 0,894$.

In senkrechter Ebene ergibt sich:

$$M_v = \frac{(25 + 75)}{100} \cdot 2,00 \cdot \frac{400^2}{8} = 40000 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

und in der Ebene des Windes, d. h. \perp Dachfläche:

$$M_w = \frac{72}{100} \cdot 2,24 \cdot \frac{400^2}{8} = 32250 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

a) Als Pfettenprofil sei zunächst ein I- bzw. C-Eisen angenommen.

α) Die Pfette steht absolut senkrecht, Fig. 42 a.

Alsdann ist:

$$M_1 = M_v + M_w = M_v + M_w \cos \alpha = 40000 + 32250 \cdot 0,894 = 67830 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

$$M_2 = M_w \sin \alpha = 32250 \cdot 0,449 = 14480 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

Für ein I-Eisen, $c = 8$, ist:

$$W_1 = \frac{67830 + 8 \cdot 14480}{1200} = 153$$

gewählt wird ein I N.-Prof. 18; $W_1 = 161$; $c = 8,10$; $g = 21,7 \text{ kg/lfm}$.

Für ein \square -Eisen, $c = 6$, wird ebenso:

$$W_1 = \frac{67\,830 + 6 \cdot 14\,480}{1200} = 129$$

gewählt wird ein \square N.-Prof. 18; $W_1 = 150$; $c = 6,73$; $g = 21,8$ kg/lfm.

$$W_1 = \frac{67\,830 + 6,73 \cdot 14\,480}{1200} = 137 < 150.$$

Das I-Eisen ist demgemäß als etwas leichter bei dieser Stellung geeigneter.
 β) Für eine senkrecht zur Dachfläche gerichtete Stellung ist (vgl. Fig. 42 b):

$$M_1 = M_w + M_y = M_w + M_v \cos \alpha$$

$$M_2 = M_x = M_v \sin \alpha.$$

$$M_1 = 32\,250 + 40\,000 \cdot 0,894 \approx 68\,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_2 = 40\,000 \cdot 0,449 \approx 18\,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}.$$

Für I-Eisen und absolut \perp -Stellung wird:

$$W_1 = \frac{68\,000 + 8 \cdot 18\,000}{1200} = 176,6 \text{ cm}^3.$$

Es muß gewählt werden ein N.-Prof. I 19; $W_1 = 185$; $c = 8,20$; $g = 23,8$ kg/lfm.

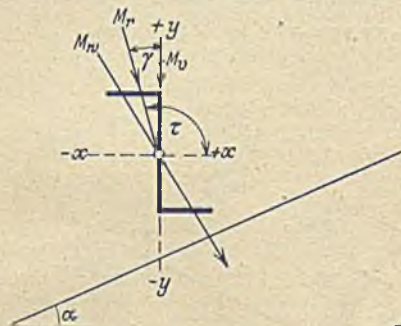


Fig. 42 c.

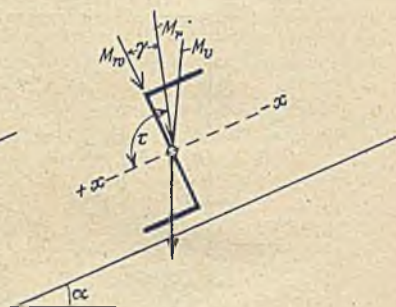


Fig. 42 d.

Für ein \square -Eisen ergibt sich:

$$W_1 = \frac{68\,000 + 6 \cdot 18\,000}{1200} = 146,5 \text{ cm}^3.$$

Das versuchsweise angenommene Profil \square Nr. 18 mit $W_1 = 150 \text{ cm}^3$ und $c = 6,73$ reicht hier nicht aus, da die Nachrechnung:

$$W_1 = \frac{68\,000 + 6,73 \cdot 18\,000}{1200} = 157$$

einen größeren Wert erfordert als ihn das \square 18 besitzt: $W_1 = 157 > 150$.

Gewählt wird ein \square 20 mit $W_1 = 191$; $c = 7,09$. Hier wird das geforderte $W_1 = 163 < 191$.
 $g = 25,1$ kg/lfm.

Da im vorliegenden Falle das Moment M_2 mit einer ganzen Zahl ≈ 6 bzw. 8 erweitert wird, so hat auch M_2 einen überwiegenden Einfluß auf die Größe W_1 .

Bei absolut senkrecht stehender Pfette ist: $M_2 = M_w \sin \alpha$, bei zur Dachfläche senkrecht gerichteter = $M_v \sin \alpha$.

Ist $M_w > M_v$, so ist die zweite Stellung, ist $M_v > M_w$ die erste Stellung die bessere.

Demgemäß empfiehlt es sich, die Pfette absolut senkrecht zu stellen, wenn $M_v > M_w$, senkrecht zur Dachfläche anzuordnen, wenn $M_w > M_v$.

Bei dem vorliegenden Beispiele war die erstere Stellung die günstigere; hier war auch: $M_v = 40\,000 > M_w = 32\,250 \text{ kg} \cdot \text{cm}$.

b) Als Pfettenprofil wird ein Z-Eisen angenommen.

α) Das Z-Eisen wird absolut senkrecht gestellt.

Es ergibt sich in Fig. 42 c:

$$M_r = \sqrt{M_y^2 + M_x^2} = \sqrt{67\,830^2 + 14\,480^2} = 69\,360 \text{ kg} \cdot \text{cm}; \quad \text{tg } \gamma = \frac{M_x}{M_y} = \frac{14\,480}{67\,830} = 0,212 = \text{tg } \gamma$$

$$\gamma = 12^\circ; \quad \tau = 90 + \gamma = 180 - 78^\circ; \quad W_\tau = \frac{69\,360}{1200} = 57,8 \text{ cm}^3.$$

Es ist für den gefundenen Winkel τ nach der Meyerhofschen Tabelle S. 637 für die Pfette ein Z-Eisen Nr. 14 notwendig mit $W_r = 61,3 \text{ cm}^3$.

Wollte man im vorliegenden Falle das Z-Eisen mit seinem oberen Flansche nach rechts zeigend verwenden, so würde $\tau = 90 - \gamma = 78^\circ$ sein und ein Z-Eisen N.-Prof. 20 erfordert werden!

Während das Z-Prof. 14 für 1 lfm 27,98 kg wiegt hat das 20er Profil ein $g = 30,38 \text{ kg/lfm}$. Man erkennt also, welche außerordentliche Bedeutung die statisch richtige Stellung des Z-Pfettenprofils hat.

β) Das Z-Eisen wird senkrecht zur Dachfläche gestellt (Fig. 42).
Alsdann ist:

$$M_r = \sqrt{M_y^2 + M_x^2} = \sqrt{68000^2 + 18000^2} = 70350 \text{ kg} \cdot \text{cm}; \quad \text{tg } \gamma = \frac{M_x}{M_y} = \frac{18000}{68000} = 0,264;$$

$$\gamma = 14^\circ 50' \approx 15^\circ; \quad \tau = 90^\circ + 15^\circ = 105^\circ - 75^\circ. \quad W_r = \frac{70350}{1200} = 58,6 \text{ cm}^3.$$

Es genügt auch hier ein Z Nr. 14, das für den errechneten Winkel τ ein $W_r =$ von 73 cm^3 nach der Tabelle hat. Man erkennt, daß bei der vorliegenden Aufgabe das Z-Eisen günstiger ist als ein I- oder C-Profil und daß beim J-Eisen die Stellung \perp Dachfläche die bessere ist.

Konstruktiv ist bei den Pfetten hinzuweisen auf ihre Befestigung mit den Bindern. Diese kann erfolgen:

α) durch Aufsetzen auf den Binderobergurt und Vernieten hierselbst oder Anschließen mit 5 mm starken abgebogenen Blechstegen, besser nach oben zu als nach unten (Fig. 43);

β) durch Aufsetzen auf eine am Binderknotenblech gebildete Plattform (Fig. 44);

γ) durch Anhängen an das Knotenblech (Fig. 45);

δ) durch Vermittlung von gußeisernen Lagerplatten, weniger gut, wegen dieses Materials und der Schraubenanschlüsse.

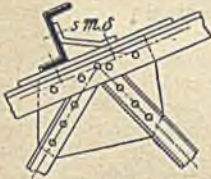


Fig. 43.



Fig. 44.

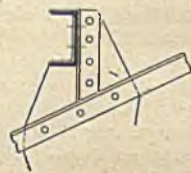


Fig. 45.

Am Endlager — also im Giebel — sind die Pfetten zweckmäßig durch (gußeiserner) Lagerplatten zu unterstützen.

Finden bei eisernen Bindern Holzpfetten Anwendung, so sind sie — je nach ihrer Lage zum Binder — entweder einfach mit dem Binderobergurt zu verkämmen und hier durch kleine Winkeleisenstücke und je eine wagerechte und senkrechte

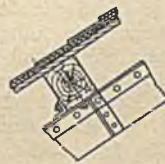


Fig. 46a.

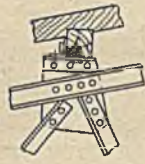


Fig. 46b.

Schraube von etwa 15—20 mm Rundeisen festzulegen (Fig. 46a), oder in ähnlicher Weise, wie es Fig. 44 zeigt, auf besonderen, an die Knotenbleche angeschlossenen Plattformen aufzulagern (Fig. 46b).

c) Die Binder. Je nach der Lagerung — entsprechend den betr. Trägerarten — unterscheidet man: Balken-, Bogen- und Kragbinder. Gegenseitige Entfernung der Binder — abgesehen von größeren Hallenbauten — 4—5 m; Gurte in der Regel aus zwei Winkeleisen, Druckgurte, oft günstig aus ungleichschenkligen, desgl. alle Gitterstäbe aus 2 Profiltteilen zu bilden; hierbei sind in der Mitte liegende Knotenbleche vorausgesetzt, deren Stärke im Hinblick auf die Stauchfestigkeit der Nietungen und etwaige Gurtstöße nicht zu schwach zu bemessen ist; vielfach ist hier die doppelte Gurteisenstärke ausgeführt, falls sich hierbei die Knotenbleche gleich oder schwächer als 16—18 mm ergeben. In den Knotenpunkten sind mit mathematischer Genauigkeit die einzelnen

Schwerlinien der Stäbe zum Schnitte zu bringen. Für die Anschlußnietung gelten die Gesetze, daß ein am Knotenpunkte endigender Stab mit der ganzen, in ihm vorhandenen Kraft anzuschließen ist, während bei einem geradlinig durchgehenden Stabe für den Anschluß nur der Unterschied der Stabkräfte maßgebend ist. Da die Gurte durchgehende Stäbe darstellen, ist der Ausbildung ihrer Stöße besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden. Die Gurte — aus Winkeln od. dgl. gebildet — ausschließlich durch die Knotenbleche zu stoßen, ist recht bedenklich — wenn diese nicht stark und breit, namentlich aber — zur Vermeidung der hohen Biegungsspannungen — zu den Gurtschwerlinien ungefähr symmetrisch geformt sind; zweckmäßig sind die senkrechten Profilteile durch die Knotenbleche, die abstehenden durch besondere Decklaschen zu stoßen; als solche können im Obergurte vielfach die auf dem Gurte liegenden Windknotenbleche herangezogen werden.

Eine besondere Berechnung der Knotenbleche ist weder üblich noch in der Regel notwendig. Nur dort, wo — fälschlich — am Gurtstoß (namentlich im Zuggurt) nur das Knotenblech zur Stoßdeckung dient, ist dieses auf die exzentrische Belastung nachzurechnen. Schon mancher Unfall ist durch das Zerreißen der exzentrisch stark beanspruchten Knotenbleche bedingt worden (Görlitzer Musikhalle z. B.).

Auf eine vollkommene Knicksicherheit des Druckgurtes und aller auf Druck beanspruchten Fachwerksstäbe ist besonders zu achten. Stabs sind — entsprechend der Knicklänge des einzelnen Teiles — die getrennten Stabteile in entsprechenden Abschnitten zu vernieten (vgl. S. 664 u. folgd.). Die Knotenbleche zum Anschlusse des Windverbandes sind in der Regel 8—10 mm stark. Der Anschluß der Winddiagonalen — meist steife (Winkel) Profile — erfolgt für gewöhnlich von oben aus, und nur dort, wo einer derartigen Durchführung Hindernisse entgegenstehen, von unten her. In besonderen Fällen, namentlich wenn es auf ästhetische Wirkung ankommt, wie bei großen Bogenhallen, werden die Winddiagonalen als Doppeldiagonalen ausgeführt und in Rundeisen ausgebildet. Ihre Berechnung erfolgt, falls sich die auf die Dachebenenfläche wirkenden, zur Binderebene senkrecht gerichteten Winddrücke ermitteln lassen, meist an dem in die Grundrißebene abgewickelten, in normalen Fällen einen Parallelträger darstellenden, zusammenhängenden Windverbande — zweckmäßig auf graphischem Wege.

Bei Wahl der Binderfachwerke ist darauf zu sehen, daß nicht allzu lange Stäbe als Druckstäbe auftreten, daß ferner stets einfache Dreiecke die Fachwerkgliederung bilden und bei symmetrischen Bindern die Anzahl der Trägerfelder zur Vermeidung eines Doppeldiagonalen erfordernden Mittelfeldes, eine gerade wird. Liegen die einzelnen Binder — wie z. B. bei einem ringförmigen Unterbau — nicht parallel zueinander, so ist für End- und mittlere Vertikalen im Binder Sorge zu tragen, damit in deren Ebenen senkrechte Verbände, im Hinblick auf die Torsionswirkung des Windes, Anordnung finden können. Zur Belichtung oder Lüftung dienende Laternen sind mit dem Binderfachwerk

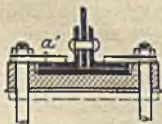


Fig. 47 a.

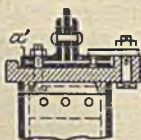


Fig. 47 b.

so zu verbinden, daß durch ihren Anschluß keine statische innere Unbestimmtheit bedingt wird und die von diesen Aufbauten übertragenen Kräfte in klarer Weise auf die Binder übergehen. In diesem Sinne kann es oft zweckmäßig sein, die Laterne als Dreigelenkbogen auszubilden; nicht selten wird man aber auch zu unsymmetrischen Fach-

werksformen für die Laternen kommen, wenn man (der statischen inneren Bestimmtheit halber) jeden neuen Punkt des Laternenfachwerks mit nur je zwei Stäben anschließt.

Bei Balkenbindern mit überstehenden Enden ist auf die verschiedene mögliche Belastung der einzelnen Teile und auf den Größt- und Kleinstwert der hierdurch

bedingten Auflagerdrücke zu achten; sind Verankerungen der Binder notwendig so sind sie beim beweglichen Lagerpunkte mit Hilfe von nur wenig klemmenden Platten auszubilden, die eine Verschiebung des Binders im Auflager nicht ausschließen, hingegen im Hochheben verhindern (Fig. 47a und b).

Will man, namentlich bei Industrie- und Werkstattbauten mehrschiffiger Anordnung, die Anzahl der — störenden — Zwischenstützen möglichst beschränken, so kann man über den Säulen senkrecht zur Binderebene Träger anordnen und diese zur Stützung von je 1 oder 2 Zwischenbindern benutzen. Alsdann erhalten also die Säulen die 2- bis 3fache Entfernung der Binder. In vielen Fällen wird hierbei der Träger — schon um die Temperaturspannungen ausgleichen zu können — ein Auslegerträger mit zwei überstehenden Enden und in diese eingehängten Zwischenträgern sein. Bei einem Zwischenbinder wird man wirtschaftlich konstruieren, wenn man hierbei die Auslegergelenke in Entfernung

von $\frac{l}{4}$ von den Säulen aus anordnet; bis zwei Zwischenbindern wird hierfür der Abstand $\frac{l}{6}$ gewählt. Alsdann wird im ersten Fall das Moment überall $= \frac{Pl}{8}$ und im zweiten $= \frac{Pl}{6}$. Hierbei ist unter l die überall gleich groß angenommene Säulenträgerentfernung, unter P die Last eines Binders an seiner Aufgestelle verstanden.

d) Lagerformen. 1. Balkenbindern:

α) Einfache Gleitlager. Berechnung der Lagerplatte auf Biegung (Fig. 48)

$M = \frac{A}{2} \left(\frac{b}{4} - \frac{a}{4} \right)$; zudem Nachrechnung der Grundrißabmessungen: $b \cdot a_1 \cdot k = A$,

wenn a_1 die Länge der Platte ($\perp b$) bezeichnet. Druckverteilung und Festlegung des Binders durch eine etwa 10—15 mm starke Platte (a) und den Eingriff von deren Anschlußnieten in besondere, in der Lagerplatte ausgesparte Nöpfchen, oder Eingriff eines zur Zentrierung des Auflagerdruckes guten, schmalen Blechstreifens in die Lagerplatte (Fig. 49), endlich Einspringen eines Zahnes dieser in die ausgeklinkte Platte a (Fig. 50). Bei Anordnung genügender Spielräume in Fig. 49 und 50 bzw. beim Ein-

hobeln von Längsrinnen in die Lagerplatte, in denen sich die Nietköpfe an der Unterseite von Platte a bewegen können, geht das feste Lager in das

längsbewegliche über.

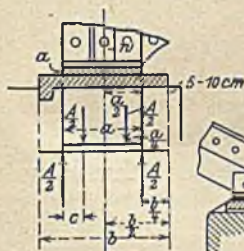


Fig. 48.

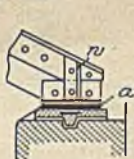


Fig. 49.



Fig. 50.

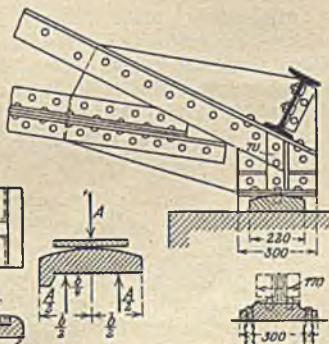


Fig. 51.

Fig. 52.

Für eine genaue Zusammenführung aller Kräfte am Auflager in einem Punkte ist Sorge zu tragen; zweckmäßig ist eine Versteifung des Lagerknotenbleches durch senkrecht geführte Winkel (w in Fig. 48, 49, 52). Für die Länge (und Höhe) der zum Anschlusse der Platte a an das Auflagerknotenblech dienenden Winkel ist deren Nietung maßgebend, die für jedes Winkeleisen einschnittig nach der halben Auflagerkraft zu bestimmen ist. Um Kantenpressungen bei einer Durchbiegung des Binders zu verhindern, sind die Lagerplatten nahe dem

vorderen Ende der Platte a nach außen abzuschrägen und zudem zwischen Vorderkante Auflagerstein und Lagerplatte ein Raum von 5—10 cm zu lassen. Das Versetzen der mit einer hinteren oder mittleren, etwa 3—5 cm starken Rippe ausgestatteten Lagerplatte auf dem Auflagersteine erfolgt zweckmäßig in einem Bette steifen Zementmörtels.

β) **Tangentalkippplager**, nach einer Zylinderfläche gebildet (Fig. 51). Berechnung auch hier auf Biegung: $M = \frac{A}{2} \cdot \frac{b}{4} = \sigma W = \sigma \frac{a \delta_0^2}{6}$. wenn δ_0 die

Plattenstärke in der Mitte bezeichnet und a die Plattenlänge ist. Allgemeine Anordnung des Lagerpunktes wie bei α); Festlegung beim festen Lager durch zwei dünne, in der Lagerplatte festgelegte Dorne, welche durch die Lagerplatte und die Winkel zum Anschlusse des Knotenbleches hindurchgreifen (Fig. 52), oder besser — ein schmaler Blechstreifen wie in Fig. 49; beim beweglichen Lager findet keine Befestigung des Binders auf der Lagerplatte statt.

γ) **Bolzenlager**, als festes Lager (Bolzenkipplager) ausgebildet, während das entsprechend bewegliche Lager mit Hilfe von Rollen verschieblich gemacht wird, eine Anordnung, die sich erst bei größerer Stützweite von etwa 20 m an empfiehlt. Der Halbmesser des Bolzens (r) bestimmt sich — Fig. 53 — aus der Beziehung:

$$r_{\text{cm}} = \frac{A}{2 \sigma b \sin \gamma}$$

worin A den Auflagerdruck in t, b die Bolzenlänge in cm, σ die zulässige Normalspannung in t/qcm, γ den halben Zentriwinkel der Berührungsfläche in der Horizontalprojektion (auf die die Belastung gleichmäßig verteilt angenommen wird) darstellt; für:

$$\gamma = 45^\circ, \quad \sin \gamma = 0,7 \quad \text{und} \quad \sigma = 0,5 \text{ t/qcm (Gußeisen)}$$

bzw. $\sigma = 1,0 \text{ t/qcm (Gußstahl)}$ wird:

$$r = \frac{1,5 A}{b}; \quad \text{bzw.} \quad r = \frac{0,75 A}{b}$$

Als geringste Maße sind $r = 5$ bzw. $r = 4$ cm innezuhalten. Zur Lagerkonstruktion gehören (Fig. 54 a, b): 1. die obere, den Druck des Binders auf den Bolzen überleitende Platte, die „Kippplatte“. Ihre Stärke in der Mitte ist auf Biegung nachzurechnen; dabei ist der Druck von unten konzentriert, von oben gleichmäßig verteilt anzunehmen. 2. Der Bolzen, um den eine Drehung des Binders stattzufinden vermag. 3. Der Lagerstuhl, der ganz entsprechend wie die Kippplatte auf Biegung nachzurechnen ist.



Fig. 53.

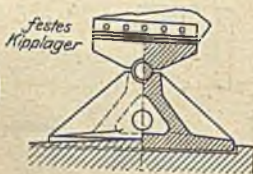


Fig. 54 a.

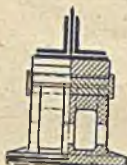


Fig. 54 b.

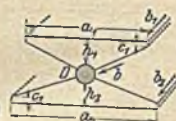


Fig. 55.

Oft ausgeführte Maße sind (nach Vianello, vgl. Fig. 55):

$$\text{Breite der Kippplatte } a_1 = \left(30 + \frac{A}{10} \right) \text{ cm.}$$

$$\text{Länge der Kippplatte (parallel zur Bolzenachse) } b_1 = \left(32 + \frac{A}{15} \right) \text{ cm.}$$

$$\text{Höhe der Kippplatte in der Mitte } h_1 = \sqrt{A - 30} \text{ cm.}$$

Desgl. für den Lagerstuhl:

$$a_2 = \left(23 \frac{A}{b_2} + \Delta L \right) \text{ cm}; \quad b_2 = \left(36 + \frac{A}{11} \right) \text{ cm}; \quad h_2 = \frac{53 A}{435 + A} \text{ cm}.$$

Hierin stellt ΔL die Größe der zu erwartenden Temperaturverschiebung dar; der Auflagerdruck A ist in t einzuführen.

Daß man Bolzen- und Lagerstuhl in einem Konstruktionsteile vereinen kann, lassen die Fig. 56a und b erkennen.



Fig. 56a.



Fig. 56b.

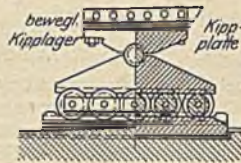


Fig. 57.

Soll das Bolzenkipplager beweglich werden, so setzt man den Lagerstuhl auf Rollen oder ordnet eine Pendelkonstruktion an. Ein normales „Rollenkipplager“ zeigt Fig. 57, bestehend aus: 1. der Kippplatte, 2. dem Bolzengelenk, 3. der Lagerplatte, 4. den Rollen und 5. der Grundplatte. Auch hier kann man 2. und 3. zu einem Konstruktionsteil zusammenziehen bzw. eine Tangentialkipplatte für beide Teile anordnen (Fig. 58); in jedem Falle aber muß zwischen der auf den Rollen liegenden Lagerplatte und dem Binder ein Gelenk eingeschaltet werden, da nur auf eine solche Weise eine angenähert gleichmäßige Druckbelastung der Rollen möglich wird. Wollte man den Binder ohne Vermittlung eines Gelenkes mit den Rollen verbinden, so würde bei Durchbiegung des ersteren fast der gesamte Druck von den ersten Rollen aufgenommen werden müssen und somit sowohl eine ungünstige Beanspruchung dieser, als auch eine schlechte Fortleitung des Auflagerdruckes nach unten zu die Folge sein. Auch hier werden die unter und über den Walzen liegenden Platten auf Biegung unter der Annahme berechnet,

daß eine jede Rolle — bei n solchen — mit $\frac{A}{n}$ be-

lastet wird bzw. einen Gegendruck in dieser Größe erhält. Die Länge der Walzen ist abhängig von der Breite der oberen und unteren Platten und der Art der Führung mit diesen; gemäß Fig. 57 und 59 kann letztere in der Art erfolgen, daß die Walzen

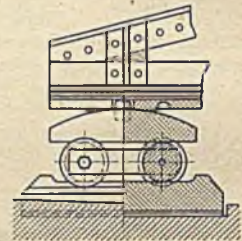


Fig. 58.

überstehende Ränder erhalten oder die Platten seitlich übergreifen; ersteres ist die üblichere Konstruktion, letzteres hat den Vorteil, bei aufgeschraubten und demgemäß leicht abnehmbaren Leisten ein leichteres Reinigen des Lagers (durch Aus-

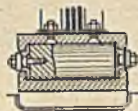


Fig. 59.



Fig. 60.



Fig. 61.



Fig. 62.

ist (Fig. 62) nur eine Walze vorhanden, so wird sie meist durch die Platten geführt und zudem in ihrer Bewegungsgröße begrenzt; hier kann naturgemäß das Kippgelenk entfallen und somit der Binder unmittelbar auf der oberen Platte angeschlossen werden. Mehrere Walzen — Vollwalzen — werden unter sich durch seitlich angefügte Flacheisenrahmen geführt, die etwa 0,6 des inneren Rollendurchmessers zur Höhe und 10—15 mm Stärke haben. Die Führung der Walzen im Rahmen erfolgt durch an den Kopf der Walzen

angegossene oder hier eingeschraubte zylindrische Zapfen von rd. 20 mm Stärke oder $= \frac{1}{4}$ des Rollendurchmessers; an den Enden werden (Fig. 60 und 61) die Rahmen durch besondere Stehbolzen von 15–30 mm Durchmesser oder durch auf die Zapfen der letzten Rollen aufgesetzte Muttern gehalten. Die Anzahl der Vollwalzen beträgt:

$$\left. \begin{array}{l} \text{bei Gußeisen } n = 47 \frac{A}{b \cdot d} \\ \text{bei Gußstahl } n = 38 \frac{A}{b \cdot d} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{worin } A \text{ den gesamten Auflagerdruck in} \\ t, b \text{ die Länge (Breite) und } d \text{ den} \\ \text{Durchmesser der Walze in cm dar-} \\ \text{stellen.} \end{array}$$

Zwischen den einzelnen Vollwalzen ist ein Spielraum von je 0,5–0,8 cm oder mehr zu lassen; hieraus bestimmt sich die Länge der Grundplatte (a_3), die nur wenig über den Rahmen heraussteht, naturgemäß aber noch durch die Beziehung: $a_3 b_3 k = A$ zu kontrollieren ist, worin k die zulässige Belastung der Lagerfläche unter der Grundplatte darstellt; da mit Rücksicht auf die Führung der Rollen diese Platte in der Regel ein $b_3 = 1,4 b$ erhält, unter b wiederum die Walzenlänge verstanden, so ergibt sich:

$$a_3 = \frac{A}{1,4 b \cdot k}.$$

Die auf Biegung nachzurechnende Stärke der Grundplatte ist nach Vianello zweckmäßig:

$$h_3 = \left(4 + \frac{A}{150} \right) \text{ cm.}$$



Fig. 63.

Zweckmäßig wird die Lagerplatte mit einfachen oder Kreuzrippen im Lagerquader festgelegt, deren Stärke zu dem rd. 1,0 bis 1,25fachen der Plattenstärke bemessen wird.

Eine besondere Art des beweglichen Lagers (bei nur einer Walze) stellt Fig. 63 dar, ein Pendel, welches als Teil einer größeren Walze aufgefaßt werden kann und eine gute zentrale Druckübertragung, verbunden mit einer leichten Beweglichkeit, d. h. geringere Reibung¹⁾ sichert.

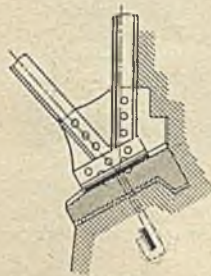


Fig. 64.

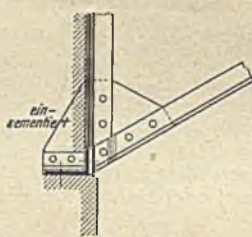


Fig. 65.

2. Die Lager der Kragdächer bestehen bei normaler Ausbildung und statisch bestimmter Anordnung in der Regel einerseits in einer Verankerung, andererseits in einem festen Gelenke, das meist nach Art der festen Gleitlager gebildet wird (Fig. 64), aber auch (Fig. 65) in einem festen Anschlusse an das Mauerwerk bestehen kann. Die Verankerung des Binders ist entweder durch

Verlängerung des Obergurtes und Festlegung dieses im Mauerwerk bzw. an einer im Innern des Gebäudes liegenden Konstruktion, oder durch eine normale Verankerung mit Rundeisen und hintenliegender Ankerplatte zu bewirken.

3. Die Lager der Bogenbinder, sofern deren Horizontalschub nicht durch eine Zugstange aufgenommen ist, sind als feste Gelenklager, daneben mit federnder Auflagerung des Fußes ausgebildet. Feste Gelenke können als Wälzgelenke durch Zusammenziehung der Gurte zu einem runden Abschlusse und Anordnung einer entsprechend geformten Lagerschale ausgebildet (Fig. 66 [Lagerschale und Lagerstuhl ist hier ein Stück]) oder mit Hilfe von Bolzen konstruiert werden; hierbei kann der Bolzen — eine empfehlenswerte klare Lagerform — von den seitlichen Knotenblechen des am Lager kastenförmig ausgebildeten

¹⁾ Die Reibung eines Rollenlagers ist nach Winkler: $\varphi = \frac{1}{7d}$, wenn d den Rollendurchmesser darstellt.

Binders umfaßt und auf Abscherung beansprucht werden (vgl. Fig. 67 a und b); das Abheben des Binders einschließlich seines Bolzens von der schienenförmigen Lagerplatte verhindern die beiden Bleche *b*, welche außerhalb der Knotenbleche liegend, den Bolzen an dem Lagerstuhle mit Hilfe daran angegossener Dornen *c* anschließen.

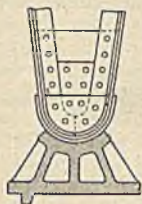


Fig. 66.

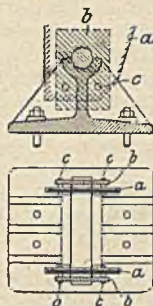


Fig. 67 a u. b.

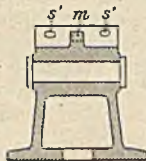


Fig. 68 a.



Fig. 68 b.

Ein Gelenk mit fast vollkommener Umfassung des Bolzens zeigt Fig. 68 a u. b. Zur Überleitung der senkrechten Komponente des Auflagerdruckes auf die obere Lagerschale dient hier die Druckfläche *m*, während die wagerechte Seitenkraft durch die auf Abscherung beanspruchten Bolzen *ss* aufzunehmen ist; auch dienen dem Anschlusse des unten rund auszuführenden Binders die Bolzen *s's'*; im übrigen ist diese Lagerform der bei größeren Balkenbindern üblichen ähnlich und wie diese zu behandeln.

Eine durch Federeung als Gelenk wirkende Lagerausbildung läßt Fig. 69 erkennen; hier ruht der unten durch eine Stahlplatte abgeschlossene Binderfuß nur in den schmalen Leisten *1* und *2* auf.

Bei Anordnung einer den Horizontalschub des Binders aufnehmenden Zugstange ist eines der Gelenklager beweglich, eines fest zu gestalten; in der Regel wird hier die Beweglichkeit durch ein Rollenlager bewirkt, welches den bei den Balkenbindern vorgeführten durchaus entsprechend ist und auch mit allen dort mitgeteilten Konstruktionseinzelheiten ausgestattet wird. Das Gelenk selbst ist fast stets ein Bolzengelenk (Fig. 70 a und Fig. 70 b), auf welches die Überleitung des Binderdruckes mit Hilfe einer Anzahl zentraler, den Bolzen zum Teil umfassender Bleche und zweier an diese angeschlossener Gußlagerschalen erfolgt; durch erstere Konstruktion wird zugleich eine gute Festlegung des Binders im Gelenke bewirkt. Der Anschluß der Zugstange findet gern mit Ausbildung eines normalen, kreisförmigen Bolzenauges und zweier entsprechender Laschen an das Auflagerknotenblech statt. Daneben wird auch, namentlich beim Zusammenschlusse zweier Bogenbinder, oder bei der Auflagerung des Bogens auf einer flußeisernen Säule von einem gabelförmigen Ineinandergreifen der einzelnen Konstruktionsteile in Verbindung mit dem Bolzen Gebrauch gemacht.



Fig. 69.

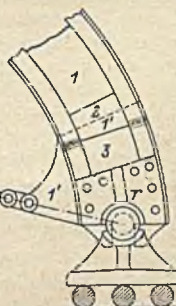


Fig. 70 a.

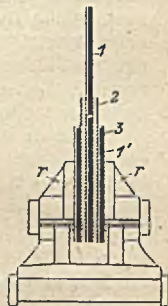


Fig. 70 b.

4. Werden Scheitelgelenke angeordnet, so können sie als Bolzen- und Feder-gelenke ausgeführt werden. Bolzengelenke können bei geringerer Abweichung des Scheiteldruckes von der Wagerechten mit teilweiser Umklammerung des

Bolzens durch gußeiserne Lagerschalen ausgebildet werden (Fig. 71 a—c), während bei unter Umständen steil verlaufendem Scheiteldrucke eine Ausbildung nach Fig. 72 a und b am Platze ist; hier ist der eine Binderteil gabelförmig, der andere augenförmig in der Art gebildet, daß das Auge genau in die Gabel hineinpaßt und somit eine Vereinigung der beiden Binderhälften durch einen zentralen Bolzen leicht möglich ist¹⁾.

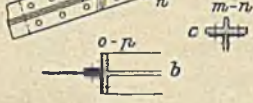


Fig. 71.



Fig. 72 a.



Fig. 72 b.

Bei Federgelenken (Fig. 73 a—d) dient eine auf den Obergurt aufgenietete Feder (meist aus zwei Stahlplatten von 8 mm Stärke bestehend), die im mittleren Teile nicht mit dem Binder vernietet ist, sondern sich biegen kann, zur Übertragung der wagerechten Seitenkraft des Scheiteldruckes, während die Überleitung der senkrechten Teilkraft durch die aus vier gebogenen, unter sich vernieteten Stahlwinkeln *s* bestehende Feder bewirkt wird. Während jeder der beiden Gelenkteile durch die von ihm aufzunehmende Seitenkraft des Gelenkdruckes auf Normalspannung belastet wird, haben die Federn zudem noch die durch Temperatur hervorgerufene Verbiegung des ganzen Bogenbinders auszuhalten. Die Größe der Winkeländerung im Scheitel des Binders wird zweckmäßig für eine Temperaturänderung von $\pm 30^\circ \text{ C}$ und ausgehend von einer Aufstellungstemperatur $= +15^\circ$ in der Art angenähert ermittelt, daß man als Binderform ein Dreieck, gebildet durch den Scheitel und die Fußgelenke, zugrunde legt und aus der Verlängerung bzw. Verkürzung der beiden Seiten die eintretende Änderung des Winkels an der Spitze rechnerisch bestimmt. Es empfiehlt sich, den so ermittelten Wert im Hinblick auf eine Verbiegung der Binderhälften durch einseitigen Winddruck um rd. 50 v. H. zu erhöhen. Die infolge einer Winkeländerung von *w* Minuten in der wagerechten Feder auftretende Biegungsspannung folgt aus der Beziehung:

$$\sigma = 0,000145 \cdot E w \frac{d}{l_0}$$

worin *E* die Elastizitätszahl in kg/qcm, *d* die Stärke einer jeden Feder und *l*₀ die freie Länge derselben, beide Maße in cm, darstellen (vgl. Fig. 73 a), während

$$\text{für die senkrechte Feder: } \sigma = \frac{3}{2} \cdot \frac{\Delta a d_1 E}{l^2} \text{ ist. Hierin bedeutet } \Delta a \text{ die größte}$$

Anderung des Abstandes der beiden Binderhälften im Aufrisse, infolge der

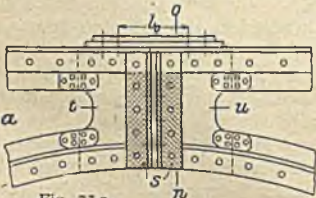


Fig. 73 a.



Fig. 73 b.

Winkeländerung *w*, d. h.: $\Delta a = h \cdot \text{tg} \frac{w}{2}$

(Fig. 73 d); *d*₁ gibt die Federstärke und *l* den Abstand der Federn von der Binder-ebene an (Fig. 73 c); auch hier sind alle Maße in kg und cm einzuführen.

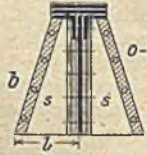


Fig. 73 c.

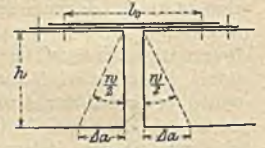


Fig. 73 d.

¹⁾ In entsprechender Art können auch Fußgelenke konstruiert werden, indem Binderende und Lagerschale, je aus mehreren dem Lagerdrucke im Gelenke in ihrer Stärke angepaßten Blechen gebildet, gabelförmig ineinander greifen, während zur eigentlichen Gelenkausbildung ein zentral liegender Bolzen dient.

Bezüglich der Berechnung der Fußgelenke sei nur darauf hingewiesen daß hier von einem jeden Konstruktionsteile in das folgende in einwandfreier Weise sowohl die größte wagerechte als auch die größte senkrechte Seitenkraft des Auflagerdruckes überzuleiten ist und in diesem Sinne alle Einzelteile des Gelenkes zu bemessen bzw. nachzurechnen sind.

Ist die Gefahr einer Verschiebung des Gelenkes vorhanden, so ist dasselbe entweder mit tief eingreifenden, kräftigen Rippen od. dgl. mit dem Fundamente zu verbinden oder in normaler Weise zu verankern. Hierbei ist darauf zu achten, daß durch die Verankerung eine Drehbewegung des Gelenkes nicht ausgeschlossen werden darf; es hat demgemäß der Anker, wenn er nicht sehr dünn ausfällt und demgemäß mit seiner Biegsamkeit gerechnet werden kann, in der Achse des Gelenkbolzens selbst ein Gelenk bzw. hier seinen Anschlußpunkt zu erhalten.

VI. Eindeckungen in Glas und Wellblech.

A. Die Eindeckung in Glas

erfolgt unter Verwendung geblasenen, gegossenen oder mit einer Drahteinlage versehenen Drahtglases, und zwar auf von Pfetten getragenen, eisernen Sparren — hier Sprossen genannt; für diese ist meist die Rinnen- oder L-Form üblich. Die Lagerfuge der Glasplatte fällt stets mit der Auflagerung auf der Sprosse zusammen; Stoßfugen sind so wenig wie möglich anzuordnen und so auszubilden, daß eine Beweglichkeit an der Überdeckungsstelle gewahrt bleibt (Fig. 74); hier ist die Dichtung und Lagerung durch einen von Bleifolie umhüllten Filzstreifen gesichert, der mittels eines dünnen Kupfer- oder verzinkten Eisenhakens von der unteren Glasplatte gehalten wird. Die Größe der Fugenüberdeckung richtet sich nach der Neigung der Dachflächen und beträgt bei 1 : 1 rd. 10 cm, bei 1 : 3,5 rd. 15 cm; letztere Neigungsangabe stellt zugleich die übliche untere Grenze für Oberlichtflächen dar, da mit größerer Flachheit die Unterhaltungsarbeiten und die Gefahr einer inneren Schweißwasserbildung erheblich wachsen, abgesehen von der weiter unten behandelten Degenhardttschen oder verwandter Eindeckung, bei welcher schon Neigungen von 1 : 10 und darunter ohne erheblichen Nachteil ausgeführt worden sind.



Fig. 74.

Die Glasplatten werden für 1 m Länge (in der Dachfläche gemessen) als zwischen den Sprossen freigelagerte Träger auf zwei Stützen aufgefaßt. Zu ihrer Stärkebestimmung dient die Gleichung:

$$M_{\max} = \frac{130 + 26d}{100} \frac{x^2}{8} = k W.$$

worin d die Glasstärke in cm, x die Stützweite der Glastafeln in cm und k die zu lässige Biegunnungsspannung dieser bezeichnet; letztere Zahl ist bei dreifacher Sicherheit bei geblasenem Glase zu rd. 125 kg/qcm, bei gegossenem zu 67 kg/qcm, bei Drahtglas zu rd. 160 kg/qcm anzunehmen. Aus der Gleichung ergeben sich die folgenden Beziehungen:

a) Geblasenes Glas	$\left\{ \begin{array}{l} \text{freie Auflagerweite} \\ \text{Stärke des Glases} \end{array} \right.$	45	50	55	cm			
		4,0	4,5	5,0	mm			
b) Gegossenes Glas	$\left\{ \begin{array}{l} \text{freie Auflagerweite} \\ \text{Stärke des Glases} \end{array} \right.$	53	60	70	78	85	100	cm
		6	7	8	9	10	12	mm
c) Drahtglas	$\left\{ \begin{array}{l} \text{freie Auflagerweite} \\ \text{Stärke des Glases} \end{array} \right.$	85	100	110	120	cm		
		7	8	9	10	mm		

Bei Drahtglas verwendet man gern die größten im Handel zu erlangenden Abmessungen von 2,25 qm für eine Platte, d. h. man verbindet miteinander z. B. $B = 100$ cm, $L = 225$ cm, $B = 90$ cm, $L = 250$ cm; alsdann wird man, namentlich bei den sattelförmigen Oberlichtdächern, bis zu rd. 4,00 m Spannweite, in der Dachneigung mit nur je einer Platte auszukommen vermögen, also Stoßfugen vermeiden.

Soll ein Begehen der Glasplatten durch die Last eines Menschen (75 kg) mit in Rechnung gestellt werden, so ist das vorstehend angeführte M_{\max} , das sich nur auf eine Belastung durch Eigengewicht, Schnee und Wind bezieht, entsprechend zu vergrößern; im allgemeinen wird aber auf eine solche Zusatzlast die Glasfläche nicht berechnet, da durch einfache Vorkehrungen die genannte bewegliche Last unmittelbar auf die Sprossen übertragen werden kann (Sprossen, \square -Eisen bei Degenhardt u. dergl.).

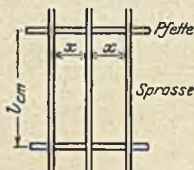


Fig. 75.

Die Sprossen werden zwischen den Pfetten trotz ihrer Kontinuität als Träger für zwei Stützen berechnet:

$$M_{\max} = \frac{1,3 + 0,26 d}{100} \times \frac{l^2}{8} = \sigma W$$

(Fig. 75): wird $\sigma = 1000 \text{ kg/qcm}$ gesetzt, so ist:

$$W = \frac{(1,3 + 0,26 d) \times l^3}{800000}$$

Gegeben sind in der Regel x und l , beide Werte sind in cm einzuführen.

Beispiel: $l = 300 \text{ cm}$, $x = 100 \text{ cm}$; bei Verwendung von Drahtglas ergibt sich aus der Zusammenstellung auf S. 699 $d = 0,8 \text{ cm}$; $W = \frac{(1,3 + 0,26 \cdot 0,8) 100 \cdot 300^3}{800000} = 19,4 \text{ cm}^3$.

Der Anschluß der Glas tafeln an die Sprossen muß den folgenden Anforderungen genügen: a) es darf kein Hochheben, b) kein Abgleiten in der Dachneigung mög-

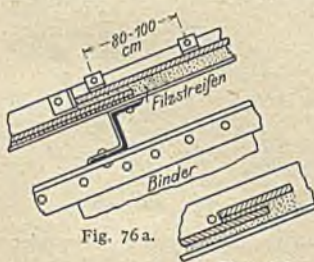


Fig. 76 a.



Fig. 76 d.



Fig. 76 b.



Fig. 76 c.

sein, c) auf eine bewegliche Auflagerung ist im Hinblick auf ein durch Einstappen der Glas tafeln leicht eintretendes Zerspringen dieser besondere Rücksicht zu nehmen. — Dies wird durch die aus den Fig. 76 a, b, c, 77 und 78 darge-

stellten zweckmäßigen und vorbildlichen Ausbildungen erreicht. In Fig. 76 dient zur Auflagerung der Glasplatten ein Filzstreifen (in Stanniol), während dem Abheben ein federndes, verzinktes

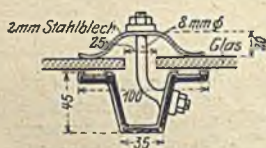


Fig. 77.

Dieses Blech kann vollkommen durchgehen oder auch aus einzelnen, um je etwa 1 m entfernten, etwa 50 mm langen Stücken bestehen; der Anschluß des Federbleches erfolgt durch einen 6 mm starken Bolzen mit Kopf und Mutter oder auch nur durch einen gleich starken, wenig konischen Stift (Fig. 76 c); hier sind sowohl oben als unten

Filzstreifen angeordnet, die oben durch einen dünnen verzinkten Blechstreifen der Atmosphäre gegenüber geschützt werden. Das gebogene, rinnenförmige Blech a dient als Schweißwasserrinne. Ein Abgleiten der Glasplatte in der Dachebene wird durch Einnieten kleiner Winkelstücke oder Anbringen eines dünnen Stiftes vor dem Kopf der Glasplatte verhindert (Fig. 76 a u. d.).

Die Fig. 77 und 78 zeigen Konstruktionen bei Verwendung eines Rinnensprossenprofils, wie es zur Zeit viel verwendet wird, hergestellt u. a. von der Gutehoffnungshütte ($g \text{ lfm.} = 6 \text{ kg}$, $W = 8,3 \text{ cm}^3$). Das Abheben der Platten verhindern kleine Federn, welche in etwa 70—100 cm Entfernung liegend, entweder durch eine Mutter oder einen Splint unter Verwendung eines Bolzens

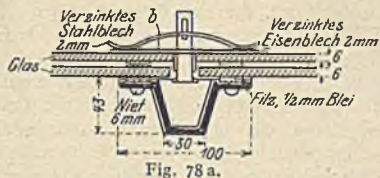


Fig. 78 a.

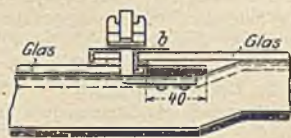


Fig. 78 b.

von rd. 8 mm Durchmesser gespannt gehalten werden; letzterer wird zweckmäßig mit der Seitenwandung der Rinne verschraubt (Fig. 77) oder auch vernietet, weniger gut an einem besonderen über die Rinne gelegten Querflacheisen angeschlossen. An der Stoßfuge kann entweder das Rinneneisen gekröpft oder, besser, der Höhenunterschied durch verschieden starke Filzstreifen ausgeglichen werden. Das Abgleiten der Platten verhindert ein Blechhaken höchstens von der Breite des Rinneneisens (b in Fig. 78 a, b und 79), der an dem Federbolzen angehängt ist; nicht günstig ist die Anordnung in Fig. 79 c wegen der durch die doppelte Umbiegung dieses Blechstreifens bewirkten gegenseitigen Einspannung der Glasplatten.

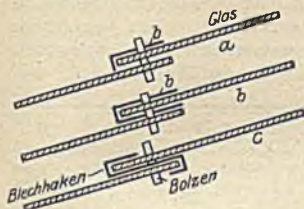


Fig. 79 a-c.



Fig. 80.



Fig. 81.

Bei Auslegerpfetten kann über den Gelenken dieser eine Zweiteilung der \perp -Sprosse in der aus Fig. 80 ersichtlichen Weise ausgeführt werden.

Die Befestigung der Sprosse auf der Pfette erfolgt entweder bei \perp -Sprossen unmittelbar durch Nietung (Fig. 76 a) oder durch einen besonders gebogenen Blechstreifen (Fig. 81), bei Rinneneisen zweckmäßig durch seitliche Anschlußbleche, welche entweder mit der Seite der Rinnen oder — wenn möglich — den oberen Flanschen vernietet werden (Fig. 82); hierbei kann man diese Anschlußbleche beliebig schneiden und biegen, wird also unabhängig von der gegenseitigen Lage von Pfette und Sprosse.

An Stelle der Rinnensprosse in Fig. 77 und 78 können auch die kleineren Profile der normalen Zo-

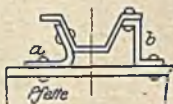


Fig. 82.



Fig. 83.



Fig. 84.

res-Eisen Anwendung finden, wenn auch bei ihnen der Einschnitt im oberen Flansche zur Einbettung des Filzstreifens fehlt.

Die Degenhardt'sche Eindeckung benutzt bei ihrer Normalkonstruktion (Fig. 83) ein Rinneneisen in Form eines \perp -förmigen Profils als Sprosse; auch kann hier (Fig. 84) ein Zores-Eisen Anwendung finden. In etwa 50—60 cm Abstand tragen die Profile innere Stege, auf denen ein Stehbolzen befestigt wird; die Glasplatten lagern in einer flachen, über diesen Bolzen geschobenen, profilierten Schiene, welche die Filzstreifen trägt; die Längsfuge zwischen den Glasplatten ist nur so groß, als es die Bolzenstärke erfordert; die Glasplatten übertragen ihren Druck unmittelbar auf den Steg und somit zentrisch auf das Rinnenprofil; über den Glasplatten liegt nochmals ein durch einen Blechstreifen geschützter Filzstreifen, der mit der Glasplatte gemeinsam durch eine ver-

nickelte Drahtspirale nach unten gedrückt wird, die sich ihrerseits oben gegen ein fest auf die Bolzen aufgesetztes \square -Eisen lehnt und somit in Spannung gehalten wird. Zugleich dient dieses \square -Profil, welches auf einer Verstärkung des Bolzens (Schulter) unwandelbar fest aufliegt, als Unterlage für Bretter beim Begehen der Dachfläche. Hierbei werden durch den Bolzen die beweglichen Lasten unmittelbar auf das Rinneneisen übergeleitet, die Glasplatten von ihnen also

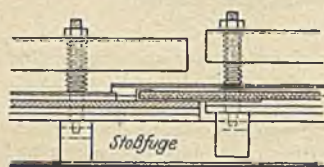


Fig. 85.

vollkommen freigehalten. Die Vorteile der Degenhardtschen Anordnung liegen in der elastischen, bruch sicheren Auflagerung der Glasplatten und der Unabhängigkeit ihrer Bewegung von Formänderungen der Tragkonstruktionen; zudem die Bildung des Schweißwassers eine geringe, seine unmittelbare Abführung durch die Rinne eine sichere und das namentlich alsdann, wenn man den Glasplatten ein kleines Quergefälle

nach den Rinnen zu gibt. Schließlich ist eine ebenso einfache wie einwandfreie Ausbildung der Stoßfuge ohne Kröpfung der Rinne oder verschiedenen starke Filzstreifen durch eine verschiedene Höhenlage der Stege leicht erreichbar (Fig. 85). Gewalzt werden von dem aus Fig. 83 zu ersehenden Profile 3 Nummern, ein großes (X), ein mittleres (296/1497) und ein kleineres Profil (XX):



Fig. 86 a.

Profilnummer	Breite mm	Höhe mm	F qcm	J cm ⁴	W cm ³
X	62,5	65,0	7,20	37,0	10,45
296/1497	60,0	47,0	5,22	13,46	5,49
XX	58,0	43,0	3,12	6,11	2,53

Über die für diese Profile bei einer Spannung $\sigma = 1200$ kg/qcm und einer Belastung von Eigengewicht, Schnee und Wind (von 150 kg/qm), sowie bei verschiedenem Sprossenabstande zulässigen Spannweiten der Sprossen (in m) gibt die nachfolgende Tabelle Aufschluß:

Profilnummer	Sprossen- abstand	Dachneigung						
		$\frac{1}{1}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}-\frac{1}{10}$
Profil X	50 cm	3,9	3,5	3,7	3,8	3,9	4,0	4,10
	60 „	3,6	3,2	3,4	3,5	3,6	3,7	3,8
	70 „	3,3	2,9	3,1	3,3	3,3	3,4	3,5
	80 „	3,1	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,3
Profil 296/1479	50 „	2,8	2,5	2,7	2,8	2,9	2,9	3,0
	60 „	2,6	2,3	2,5	2,5	2,6	2,7	2,7
	70 „	2,4	2,1	2,3	2,4	2,4	2,5	2,5
	80 „	2,2	2,0	2,1	2,2	2,3	2,3	2,4
Profil XX	50 „	1,9	1,7	1,8	1,9	1,9	2,0	2,0
	60 „	1,8	1,6	1,7	1,7	1,8	1,8	1,8
	70 „	1,6	1,4	1,5	1,6	1,6	1,7	1,7
	80 „	1,5	1,4	1,4	1,5	1,5	1,6	1,6

Eine weitere, besondere Art der Glaseindeckung beruht auf der Verwendung der von der Akt.-Ges. Vulkan Köln-Ehrenfeld hergestellten „Wema“ sprossen (Fig. 86 a). Die Eigenart der Konstruktion beruht auf der guten Materialverteilung des Querschnittes, auf der Anordnung angewalzter Rinnen zur

Schweißwasserführung, auf der elastischen Lagerung der Glasplatten mit Hilfe von bleiumhüllten Jutestrieken und der an die oberen Profilflanschen von unten sich genau anschließenden, durch den Bolzen angepreßten Brücke. Beim Überdecken der Glasplatten werden die Eisen um deren Stärke gekröpft. Gewalzt werden vorwiegend drei Profile, über welche die nachfolgende Zusammenstellung Auskunft gibt:

Profilnummer	Höhe	Obere	Untere	Wandstärke	F	G	W
		Breite	Breite				
		mm	mm	mm	qcm	kg/m	cm ²
Wema-Profil Nr. 2 (ohne seitl. Schweißrinne)	50	48,4	33	2	4,41	3,31	6,19
Wema-Profil Nr. 3	50	80	40	3	7,00	5,25	9,2
Wema-Profil Nr. 4	65	80	40	3,5	8,02	6,01	14,34

Will man die Durchführung des Bolzens bis zur Sohle des Rinneneisens vermeiden, so kann der Bolzen etwa nach einer der in Fig. 86 b, c und d dargestellten Möglichkeiten festgelegt werden.

Endlich sei als Sonderausführung die Sprosse der Union-Dortmund (Fig. 87 a bis f) erwähnt. Hier kann die Glaseindeckung nach Art der Rinnensprossen, daneben auch in Kitt erfolgen. Das kräftige mit seitlichen Schweißrinnen versehene Profil ist nur geringen Durchbiegungen unterworfen. Die Feder wird durch einen Bolzen mittels Schraubenmutter gehalten, der in sie selbst und den Profilsteg hineingreift und damit an einem Herausfallen gehindert ist. Gegen das Abgleiten der mit den Sprossen gleiche Länge zeigenden Glastafeln dient ein in den Sprossensteg oben eingeklinkter Bügel (Fig. 87 c und d). Ein Vorzug der Anordnung ist die sehr bequeme Ersetzung gesprungener Glastafeln durch neue, überhaupt die einfache Art der Montage, die auch von ungeübten Arbeitern ausgeführt werden kann.

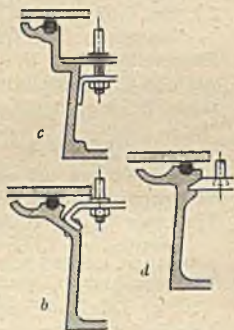


Fig. 86 b, c, d.

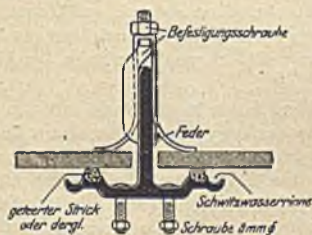


Fig. 87 a.

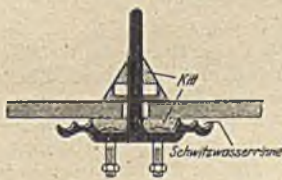


Fig. 87 b.

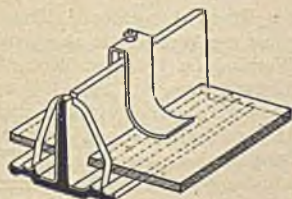


Fig. 87 c.



Fig. 87 d.



Fig. 87 e.

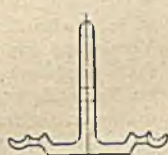


Fig. 87 f.

B. Eindeckung in Wellblech.

Material: Zinkwellblech und verzinktes Eisenwellblech; Formen, vgl. S. 412 u. fgd., bei ersterem flaches Wellblech, bei letzterem zudem auch Trägerwellblech, wenn auch vorwiegend nur für freitragende, nicht durch eine Unterkonstruktion (Pfetten) unterstützte Wellblechdächer. — Daneben seien auch die Knutonschen Doppel- und Tripelbleche erwähnt (S. 416). Von Zinkblech kommen nur die

Nrn.	12	13	14	15	16
mit Stärken von	0,66	0,74	0,82	0,96	1,08 mm

für die Dachdeckung in Frage. Über die Trägheits- und Widerstandsmomente der Wellbleche, für die es jetzt in Deutschland Normalprofile gibt, vgl. S. 412 bis 415 (Tabellen).

Flaches Wellblech wird zu Dachdeckungen benutzt in Stärken von 1,5 bis 2,2 mm, 0,65—0,95 m breit und 2—3 m lang.

Das notwendige Widerstandsmoment ergibt sich bei auf Pfetten gelagertem Eisenwellblech zu: $W = 1,75 e^2 \text{ cm}^3$ und für Zinkwellblech zu: $W = 11,66 e^2 \text{ cm}^3$, worin e (in m) die Entfernung der Pfetten, zwischen denen sich die Wellblechtafeln frei tragen müssen, bedeutet. Aus der obigen Gleichung folgt:

$$e_{\text{Eisenblech}} = 0,75 \sqrt[3]{W}, \quad e_{\text{Zinkblech}} = 0,3 \sqrt[3]{W};$$

hieraus können bei einem bestimmten Wellblechprofile die größten Pfettenentfernungen abgeleitet werden; vorausgesetzt ist in obigen Gleichungen für Flußeisen $\sigma = 1000$, für Zinkblech $\sigma = 150 \text{ kg/qcm}$.

Beispiel. $e = 2,5 \text{ m}$; für flaches Eisenwellblech ergibt sich: $W = 1,75 e^2 \text{ cm}^3 = 1,75 \cdot 2,5^2 = 10,94 \text{ cm}^3$. Gemäß Tabelle I auf S. 412 genügt ein Wellblech von 100 mm Wellenbreite, 30 mm Wellblechhöhe und 1,5 mm Stärke ($W = 12,37 \text{ cm}^3$) oder ein solcher $150 \cdot 40 \cdot 1$ ($W = 10,987 \text{ cm}^3$).

Die Tabellen enthalten für Wellbleche die Widerstandsmomente für 1 m Breite und weiterhin, unter Annahme von $\sigma = 1400 \text{ kg/qcm}$, Angaben über die zulässige gleichmäßige Belastung für gerades Wellblech in kg/qm und Freilängen von 1—4 m. Diese Tabelle eignet sich ganz besonders zur schnellen Bestimmung des erforderlichen Wellblechquerschnittes bzw. der zu wählenden Stützweite desselben.

Die Wellblechdachfläche muß gegenüber der Einwirkung atmosphärischer Niederschläge durchaus dicht sein; dabei ist aber ein vollkommen fester Anschluß an die Eisenkonstruktion wegen der Temperaturdehnungen zu vermeiden (beobachtete Dehnungen bei Eisenwellblech von 0,5 mm/m, bei Zinkwellblech in doppelter Höhe).

Die Lagerfugen der Wellblechdeckung fallen in der Regel mit den Pfetten zusammen, und zwar reichen Eisenwellblechtafeln von einer Pfette zur folgenden, während die Zinkbleche, die namentlich in den geringeren Stärken sich nur auf 1—1,5 m frei tragen, oft über 2—3 Pfetten durchgehen; Lagerfugen außerhalb der Pfetten verlangen eine Vernietung durch 2—3 Reihen von Niete. Die Überdeckungsgröße in der Lagerfuge ist abhängig von der Dachneigung und nimmt mit deren Vergrößerung ab. Bei Neigung 1:1,5 genügen 8 cm, bei 1:4 18 bis 20 cm.

Die Ausbildung der Stoßfugen findet durch Überdeckung der Wellbleche mit ein oder zwei Wellen statt. Die offene Fuge ist der Wetterseite abgewandt zu legen; bei Zinkblech findet keine besondere Verbindung, bei Eisenblech eine Vernietung (einreihig) durch 6-mm-Niete im Abstände von rd. 250—300 mm statt. Stoßfugen gehen oft über die ganze Dachfläche durch, sind also vielfach nicht im Verbands angeordnet. Um die Nischäfte länger zu erhalten, ist es zweckmäßig, unter ihre Köpfe dünne wagerechte Eisenplättchen unterzulegen. Das Überlöten besonderer Zinkblechkappen zum Schutze der Nietköpfe ist nicht ungefährlich, da hierbei leicht Lötwasser unter der Kappe verbleibt.

Die Verbindung der Wellblechtafeln mit den Pfetten erfolgt bei Zinkblech gemäß Fig. 88 a, b und c mit Hilfe sogenannter Haften, d. s. aus Zinkblech „16 bis 18“ gebogene kleine Zinkbleche, die auf etwa 8 cm Länge mit den Tälern der Wellbleche verlötet werden und ohne besonderen Anschluß nur einfach unter die Flanschen der Pfetten heruntergreifen; geht die Wellblechtafel über mehrere Pfetten hindurch, so finden an der obersten (Fig. 88c) keine Haften Anwendung, während an der mittlernahedem Stoß solche liegen und an der untersten in je rd. 400 mm Entfernung sich folgen.

Bei Eisenwellblechen (Fig. 89 a, b, c) wird die aus verzinktem Flußeisen bestehende Hafte mit dem Wellenberge des nach oben

folgenden Wellbleches vernietet (Durchmesser des Nietes 5—6 mm), während das nach unten gehende, vom oberen Blech überdeckte Wellblech mit der Pfette im Wellentale vernietet wird; auch hier wird die Hafte nur einfach unter den Pfettenflansch heruntergeklemmt, es sei denn, daß die Gefahr besteht, daß der Wind unter

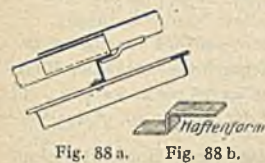


Fig. 88 a. Fig. 88 b.

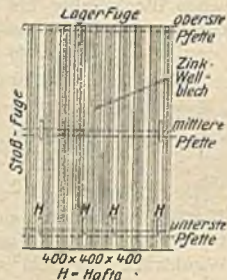


Fig. 88 c.

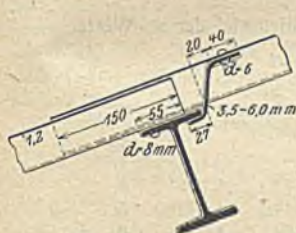


Fig. 89 a.



Fig. 89 c.

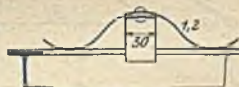


Fig. 89 b.



Fig. 90.

die Wellblechdecke gelangen und diese aufrollen kann; in diesem Falle empfiehlt es sich, die Haften mit längerem (federndem) Stege zu konstruieren und sie mit den Pfetten zu vernieten. Während an seinem oberen Ende das Wellblech in jedem fünften bis achten Wellentale genietet wird, finden sich Haften unten an jedem dritten und vierten Wellenberge, nur bei Gefahr des Hochhebens des Blechdaches an jedem zweiten. Die Anzahl der Nieten, mit denen jede Hafte angeschlossen wird, richtet sich nach der Freilage des Bleches und der Gefährdung des Daches und beträgt 1—3, ihr gegenseitiger Abstand hierbei rd. 6 *d*.

Sind Pfettenflansch und Wellblechtafel nicht parallel, so empfiehlt sich der Anschluß nach Fig. 89 c.

Zur Ausbildung von First- und Traufpunkten, desgl. zum Übergange zu anderen anschließenden Deckungsarten, wird man zweckmäßig von den Formwellblechen Vorteil ziehen, welche (Fig. 90) nur zum Teil gewellt, zum Teil gerade sind und somit einen bequemen Ab- und Anschluß der Wellblechdeckung gestatten.

Bei steilgeneigten Wellblechdächern sind, um dem plötzlichen Abrutschen größerer Schneemassen zu steuern, Schneegitter auf den Dächern von etwa 0,60 m Höhe, und zwar etwa 1,5 m oberhalb der Trauflinie zu errichten.

Eine besondere Eindeckung der Dächer mit bombiertem Wellbleche und ohne Pfetten, aber auf eisernen Unterbauten, stellt die Wüsthubesche Bauart dar — vgl. D. R. P. 153 006 u. 162 295, sowie des Verfassers Eisenkonstr., IV. Aufl., S. 746 ff.

Über die Bemessung freitragender Wellblechdächer, die bei normalem Eisen-Trägerwellblech bis zu etwa 20,0, bei Anwendung der Knutson'schen Bleche aber bis zu rd. 30 m wirtschaftlich sind, können die folgenden Gleichungen benutzt werden:

Für 1 m Dachtiefe ist ¹⁾ (vgl. Fig. 91):

$$M = \frac{1000}{7} l^2 v \text{ kg} \cdot \text{cm}; \quad W = \frac{1,9}{8} l^2 v \text{ cm}^3;$$

$$v = \frac{1}{20} \left(44,5 - 7q + \frac{q^2}{2} \right); \quad S = 6(1 + 2q) l \text{ kg};$$

$$A = (62 - q) l \text{ kg}.$$

Hierbei ist zugrunde gelegt ein Eisengewicht des freitragenden normalen Wellblechdaches = 25 kg/qm, eine einseitige Schneelast = 75 cos α kg/qm, ein Winddruck = 150 sin² α ; l ist die Spannweite in m, f der Pfeil in m, q das Verhältnis von $\frac{f}{l}$, S die Spannkraft in der wagerechten, den Horizontalschub aufnehmenden Zugstange, A der senkrechte Auflagerdruck, letztere beiden für 1 m Dachtiefe. Die Zugstangen erhalten einen gegenseitigen Abstand von 3—5 m.

Über die für Verhältnisse $q = 4,0, 4,2, 4,4$ usw. bis 8,8 auftretenden Werte von v gibt die nachfolgende Tabelle Aufschluß:

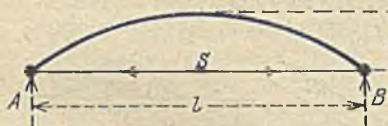


Fig. 91.

Zahlentafel der v -Werte.

$$v = \frac{1}{20} \left(44,5 - 7q + \frac{q^2}{2} \right)$$

q	,0	,2	,4	,6	,8	q
4	1,225	1,196	1,169	1,142	1,121	4
5	1,100	1,081	1,063	1,049	1,036	5
6	1,025	1,016	1,009	1,004	1,001	6
7	1,000	1,001	1,004	1,009	1,016	7
8	1,025	1,036	1,049	1,063	1,081	8

VII. Die Grundzüge der Berechnung eiserner Behälter.

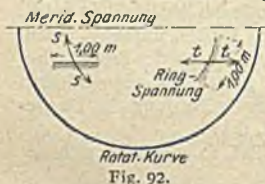


Fig. 92.

In hängenden Behälterböden, durch Rotationsflächen gebildet, unterscheidet man: a) Meridianspannung „ s “, d. i. der Zug, den der untere Bodenteil für 1 lfm. des Parallelkreises nach unten ausübt, b) Parallelkreis- oder Ringspannung „ t “, d. i. der Zug in der Ringzone des Behälters und auf 1 m Länge des Meridians bezogen (Fig. 92).

a) Für die hängende Halbkugel ist ²⁾ (Fig. 93):

$$s = \frac{\gamma r}{2} \left[h \frac{y}{3} \frac{3r - 2y}{2r - y} \right]$$

$$t = \frac{\gamma r}{2} \left[h \frac{y}{3} \frac{9r - 4y}{2r - y} \right]$$

Hierin bedeutet γ das Gewicht von 1 cbm Wasser = 1000 kg

¹⁾ Über die Berechnung freitragender Wellblechdächer vgl. u. a. die Abhandlung von Tb. Landsberg in der Zeitschrift für Bauwesen, 1891, sowie die Ausführungen im „Eisenbau“, 1911, S. 493, 1912, S. 134 und in den Eisenk. des Ing.-Hochbaus des Verfassers vierte Auflage). Hier ist auch eine angenäherte Berechnung als Dreigelenkbogen angeführt.

²⁾ Genaueres vgl. in Journ. f. Gasbel. u. Wasservers., 1884, Vortrag v. Dr. Forchheimer; auch als Sonderabdruck erschienen bei Ernst & Sohn, Berlin 1894 und 1908 (II. Aufl., hier S. 24 u. folg.).

$s_{\max} = t_{\max}$ tritt ein, wenn der zweite Summand = 0 wird, d. h. $y = 0$ (und $x = 0$), also an der tiefsten Stelle des Kugelbodens: $s_{\max} = t_{\max} = \frac{\gamma \cdot h \cdot r}{2}$.

Die zweiten Glieder der obigen Gleichungen haben ein Max. für $y = r$ und damit ergibt sich ein Min. für s und t :

$$s_{\min} = \frac{\gamma r}{2} \left(h - \frac{r}{3} \right); \quad t_{\min} = \frac{\gamma r}{2} \left(h - \frac{5}{3} r \right).$$

Soll, wie dies beim „Barckhausen-Behälter“ der Fall ist, bei Anschluß eines Halbkugelbodens an den Zylinder und vollkommener Füllung des Beckens in dem Boden kein Druck auftreten, so muß demgemäß (Fig. 93) sein:

$$H \geq \frac{4}{3} r; \quad h_1 \geq \frac{5}{3} r.$$

Alsdann ist der Inhalt des Behälters:

$$V = \frac{2}{3} r^3 \pi + \frac{2}{3} r \cdot r^2 \pi = \frac{4}{3} r^3 \pi,$$

d. h. Halbkugel und Zylinder haben den gleichen Inhalt:

$$r = 0,62035 \sqrt[3]{V}.$$

Zudem benutzt Barckhausen, abgesehen von dem guten knickfreien Anschlusse von Halbkugel und Zylinder, letzteren unmittelbar als Tragkonstruktion, indem er ihn durch seitliche, mit der Binderwandung verriete Stützen auf den Unterbau abstützt; diese Stützen, meist in Γ , \square oder Σ -Form, sind entsprechend dem durch die Nietreihen exzentrisch übertragenen Behältergewichte auf Druck und Biegung zu berechnen.

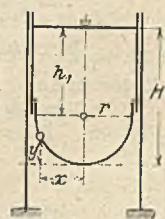


Fig. 93.

b) Hängende Kegelboden (Fig. 94):

$$s = \gamma \frac{l}{2f} y \left(h - \frac{2}{3} x \right); \quad t = \gamma \frac{l}{2f} y \left(h - x \right).$$

Ein Max. tritt ein für s bei $x = \frac{3}{4} h$ und für t bei $x = \frac{1}{2} h$; bestimmt man hiernach die größte Blechstärke, so zeigt sich, daß der hängende Kegelboden am Auflager- ringe etwa 40% schwerer als ein entsprechender Kugelboden wird, also un- wirtschaftlich ist.

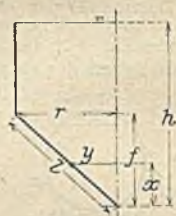


Fig. 94.

c) Stützender Kegelboden (Fig. 95a). Hier ist s eine Druckspannung:

$$s = \gamma \frac{h + \frac{2}{3} x}{2 \sin \beta} y; \quad t = \gamma \frac{h + x}{\sin \beta} y.$$

t ist also fast doppelt so groß als wie s und dem- gemäß für die Blechstärke maßgebend.

d) Stützender Kugelboden (Fig. 95b):

$$s = \gamma \left(h + \frac{x}{2} \right) \frac{r}{2}; \quad t = \gamma (h + x) r - s.$$

Die stützenden Böden sind in konstruktivem Sinne durch Profileisen gegenüber der Gefahr des Ausknickens zu versteifen.

Beispiel (vgl. Fig. 95b).

$$r = 7,00 \text{ m}; \quad y = 4,00 \text{ m}; \quad h = 4,75 \text{ m};$$

$$x = r - \sqrt{r^2 - y^2} = 7,0 - \sqrt{7,0^2 - 4,0^2} = 1,350 \text{ m}.$$

$$s = \gamma \left(h + \frac{x}{2} \right) \frac{r}{2} = 1000 \left(4,75 + \frac{1,35}{2} \right) \cdot \frac{7,0}{2} = 18987 \text{ kg/m} = 189,87 \text{ kg/cm}.$$

$$t = \gamma (h + x) r - s = 1000 (4,75 + 1,35) 7,0 - 18987 = 23713 \text{ kg/m} = 237,13 \text{ kg/cm}.$$

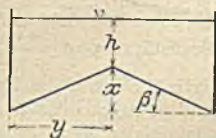


Fig. 95 a.

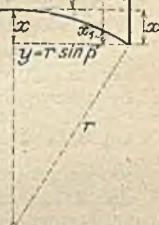


Fig. 95 b.

Bei doppelter Nietung wird die Blechstärke:

$$\delta = \frac{237}{\sigma \cdot \varphi} = \frac{237}{600 \cdot 0,75} = 0,527 \text{ cm}^1).$$

Gewählt 7,0 mm.

An der Stelle $x_1 = 0,39 \text{ m}$, $y_1 = 0,96 \text{ m}$ ist der Boden gestoßen.

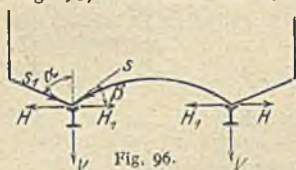
$$s = \gamma \left(h + \frac{x_1}{2} \right) \frac{r}{2} = 1000 \left(4,75 + \frac{0,39}{2} \right) \cdot \frac{7,0}{2} = 17308 \text{ kg/m};$$

$$t = \gamma (h + x_1) r - s = 1000 (4,75 + 0,39) 7 - 17308 = 18672 \text{ kg/m} = 186,72 \text{ kg/cm.}$$

δ bei einreihiger Vernietung: $\delta = \frac{187}{600 \cdot 0,6} = 0,52 \text{ cm.}$

Gewählt 6 mm.

Eine Vereinigung der Bodenform c und d zeigt der Jntzesche Behälter (Fig. 96). Während der stützende, äußere Kegelboden den Auflagering zusammenzupressen sucht, trachtet der Gegenkugelboden ihn auseinanderzureißen. Soll der Lagering (Jntzebehältergrundsatz) von jeglicher wagerechten Belastung frei bleiben, so muß sein:



$s_1 \sin \alpha = s \cos \beta$, $H_1 = H$

$$\text{und} \quad \cos \beta = \frac{s_1}{s} \sin \alpha.$$

e) Bei Vollkugelbehältern mit stützendem Kegelmantel (Patent Klönne-Dortmund) ist der Kugelboden nach der Gleichung: $s_{\max} = \frac{\gamma r h}{2}$ zu be-

messen. Für die äußere Kegelstützung, bei der die Knicksicherheit und Druckfestigkeit der einzelnen schrägliegenden Ständer nachzuweisen ist, kommen als Axialkräfte in Frage: die Wasserlast, das Eigengewicht des Behälters und Winddruck; hierdurch werden zudem im Anschlußringe (a) Schubkräfte erzeugt, auf die die Anschlußnietung zu berechnen ist; der Winddruck hat hierbei eine nur geringe Bedeutung und könnte — wenigstens bei kleineren und mittleren Behältern — außer acht gelassen werden.

Bei Berechnung der Spannungen in dem Ringe (b), welcher die Kegelstützung mit dem oft aus einzelnen Stützen bestehenden Unterbau verbindet, kommen als Kräfte in Frage: alle oberhalb liegenden Lasten einschl. des Mantelgewichtes und der Winddruck auf den Überbau bis zur Mantelunterkante; um die Windwirkung zu schätzen, wird man das Windmoment für den in Frage stehenden Horizontalabschnitt bilden und aus ihm durch eine einfache Momentengleichung die Kräfte ableiten, die sich an der Wind- und Windschattenseite ausbilden; hierbei werden die ermittelten Kräfte als Belastung von nur wenigen Stützen angenommen²⁾.

f) Die Spannung in der zylindrischen Wandung, und zwar bei einer Wasserspiegeltiefe von H berechnet sich aus den Beziehungen: $T = H \cdot 0,01^2 \gamma$ als Druck auf 1 qcm am tiefsten Punkte der Zylinderwandung und aus dem hieraus sich ergebenden tangentialen Zuge „Z“ in der verhältnismäßig dünnen Zylinderwand: $Z = r \cdot T$, worin r den Radius des Behälters darstellt. Hier-

aus folgt die Blechstärke $\delta = \frac{Z}{\sigma \varphi}$, unter σ die zulässige Zugspannung (600 bis 800 kg/qcm im Hinblick auf die Krümmung der Bleche usw.) und unter φ eine Zahl verstanden, welche das in untenstehender Anm. ¹⁾ angegebene Verhältnis der Festigkeit der Niete zum vollen Bleche berücksichtigt.

¹⁾ Hierin ist φ ein Koeffizient, der die Festigkeit der Nietung gegenüber der Festigkeit der Blechwand darstellt; wenn, wie im vorliegenden Falle, die Nietung zweireihig ist, wird $\varphi = 0,75$, bei einreihiger Nietung = 0,60 gesetzt.

²⁾ Als Beispiel einer solchen Berechnung vgl. des Verfassers „Eisenkonstruktionen der Ingenieur-Hochbauten“, 4. Auflage, S. 824—826: Wasserbehälter nach Bauart „Klönne“ auf dem Außenbahnhofe zu Chemnitz.

Beispiel:

$$H = 6,10 \text{ m}; r = 4,25 \text{ m}. \quad T = 6,10 \cdot 0,01^2 \cdot 1000 = 0,61 \text{ kg/qcm}. \quad Z = 425 \cdot 0,61 = 244 \text{ kg};$$

$$\delta = \frac{244}{600 \cdot 0,75} = 0,542 \text{ cm};$$

gewählt 7 mm.

In gleicher Weise sind auch die Blechstärken für beliebige wagerechte Schnitte unter dem Wasserspiegel zu berechnen; als δ_{min} empfiehlt sich 5,0 mm.

g) Handelt es sich (Fig. 98) um eine Ringberechnung, so ist zunächst das Gewicht des über dem Ringe selbst stehenden Wassers zu ermitteln:

$$G_1 = \left(\frac{d^2 \pi}{4} - \frac{d_1^2 \pi}{4} \right) \cdot h \cdot \gamma.$$

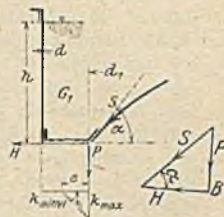


Fig. 98 a. Fig. 98 b.

Hieraus folgt dann bei einem Inhalte des Behälters von V cbm die über dem Boden dieses verbleibende Last $G_2 = V \cdot 1000 - G_1$; nunmehr ergibt sich die für 1 lfm. Bodenumfang wirkende Vertikallast (P) zu annähernd:

$$P = \frac{G_2}{d_1 \pi}.$$

Während G_1 sich gleichmäßig auf die Ringunterfläche verteilt, wird dies bei G_2 nicht eintreten. Der Sicherheit halber kann man annehmen, daß P nur einen schmalen, inneren Ringstreifen von 5—10 cm Breite, je nach der Breitenabmessung des Ringes und der weniger guten oder besseren Drucküberleitung nach unten zu, belastet — vgl. das nachfolgende Beispiel.

Die wagerechte Seitenkraft von S (Fig. 98 b) erzeugt eine Normalspannung im Ring, im vorliegenden Falle einen Zug, der sich aus der Beziehung: $H = P \text{ ctg } \alpha$ ergibt; hieraus folgt die Ringkraft in dem kreisrunden Ringe:

$$R = \frac{H \cdot d_1}{2} \text{ l.}$$

Ist der Ring als ein Viel(n)-eck mit einem zur Polygonseite gehörenden Zentrivinkel w ausgeführt (Fig. 100), so ergibt sich R aus der Gleichung:

$$R = \frac{H}{2 \sin \frac{w}{2}}.$$

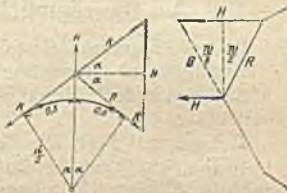


Fig. 99.

Fig. 100.

Beispiel: $d = 8,50 \text{ m}; d_1 = 8,0 \text{ m}; h = 6,1; V = 300 \text{ cbm}.$

$$G_1 = (8,5^2 - 8,0^2) \frac{3,14}{4} \cdot 6,1 \cdot 1000 = 39\,520 \text{ kg}. \quad G_2 = 300\,000 - 39\,520 = 260\,480 \text{ kg}.$$

$$P = \frac{260\,480}{d_1 \pi} = \frac{260\,480}{8,0 \cdot 3,14} = 10\,370 \text{ kg/m}.$$

Als Verteilungsbreite in der Auflagerfläche wird 5 cm angenommen.

$$k_{\text{mittel}} = \frac{k_{\text{max}}}{2} \quad k_{\text{max}} = 2 k_{\text{mittel}} = 2 \cdot \frac{10\,370}{100 \cdot 5} = 41,48 \text{ kg/qcm}.$$

Hierzu kommt noch der Druck aus dem Gewichte des Wasserringes, also von G_1 : $k_0 = \frac{39\,520}{8,25 \cdot \pi} \approx 1520 \text{ kg/m}$ und bei 24 cm Auflagerbreite: $k_0' = \frac{1520}{100 \cdot 24} = 0,63 \text{ kg/qcm}$, also sehr gering; demgemäß wird bei der ungünstig angenommenen Druckverteilung der größte Kantendruck $41,48 + 0,63 = \text{rd. } 42,10 \text{ kg/qcm}$; der Behälterring ist also auf einem durchaus widerstandsfähigen Quader von etwa 600 kg/qcm Druckfestigkeit, und zwar unter Verwendung einer durchgehenden Druckverteilungsplatte von etwa 10 mm Stärke und einer Zementmörtelunterbettung (1 : 3) aufzulagern; auch ist Sorge zu tragen, daß der Behälter nicht der Mauerinnenkante allzu nahe kommt.

1) Nach Fig. 99 ist: $R = \frac{H}{2 \sin \alpha}; \quad \sin \alpha \approx \frac{0,5}{d_1}; \quad R = \frac{H d_1}{2 \cdot 2 \cdot 0,5} = \frac{H d_1}{2}$

Werkstattbau.

Bearbeitet von

Dr.-Ing. Friedrich Bleich, Wien.

Unter Werkstattbau (Fabriksanlage, Industriebau) wird jede bauliche Anlage verstanden, in der unter Zuhilfenahme maschineller Mittel mit möglichst geringem Kostenaufwand Waren erzeugt werden. Die Erzielung größter Wirtschaftlichkeit der Anlage (möglichst geringes festgelegtes Kapital) und weitestgehende Herabsetzung der Gestehungskosten der zu erzeugenden Waren sind als leitende Grundsätze bei der Entwurfsbearbeitung zu betrachten.

Die Entwurfsaufstellung hat von zwei Gesichtspunkten aus zu erfolgen: diese sind:

A. Die räumliche Gliederung der Fabriksanlage gemäß den betriebs- und verkehrstechnischen Forderungen.

B. Die bauliche Gestaltung mit Rücksicht auf Material und Konstruktion.

A. Die räumliche Gliederung der Fabriksanlagen.

Für die räumliche Gestaltung eines Industriebaus kommen in Betracht:

1. Allgemeine Grundsätze für die räumliche Gliederung.

2. Die Art der zu erzeugenden Waren sowie die Größe und Sonderart des Betriebes.

3. Lage und Form des Grundstückes.

4. Die Gestaltung der Zufuhrverhältnisse für die Roh- und Hilfsmaterialien sowie der Abfuhrverhältnisse für die Erzeugnisse und Abfallstoffe.

Zu 1. Allgemeine Grundsätze. Anzustreben sind: Kurzer und ungehinderter Verkehr zwischen Verwaltungsgebäude und Werkstätte, kürzester Beförderungsweg des Arbeitsgutes von Werkstätte zu Werkstätte oder von der Werkstätte zum Lagerort, derart, daß alle Erzeugnisse bei ihrem Herstellungsgange von der Anlieferung des Rohstoffes angefangen bis zur Fertigstellung und zum Versand womöglich nur in einer Richtung die Werkstätten durchlaufen. Rohstoff- und Hilfsmaterialienlager (Kohle) sind nahe dem Zufuhrweg, das Versandlager nahe dem Abfuhrweg anzulegen. Bei größeren Anlagen mit verschiedenartigen Erzeugnissen sind Rohstoffmagazine und Lagerplätze für Zwischenerzeugnisse möglichst zentral anzuordnen, um sie von den einzelnen Abteilungen der Fabriksanlage auf kürzestem Wege erreichen zu können. Betriebe mit Rauch- und Gasentwicklung sind von den übrigen Werkstattträumen abzuschließen. Das Hauptaugenmerk ist auf zukünftige Erweiterungsmöglichkeit, unter Beibehaltung des ursprünglichen Arbeitsplanes, zu richten. Der Zugang für die Arbeiterschaft hat nur durch ein Tor zu erfolgen, um eine peinliche Kontrolle zu ermöglichen. Kommunikationen für die Arbeiter sind so anzulegen, daß diese auf kürzestem Wege zu den Arbeitsplätzen gelangen. Umkleide-, Wasch- und Baderäume liegen innerhalb der eigentlichen Arbeitsräume, Speisesäle oder sonstige Aufenthaltsräume für die Arbeiter außerhalb derselben. Zeitkontrolle zwischen Umkleideraum und Arbeitsplatz.

Zu 2. Der Entwurfsverfassung hat die Aufstellung eines Bau- und Betriebsprogrammes (Gründungsplan) vorauszugehen. Dieses hat zu enthalten: a) Die notwendige Größe des Grundstückes, die notwendigen Flächen für die Verwaltungsräume, die Kraftzentrale, die Werkstättenräume, die Magazine und Schuppen, die offenen Arbeits- und Lagerplätze sowie die Verkehrsanlagen und die Arbeiterwohlfahrtseinrichtungen. b) Das Betriebsdiagramm, d. i. eine zeichnerische Darstellung der Zufuhr der Rohmaterialien, des Arbeitsganges und der Abfuhr der Fertigerzeugnisse (wenn notwendig noch durch ausführlichen Text erläutert) und im Zusammenhange damit in Form einfacher Skizzen, Gestalt und gegenseitige Lage der einzelnen Baulichkeiten oder Abteilungen. c) Die nötigen Angaben über Transportvorrichtungen im Betriebe, Krane, Hängebahnen, Rollbahnen usw., deren Tragfähigkeit, Höhenlage usw. Zukünftigen Vergrößerungen muß im Programm schon das nötige Augenmerk zugewendet werden und ist, soweit möglich, die vorzusehende Umfangserweiterung ziffernmäßig zu fassen.

Die Bestimmung der notwendigen Flächengrößen erfolgt auf Grund von Erhebungen über den beabsichtigten Umfang des Betriebes, die jährliche Erzeugungsmenge und die Anzahl der zu beschäftigenden Arbeiter und Beamten. Bei Benützung der in der Literatur vorhandenen Daten über Raumbedarf und Arbeiterzahl in bestimmten Betrieben ist große Vorsicht anzuraten, da sich diese Ziffern von Fall zu Fall verschieben. Gleichmäßigkeit oder Ungleichmäßigkeit des Beschäftigungsgrades, die Art der maschinellen Hilfsmittel, der Umfang der Transportanlagen, der Intelligenzgrad der zur Verfügung stehenden Arbeiterschaft usw. beeinflussen in hohem Grade derartige Ziffern.

Erforderlichen Raum in den Werkstätten am besten auf Grund eines Maschinenaufstellungsplanes bestimmen. Kommen Maschinen oder Apparate verschiedenster Größen und Grundrißgestalt in Betracht, so empfiehlt es sich, deren Grundrißformen in passendem Maßstabe (1 : 100) aus Papier auszuschneiden und auf einem vorläufigen Situationsplan dem Arbeitsgang entsprechend, zusammenzustellen. Zwischen den einzelnen Maschinengruppen ist der notwendige Raum für die Lagerung der Zwischenerzeugnisse (Ausgleichlager) und für den Material- und Arbeiterverkehr vorzusehen.

Abstand der Schraubstöcke für Schlosser in Maschinenfabriken 1,8 m, Abstand der Schmiedefeuer 8—10 m, notwendige Fläche für ein Schmiedefeuer 80—100 qm, Raumbedarf in Gießereien nach Munk siehe die Tabelle 1 auf S. 825. Für Brückenbauanstalten (größere Anlagen von über 10 000 t Jahreserzeugung) kann man annehmen: für das Richten 0,03—0,04, Schmiede 0,03—0,04, Anzeichen 0,06—0,08, Maschinen 0,12—0,15, Zulage 0,30—0,35, Magazin für Kleiseisen, Nieten, Montagegerüste usw. 0,10—0,15 qm Werkstattfläche für die Tonne Jahreserzeugung. Insgesamt also 0,64—0,81 qm überbaute Fläche.

Alle Arbeitsplätze sollen gut beleuchtet (genügend breite Höfe), die Werkstätten genügend hoch sein, um die den Forderungen des Betriebes entsprechenden Krane und sonstigen Fördervorrichtungen sowie Wellenleitungen unterbringen zu können. Leichtentzündliche Gegenstände sind wegen Feuersgefahr am äußersten Ende der Anlage zu lagern (Modellager, Holzschuppen).

Zu 3. Neben Form und Größe bestimmt die Lage des gewählten Grundstückes vielfach die grundsätzliche räumliche Gliederung der Anlage, insofern, als hierdurch die Frage Hallenbau oder Mehrgeschoßbau in den weitaus meisten Fällen beantwortet ist. In vielen Fällen wird durch die Art des Betriebes (Gießereien, Walzwerke, Maschinenfabriken für schwere Maschinen, Brückenbauanstalten, Zementfabriken u. a. m.) der eingeschossige Bau (Hallenbau) bedingt. In anderen Fällen hängt die Entscheidung über die Geschoszahl von den durch die Lage des Grundstückes bedingten Grunderwerbskosten ab. Bei teuren Grundpreisen in der Nähe des Stadtzentrums mehrgeschossige Bauten, in entgegengesetzten Fällen Hallenbauten.

Mehrgeschossige Bauten. Nachteile: Das Rohmaterial oder das Arbeitsgut muß während des Herstellungsganges gehoben werden; ungünstige Beleuchtungsverhältnisse, insbesondere dort, wo die einzelnen Gebäudetrakte Raum mangels halber nahe aneinander rücken; beschränkte Erweiterungsmöglichkeit, wenn überhaupt, nur durch Aufsetzen weiterer Geschosse möglich; geringe Feuersicherheit. Vorteile: Leichte Beheizung wegen der geringen Höhe der Geschosse.

Zahlentafel 1. Flächenbedarf von Gießereien¹⁾.

Art der Gießereien	Formfläche in qm		Guß- putzerei	Schmelz- anlage	Kern- macherei	Trocken- kam- mern	Sandauf- bereitung	Modell- werkstätten, Tischlerei, Schlosserei	Laboratorien, Kanzlei- en, Waschräume, Klo- setanlagen, Rohmater- ial-u. Kastenlager, Hof	Gesamtflächen- bedarf in qm rund für 1 t Jahres- erzeugung	
	für 1 t Jahreserzeugung										
	Einzel- wert	Mittel- wert	in qm	in qm	in qm	in qm	in qm	in qm	in qm		
I. Gießerei für schwersten Maschinenguß (Hüttenmaschinen, Walzwerke, Schwunräder, Seilscheiben, schwerste Werkzeugmaschinen, schwerste Scheren, Pressen und dgl.)	0,5 bis 0,30	0,28	0,07 bis 0,09	0,02	0,056 bis 0,07	0,04 bis 0,056	0,014 bis 0,017	0,014	0,42	0,88 bis 0,98	
II. Gießereien für mittel- schweren und schweren komplizierten Guß.	a) Gießereien von Werkzeugmaschinenfabriken, Lohngießereien, Gießereien von Fabriken, die in großen Mengen einfachen, mittelschweren Guß benötigen.	0,5 bis 0,6	0,55	0,08 bis 0,12	0,04	0,055 bis 0,08	0,044 bis 0,055	0,027 bis 0,033	0,03	0,82	1,60 bis 1,78
	b) Gießereien für mittelschweren komplizierten Guß, z. B. von Lokomotiv-, Dampfmaschinen-, Holzbearbeitungsmaschinen - Fabriken, Pumpen- und Kompressoren-Fabriken und dgl.	0,8 bis 0,85	0,83	0,15 bis 0,18	0,065	0,12 bis 0,166	0,12 bis 0,16	0,04 bis 0,05	0,04	1,21	2,54 bis 2,72
III. Gießereien von Landwirtschafts-, Textil-, Druckerel- u. Papiermaschinen-Fabriken.	0,8 bis 0,9	0,85	0,15 bis 0,18	0,06	0,09 bis 0,127	0,07 bis 0,085	0,042 bis 0,05	0,043	0,85	2,1 bis 2,3	
IV. Gießereien für leichten Guß.	a) Kleingießereien für leichte Maschinenteile, Transmissionsbestandteile und dgl. (hauptsächlich Bankformerei).	1,1 bis 1,2	1,15	0,15 bis 0,21	0,08	0,11 bis 0,17	0,09 bis 0,11	0,08 bis 0,09	0,115 bis 0,17	1,15	2,87 bis 3,18
	b) Formmaschinenbetriebe für gewöhnliche Massenartikel, Köcher, Herde, Nähmaschinenguß, Roststäbe und dgl.	0,55 bis 0,6	0,58	0,08 bis 0,10	0,04	0,058 bis 0,087	0,046 bis 0,058	0,04 bis 0,046	0,087 bis 0,146	0,58	1,48 bis 1,68
	c) Gießereien für Poterie- und Sanitätsartikel.	—	0,75	0,12 bis 0,14	0,05	0,075 bis 0,11	0,06 bis 0,075	0,05 bis 0,06	0,075 bis 0,112	0,75	1,93 bis 2,15
	d) Gießereien für Abfallrohre, Krümmer, Muffen usw.	—	0,75	0,15 bis 0,22	0,05	0,187 bis 0,26	0,06 bis 0,075	0,05 bis 0,06	0,075 bis 0,112	0,75	2,07 bis 2,28

Hallenbauten: Hier lassen sich zwei Grundrißanordnungen grundsätzlich unterscheiden:

1. **Gruppenbauweise** (z. B. Fig. 5). Die einzelnen Betriebsabteilungen sind in voneinander getrennten Gebäuden untergebracht. Vorteile: Die einzelnen Gebäude (der Hauptsache nach parallel zueinander gerichtet) lassen zwischen sich genügend breite Höfe frei, die als Lagerplätze, dem Verkehr usw. dienen und gute Seitenbeleuchtung der Hallen ermöglichen. Größte Feuersicherheit. Nachteile: Größere Kosten für Grunderwerb und Bau.

2. **Geschlossene Bauweise.** Der Werkstattbetrieb erfolgt in einem, wenn notwendig mehrschiffigen Bau von a) einfach rechteckiger Form, Fig. 1; b) L-Form, Fig. 2; c) U-Form, Fig. 3; d) Gabelform, Fig. 4. Vorteile: Geringere Kosten

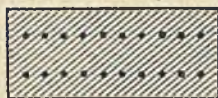


Fig. 1.

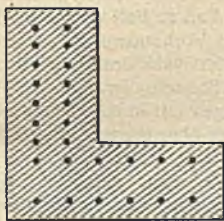


Fig. 2.

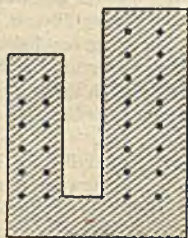


Fig. 3.

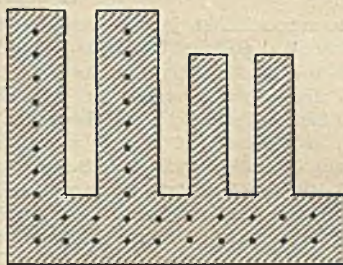


Fig. 4.

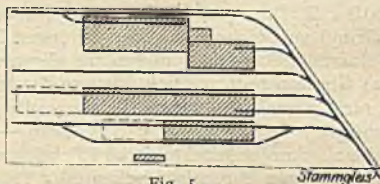


Fig. 5.

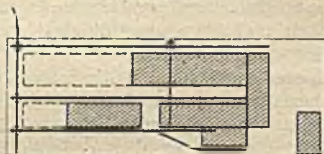


Fig. 6.

gegenüber Gruppenbauweise; leichterer Transport der Arbeitsstücke von Abteilung zu Abteilung durch Krane; bessere Übersicht und Überwachungsmöglichkeit. Nachteile: Die oft sehr breiten und vielschiffigen Hallen müssen durch Oberlicht beleuchtet werden oder einzelne Schiffe über benachbarte entsprechend erhöht werden, um dieses Seitenlicht zuzuführen.

Zu 4. Die Art der Zufuhr ist abhängig von der Lage des Grundstückes zur Landstraße, Wasserstraße oder Eisenbahn. Bei größeren Anlagen (z. B. Hüttenwerken, Gasanstalten, Zementfabriken u. ä.), vor allem dort, wo bedeutende Mengen in Bewegung gesetzt werden müssen, ist der Bahnanschluß unerlässlich, wenn nicht der seltenere Wasserweg zur Verfügung steht. Sämtliche Werkstätten und Lagerplätze sollen mit dem Anschlußgleis in Verbindung gebracht werden können. Die Lage des Fabrikgrundstückes in bezug auf das Industriegleis soll so beschaffen sein, daß die Verzweigung der Gleise unter Vermeidung von Drehscheiben bei Anwendung von möglichst flachen Kurven erfolgen kann. Fig. 5 zeigt eine günstige, Fig. 6 eine ungünstige Lösung der Gleisanlage.

Drehscheiben und Schiebebühnen sind, wenn möglich, zu vermeiden, da sie mehr Betriebsmannschaft benötigen und leicht Betriebsstörungen verursachen — nur bei kleineren Betrieben zu empfehlen — über kleinste zulässige Krümmungsradien bei Anschlußgleisen siehe Abschnitt: „Eisenbahnwesen.“

Literatur: H. Haberstroh, Anlage von Fabriken, Leipzig, Teubner; Utz, Moderne Fabriksanlagen, Leipzig; Möller, Eine Studienreise in den Vereinigten Staaten von Amerika, XIV. Anlage und Einrichtung von Werkstätten, Zeitschr. d. V. deutsch. Ing. 1904; Die Neuanlage der Deutschen Maschinenfabrik A.-G. Werk Bechem und Keetmann in Duisburg, St. u. E. 1910; Bernhard, Der moderne Industriebau in technischer und ästhetischer Beziehung, Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1912; Hütte Abt. III, Fabriksanlagen.

B. Die bauliche Gestaltung der Fabriksanlagen.

I. Baustoff.

Man unterscheidet, je nach dem Material der Haupttragkonstruktion: a) Gemischte Bauweise; Umfassungs- und Zwischenwände aus Ziegelsteinen, Decken- und Dachkonstruktion aus Holz, Eisen oder Eisenbeton. b) Eisenbauweise; die sämtlichen tragenden Teile sind aus Eisen. c) Eisenbetonbauweise; hier sind sämtliche Tragglieder aus Eisenbeton hergestellt. d) Holzbauweise; als Baumaterial kommt ausschließlich Holz in Verwendung. Die Entscheidung über die zu wählende Bauweise wird von Fall zu Fall vornehmlich von wirtschaftlichen Gesichtspunkten aus erfolgen. Das Vorhandensein oder Nichtvorhandensein von bestimmten Baumaterialien in der Nähe des Bauplatzes, die Lage des Baumarktes, die zur Verfügung stehende Bauzeit usw. werden, soweit überhaupt eine Wahl möglich ist, bei den Überlegungen mit in Anschlag gebracht werden müssen. Die Entscheidung kann aber nur der über theoretische und konstruktive Erfahrungen in den verschiedenen Bauweisen verfügende Ingenieur auf Grund vergleichender Untersuchungen fassen. Zur Beurteilung der Eignung der einzelnen Bauweisen mögen im allgemeinen nachstehende Angaben dienen.

a) **Gemischte Bauweise.** Älteste Bauart; bei Mehrgeschoßbauten Regel (so weit nicht Eisenbeton verwendet wird). Bei Hallenbauten nur bei kleineren Abmessungen — etwa 6 bis 8 m Wandhöhe — zu empfehlen; bei größeren Höhen nur dann, wenn architektonische Rücksichten hierfür ausschlaggebend sind. Bei Anwendung von Betoneisendecken oder Trägerdecken mit ummantelten Trägerflanschen ebenso feuersicher wie reine Eisenbetonbauten. Bezüglich Vergrößerungsmöglichkeit und Anpassungsfähigkeit steht diese Bauweise zwischen der Eisen- und Eisenbetonbauweise.

b) **Eisenbauweise.** Im Geschoßbau weniger gebräuchlich, dafür im Hallenbau vorherrschend. Anwendungsgebiet betreffend Höhe und Stützweite praktisch unbegrenzt. Mit wachsender Höhe und Spannweite der Hallen steigt ihre Wirtschaftlichkeit gegenüber allen anderen Bauweisen. Bei richtiger konstruktiver Durchbildung ebenso steif wie Eisenbetonbauten. Leichte Anpassungsfähigkeit des Eisentragwerkes, betreffend Linienführung und Querschnitt, an die Forderungen des Betriebes. Sehr geringe Wand- und Säulenabmessungen, daher Raum ersparend. Einfache Vergrößerungsmöglichkeit ohne Störung des Betriebes, leichtes Anbringen von Transmissionen und Leitungen. Bei minder gutem und unverlässlichem Baugrund wegen des geringen Eigengewichtes und wegen der Möglichkeit, das Tragsystem gegen Setzungen unempfindlich zu machen, allen Massivbauweisen überlegen. Leichte Möglichkeit des Abtragens und Wiederaufstellens an anderen Orten (z. B. Ausstellungsmaschinenhalle in Brüssel 1911, derzeit Eisenkonstruktionswerkstätte der D. M. A. G. in Duisburg). Bedingte Feuersicherheit, wenn Stützen und Deckenträger nicht ummantelt werden, da Eisen im Feuer unter Umständen seine Tragfähigkeit verliert. Für Anlagen mit Verarbeitung von nicht brennbaren Stoffen (z. B. Maschinenfabriken, Zementfabriken, Hüttenwerke) als feuersicher zu betrachten.

c) **Eisenbetonbauweise.** Kommt vornehmlich bei Mehrgeschoßbauten, weniger bei Hallenanlagen in Betracht. Hauptvorteile: Feuersicherheit bei bedeutender Wirtschaftlichkeit, wenn Wand- oder Säulenterfernungen nicht

zu groß sind und bedeutende Deckenlasten in Frage kommen. Bedingung aber, daß Sand und Kies in entsprechender Güte in der Nähe der Baustelle vorhanden sind. In der Regel raschere Herstellungsmöglichkeit als bei Eisenbauten. Vom baukünstlerischen Standpunkte aus leichter zu behandeln als Eisenbauten. Bei Hallenbauten größerer Spannweite (über 15 m) meist unwirtschaftlich. Vergrößerungen sind wenig gut durchzuführen. Die Anbringung von Transmissionen und Leitungen erfordert, wenn nicht beim Entwurf weitestgehende Rücksicht darauf genommen wird (was nicht immer möglich ist, da zur Zeit der Bauentwurfsverfassung die betreffenden Angaben nicht zu erlangen sind) hohe Kosten, die nicht unterschätzt werden dürfen; dasselbe gilt von Abänderungen, die durch den Betrieb notwendig werden. Wiederverwendung an anderer Stelle unmöglich, im Gegenteil, die Abbruchkosten sind gemäß bisherigen Erfahrungen meist sehr hoch.

d) **Holzbauweise.** In holzreichen Gegenden für untergeordnete Baulichkeiten gerne verwendet. Hauptnachteil außer der beschränkten Dauerhaftigkeit vor allem die große Feuergefährlichkeit. In neuerer Zeit durch sinngemäße Übertragung der Regeln der Eisenbauweise auf Holzkonstruktionen auch für größere Anlagen häufig in Verwendung gekommen (Stephansdach, Bauweise Hetzer, Meltzer u. a. m.).

2. Querschnittsformen für Hallenbauten.

Bei der Querschnittsgestaltung von Werkstatthallen sind folgende Gesichtspunkte zu beachten: Der Einfluß von Umfang und Art des Betriebes, sowie des für die Tragkonstruktion zur Verwendung gelangenden Baumaterials, auf Breite und Höhe der Hallen, die Größe der Arbeitsstücke, die Anordnung der Kranbahnen und sonstigen Förderstraßen, die richtige Regelung der Beleuchtungs- und Entlüftungsverhältnisse, der Einfluß des Dachdeckungsmaterials auf die Dachneigung und nicht zuletzt ästhetische Gesichtspunkte.

a) **Einschiffige Hallen, Fig. 7—24.** In der Regel bis etwa 20 m Breite, neuerdings vereinzelt bis 40 m. Umfassungswände vielfach aus reinem Ziegelmauerwerk, obwohl bei höheren Hallen unwirtschaftlich, Dachstuhl in Eisen. Bei Maschinenwerkstätten, Hüttenwerksanlagen, Tragkonstruktion ganz in Eisen mit vor oder zwischen den Wandstützen gesetzten Eisenfachwänden. Beton oder Holz seltener.

Fig. 7. Seiten- und Giebelwände $1\frac{1}{2}$ —2 Stein stark mit Pfeilervorlagen in Binderabstand (4—6 m), Holz oder Walzträgerpfetten. Bis etwa 15 m Spannweite.

Fig. 8. Mit Kranbahnen auf Mauerpfeilern, für Weiten bis etwa 25 m. Dachform in Hinsicht auf die gute Beleuchtung durch die Seitenlichten und Laterne sehr günstig. Bei Weiten über 20 m noch eine Fensterreihe über Kranbahn anordnen. Binderabstand nicht unter 5 m. Pfetten aus I-Trägern oder Holz.

Fig. 9. Mit eiserner Zwischenstütze für eine Mittelkranbahn, um die Spannweite der Laufkrane zu verringern und um zwei Arbeitsstraßen zur Verfügung zu haben. Mittelständer häufig einseitig. Beleuchtung durch Raupenoberlicht in jedem Binderfeld. Bis etwa 30 m Weite. Binderabstand etwa 8—12 m mit Zwischenbindern, die einerseits auf der Längswand, andererseits auf dem Scheitelunterzug auflagnern. Abstand der Mittelstützen tunlichst groß wählen.

Fig. 10. Eisenbauwerkstätte der Maschinenfabrik Humboldt in Köln-Kalk mit 40 m Binderstützweite. Mittelkranbahn an den Bindern aufgehängt. Vollständig freies Arbeitsfeld mit unbehindertem Querverkehr. Beleuchtung durch hohe Fenster in den gemauerten Seitenwänden, durch Seitenlichte, Firstlaterne und durch Raupenoberlichte. Hauptbinderabstand 15 m, dazwischen je zwei Zwischenbinder von 20 m Stützweite, die in der Hallenmitte auf den Kranbahnlängsträger aufsitzen. Dachhaut aus Dachpappe auf Holzsehalung und Holzsparren auf Walzträgerpfetten.

Fig. 11. Mit steilem Dach, meist aus architektonischen Gründen, und Decke aus Monierkonstruktion, Rabbitzputz u. ä. (Maschinenhäuser, Kraftzentralen).

Fig. 12—19. Tragkonstruktion in Eisen, aus Wandstützen, Bindern und Verbänden bestehend, mit vorgesetzten, sich selbst tragenden Längs- und Giebelwänden, oder Eisenschwänden zwischen den Wandstützen. Querschnitt nach Fig. 12 und 13 bis etwa 20 m Stützweite zu empfehlen.

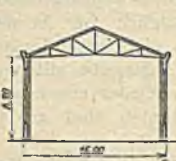


Fig. 7.

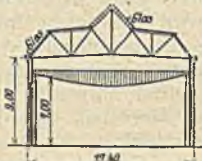


Fig. 8.

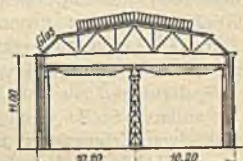


Fig. 9.

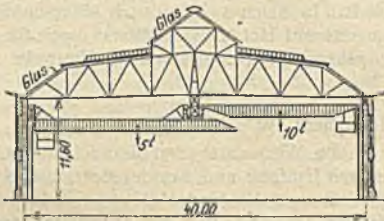


Fig. 10.

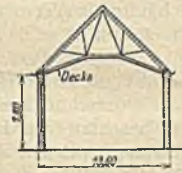


Fig. 11.

Fig. 14. Hohe Halle mit zwei übereinander liegenden Kranbahnen. Häufig bestreicht der untere Kran nur den einen Teil der Halle, um dem anderen Hallenteil größere Nutzhöhe zu geben (Kesselschmieden, Montagehallen).

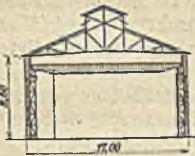


Fig. 12.



Fig. 13.

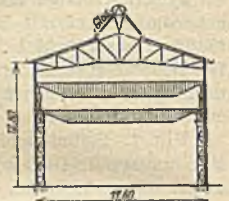


Fig. 14.

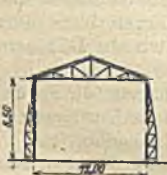


Fig. 15.

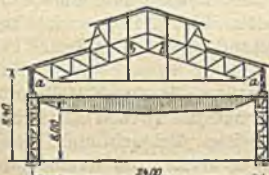


Fig. 16.

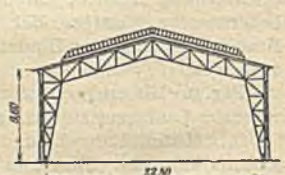


Fig. 17.

Fig. 15. Anordnung mit breiten, nach außen gelegten Wandstielen für Magazine, offene Schuppen, Gießhallen in Hüttenwerken (in letzterem Falle mit Kranbahn).

Fig. 16. Walzhalle des Stahl- und Walzwerkes in Rendsburg. Binderstützweite 24 m, Abstand der Hauptbinder 18 m, dazwischen je 5 Zwischenbinder von 10 m Stützweite, die auf den Wandunterzügen *a* und auf den Scheitelunterzügen *b* aufliegen. Dachhaut Wellblech auf Walzträgerpfetten. Beleuchtung durch Seitenfenster über der Kranbahn und durch Firstoberlicht.

Fig. 17 und 18. Hallen mit Bogenbindern. Sehr zweckmäßig, wenn keine Laufkrane vorhanden (Magazine, Glasfabriken, Holzbearbeitungswerkstätten, Kesselhäuser). Bänderentfernung 8—12 m bei hohen Fachwerkspfetten, um die gedrückten Untergurte der Binder gegen seitliches Ausknicken zu sichern. Fig. 17 mit 2 Stein starker Wand und Raupenoberlichte. Fig. 18 mit eingebauter Eisen-

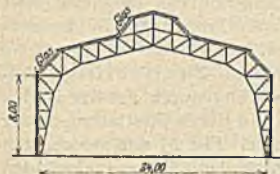


Fig. 18.



Fig. 19.

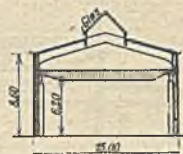


Fig. 20.

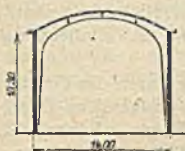


Fig. 21.

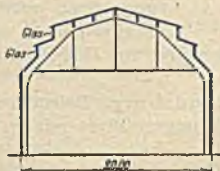


Fig. 22.



Fig. 23.

riegelwand und verglasten Mansardflächen. Am Scheitel Laterne zwecks Beleuchtung und Lüftung.

Fig. 19. Halle mit vollwandigen Bogenbindern (wirkt sehr ruhig im Innern) mit Laufkran, der innenlaufende Katze besitzt (Maschinenhäuser).

Fig. 20—24. Einschiffige Hallen mit Eisenbeton-Tragwerk.

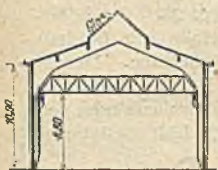


Fig. 24.

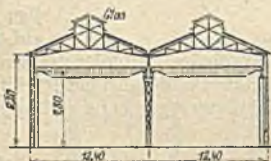


Fig. 25.

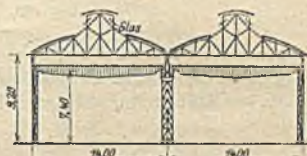


Fig. 26.

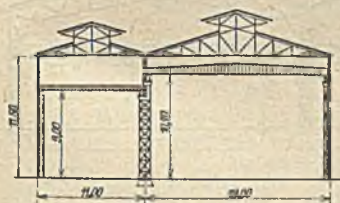


Fig. 27.

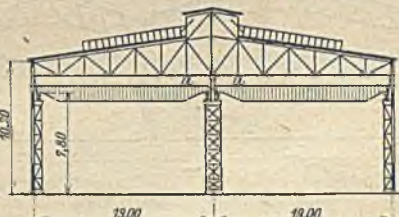


Fig. 28.

Fig. 20. Gemauerte Längswände. Dachkonstruktion aus Eisenbeton. Dachplatte mit Dachpappe, Ruberoid oder ähnlichem abgedeckt. Beleuchtung durch Firstoberlicht und Seitenfenster. Kranbahn auf gemauerten Pfeilern.

Fig. 21—23. Bogendächer. Wandfüllung in Beton oder, wie bei Fig. 23, $1\frac{1}{2}$ Stein starke Ziegelwand.

Fig. 24. Bogendach mit Eisenbetonkranbahn auf Konsolen.

Mehrschiffige Hallen: Fig. 25—43. Hauptaugenmerk ist auf ausreichende Beleuchtung der von den Längswänden entfernter gelegenen Mittelschiffe zu richten. Bei dreischiffigen Hallen kann das Mittelschiff entsprechend höher gehalten und durch durchgehende Lichtbänder beleuchtet werden, oder es sind, wie bei vielschiffigen Hallen, genügend breite Laternenaufbauten oder Raupenoberlichte vorzusehen. Die Zwischenstützen sollen in der Längsrichtung möglichst weit voneinander abstehen, weshalb häufig Unterzüge zum Tragen der Binder verwendet werden.

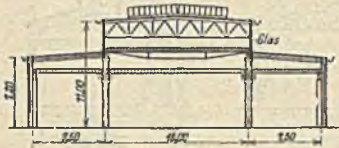


Fig. 29.

Fig. 25, Eindeckung mit Dachpappe auf Holzschalung, Fig. 26, Eindeckung mit Monierplatte.

Fig. 27. Stahlwerk in Rendsburg. Beleuchtung nur durch die Fenster der Seitenwände. Große Entlüftungsaufsätze mit weit vorspringendem Dach.

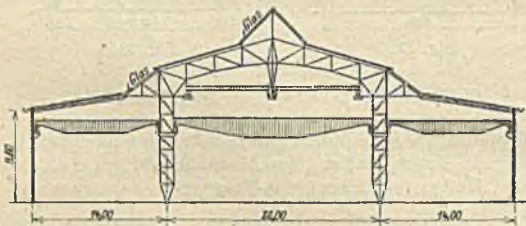


Fig. 30.

gehendes Fensterband über der Kranbahn, Seitenfenster und Raupenoberlicht in jedem Binderfelde. Stützen und Hauptbinderabstand 10 m. Zwischenbinder auf 16,3 m Stützweite, auf den Scheitelunterzügen bei α aufliegend. Lüftungslaterne.

Fig. 28. Zweischiffige Halle mit Bindern auf 3 Stützen. Durch-

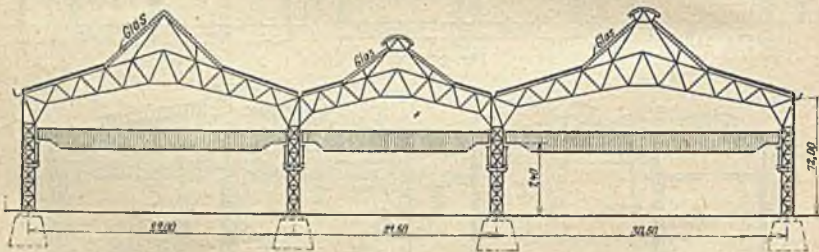


Fig. 31.

Fig. 29—36. Dreischiffige Hallen. Fig. 29 mit hohem Mittelschiff, mit zwei übereinanderliegenden Kranbahnen, daher gute Seitenbeleuchtung, außerdem noch Oberlicht. Seitenhallen wegen der geringen Stützweite mit Walzträgern überdacht.

Fig. 30. Mittelhalle durch Zweigelenkbogenbinder mit Kragarmen überdacht, Seitenhalle durch eingehängte Walzträger. Oben Kranbahnen an den Bindern aufgehängt. Beleuchtung durch Glasmansardflächen und durch Firstlaterne.

Fig. 31. Walzwerk für das Stahlwerk van der Zypen in Köln-Deutz. Abstand der Hauptgespärre 12 m, in der Feldmitte je ein Zwischen-

binder auf Längsunterzügen. Die 30 m weite Halle hat Zweigelenbogenbinder, daran schließen sich die beiden andern Hallengespärre, aus Balken und Pendelstützen bestehend, an (die Eckstäbe sind einseitig mit Langlöchern angeschlossen). Beleuchtung durch sehr breite Firstaufsätze mit Scheitelentlüftungshauben. Dacheindekung: 5 cm bewehrter Bims beton auf Walzträgerpfetten. Die Seitenwände haben zwei durchgehende Lichtbänder.

Fig. 32. Deutsche Hauptmaschinenhalle in Brüssel 1911.

Vollwandiger Rahmenbinder mit Kragarmen über der Mittelhalle, die Seitenhalle durch angekoppelte Walzträger überdacht. Abstand der Mittelstützen 23,85 m, mit Fachwerksunterzügen in den Stützebenen, auf denen in 7,95 m Abstand die Zwischenbinder lagern. Beleuchtung durch die steilen Dachflächen und durch Oberlichte und Fenster in den Seitenhallen. Dachhaut: Dachpappe auf Holzschalung und Holzsparren.

Fig. 33. Kesselhausanlage. Das schmale Mittelschiff enthält die Kohlenbunker mit der in dem Aufbau untergebrachten Fördervorrichtung. Beleuchtung in den Seitenschiffen durch große verglaste Mansardflächen und Fenster.

Fig. 34. Ungebrochene Dachfläche über 3 Schiffe, mit breitem Laternen-aufbau zwecks Beleuchtung und Entlüftung.

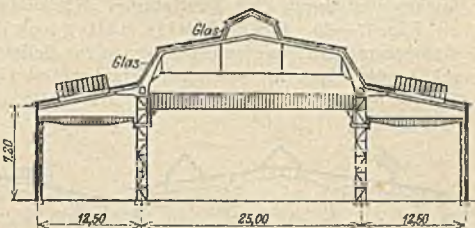


Fig. 32.

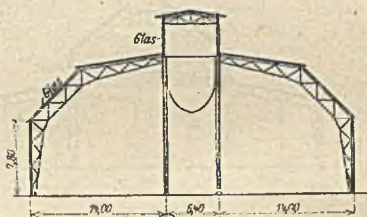


Fig. 33.



Fig. 34.

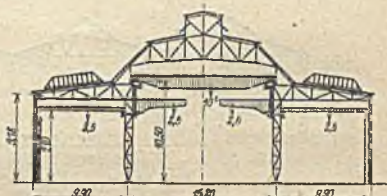


Fig. 35.

Fig. 35. Gießereianlage. Seitenhallen: Halbrahmen mit Pendelstützen in den Außenwänden. Gespärreabstand 8 m, mit Zwischenbindern (Walzträgern) in den Seitenhallen. Ausgiebige Beleuchtung durch die steilen Dachflächen, mittels durchlaufender Lichtbänder über den Außenkranbahnen sowie durch Fenster in den Seitenwänden und Raupenoberlichte in den Seitenhallen; Entlüftung durch Scheitellaterne mit festen Jalousien. Konsollakrane.

Fig. 36. Mittelhalle mit Bogenbindern überdacht. Seitenhallen mit Walzträgern, die einerseits auf den gemauerten Längswänden, andererseits auf den

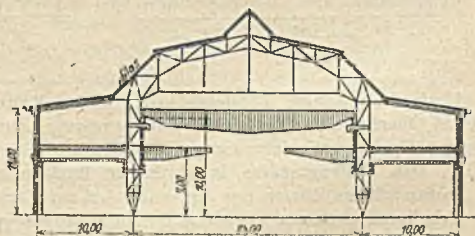


Fig. 36.

von den Hauptbindern getragenen Unterzug aufliegen, abgedeckt. Seitenschiffe durch Zwischendecken unterteilt. Im Obergeschoß entweder Werkstättenräume oder Lager für Halbfabrikate. Beleuchtung der Mittelhalle durch breite Mansardflächen und durch eine Firstlaterne. Konsollaukrane.

Fig. 37—39. Dreischiffige Hallen aus Eisenbeton. Fig. 37: 4stieliger Rahmen mit durchlaufenden Laternen zur Belichtung. Fig. 38 mit hohem Mittelschiff, das durch die stark geneigten großen Glasflächen gut beleuchtet wird. Fig. 39 mit Balkenbindern in der Mittelhalle und Eisenbetonkranbahn.

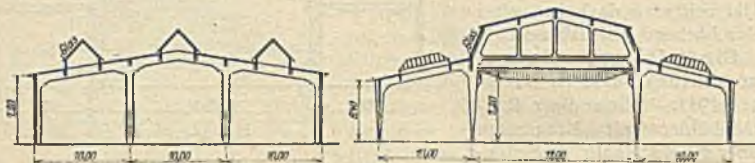


Fig. 37.

Fig. 38.

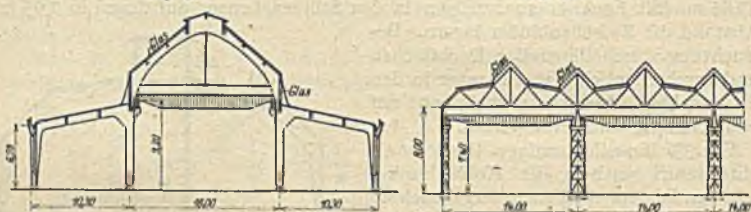


Fig. 39.

Fig. 40.

Fig. 40—43. Vielschiffige Hallen. Fig. 40, mit Kranbahnen für Maschinenwerkstätten. Beleuchtung mittels durchlaufender Laternen über den Stützen und Firsten. Fig. 41, Beleuchtung nur durch breite Firstaufsätze. Gemauerte

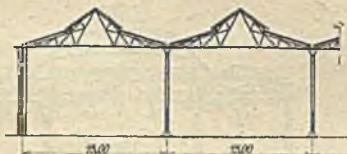


Fig. 41.



Fig. 42.

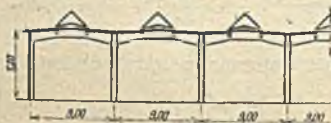


Fig. 43.

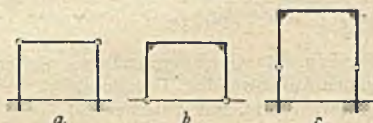


Fig. 44.

Umfassungswände, Pondelsäulen. Fig. 42, Rahmen mit Kragarmen, auf denen die Oberlichtaufsätze sitzen, mit Innenverglasung für Textilfabriken. Fig. 43, eine ähnliche Ausführung in Eisenbeton.

Das Hallengespärre in statischer Beziehung. Bei gemauerten tragenden Außenwänden dürfen nur Balkenbinder zur Verwendung kommen. Bei eisernen Tragkonstruktionen kann das Gespärresystem verschieden gestaltet sein. Einschiffige Hallen haben meist eingespannte Ständer durch einen gelenkig angeschlossenen Balken verbunden, Fig. 44 a oder Bogendach (2 stieliger Rahmen oder Dreigelenkbogen, Fig. 44 b). Bei hohen Hallen ist eine Verbindung beider Systeme zu empfehlen, Fig. 44 c, wodurch Materialersparnis erzielt wird. Bei

kurzen Hallen können die Windkräfte durch längslaufenden Dachverband in die Giebelwände geleitet werden, es genügen dann Pendelstützen. Bei zweischiffigen Hallen ist entweder nur die Mittelstütze oder es sind alle drei Stützen eingespannt. Fig. 45a und b, oder es werden Streifrahmen nach



Fig. 45.

Fig. 45c bis d verwendet. Für dreischiffige Hallen ist in den Fig. 46a—g eine Reihe häufig verwendeter und erprobter Lösungen angegeben, die zum Teil eingespannte Stützen, zum Teil Rahmen verwenden. Einige Lösungen für vielschiffige Hallen zeigen die Abb. 47a—c.

Die meisten benützten Systeme sind statisch unbestimmte Tragwerke. Für die Berechnung von Streifrahmenkonstruktionen sei auf folgende Arbeiten hingewiesen: L. Geusen, Die Berechnung der Ständer eiserner Wandfachwerke. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ingen. 1898, Nr. 3, S. 69, Nr. 4, S. 88 sowie 1900, Nr. 20, S. 625 und Nr. 22, S. 708. (Auszugsweise auch in Förster.

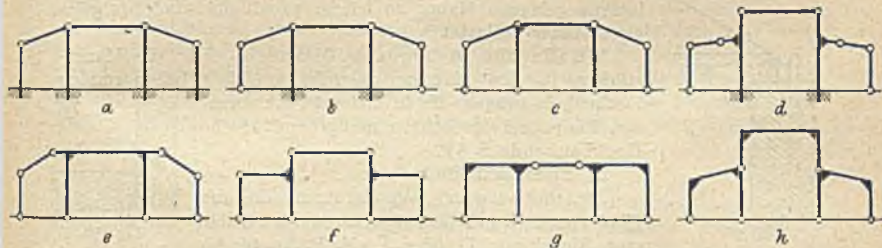


Fig. 46.

Die Eisenkonstruktionen der Ingenieurhochbauten, 4. Aufl., Leipzig 1909.) E. Björnstad, Die Berechnung von Streifrahmen, Berlin 1909. Arm. Beton 1909, S. 460. F. Hartmann, Die statisch unbestimmten Systeme des Eisen- und Eisenbetonbaues. Berlin 1913. Rossin, Grundlagen zur Berechnung von Streifrahmen. Berlin 1914. Julius Springer. F. Bleich, Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes. Berlin 1918. Julius Springer.

3. Gründung.

Bei der Wahl der Bauplätze hat man sich durch Vornahme von Probebohrungen und Anlegen von Probegruben von der Beschaffenheit des Baugrundes und der Lage der Grundwasserstände zu überzeugen. Durch Aufnahme eines Nivelle-

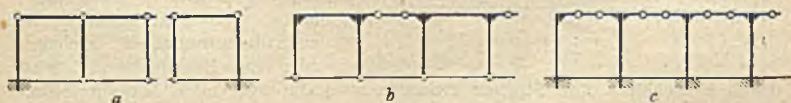


Fig. 47.

ments hat man die notwendigen Erdbewegungen (Auf- und Abtrag), die oft sehr große Kosten verursachen, zu bestimmen. Schwierige Gründungen, große Erdbewegungen belasten das Grundkonto (Gründerwerbskosten), nicht das Baukonto, da mit Rücksicht auf solche Schwierigkeiten der Baugrund entsprechend billiger zu erwerben war.

a) Ziegelwände.

Freistehende Wände: Stärke $d = \frac{1}{10} - \frac{1}{12} h$, wenn nicht durchbrochen, sonst stärker. Für Winddruck von 125 kg/qm und 8 kg/qcm zulässige Pressung ergibt sich die Mauerstärke d in Meter bei h in Meter:

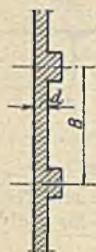


Fig. 48.

$$d = \sqrt{\frac{3h}{38,4 - h}}$$

Bei Höhen über 6 m ist es vorteilhafter, die Wand aus Mauerpfeilern (Kranbahnstützen) mit Füllmauerwerk zu bilden (Fig. 48).

Für die Stärke d_1 wird empfohlen:

Entfernung B bis 3 m	$d_1 = 1$ Stein
„ „ „ 4,5 „	$d_1 = 1\frac{1}{2}$ „
„ „ „ 6 „	$d_1 = 2$ „

Längs- und Giebelwände von Hallen sind als freistehende Wände zu behandeln, da die Binder meist auf Gleitlagern sitzen. Es ist anzuraten, auch die statische Berechnung der Wände durchzuführen.

Bei hohen Dächern, die viel Wind abfangen, empfiehlt es sich, die Binder beiderseits auf Gleitlager zu setzen und durch außersitzende, entsprechend tiefgreifende Knaggen K , Fig. 49, den Dachwind W_d in die leeseits gelegene Mauer zu leiten, womit die windseits gelegene Mauer entlastet wird.

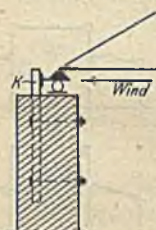


Fig. 49.

Wände für Mehrgeschoßbauten. Für die Mauerstärken in den einzelnen Geschossen sind bei normalen Deckenbelastungen die in Betracht kommenden Baupolizeivorschriften maßgebend. Siehe Hochbaukunde S. 552.

b) Eisenfachwände.

Zwischen eisernen Wandstützen, die die Binder und Kranbahnen tragen, werden Stiele und Riegel aus I- oder C-N. P. Nr. 14 (in Österreich N. P. Nr. 16) eingebaut und mit $\frac{1}{2}$ Stein starker Ziegelmauer ausgefacht. Bei großen hohen Feldern, Verlegen der Ziegel in verlängerten Mörtel (Kalkzementmörtel, 1 R.-T. Zement, 2 R.-T. Kalk, 6—8 R.-T. Sand) anzuraten. Entfernung der Stiele nicht über 2,5 m. Höhe der Felder bis 5 m. Saumschwelle aus C-Eisen Nr. 14 nicht notwendig, wenn durchgehendes Fundament vorhanden, die Stiele müssen aber 5—10 cm tief im Fundament eingelassen werden. Eckausbildung aus 2 C-Eisen Nr. 14 nach Fig. 50 gebräuchlich. Wandverstrebung aus



Fig. 50.

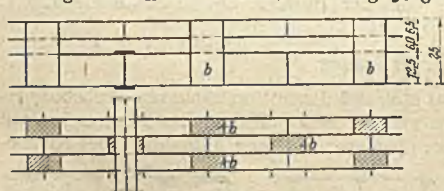


Fig. 51.

Montagerücksichten in einem Felde (zwischen zwei Wandstützen) anzuraten. Bei schlechtem Baugrund empfiehlt es sich nicht, die Riegelwände auf ein durchgehendes Fundament zu stellen, es genügen Unterzüge aus Eisenbeton, von Stützenfundament zu Stützenfundament reichend, oder die Eisenfachwand wird durch Einschalten von Streben zwischen zwei durchgehenden Riegeln selbsttragend gemacht. Es entsteht so ein eiserner Unterzug, der von Wandstütze zu Wandstütze läuft. In solchen Fällen ist die Verwendung freitragender armierter Wände (Systeme Prüss, Tuchscherer u. a.) sehr zu empfehlen. Ein Nachteil der Eisenfachwände liegt in ihrer geringen Wärmeisolierfähigkeit. Wo größere Temperaturschwankungen vermieden werden sollen, Anordnung einer zweiten $\frac{1}{4}$ Stein starken Wand, die 6 cm von der Riegelwand absteht und mit ihr durch einzelne Bindersteine verankert ist (Fig. 51).

5. Stützen.

Zwischenstützen in mehrschiffigen Hallen, zum Tragen des Daches oder der Kranbahnen, oder in Mehrgeschoßbauten zum Tragen der Zwischendecken, werden aus Gußeisen, Flußeisen oder im Verein mit der Decken- oder Dachkonstruktion aus Eisenbeton ausgeführt. Die Stützenentfernung richtet sich nach den Bedürfnissen des Betriebes, der Maschinen- und Apparateaufstellung (Öfen in Hüttenbetrieben), der Anordnung der Förderbahnen und der Größe der Arbeitsstücke bei sperrigem Arbeitsgut. Häufig muß bei der Einteilung der Stützen auf die Entfernung der Lager der Wellenleitungen Rücksicht genommen werden. Stützenbreite tunlichst einschränken, unter Umständen Einziehen der Stützengurte in Arbeitshöhe notwendig.

Hüttenbetriebe erfordern meist sehr bedeutende Stützenentfernungen. Martinstahlwerke bei 40—50 t-Öfen 18—23 m; 40—60 t-Öfen 22—25 m; 60—80 t-Öfen 28 m Stützenentfernung in der Längsrichtung der Hallen. Walzwerkshallen haben 16—24 m Stützenentfernung. Generatorgebäude je nach der Entfernung der einzelnen Generatoren 5—6 m.

Gießereien haben meist 8—10 m Hauptstützenentfernung. Maschinenwerkstätten für kleinere Maschinen 4—8 m, für große Maschinen 8—12 m.

Brückenbauanstalten. Um den Quertransport der langen Walz- oder Gurtstücke zu ermöglichen nicht unter 12 m, besser 14 m.

Spinnereien. Säulenstellung in Baumwollspinnereien in der Längsrichtung 6—7 m, in der Querrichtung 3—4 m.

Webereien. Säulenstellungen in Baumwollwebereien in der Längsrichtung 3—4 m, in der Querrichtung 6—7 m.

Die Stützenfüße sind, wenn sie über den Schaftquerschnitt ausladen, unter den Fußboden zu verlegen, um den Verkehr nicht zu gefährden. Schwache Stützen sind, wenn sie Wellenleitungen tragen, auch für den Riemenzug statisch zu untersuchen. Bei schnelllaufenden Arbeitsmaschinen ist die zulässige Beanspruchung der Stützen, an denen Wellenleitungen hängen, entsprechend zu ermäßigen.

6. Kranbahnen.

Tragkraft und Höhenlage der Krane mit vorsichtiger Berücksichtigung aller Erfordernisse des Betriebes in Gegenwart und Zukunft festlegen. Bei längeren

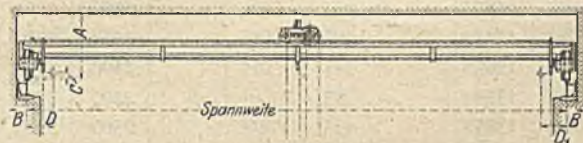


Fig. 52.

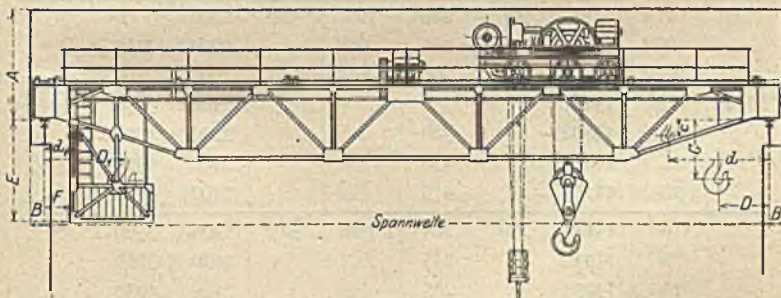


Fig. 53.

Hallen über 80 m und stärkerem Betriebe ist Anordnung von 2 Kranen (selten mehr), die auf derselben Bahn laufen, üblich. Wenn die zu bewältigende Höchstlast nur selten vorkommt, dann sind zwei leichtere Krane zu empfehlen, die in

Tabelle 2.

Handlaufkrane der Deutschen Maschinenfabrik A.-G. in Duisburg.

Tragkraft in kg	Spannweite in m	Maße für das Durchgangsprofil (s. Fig. 52, S. 836)					Radstand in mm	Raddruck in kg	Laufschienenbreite in mm
		mm							
		<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>D</i> ₁			
2000	6	960	180	180	600	400	1600	1400	50
	8	990		210			1700	1500	
	10	1030		250			1800	1725	
	12	1080		300			1900	1950	
	14	1120		340			2000	2200	
	16	1170		390			2100	2400	
	18	1210		430			2200	2700	
3000	6	1030	190	175	650	400	1700	1900	50
	8	1080		225			1800	2050	
	10	1110		255			1900	2300	
	12	1185		330			2000	2550	
	14	1225		370			2100	2800	
	16	1275		420			2200	3050	
	18	1315		460			2300	3300	
4000	6	1135	190	205	700	450	1800	2400	55
	8	1185		255			1900	2600	
	10	1215		295			2000	2900	
	12	1265		345			2100	3100	
	14	1305		385			2200	3425	
	16	1355		435			2300	3700	
	18	1395		475			2400	3950	
5000	6	1210	200	210	725	500	1800	3000	55
	8	1260		260			1900	3125	
	10	1290		290			2000	3500	
	12	1340		340			2100	3750	
	14	1380		380			2200	4000	
	16	1430		430			2300	4300	
	18	1470		470			2400	4550	
6000	6	1315	210	205	750	525	1900	3500	60
	8	1365		255			2000	3700	
	10	1395		285			2100	4050	
	12	1445		330			2200	4350	
	14	1490		375			2300	4650	
	16	1545		430			2400	4900	
	18	1585		470			2500	5150	

Tabelle 2.

Handlaufkrane der Deutschen Maschinenfabrik A.-G. in Duisburg.

Tragkraft in kg	Spannweite in m	Maße für das Durchgangsprofil (s. Fig. 52, S. 836.) mm					Radstand in mm	Raddruck in kg	Laufschienenbreite in mm
		A	B	C	D	D ₁			
7 500	6	1395	220	210	750	525	1900	4250	60
	8	1445		260			2000	4525	
	10	1475		290			2100	4900	
	12	1525		340			2200	5200	
	14	1575		390			2300	5500	
	16	1635		445			2400	5800	
	18	1685		495			2500	6100	
10 000	6	1460	230	290	800	550	2000	5600	65
	8	1510		340			2100	5900	
	10	1540		370			2200	6200	
	12	1595		425			2300	6500	
	14	1645		475			2400	6900	
	16	1700		530			2500	7300	
	18	1740		570			2600	7550	
12 500	6	1600	240	270	900	600	2050	6800	65
	8	1650		320			2150	7200	
	10	1680		350			2250	7600	
	12	1740		410			2350	8000	
	14	1790		455			2450	8400	
	16	1850		515			2550	8600	
	18	1900		565			2650	9000	
15 000	6	1715	250	270	1000	650	2150	8300	70
	8	1765		320			2250	8650	
	10	1825		380			2350	9150	
	12	1885		440			2450	9550	
	14	1935		490			2550	9850	
	16	2050		605			2650	10100	
	18	2100		655			2750	10400	
20 000	6	2045	250	300	1100	700	2400	10450	70
	8	2105		360			2400	11100	
	10	2165		405			2450	11700	
	12	2300		540			2500	12150	
	14	2350		590			2600	12500	
	16	2450		690			2700	12850	
	18	2500		740			2800	13250	

Tabelle 3. Elektrische Laufkrane der

Tragkraft in Tonnen	Spannweite in m	Arbeitsgeschwindigkeiten für die Minute und Motorstärken								Gewicht des kompl. Krans	
		Heben		Hilfsheben		Katzefahren		Kranfahren		ohne Hilfshub kg	mit Hilfshub kg
		m	PS	m	PS	m	PS	m	PS		
5	10	7,5	12			30	1,8	125	10	10000	
	12	115	.	11000	
	14	105	.	12000	
	16	100	.	13000	ohne
	18	.	.		ohne	.	.	95	.	14100	
	20	.	.		Hilfshub	.	.	90	.	15500	Hilfs-
	22	90	.	17000	hub
	24	85	.	18500	
	26	80	.	20200	
	28	75	.	21900	
30	70	.	23700		
7,5	10	7,5	19			30	2,8	100	10	11200	
	12	95	.	12200	
	14	90	.	13400	
	16	85	.	14400	ohne
	18	.	.		ohne	.	.	80	.	15800	
	20	.	.		Hilfshub	.	.	75	.	17200	Hilfs-
	22	75	.	19100	hub
	24	70	.	20900	
	26	70	.	22500	
	28	65	.	24500	
30	60	.	26600		
$\frac{10}{3}$	10	9,0	28	13	12	30	3,8	110	14	13000	15000
	12	105	.	14000	16100
	14	100	.	15100	17300
	16	95	.	16500	18700
	18	90	.	18000	20200
	20	85	.	19600	21800
	22	85	.	21600	23900
	24	80	.	23600	25800
	26	75	.	25600	27700
	28	70	.	27600	30000
30	65	.	30000	32200	
$\frac{12,5}{3}$	10	7,0	28	13	12	30	4,5	100	14	13800	16000
	12	95	.	15000	17100
	14	90	.	16300	18500
	16	85	.	17800	20000
	18	80	.	19400	21600
	20	75	.	21100	23400
	22	75	.	23300	25500
	24	70	.	25200	27500
	26	70	.	27400	29600
	28	65	.	29600	32000
30	65	.	32000	34400	

Deutschen Maschinenfabrik A.-G. in Duisburg.

Maße für das Durchgangsprofil und Hauptabmessungen der Krane in mm													Sp.- W. in m	
(s. Fig. 53, S. 836)														
A	B	C	$\frac{D}{D_1}$		E	F	G	c	d	d ₁	Rad- stand mm	max. Rad- druck pro Kran- laufrad kg	Lauf- schienen- breite 1-3 mm	
			mit Hilfshub	ohne Hilfshub										
1600	200	400		<u>850</u>	2000	400	—	—	—	—	2400	6000	50	10
.	.	.		<u>750</u>	2200	6300	.	12
.	.	.		.	2400	2600	6500	.	14
.	.	.	ohne	.	2600	6800	.	16
.	.	.		.	2800	2800	7100	.	18
.	.	.	Hilfs- hub	.	3000	3000	7400	.	20
1700	.	300		.	3200	3200	7800	55	22
.	.	.		.	3400	3400	8100	.	24
.	.	.		.	3600	3600	8500	.	26
.	.	.		.	3800	3800	8900	.	28
.	.	.		.	4000	4000	9300	.	30
1700	220	400		<u>900</u>	2000	400	—	—	—	—	2600	7500	50	10
.	.	.		<u>800</u>	2200	7800	.	12
.	.	.		.	2400	8100	.	14
.	.	.	ohne	.	2600	8400	.	16
.	.	.		.	2800	2800	8800	.	18
.	.	.	Hilfs- hub	.	3000	3000	9100	.	20
1800	.	300		.	3200	3200	9500	55	22
.	.	.		.	3400	3400	10000	.	24
.	.	.		.	3600	3600	10300	.	26
.	.	.		.	3800	3800	10700	.	28
.	.	.		.	4000	4000	11300	.	30
1800	230	400	<u>900</u>	<u>900</u>	2000	400	750	200	1650	650	2800	9000	55	10
.	.	.	<u>1400</u>	<u>900</u>	2200	9300	.	12
.	2400	9700	.	14
.	.	.		.	2600	10000	.	16
.	.	.		.	2800	10400	.	18
.	.	.		.	3000	3000	10800	.	20
1900	.	300		.	3200	.	.	100	.	.	3200	11300	60	22
.	.	.		.	3400	3400	11800	.	24
.	.	.		.	3600	3600	12200	.	26
.	.	.		.	3800	3800	12800	.	28
.	.	.		.	4000	4000	13400	.	30
1900	240	400	<u>950</u>	<u>950</u>	2000	400	800	200	1750	650	3000	10300	55	10
.	.	.	<u>1450</u>	<u>1000</u>	2200	10700	.	12
.	.	.		.	2400	11100	.	14
.	.	.		.	2600	11500	.	16
.	.	.		.	2800	12000	.	18
.	.	.		.	3000	12500	.	20
2000	.	300		.	3200	.	.	100	.	.	3200	13000	60	22
.	.	.		.	3400	3400	13500	.	24
.	.	.		.	3600	3600	14000	.	26
.	.	.		.	3800	3800	14500	.	28
.	.	.		.	4000	4000	15100	.	30

Tabelle 3. Elektrische Laufkrane der

Tragkraft in Tonnen	Spannweite in m	Arbeitsgeschwindigkeiten für die Minute und Motorstärken								Gewicht des kompl. Krans	
		Heben		Hilfsheben		Katzefahren		Kraufahren		ohne Hilfshub kg	mit Hilfshub kg
		m	PS	m	PS	m	PS	m	PS		
$\frac{15}{3}$	10	8,8	44	13	12	30	5	110	20	16200	18300
	12	105	.	17600	19700
	14	100	.	19100	21200
	16	95	.	20700	22900
	18	90	.	22400	24600
	20	85	.	24500	26600
	22	85	.	26500	28700
	24	80	.	28500	30800
	26	80	.	30800	33000
	28	75	.	33200	35400
30	75	.	36000	38000	
$\frac{20}{5}$	10	6,6	44	12	19	30	7	105	20	18500	21000
	12	100	.	20000	22500
	14	95	.	21500	24100
	16	90	.	23500	26000
	18	85	.	25500	28000
	20	80	.	27500	30000
	22	80	.	30200	32800
	24	75	.	32500	35000
	26	70	.	35000	37500
	28	65	.	37500	40000
30	65	.	40000	42800	
$\frac{25}{5}$	10	5,4	44	12	19	30	9	105	24	20100	23000
	12	100	.	21800	24600
	14	95	.	23500	26500
	16	90	.	25500	28500
	18	85	.	27600	30500
	20	80	.	29600	32700
	22	80	.	32600	35500
	24	75	.	35000	38000
	26	70	.	37300	40500
	28	65	.	40000	43200
30	65	.	43000	46200	
$\frac{30}{7,5}$	10	4,4	44	11,5	28	30	10	100	32	22900	26000
	12	95	.	24500	27800
	14	95	.	26500	29600
	16	90	.	28500	31600
	18	90	.	30700	34000
	20	85	.	33000	36200
	22	85	.	35300	38600
	24	80	.	38000	41000
	26	80	.	40700	44000
	28	75	.	43500	47000
30	75	.	46700	50000	

Deutschen Maschinenfabrik A.-G. in Duisburg.

Maße für das Durchgangsprofil und Hauptabmessungen der Krane in mm														Sp. W. in m
(s. Fig. 53, S. 836)														
A	B	C	$\frac{D}{D_1}$		E	F	G	e	d	d ₁	Rad- stand mm	max. Rad- druck pro Kran- laufrad kg	Lauf- schle- nen- breite 1—3 mm	
			mit Hilfshub	ohne Hilfshub										
2100	250	400	1000	1000	2200	500	850	200	1850	650	3200	12200	55	10
.	.	.	1500	1100	2300	12600	.	12
.	2400	13100	.	14
.	2500	13500	.	16
.	2600	14000	.	18
.	2800	14600	.	20
2200	.	300	.	.	3000	.	100	15200	60	22
.	3200	3400	15700	.	24
.	3400	3600	16200	.	26
.	3600	3800	16800	.	28
.	3800	4000	17400	.	30
2150	275	500	1050	1050	2200	600	900	300	1950	650	3400	15300	65	10
.	.	.	1550	1100	2300	15700	.	12
.	2400	16000	.	14
.	2500	16600	.	16
.	2600	17200	.	18
.	2800	17800	.	20
2250	.	400	.	.	3000	.	200	18500	.	22
.	3200	19100	.	24
.	3400	3600	19700	.	26
.	3600	3800	20300	.	28
.	3800	4000	20900	.	30
2200	275	600	1100	1100	2200	600	950	300	2050	650	3800	17800	65	10
.	.	.	1600	1150	2300	18400	.	12
.	2400	19000	.	14
.	2500	19500	.	16
.	2600	20100	.	18
.	2800	20700	.	20
2300	.	500	.	.	3000	.	200	21400	.	22
.	3200	22100	.	24
.	3400	22800	.	26
.	3600	23500	.	28
.	3800	4000	24200	.	30
2300	300	700	1200	1200	2200	600	1050	400	2250	650	4000	20600	75	10
.	.	.	1700	1150	2300	21300	.	12
.	2400	22000	.	14
.	2500	22700	.	16
.	2600	23400	.	18
.	2800	24100	.	20
2400	.	600	.	.	3000	.	300	24800	.	22
.	3200	25400	.	24
.	3400	26100	.	26
.	3600	26800	.	28
.	3800	27600	.	30

Tabelle 3. Elektrische Laufkrane der

Tragkraft in Tonnen	Spannweite in m	Arbeitsgeschwindigkeiten für die Minute und Motorstärken								Gewicht des kompl. Krans	
		Heben		Hilfsheben		Katzefahren		Kranfahren		ohne Hilfshub kg	mit Hilfshub kg
		m	PS	m	PS	m	PS	m	PS		
40 7,5	10	4,2	56	11,5	28	30	12	95	37	27400	30800
	12	90	.	29400	32800
	14	90	.	31600	35100
	16	85	.	33900	37400
	18	85	.	36300	39700
	20	80	.	38600	42000
	22	80	.	41500	45000
	24	75	.	44300	47900
	26	75	.	47100	50700
	28	70	.	50200	53800
30	70	.	53500	57000	
50 10	10	3,3	56	13	44	26	14	90	42	32000	36900
	12	85	.	33800	38900
	14	85	.	36100	41100
	16	80	.	38600	43700
	18	80	.	41400	46500
	20	75	.	44200	49300
	22	75	.	47800	53000
	24	70	.	51000	56000
	26	70	.	54800	60000
	28	65	.	58800	64000
30	65	.	62800	68000	
60 10	10	3,3	66	13	44	22	14	85	48	36800	42300
	12	80	.	39200	41600
	14	80	.	42000	47300
	16	75	.	44800	50300
	18	75	.	48000	53300
	20	75	.	51500	57000
	22	70	.	55400	61000
	24	70	.	59400	65000
	26	65	.	64000	69500
	28	65	.	68800	74200
30	65	.	73500	79000	
75 15	10	2,6	66	9	44	18	14	80	58	42300	48300
	12	75	.	45200	51200
	14	75	.	48200	54400
	16	70	.	52200	58200
	18	70	.	56200	62300
	20	70	.	60300	66400
	22	70	.	65300	71600
	24	65	.	70300	76600
	26	65	.	75500	81600
	28	60	.	81200	87300
30	60	.	86800	93000	

Deutschen Maschinenfabrik A.-G. in Duisburg.

Maße für das Durchgangsprofil und Hauptabmessungen der Krane in mm
(s. Fig. 53, S. 836)

A	B	C	D		E	F	G	c	d	d ₁	Rad- stand mm	max. Rad- druck pro Kran- laufrad kg	Lauf- schien- nen- breite 1—3 mm	Sp- W. in m
			mit Hilfshub	ohne Hilfshub										
2500	325	750	<u>1300</u>	<u>1300</u>	2200	600	1150	400	2450	700	4000	26400	75	10
.	.	.	<u>1850</u>	<u>1400</u>	2200	27200	.	12
.	2200	28000	.	14
.	2300	28800	.	16
.	2400	29600	.	18
.	2600	30400	.	20
2600	.	650	.	.	2800	.	.	300	.	.	.	31200	.	22
.	3000	32000	.	24
.	3200	32700	.	26
.	3400	33500	.	28
.	3600	34300	.	30
2600	350	800	<u>1400</u>	<u>1400</u>	2200	600	1150	400	2550	900	4200	31800	90	10
.	.	.	<u>2050</u>	<u>1500</u>	2200	32800	.	12
.	2200	33700	.	14
.	2300	34800	.	16
.	2400	35700	.	18
.	2600	36700	.	20
2700	.	700	.	.	2800	.	.	300	.	.	.	37500	100	22
.	3000	38400	.	24
.	3200	39400	.	26
.	3400	40300	.	28
.	3600	41300	.	30
2800	375	900	<u>1450</u>	<u>1450</u>	2200	600	1550	500	3000	1100	4400	37300	100	10
.	.	.	<u>2650</u>	<u>1550</u>	2200	38400	.	12
.	2300	39500	.	14
.	2400	40700	.	16
.	2600	41900	.	18
.	2600	43100	.	20
2900	.	800	.	.	2800	.	.	400	.	.	.	44300	110	22
.	3000	45400	.	24
.	3000	46500	.	26
.	3200	47700	.	28
.	3400	48800	.	30
3000	400	1000	<u>1500</u>	<u>1500</u>	2200	600	1600	500	3100	1150	4600	45000	110	10
.	.	.	<u>2750</u>	<u>1600</u>	2200	46700	.	12
.	2300	48400	.	14
.	2400	50000	.	16
.	2600	51300	.	18
.	2600	52600	.	20
3100	.	900	.	.	2800	.	.	400	.	.	.	54000	120	22
.	2800	55400	.	24
.	3000	56700	.	26
.	3200	58200	.	28
.	3300	59700	.	30

der Regel für sich allein, im Ausnahmefalle gekuppelt, arbeiten. Da zwei auf gleicher Bahn laufende Krane sich gegenseitig behindern, so kommen auch übereinanderliegende Kranbahnen vor, die aber hohe Hallen benötigen. Neuerdings unterstützt man gerne die Laufkrane durch darunter arbeitende Konsollaufkrane, wobei mit kleinerer Nutzhöhe das Auslangen gefunden wird, da die

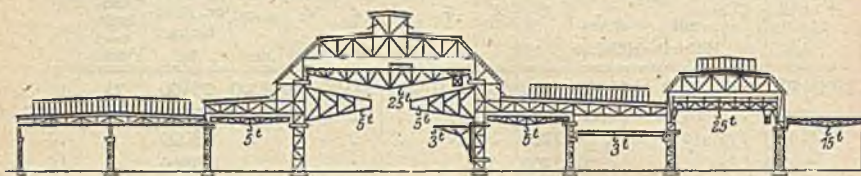


Fig. 54.

Last zwischen den Konsollaufkranen durchfährt (Gießereien, Maschinenwerkstätten, Brückenbauanstalten). Konsollaufkrane erfordern mehr Material in den Laufbahnen und übertragen oft ungünstig wirkende Kräfte auf das Hallen-

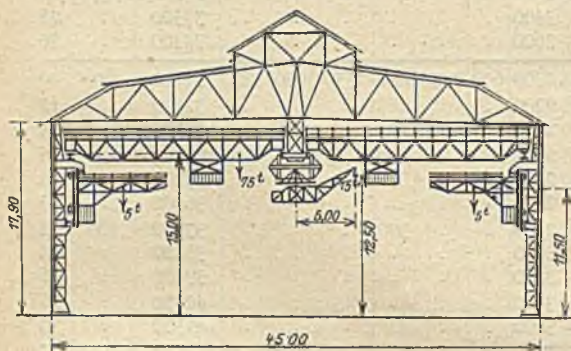


Fig. 55.

gespärre, außerdem federn sie stark. Zur Bedienung von Maschinen und Maschinengruppen dienen häufig feste Schwenkkrane. Als Grundsatz für die Anordnung von Förderanlagen gelte die Regel: Leichte Arbeitsstücke bringe man an die Maschine heran; sind die Werkstücke schwerer als die Maschine, dann bringe man diese an das Arbeitsstück.

Handlaufkrane.

Nur für kleinere Lasten, bei seltener Verwendung (bis etwa 20 t; Maschinenhäuser). Antrieb meistens vom Fabrikflur aus mittels Handketten. Bei stärkerer Benützung besser durch Kurbeln von der Laufbühne aus. Über Raddrücke und Lichtraumprofil siehe Tabelle 2.

Elektrische Laufkrane. Für gleichmäßige andauernde Benützung. Bei höheren Nutzlasten ist die Katze zweckmäßig noch mit Hilfswindwerk auszurüsten. Meist Dreimotorenkrane in Verwendung; für Kranfahren, Katzenfahren und Heben je ein Motor. Raddrücke und Lichtraumprofil Tabelle 3. Bei Sonderausführungen (z. B. Hüttenwerkskrane) bei Kranfirmen vor der Bauentwerfungsverfassung anzufragen.

Beispiele: Eisengießerei der Maschinenfabrik Eßlingen in Eßlingen. Fig. 54. Die 22 m weite Mittelhalle, zur Herstellung großer und mittlerer Gußstücke, enthält 2 Laufkrane von je 25 t Tragkraft und beiderseits je einen fahrbaren Wanddrehkran von 5 t Tragkraft. Außerdem noch drei feststehende Drehkrane. Die beiden rechts liegenden Nebenhallen, in denen kleinerer Guß hergestellt wird, sind mit 2×5 t- bzw. 1×3 t-Kranen ausgerüstet. Die folgende Halle beherbergt die Putzerei und wird von einem 25 t-Kran bestrichen. Das an die Mittelhalle links anschließende Feld enthält die Kernmacherei, dort arbeitet ein 5 t-Kran.

Fig. 10, S. 716, zeigt die Kranausrüstung der Brückenbauwerkstatt der Maschinenfabrik Humboldt in Köln-Kalk. Der großen Hallenbreite wegen wurden zwei nebeneinanderliegende Kranstraßen, deren Mittelbahnen an den Bindern hängen, angeordnet. Insgesamt sind 4 Krane von 10 bzw. 5 t Tragkraft vorhanden. Letztere haben Kragarme, um den zwischen den beiden Arbeitsstraßen liegenden toten Raum bestreichen und Arbeitsstücke von der einen Hallenseite in den Bereich der anderen Kranstraße bringen zu können.

Fig. 55. Ähnliche Anordnung für eine Gießereianlage. Nur läuft an der Mittelkranbahn noch ein Schwenkkrane von 10 t Hubkraft, der den mittleren Streifen der Halle beherrscht.

Fig. 56. Werkstättenprofil mit hochgelegtem Laufkran der Mittelhalle. Die Katze läuft zwischen den Kranbrückenträger, wodurch an Hallenhöhe gespart wird.

Fig. 57. Bemerkenswerte Anordnung im Werk der American Bridge Co. in Ambridge. Die rund 182 m langen Werkstättenhallen werden quer zu ihrer Längsrichtung durch eine Gruppe nebeneinanderlaufender Krane von 10 t Hubkraft bestrichen. Die Laufkrane hängen sämtlich an der Dachkonstruktion. Die 30,5 m breite Querhalle enthält zwei Stück 40 t-Krane.

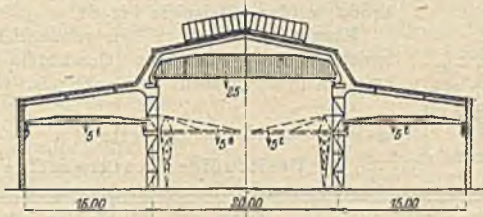


Fig. 56.

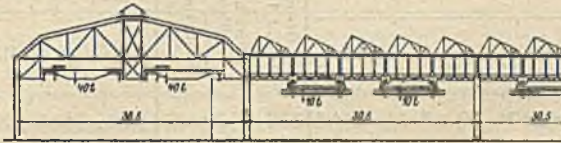


Fig. 57.

Kranlaufbahnen, in der Überzahl der Fälle aus genieteten und gewalzten Trägern, nur bei großer Stützenentfernung Fachwerkträger, die meist als Dach-



Fig. 58.

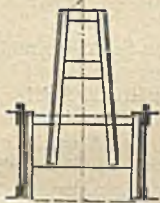


Fig. 59.

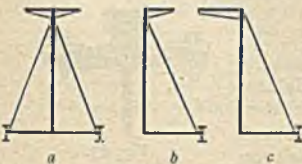


Fig. 60.

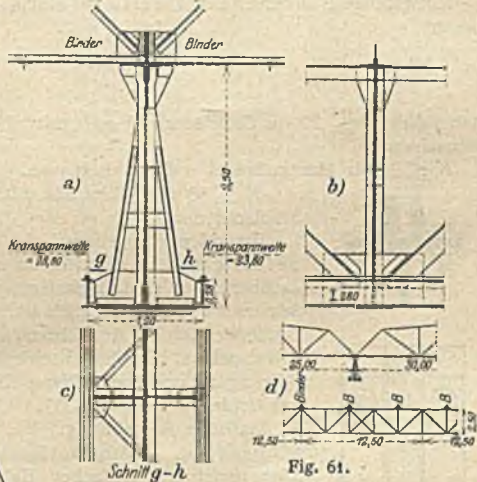
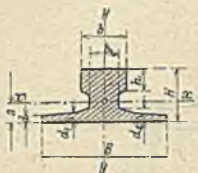


Fig. 61.

unterzug dienen. Die Obergurte haben Seitenkräfte des fahrenden Krane aufzunehmen, deshalb sind sie durch Aufnieten von breiten Lamellen, flach liegenden \square -Eisen oder durch

eigene Flachverbände genügend seitensteif zu machen, wenn nicht breitflanschtige Gray-Profile verwendet werden (Fig. 58a—c). Bei Mittelkranbahnen Obergurte durch Streben zu einem Bremsverband vereinigen (Fig. 59). Zwischen die Tragwände setzt man zweckmäßig die Binderstützen. Bei großen Ständerentfernungen

(Hüttenwerke), wo Fachwerkträger notwendig, häufig Dreiwandträger (Rippelträger) nach Fig. 60a—c. Die im Querschnitt starkgezeichneten Linien entsprechen drei Fachwerksscheiben, die gegenüber den durch die Laufbahnen übertragenen Kräften als räumliches Ganze wirken. Besonders dort vorteilhaft, wo durch Konsolkrane bedeutende wagerechte Kräfte geübt werden. Beispiel: Fig. 61.



Kranbahnschienen. Selten gewöhnliche Eisenbahnschienen, meist Flacheisen (Quadratischeisen) oder Laufkranschienen (Aachen, Burbach u. a.) siehe Tabelle 4.

Tabelle 4.

Breitfüßige Laufkranschienen.

Profil-Nr.	Abmessungen in mm								Gewicht für 1 m kg	Querschnittsfläche qcm	Schwerpunktsabstand cm	Trägheitsmoment		Widerstandsmom.	
	B	H	b	b ₁	h	d	d ₁	d ₂				J _x	J _y	W _x	W _y
1	125	55	45	24	20	8	11	14,5	22,5	28,7	2,27	94,05	182,4	29,1	29,2
2	150	65	55	31	25	9	12,5	17,5	32,2	41,0	2,68	180,4	352,6	47,2	47,0
3	175	75	65	38	30	10	14	20	43,8	55,8	3,06	328,6	646,1	74,0	73,8
4	200	85	75	45	35	11	15,4	22	57,0	72,6	3,52	523,4	988,7	105,1	98,9

Notwendige Schienenkopfbreite bei einem Raddruck R und Raddurchmesser D

$$b = \frac{R}{Dk},$$

man wähle $K \leq 20$ für Gußeisenräder oder mittelharte Stahlgußräder auf Flußeisenschienen

$K \leq 30$ für Hartgußräder auf Stahlschienen.

$K \leq 50$ für Räder aus mittelhartem Schmiedestahl auf Stahlschienen.

Besonderes Augenmerk ist der sorgfältigen Schienenbefestigung zu widmen, da meist erhebliche Seitenkräfte zu übertragen sind. Befestigung derart, daß Ausrichten der Schienen für sich möglich ist. Vernieten derselben, wegen Unmöglichkeit des Ausrichtens und schwieriger Auswechslung zu vermeiden. Flacheisenschienen-Befestigung nach Fig. 62. Befestigung von breitfüßigen Kranbahnschienen nach Fig. 63.

Statische Berechnung. Die Berechnung des Kranbahnträgers erfolgt meist als einfacher Balken, neuerdings aus wirtschaftlichen Gründen als durchgehender statisch unbestimmter Balken. Einschaltung von Gelenken (Gerberträger) nicht zu empfehlen, da möglichst stoßfreies Fahren anzustreben.

a) Einfacher Balken. Ungünstigste Laststellung für zwei gleiche Einzellasten. Fig. 64.

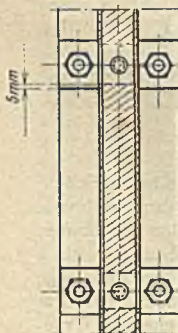


Fig. 62.



Fig. 63.

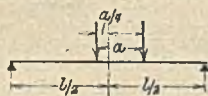


Fig. 64.

$$M_{\max} = \frac{Rl}{2} \left(1 - \frac{a}{2l}\right)^2$$

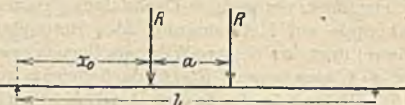
ist

$$\frac{a}{l} > 0,586,$$

so ist $\max M = \frac{1}{4} Rl$, wobei ein Rad in Trägermitte steht.

b) Durchlaufender Balken. In der Regel gleichbleibende Feldweiten. Die absolut größten Momente im ersten und zweiten Felde sowie über der vorletzten und zweitletzten Stütze für verschiedene Verhältnisse von $a:l$ gibt die Tabelle 5.

Tabelle 5. Größte Stütz- und Feldmomente sowie Stützdrucke im durchlaufenden Balken (Kranbahnen), hervorgerufen durch zwei gleiche wandernde Einzellasten R mit den Festabstände a !).



$\frac{a}{l}$	Stützenmomente				Feldmomente				Stützen- drücke	
	$\frac{x_0}{l}$	M_1	$\frac{x_0}{l}$	M_2	Erstes Feld		Zweites Feld		A_0	A_1
					$\frac{x_0}{l}$	$M^{(1)}_{x_0}$	$\frac{x_0}{l}$	$M^{(2)}_{x_0}$		
0	0,578	0,206 Rl	0,616	0,172 Rl	0,437	0,409 Rl	0,495	0,345 Rl	2,000 R	2,000 R
0,05	0,552	0,206 „	0,590	0,172 „	0,417	0,396 „	0,489	0,321 „	1,937 „	1,975 „
0,10	0,525	0,201 „	0,563	0,171 „	0,407	0,364 „	0,484	0,299 „	1,874 „	1,946 „
0,15	0,497	0,201 „	0,534	0,168 „	0,398	0,343 „	0,479	0,279 „	1,811 „	1,913 „
0,20	0,469	0,197 „	0,504	0,164 „	0,389	0,323 „	0,474	0,261 „	1,749 „	1,877 „
0,25	0,439	0,192 „	0,472	0,159 „	0,380	0,304 „	0,470	0,243 „	1,687 „	1,842 „
0,30	0,408	0,186 „	0,438	0,153 „	0,372	0,287 „	0,466	0,226 „	1,627 „	1,803 „
0,35	0,375	0,179 „	0,402	0,147 „	0,366	0,271 „	0,462	0,212 „	1,568 „	1,768 „
0,40	0,342	0,170 „	0,365	0,139 „	0,361	0,256 „	0,458	0,200 „	1,510 „	1,723 „
0,45	0,307	0,161 „	0,323	0,131 „	0,357	0,242 „	0,455	0,190 „	1,454 „	1,675 „
0,50	0,275	0,160 „	0,288	0,123 „	0,351	0,229 „	0,453	0,180 „	1,399 „	1,630 „
0,55	0,240	0,167 „	0,253	0,115 „	0,345	0,218 „	0,450	0,172 „	1,347 „	1,582 „
0,60	0,205	0,172 „	0,218	0,107 „	0,348	0,208 „	0,408	0,165 „	1,297 „	1,532 „
0,65	0,170	0,176 „	0,183	0,100 „	0,350	0,199 „	0,409	0,159 „	1,249 „	1,480 „
0,70	0,135	0,180 „	0,148	0,100 „	0,354	0,191 „	0,410	0,155 „	1,204 „	1,430 „
0,75	0,100	0,181 „	0,113	0,100 „	0,357	0,185 „	0,411	0,151 „	1,162 „	1,378 „
0,80	0,075	0,182 „	0,078	0,100 „	0,361	0,180 „	0,413	0,148 „	1,123 „	1,323 „
0,85	0,050	0,181 „	0,043	0,100 „	0,368	0,177 „	0,414	0,146 „	1,087 „	1,268 „
0,90	0,032	0,180 „	0,018	0,100 „	0,374	0,174 „	0,416	0,145 „	1,054 „	1,213 „
0,95	0,017	0,178 „	0,003	0,100 „	0,386	0,173 „	0,418	0,145 „	1,025 „	1,157 „
1,00	0,487	0,174 „	0,499	0,159 „	0,392	0,173 „	0,420	0,145 „	1,000 „	1,100 „

Für zwischenliegende Werte von $\frac{a}{l}$ ist geradlinig einzuschalten.

Beispiel: 10-feldrige Kranbahn für einen 10-Tonnen-Kran. Feldweite $l = 8,00$ m, Raddruck $R = 9,30$ t, Radstand $a = 2,80$ m. Es ist $\frac{a}{l} = \frac{280}{800} = 0,35$, $Rl = 9,30 \cdot 8,00 = 74,40$ mt. Man findet aus Tafel 5:

Stützmomente: $M_1 = 0,179 \cdot 74,40 = 13,318$ mt, $M_2 = 0,147 \cdot 74,40 = 10,937$ mt.

Feldmomente: $M^{(1)} = 0,271 \cdot 74,40 = 20,162$ mt, $M^{(2)} = 0,212 \cdot 74,40 = 15,773$ mt.

Stützdrucke: $A_0 = 1,568 \cdot 9,30 = 14,58$ t, $A_1 = 1,768 \cdot 9,30 = 16,44$ t.

In den übrigen Mittelfeldern kann das Feldmoment gleich $M^{(2)}$ gesetzt werden. Ebenso sind die Stützdrucke und Stützdrucke für mittlere Stützen gleich M_2 bzw. A_1 zu setzen.

7. Dächer.

Allgemeines über Dächer und über Hallendächer in Holz siehe Hochbaukunde, S. 583 u. 592. Über Sparren, Pfetten, Binder siehe Eisenhochbau S. 683. Verschiedene Binderformen im Zusammenhange mit der sonstigen Querschnittsgestaltung

1) Aus Bleich, Einflußlinien und Größtmomente statisch unbestimmter durchlaufender Balken mit besonderer Rücksichtnahme auf die Berechnung von Kranlaufbahnen. Eisenbau 1910. Siehe auch Baustatik S. 4592.

zeigen die Fig. 7—43. Bei einschiffigen Hallen Mansardendachform zu empfehlen. Mansarden mit Glas eingedeckt (Fig. 8, 9, 10, 13 u. 19). Bei zweischiffigen Hallen Dachform womöglich nach Fig. 28, Fig. 25 u. 26 weniger gut, da Zwischenrinnen nach Schneefall schwer dicht zu halten. Für dreischiffige Hallen am besten Mansarddach in der Mittelhalle und beiderseits flache Pultdächer. Fig. 32 u. 35 oder auch einfaches Satteldach nach Fig. 34. Bei vielschiffigen Hallen häufig noch Sägedach in Verwendung, besser aber die Lösungen Fig. 40—43.

Dachdeckung. Siehe auch Hochbaukunde, S. 602. Möglichst fugenlose Dachdeckung, um geringe Dachneigung zu erzielen. Wellblech auf Eisenpfetten, Dachpappe auf Holzschalung oder Betonplatte (Bimsbeton), Holzzementdach (schwer) dort, wo bessere Wärmeisolierung erwünscht. Für stärkere Dachneigung (von 1:4 angefangen) Eternitdach (leicht) zu empfehlen.

Wellblechdach. In der Regel nicht zu empfehlen. Vorteile: Geringes Gewicht, einschließlich Pfetten 20—25 kg/qm. Nachteile: Leichte Zerstörbarkeit durch Rost, trotz Anstrich oder Verzinkung, insbesondere an den Nietstellen, wird von Rauchgasen (Schmiedefeuer) leicht angegriffen. Schlechte Wärmeisolierung, wirkt schallverstärkend, daher in Brückenbauanstalten, Kesselschmieden nicht am Platze.

Dachpappendeckung auf Holzschalung. Am häufigsten verwendet, weil leicht und billig. Dachpappe nur in doppelten Lagen, obere Lage mit eingepreßtem Kies, Holzschalung 2,5 cm stark. Das Pappdach erlaubt sehr geringe Neigungen (bis 1:10), und ist sehr haltbar. Auch bei Gießereien in der Nähe des Kupolofenhauses zu verwenden. Wärmeisolierung mangelhaft. Wenn notwendig an der Schalungsunterseite Korksteinplatten 5 cm stark annageln.

Betondach. Eisenbewehrte Betonplatten von 6—8 cm Stärke auf eisernen Pfetten (1,5 m bis 2,5 m) Abstand. Durch mäßig guten Wärmeschutz gekennzeichnet (Schweißwasserbildung). Entweder an Ort und Stelle gestampft oder in einzelnen Tafeln (Zementdielen) verlegt. Im letzteren Falle um Eigengewicht zu verringern, ausgesparte Hohlräume. Mit doppelter Dachpappe abgedeckt. Gesimse, Rinnen und Oberlichtabschlüsse in Beton. Eigengewicht bedeutend. Besser Bimsbetondach (Gewicht 80 kg/qm). Ausführung ebenfalls in gestampften Platten oder durch Verlegen fertiger Platten — meist mit Hohlräumen. (Kassettenplatten der Firma Friedr. Remy Nachfolger in Neuwied a. Rh. 45 kg/qm für 2 m Pfettenentfernung.)

Holzzementdach. Gut wärmehaltig, im Sommer kühl, aber sehr schwer, daher teure Tragkonstruktion. Nur bei engen Säulenstellungen oder kleinen Spannweiten zu empfehlen. Für Spinnereien, Webereien, Tischlerwerkstätten u. a. besser Eisenbetondach mit innerer Korkschalung.

Falzziegeldach. In Ofenhäusern, Stahlwerken u. a. häufig verwendet. Am besten auf eisernen Latten (Winkelisen 35 · 35 · 4) verlegt. Dachneigung nicht unter 1:2,50, was als Hauptnachteil dieser Eindeckungsart zu betrachten ist, da bei mehrschiffigen Hallen Satteldächer mit Zwischenrinnen notwendig werden. Eigengewicht einschließlich Latten 50 kg/qm Dachfläche.

Eternitdach. Eternit (Asbestschiefer) in 3—4 mm starken Platten auf Holzschalung verlegt. (Manchmal noch Dachpappeisolierung.) Vollständig feuersichere und leichte Eindeckung. Gewicht einschließlich Schalung 2,5 cm stark, 40 kg/qm Dachfläche. Dachneigung 1:4 oder steiler.

8. Oberlichte und Fenster.

Verteilung der Lichteinfallflächen (Fenster und Oberlichte) gleichmäßig über



Fig. 65.

den zu erleuchtenden Raum. Das Licht soll seitlich oben in den Raum treten. Daher auch Fenster möglichst hoch, wenn tunlich bis zur Traufe führen, am besten bei hohen Hallen durchgehendes Fensterband unterhalb der Traufe, Fig. 65.

Verhältnis der Beleuchtungsfläche zur Grundrißfläche je nach der Art des Betriebes verschieden. In Walzwerken 25 vH. Stahlwerken 30—50 vH., in Gießereien 35 vH., Maschinenwerkstätten, Webereien, Spinnereien 35—45 vH., in Werkstätten für Präzisionsarbeiten 50—60 vH.

Oberlichte. Nur bei Hallenbauart durchführbar. Tunlichst durchgehende Lichtbänder anordnen, daher verglaste Mansardflächen bei ein- und mehrschiffigen Hallen sehr zweckmäßig. Siehe die Beispiele unter 2. Auch Stufendachform zu empfehlen (Fig. 66).

Oberlichte nie in die schwachgeneigte Dachfläche legen, da Schnee liegen bleibt, im Winter daher finster und außerdem schwer dicht zu halten. Neigung der Glasflächen

wenigstens 40° , besser 50° . Wenn Glasmansarden schwer durchführbar, dann Dachreiter quer oder parallel zur Längsrichtung. Oft beide Beleuchtungsarten kombiniert, s. Fig. 9, 10, 35 unter 2. Bei quer zur Längsachse gestellten Oberlichtern (Raupenoberlichte) ist zwischen den einzelnen Bändern genügend breiter Raum zum Ablagern des Schnees zu lassen. Zwischenräume mindestens gleich Oberlichtbreite (Fig. 67). Sägedächer, die gute Beleuchtung geben, wegen der vielen Rinnen heute nicht mehr gerne ausgeführt. Um die Wirkung der Sonnenstrahlung abzuschwächen, streicht man die Gläser im Sommer außen mit Kalkmilch, auch Verwendung von bläulich gefärbten Glas (teuer) anzuraten. In Hüttenwerken, Gießereien, Kesselschmieden, wo viel Staub und Rauchentwicklung herrscht, sind Putzwagen und Putzleitern vorzusehen, um die Glasflächen leicht reinigen zu können.

Zur Verglasung wird meist Drahtglas verwendet, das in Längen bis zu 3,00 m und mehr geliefert wird. Auf genaues Maß bestellen, da Schneiden der Tafeln sehr schwer. Stärken 6—12 mm. Rohgußglas (Schnürlglas) seltener, wegen Bruchgefahr; Drahtnetze unterhalb notwendig. Einzelheiten der Oberlichte siehe Eisenhochbau, S. 699.

Fenster. Bei Bestimmung der Fenstergröße auf vorhandene oder zukünftige Nachbarbauten achten. Abstand zweier Gebäude oder Gebäudetrakte $d \leq h$ siehe Fig. 68. Lichteinfallgrenzlinie höchstens 45° gegen die Wagerechte, tunlichst kleiner. Die Abhängigkeit der Raumtiefe von der Gebäude- oder Geschosshöhe zeigt Fig. 69.

Breite B höchstens gleich $1,5 H$ bei einseitiger Belichtung und $B_1 \leq 3 H$ bei beiderseitiger Belichtung. Fenster daher bis zur Traufe oder Decke führen.

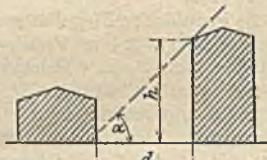


Fig. 68.

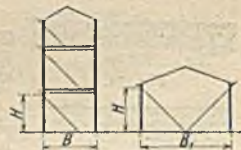


Fig. 69.

Fensterbank in Mehrgeschossbauten gewöhnlich 0,80—1,00 m über Fußboden, da Tiefe B gering. Bei Hallenbauten meist 2 m über Boden. Bei Eisenfachwänden neuerdings häufig Verglasung der ganzen Wand mit Ausnahme eines Sockelstreifens von 1,5—3,0 m Höhe. Beleuchtung ausgezeichnet, z. B. Deutsche Maschinenfabrik A.-G. in Duisburg.

9. Fußböden.

a) Holzfußböden. Beinahe in allen Werkstätten verwendbar. Verhältnismäßig billig und warmhaltend, daher bei den Arbeitern sehr beliebt. Auf Schwellen

16/16 in 0,80—1,00 m Abstand, die in 25—30 cm hoher Schlackenschicht (in einzelnen Lagen aufbringen und walzen) verlegt werden, werden 1—2 Lagen Bohlen genagelt. Je nach Belastung bei einfacher Lage gespundet) 4—6 cm stark, bei zwei (gekreuzten) Lagen unten 3—5 cm stark, oben 2—2,5 cm stark (Spundung nicht unbedingt notwendig). Fig. 70. Letztere Anordnung die wirtschaftlichere, da in der Regel Auswechslung der oberen Lage genügt, an Stelle der Schwellen in Schlacke auch Magerbeton.



Fig. 70.



Fig. 71.

10—13 cm hohen Holzklotze (Hirnholz sichtbar) zu liegen. Ausgießen der 5—8 mm starken Fugen mit Asphalt. Fig. 71.

c) Betonpflaster. Betonplatte 15—25 cm stark (Mischungsverhältnis 1 : 12) mit 2 cm starkem Zementestrich. In der Regel nicht zu empfehlen, insbesondere dort nicht, wo Öle und Schmiermittel in Betracht kommen. Besser ist Abdeckung mit 2—2,5 cm starker Gußasphaltschichte

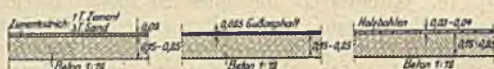


Fig. 72.

(geschmolzener Asphalt mit Kies) oder auch Bohlenbelag 3—4 cm stark, am besten in zwei Kreuzlagen. (Fig. 72.)

d) Lehmschlagboden. Für untergeordnete Werkstätten, Schmieden u. a. Besteht aus ca. 30 cm Lehmschichte in einzelnen feuchten Lagen aufgebracht und gestampft.

10. Zwischendecken.

a) Holzbalkendecke. Für Magazine und kleine untergeordnete Werkstätten (Fig. 73). Verlagsweite der Balken 0,80—1,00 m. Abmessungen derselben und Stärke der Bedielung je nach Belastung. Bohlen nicht unter 3,5 cm. Billigste Deckenart. Bei größerer Belastung oder bedeutender Stützweite verlegt man I-Träger auf 2,5—3,5 m Weite, zwischen denen die Holzbalken mit Bedielung eingesetzt werden (Fig. 73 b).

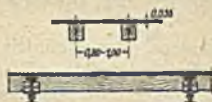


Fig. 73 a und b.



Fig. 74.

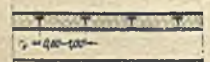


Fig. 75.

Deckenträger dann klein, 60 cm bis 1,00 m. Die Platten werden als frei aufliegende Balken auf Biegung berechnet (3—4 kg/qcm Zugbeanspruchung zulässig).



Fig. 76.

Bei größerer Verlagsweite der Träger (3—4 m) Moniergewölbe.

Hierher gehören noch die Koenensche Voutenplattendecke (Fig. 77). Die Rundeiseneinlagen hängen kettenartig durch, sowie die Bimsbetondecke der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg (Fig. 78), die durch geringes Gewicht ausgezeichnet ist. Armierung ähnlich wie bei Koenen, doch werden statt Rundeisen Bandeisen mit aufgenieteten kleinen Winkeln verwendet.

β) **Rippendecken.** An Stelle der I-Träger oder Holzbalken treten eisenbewehrte Rippen (eigentliche Eisenbetondecke, Plattenbalken). Für die Berechnung dieser Decken sind die betreffenden behördlichen Vorschriften genau zu beachten.

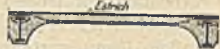


Fig. 77.

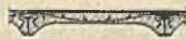


Fig. 78.

11. Triebwerke.

Die Verteilung der zum Antrieb der Arbeitsmaschinen notwendigen Energie kann grundsätzlich in dreifacher Weise erfolgen:

- a) durch Wellenleitungen (Transmissionen),
- b) durch elektrische Kraftübertragung,
- c) durch Luftdruckleitungen.

a) **Wellenleitungen:** In der Regel dort anzuordnen, wo die Arbeitsmaschinen dauernd im Betriebe sind und so aufgestellt werden können, daß die Wellenstränge nicht zu lang und nicht verästelt sind, z. B. Spinnereien. Schwere Maschinen sollen in der Nähe der Energiequelle zur Aufstellung gelangen. Wenn möglich Energiequelle selbst in der Mitte des langen Wellenstranges, um schwächere Wellen zu erzielen. Vielfach Haupt- und Nebenleitungen notwendig. Die einzelnen Wellenstränge sollen für sich abgestellt werden können, um Energieverlust bei Leerlauf zu vermeiden.

Richtung der Wellenleitungen in der Regel parallel zu den Längswänden. Entfernung der Lager 2,00—4,00 m je nach Wellendurchmesser. Bei Austeilung der Säulen, Wandständer oder Mauerpfeiler ist darauf zu achten. Höhe der Wellenleitungen über dem Fußboden, wenn tunlich nicht über 4,5 m, um leicht besichtigen und schmieren zu können. Lagerung der Wellenleitungen meist an den Wänden oder Säulenreihen, häufig aber auch an den Decken (I-Trägerbalken) oder Dachbinder bei niedrigen Hallen. Anbringung der Wellenleitungen in Eisenbetonbauten sehr schwierig, wenn nicht von vornherein entsprechende Vorkehrungen getroffen wurden. Fig. 79 zeigt die in der elektrotechnischen Fabrik von Robert Bosch in Stuttgart getroffene Anordnung. In den Unterzügen aus Eisenbeton wurden gußeiserne Balken mit T-förmigen Schlitzten eingelassen, die an bestimmten Stellen erweitert waren, um die Köpfe der Befestigungsschrauben einbringen zu können.

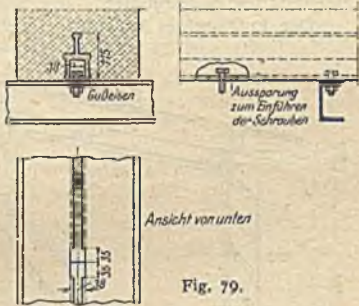


Fig. 79.

In den Unterzügen aus Eisenbeton wurden gußeiserne Balken mit T-förmigen Schlitzten eingelassen, die an bestimmten Stellen erweitert waren, um die Köpfe der Befestigungsschrauben einbringen zu können.

Fig. 80 zeigt die von der Firma L. J. Ettinger, Karlsruhe, in den Handel gebrachte gußeiserne Dübelhülse D.R.P., die an passenden Stellen einbetoniert werden.

Vielfach liegen die Wellenleitungen auch in unterirdischen Kanälen, 1—1,5 m breit, 2 m hoch (Holzbearbeitungswerkstätten). Vorteile dieser Anlagen sind das Freibleiben der Arbeitsräume von Leitungen und Riemenzügen, da der Antrieb der Maschinen von unten aus erfolgt. Auch größere Sicherheit gegen Unfälle vorhanden. Nachteile, schwierigere Besichtigungsmöglichkeit und leichteres Verschmutzen der Wellenleitungen.



Fig. 80.

b) **Elektrische Kraftübertragung.** Für größere Anlagen meist wirtschaftlicher, insbesondere dann, wenn einzelne Arbeitsmaschinen mit großem Energieverbrauch mit langen Unterbrechungen arbeiten (Maschinenfabriken, Brückenbauanstalten). Von Vorteil auch, wenn verhältnismäßig wenig Maschinen auf großem Raum verteilt sind (Bleichereien, Färbereien) oder wenn die Anlage aus verschiedenen räumlich voneinander getrennten Teilen besteht. Die Maschinen können entsprechend dem Arbeitsgange aufgestellt werden, der Raum über ihnen bleibt frei, daher größere Übersichtlichkeit und größere Sicherheit.

Der Antrieb der Arbeitsmaschinen kann entweder durch Einzelantrieb — jede Maschine erhält einen Elektromotor — oder durch Gruppenantrieb — eine Maschinengruppe wird von einem Wellenstrang, der durch einen Elektromotor betätigt wird, angetrieben — erfolgen. Der erste Fall bei Maschinen mit größerem Kraftverbrauch, der letztere Fall bei kleineren Maschinen.

c) **Luftdruckleitungen.** Meist zur Betätigung von Nietmaschinen in Kesselschmieden, Brückenbauanstalten, oder zur Betätigung von Handwerkzeugen, wie Luftdruckmeißel, Luftdruckhämmer u. a. in Gebrauch. Gußputzanlagen in Eisengießereien. Die Anlage besteht aus dem Kompressor und der Druckluftleitung. Die letztere meist an der Decke oder an den Bindern geführt (seltener in Kanälen) mit Auslaßöffnungen an den Arbeitsstellen.

12. Entlüftung.

Notwendiger Luftraum für einen Arbeiter 15 cbm. Wenn die Luft durch den Betrieb verunreinigt wird, wenigstens 20 cbm. Für Werkstätten und Fabriken stündlicher Luftwechsel 60 cbm für einen Arbeiter. Bei Betrieben, in denen sich Gerüche entwickeln, aber das 3—5fache.

Geschwindigkeit der Frischluft 0,8 m/sec., der Abluft 0,5—0,7 m/sec. Sinkt der Feuchtigkeitsgrad im Arbeitsraume unter 40 vH., dann ist künstliche Befeuchtung zu empfehlen.

Der Luftwechsel kann erfolgen:

a) durch natürliche Lüftung.

b) durch künstliche Lüftung.

a) **Natürliche Lüftung.** Zum Teil erfolgt diese durch die Poren der Wände und Spalten der Fenster- und Türöffnungen. Geregelt muß sie aber werden durch Anbringen von Lüftungsflügeln in Fenstern und Oberlichtern. Besonders reichliche Entlüftung ist dort notwendig, wo sich Rauch oder Gerüche entwickeln (Kesselschmieden, Brückenbauanstalten, Bleichereien). Entlüftung bei Rauch und Dämpfen am besten am First. α) Durch Laternenaufbauten, die entweder ganz offen sind, mit weit vorspringender

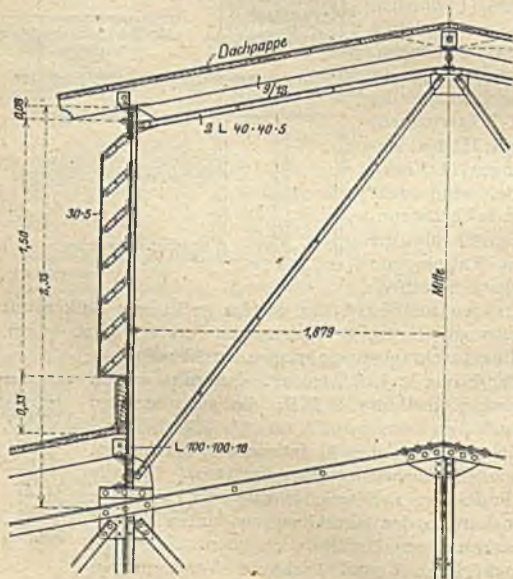


Fig. 81.

Traufe (Hüttenwerksgebäude, siehe Fig. 27) oder durch feste, seltener bewegliche Jalousien (Fig. 81) abgeschlossen sind. Besonders zu empfehlen Lüftungs-klappen (Kippflügel) in den Laternen (Fig. 82). β) Durch Öffnen des Oberlicht-firstes (Fig. 83) oder durch Lüftungsflügel in den Oberlichten oder Fenster. Für Gießereien und Hüttenwerke rechnet man mit 0,10—0,15 der Grundfläche als Lufttrittsfläche. Wenn bei Hallenbauten nicht Entlüftungslaternen

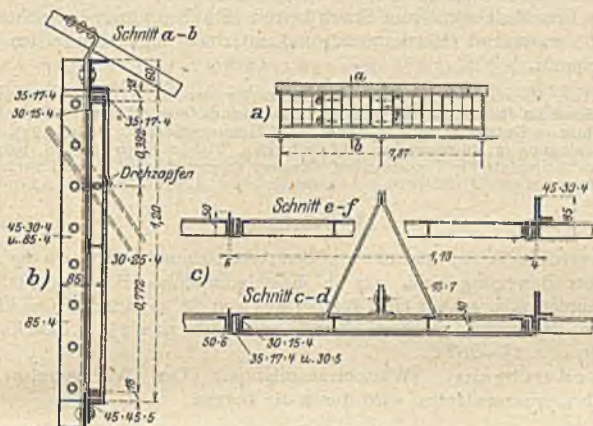


Fig. 82.

vorhanden, so empfiehlt sich die Anbringung von 1 Flügel in jedem zweiten Fenster, bei durchgehenden Fensterbändern 1 Flügel auf je 4—5 m Länge. Flügelgröße hierbei 1 qm. Betätigung der Klappflügel in den Oberlichten

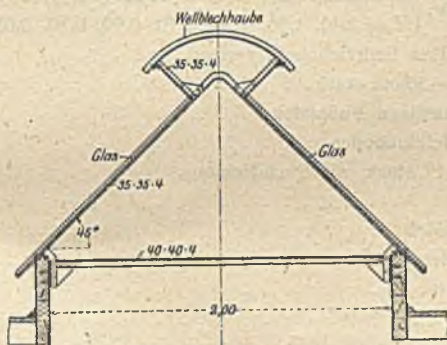


Fig. 83.

durch Drahtseile, derart, daß die Klappen in beliebiger Stellung fixiert werden können. γ) Durch Dunstzüge. 3—4 m hohe Holz- oder Blechschlote, die am Kopf mit festen Jalousien versehen sind. Sie haben sich in Schmieden, Ofenhäusern von Gießereien gut bewährt.

b) Künstliche Lüftung. Man unterscheidet:

α) Lüftung durch Absaugung der Raumlufte (Sauglüftung),

β) Lüftung durch Einpressen von frischer Luft (Drucklüftung).

α) Durch Abluftkanäle wird die verdorbene Raumluft abgesaugt, während frische Luft entweder auf dem natürlichen Wege oder durch eigene Frischluftleitungen eintritt. Die Ableitungen werden am Fußboden und an der Decke angebracht (Sommer- und Winterleitung) und stehen mit den Sammelkanälen, die meist über Dach geführt werden, in Verbindung. Das Absaugen der Luft erfolgt entweder durch Erwärmen der Abluft oder durch Exhaustoren.

β) Die Frischluft wird vom Staub befreit (Staubkammer) befeuchtet, wenn notwendig vorgewärmt (Heizkammer) und unterhalb der Decke in den Arbeitsraum eingepreßt.

Literatur: Handbuch der praktischen Gewerbe-Hygiene. H. Fischer, Heizung u. Lüftung der Räume im Handbuch der Architektur, Darmstadt 1890. H. Rietschel, Leitfaden zum Berechnen u. Entwerfen von Lüftungs- und Heizungsanlagen. Berlin 1913. Schott, Die Staubbeseitigung in Hüttenwerken und Gießereien. Stahl u. Eisen 1912, S. 192. Frischluft oder Zirkulationsluft für Textilfabriken, Dingers Polytechnisches Journal 1912.

13. Beheizung.

Notwendige Temperaturen in den Arbeitsräumen: Dort wo die Arbeiter in ständiger Bewegung sind, wie in Kesselschmieden, Brückenbauanstalten, Montageräumen u. a. genügt eine Temperatur von 12° C in 2 m Höhe über dem Boden. In Drehereien, mechanischen Werkstätten u. a. 15° C, Lackierereien, Spinnereien usw. 18—20° C.

Wärmedurchgang. (Wärmetransmission.) Der Wärmeverlust durch die Raumbegrenzungsflächen wird durch die Formel

$$W = KF(t - t_1)$$

bestimmt. t Innentemperatur, t_1 Außentemperatur, F Größe der abkühlenden Fläche, K der Wärmedurchgangsziffer. Die Temperaturdifferenz $t - t_1$ kann mit 25—30° in Ansatz gebracht werden. Werte der Wärmedurchgangsziffer nach dem Ministerialerlaß vom 24. März 1901:

Ziegelmauerwerk:	$\left\{ \begin{array}{l} d = 0,12, 0,25, 0,38, 0,51, 0,64, 0,77, 0,90, 1,03, 1,16; \\ K = 2,40, 1,70, 1,30, 1,10, 0,90, 0,80, 0,65, 0,60, 0,55 \end{array} \right.$
Holzfußböden über Erdreich hohl verlegt	$K = 0,80$
Betonboden 15—20 cm stark.	1,00
Gewölbe mit massiven Fußböden.	1,00
Gewölbe mit Holzfußboden	0,70
Dachschalung, 1" stark mit Dachdeckung.	2,50
Glasdach	5,30
Doppeltes Glasdach	2,40
Einfaches Fenster.	5,00
Doppeltes Fenster	2,30
Türen	2,00

Für die Windseite sind die Werte von K um 10% zu erhöhen.

Ofenheizung. In den Arbeitsräumen werden Ofen aufgestellt. In Verwendung stehen Zirkularöfen, Dauerbrandöfen und Mantelschachtöfen, die meist mit Kohle oder Koks geheizt werden, dann Gasöfen (sehr teuer im Betriebe). Stündliche Wärmeabgabe von 1 m² glatter Eisenoberfläche im Mittel etwa 2000 WE. Bei Gasöfen auf 1 cbm Gas 3000—4000 WE.

Zentralheizung.

a) Luftheizung. Die Luft wird in einer oder mehreren Heizkammern, Caloriferen, auf etwa 50° vorgewärmt und in Mauerkanälen oder Rohrleitungen in den Arbeitsraum geleitet. In niedrigen Räumen und bei verhältnismäßig

großer Arbeiterzahl muß die verbrauchte Luft abgesaugt werden (Ventilationsheizung).

b) Warmwasserheizung. Das Wasser wird in einem Kessel auf etwa 95°C erwärmt und durch die Leitung den Heizkörpern zugeführt. Das ganze Heizungssystem ist mit Wasser gefüllt. Durch die Erwärmung im Kessel entsteht ein Kreislauf, wobei das durch die Heizkörper strömende Wasser dort seine Wärme abgibt. Dort wo eine Dampfkesselanlage zur Verfügung steht, kann der Abdampf zur Erwärmung des Wassers benützt werden (Dampfwarmwasserheizung).

c) Dampfheizung. Der in einem Kessel erzeugte Dampf wird durch die Heizkörper geführt, wo er kondensiert und seine Wärme abgibt. Das Kondenswasser wird durch eigene Leitungen abgeführt. Bei Vorhandensein einer Kesselanlage für Kräfteerzeugung, wird diese zur Heizung benützt; entweder als Frischdampfheizung, wo der Dampf unmittelbar dem Kessel entnommen, auf geringe Spannung gebracht und den Heizkörpern zugeführt wird, oder als Abdampfheizung (sehr billig), wo der Auspuffdampf zur Heizung benützt wird.

Anwendung des Eisenbetons im Hochbau.

Von

Ing. B. Löser, Dresden.

I. Gründungen.

A. Allgemeines.

Die Gründung eines Bauwerkes bezweckt die Verteilung der Lasten auf das Erdreich. Die Mittelkraft aller Lasten soll die Fuge zwischen Fundament und Erdreich nach Möglichkeit unter rechtem Winkel treffen. Größte zulässige Abweichung der Mittelkraft vom Lot auf der Aufstandsfläche 20° . Als geringste Gründungstiefe gilt die Frosttiefe von 0,80—1,00 m. Die Gründungsart wird bestimmt durch die zulässige Beanspruchung des Bodens, durch Höhenlage und Mächtigkeit der tragfähigen Bodenschichten und durch den Grundwasserstand. Die zulässige Beanspruchung des Baugrundes beträgt $\sigma = 2,5$ bis $5,0 \text{ kg/cm}^2$ für guten Baugrund; hierunter rechnet man trockenen und mäßig feuchten Lehm und Ton, Sand und Kies, Mergel, Pläner. Bei Felsboden darf 5 kg/cm^2 überschritten werden. Weniger als 2 kg/cm^2 ist zulässig für stark feuchten Lehm und Ton, sehr feinen Sand (Triebssand), aufgeschütteten Boden. Stampfbeton-Blockfundamente wählt man, wenn tragfähiger Boden in geringer Tiefe vorhanden und wenn bezüglich der Fundamenthöhe keine Beschränkungen bestehen, Eisenbetonfundamente — meist teurer als Stampfbeton-Blockfundamente — wenn wegen geringer Mächtigkeit der tragfähigen Bodenschichten oder hohen Grundwasserstandes die Konstruktionshöhe gering ist. Gründungen auf Pfeilern, Brunnen, Pfählen oder Senkkästen, wenn der tragfähige Boden erst in größerer Tiefe unter einer nicht tragfähigen Schicht angetroffen wird (vgl. Kap. Grundbau). Platten Gründung wird gewählt auf wenig tragenden Schichten großer Mächtigkeit.

B. Mauerfundamente.

Wir betrachten einen Mauerstreifen von 1,00 m Tiefe und bezeichnen mit P (in t) die Mauerlast, mit G (in t) die Fundamentschwere einschl. des auflastenden Erdrücks, mit a die Aufstandsbreite in m, mit h die Fundamenthöhe in m, mit H den Abstand der Aufstandsfläche von Oberkante Fußboden, mit g in t/m^2 die spez. Eigenschwere des Fundamentes $g = G : a$, mit σ in t/m^2 die Bodenpressung (wobei z. B. $2,5 \text{ kg/cm}^2 = 25 \text{ t/m}^2$)

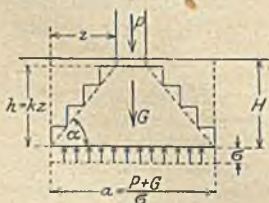


Fig. 1.

$$\sigma = \frac{P + G}{a} \quad (1)$$

und die erforderliche Aufstandsbreite:

$$a = \frac{P + G}{\sigma} \quad (2)$$

Vgl. Fig. 1. Lotrechte Schnitte durch die beiderseitigen Fundamentabsätze werden auf Biegung beansprucht. Als zulässige Beanspruchung des Betons

auf Biegung wähle man höchstens $\sigma_b = 5 \text{ kg/cm}^2 = 50 \text{ t/m}^2$. Zwischen dem Abstand z eines senkrechten Schnittes vom äußeren Fundamentrand und der zugehörigen Fundamentstärke h besteht die Beziehung:

$$h = k \cdot z = z \cdot \sqrt{\frac{\sigma - g}{16,7}}. \quad (3)$$

Die Tabelle 1 enthält für verschiedene Werte $(\sigma - g)$ die Festwerte k . Solange G (und damit g) noch nicht genau bekannt ist, wähle man angenähert $g = 2H$.

Tabelle 1 ($\sigma - g$ in t/m^2 , z und h in cm).

$\sigma - g =$	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23	25
$k =$	0,424	0,548	0,648	0,735	0,812	0,883	0,949	1,01	1,07	1,12	1,17	1,22
$\sigma - g =$	27	29	31	33	35	37	39	41	43	45	47	49
$k =$	1,27	1,32	1,36	1,41	1,45	1,49	1,53	1,57	1,61	1,64	1,68	1,71

Die in vorstehender Tabelle enthaltene Größe k bedeutet die Tangente des Fundamentneigungswinkels α ; α wird um so größer, je größer die Bodenpressung σ ist.

Das Mischungsverhältnis des Betons im untersten Absatz kann 1 : 15 bis 1 : 18 gewählt werden; es wird nach oben immer fetter, so daß es im obersten Absatz 1 : 8 beträgt.

Zahlenbeispiel 1. Eine 39 cm starke Mauer hat auf 1 m Tiefe $P = 48 \text{ t}$ Belastung, Gründungstiefe $H = 1,10 \text{ m}$, zulässige Bodenpressung $\sigma = 3 \text{ kg/cm}^2 = 30 \text{ t/m}^2$. Gesucht Breite a und Höhe h des Fundamentes. Die Eigenschwere des Fundamentes und des auflastenden Erdreichs wird angenähert bestimmt zu $G = 1,70 \cdot 100 \cdot 1,10 \cdot 2,000 = 3,4 \text{ t}$. Daraus nach Fig. 2 die Breite

$$a = \frac{48 + 3,4}{30} = 1,71 \text{ m}.$$

$g = 1,10 \cdot 2,000 = 2,2 \text{ t/m}^2$, $\sigma - g = 30 - 2,2 = 27,8 \text{ t/m}^2$. Der Festwert ist nach Tabelle 1 $k = 1,29$ Mitbin Fundamenthöhe

$$h = 1,29 \cdot \frac{1,71 - 0,39}{2} = 1,29 \cdot 0,66 = 0,85 \text{ m}.$$

Anzahl der Absätze 3 (vgl. Fig. 2). 1 lfd. m Fundament erfordert $V = 1,27 \cdot 0,85 \cdot 1,00 = 1,08 \text{ m}^3$; Erdauffüllung $E = 1,71 \cdot 1,10 - 0,25 \cdot 0,39 = 1,08 = 0,70 \text{ m}^3$. Fundamentschwere $G = 1,08 \cdot 2,300 + 0,70 \cdot 1,600 = 3,604 \text{ t}$. Der genaue Wert für g ist

$$g = \frac{3,604}{1,71} = 2,107 \text{ t/m}^2,$$

stimmt genau genug mit dem angenäherten 2,2 überein.

Fundamente aus Eisenbeton sind nötig, wenn die zur Verfügung stehende Fundamenthöhe kleiner ist als kz . Breite wie früher:

$$a = \frac{P + G}{\sigma}. \quad (1)$$

Die zulässigen Randspannungen sind dann $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_c = 1200 \text{ kg/cm}^2$; die Schubspannungen dürfen höchstens $\tau = 4 \text{ kg/cm}^2$ erreichen, wenn man ohne aufgebogene Eisen auskommen will, was zu empfehlen ist. Die Querschnittsfläche wird am kleinsten, wenn sie nach Fig. 3 gestaltet wird; die Spannungen haben überall gleiche Größe. Der Eisenbedarf kann vom Schnitt I nach außen wie die Querschnittsnutzhöhe abnehmen. Fundament ohne aufgebogene Eisen: Für $(\sigma - g) \leq 1,067 \text{ kg/cm}^2 = 10,67 \text{ t/m}^2$ wird bei voller Ausnutzung der beiden

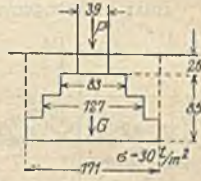


Fig. 2.

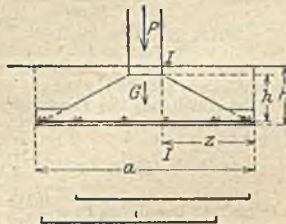


Fig. 3.

Randspannungen $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1200$ kg/cm² die Schubspannung $\tau = 4$ kg/cm² nicht überschritten. Man findet am Querschnitt I:

$$\text{wenn } (\sigma - g) \leq 10,67 \text{ t/m}^2: \text{ Nutzhöhe in m } h = z \cdot \sqrt{\frac{\sigma - g}{118,5}} \quad (4)$$

$$\text{Bewehrung in cm}^2 F_e = \frac{h}{0,018} \quad (5)$$

$$\text{Schubspannung in t/m}^2 \tau = \sqrt{150(\sigma - g)} \quad (6)$$

Aufgebogene Eisen nicht erforderlich!

$$\text{wenn } (\sigma - g) \geq 10,67 \text{ t/m}^2: \text{ Nutzhöhe in m } h = z \cdot \frac{\sigma - g}{36,8} \quad (7)$$

$$\text{(ohne aufgebogene Eisen) Bewehrung in cm}^2 F_e = 16,7 \cdot z \quad (8)$$

$$\text{Schubspannung in t/m}^2 \tau = 40.$$

Aufgebogene Eisen nicht erforderlich!

$$\text{Randspannung } \sigma_b < 40 \text{ kg/cm}^2.$$

Will man für $(\sigma - g) > 10,67$ t/m² die zulässigen Randspannungen σ_b im Beton und σ_e im Eisen voll ausnutzen, so wird τ größer als 4 kg/cm², weshalb aufgebogene Eisen erforderlich werden. Man bilde das Fundament nach Fig. 4 aus; die Abmessungen des Querschnittes I ergeben sich für $\sigma_b : \sigma_e = 40 : 1200$ wie folgt:

$$\text{wenn } (\sigma - g) \geq 10,67 \text{ t/m}^2: \text{ Nutzhöhe in m } h = z \cdot \sqrt{\frac{\sigma - g}{118,5}} \quad (4)$$

$$\text{(mit aufgebogenen Eisen) Bewehrung in cm}^2 F_e = \frac{h}{0,018} \quad (5)$$

$$\text{Schubspannung in t/m}^2 \tau = \sqrt{150(\sigma - g)} \quad (6)$$

Schiefe Zugkraft Z auf die Breite y und die Tiefe 1,00 m in t

$$Z = y \cdot \sqrt{75(\sigma - g)} \quad (7)$$

Höhe $h_0 = 0,20$ m am Fund.-Rande.

Deckungsmaß der unteren Eisen 0,06 m. Es sind so viele Eisen unter 45° aufzubiegen, daß Z von ihnen aufgenommen wird.

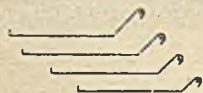
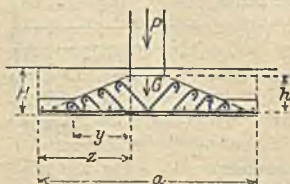


Fig. 4.

Zahlenbeispiel 2. Das in Beispiel 1 berechnete Fundament nach Fig. 4 ohne abgeboogene Eisen auszubilden. Da $(\sigma - g)$ größer als 10,67 t/cm², findet man mit einem geschätzten $g = 0,65 \cdot 2,000 = 1,300$ t/m², $\sigma - g = 30,00 - 1,30 = 28,700$ t/m², $G \approx 1,70 \cdot 0,65 \cdot 2,000 = 2,210$ t.

$$\text{nach 1: } a = \frac{48,000 + 2,210}{30,00} = 1,67 \text{ m; } s = 0,5(1,67 - 0,39) = 0,64 \text{ m;}$$

$$\text{nach 7: Nutzhöhe } h = 0,64 \cdot \frac{28,700}{36,8} = 0,499 \text{ m, Bewehrung } F_e = 16,7 \cdot 0,64 = 10,7 \text{ cm}^2.$$

Dem entsprechen Rundeseisen von 12 mm Durchmesser in Abständen $t = 10,5$ cm²; Gesamthöhe am Schnitt I 0,56 m.

Bei Ausbildung des Fundamentes nach Fig. 4, also mit abgeboogenen Eisen, gestaltet sich die Rechnung wie folgt: Erforderlich am Querschnitt I

$$\text{nach 4: Nutzhöhe } h = 0,64 \cdot \sqrt{\frac{28,700}{118,5}} = 0,315 \text{ m;}$$

nach 5: Bewehrung $F_e = \frac{0,315}{0,018} = 17,5 \text{ cm}^2 =$ Rundeseisen von 14 mm Durchmesser in Abständen $t = 6,6$ cm; Gesamthöhe 0,36 m;

nach 6: Schubspannung $\tau = \sqrt{150 \cdot 28,700} = 80,5 \text{ t/m}^2 = 8,05 \text{ kg/cm}^2$. Schiefe Zugkraft, wenn $y = 0,40$ m

$$\text{nach 7: } Z = 0,40 \sqrt{75 \cdot 28,700} = 18,550 \text{ t.}$$

Auf jeder Seite des Fundamentes muß der Querschnitt der abgebogenen Eisen $F_{\sigma z} = \frac{18,550}{1,200}$ $15,45 \text{ cm}^2$ betragen. Für die schiefe Zugkraft Z müssen besondere schiefe Zugelsen einbelegt werden.

Die Ausführung ohne aufgebojene Eisen ist vorzuziehen.

C. Einzelfundamente unter Pfeilern und Säulen.

Es ist, wie früher, die Säulenlast P in t , die Fundamentlast einschl. Schwere des aufruhenden Erdreichs G in t , die Bodenbeanspruchung σ in t/m^2 , die spez. Fundamentschwere $g = \frac{G}{F}$, der Inhalt der Aufstandsfläche in qm F . Dann ist:

$$\sigma = \frac{P + G}{F}. \quad (10)$$

Bei quadratischer Aufstandsfläche ist die erforderliche Seitenlänge:

$$a = \sqrt{\frac{P + G}{\sigma}}. \quad (11)$$

Hat die Aufstandsfläche Rechteckform mit den Seiten a_1 und a_2 , so darf eine der beiden Seiten angenommen werden; die andere ist dann:

$$a_1 = \frac{P + G}{a_2 \cdot \sigma}. \quad (12)$$

Bei beschränkter Konstruktionshöhe wendet man Eisenbeton, sonst Stampfbeton an; letztere Ausführung meist wirtschaftlicher. Stampfbeton-Blockfundamente haben die in Fig. 5 dargestellte Form. Die Zahl n der Absätze richtet sich nach der Höhe h des Fundamentes. Absatzhöhe 25—40 cm. Mischungsverhältnis des untersten Absatzes 1 : 15

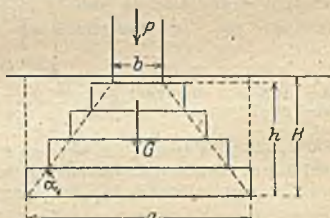


Fig. 5.

bis 1 : 18, nach oben Zunahme des Zementgehaltes auf 1 : 6 bis 1 : 8 im obersten Absatz. Exakte statische Erfassung der in Fig. 5 dargestellten Fundamentform unmöglich. Den Neigungswinkel α wähle man so, daß

$$\tan \alpha = k, \quad (13)$$

wo k die in Tabelle 1 angegebene Größe besitzt. Die spez. Eigenschwere kann wie früher schätzungsweise zu $g = 2 \cdot H$ gesetzt werden.

Rauminhalt V und Schalungsbedarf S von Blockfundamenten mit n gleichhohen Absätzen und quadratischer Form findet man nach Sickinger¹⁾:

$$V = (k_1 b^2 + k_2 a^2 + k_3 a b) \cdot h, \quad (14)$$

$$S = (k_4 b + k_5 a) \cdot h. \quad (15)$$

Die Festwerte sind aus Tabelle 2 zu entnehmen. Stampft man den untersten Absatz ohne Schalung gegen Erdreich, so verringert sich der Schalungsbedarf um

$$\Delta S = \frac{4 \cdot a \cdot h}{n}. \quad (16)$$

Bei Rechteckform mit $a_1 a_2$ Aufstandsfläche und $b_1 b_2$ Pfeilerquerschnitt findet man:

$$V = \left(k_1 b_1 b_2 + k_2 a_1 a_2 + k_3 \cdot \frac{a_2 b_1 + a_1 b_2}{2} \right) \cdot h, \quad (17)$$

$$S = \left(k_4 \cdot \frac{b_1 + b_2}{2} + k_5 \cdot \frac{a_1 + a_2}{2} \right) \cdot h. \quad (18)$$

¹⁾ Beton u. Eisen 1913, Heft X, S. 223.

Stampft man den untersten Abschnitt gegen Erdreich ohne Schalung, so verringert sich letztere um:

$$AS = \frac{(a_1 + a_2) 2h}{n} \quad (19)$$

Tabelle 2 für Rauminhalt und Schalung von Blockfundamenten (vgl. Fig. 5).

Anzahl der Absätze <i>n</i>	Für den Rauminhalt $V = (k_1 b^2 + k_2 a^2 + k_3 a b) h$			Für den Schalungsbedarf $S = (k_4 b + k_5 a) h$	
	k_1	k_2	k_3	k_4	k_5
2	0,125	0,628	0,250	1,00	3,00
3	0,185	0,518	0,296	1,33	2,67
4	0,219	0,469	0,313	1,50	2,50
5	0,240	0,440	0,320	1,60	2,40
6	0,254	0,422	0,325	1,67	2,34

Zahlenbeispiel 3. Gesucht die Abmessungen eines quadratischen Betonblockfundamentes für $P = 220$ t bei $\sigma = 25$ t/m² Bodenpressung. $b = 0,80$ m. Lösung: bei 1,75 m Gründungstiefe berechnet sich $g = 1,75 \cdot 2,000 = 3,5$ t/m². Zunächst angenähert $G = 3,15^2 \cdot 1,75 \cdot 2,000 = 34,7$ t.

$$\text{Nach 11: } a = \sqrt{\frac{220 + 34,7}{25}} \approx 3,20 \text{ m,}$$

$$x = \frac{1}{2} (3,20 - 0,80) = 1,20 \text{ m.}$$

Aus Tabelle 1 entnimmt man für $(\sigma - g) = 25 - 3,5 = 21,5$ den Festwert k zu 1,13; damit wird die Fundamenthöhe:

$$h = 1,13 \cdot 1,20 = 1,36 \text{ m.}$$

Es werden 4 Absätze von je 34 cm Höhe ausgeführt. Breiten der Absätze 1,40, 2,00, 2,60 und 3,20 m. Man kommt schon mit 1,50 m Gründungstiefe aus. Fundamentinhalt nach Tabelle 2:

$$V = (0,219 \cdot 0,80^2 + 0,469 \cdot 3,20^2 + 0,313 \cdot 0,80 \cdot 3,20) \cdot 1,36,$$

$$V = 7,81 \text{ m}^3$$

Schalungsbedarf:

$$S = (1,50 \cdot 0,80 + 2,50 \cdot 3,20) \cdot 1,36 = \frac{4 \cdot 3,20 \cdot 1,36}{4} = 8,16 \text{ m}^2.$$

Inhalt der Erdüberfüllung:

$$E = 3,20^2 \cdot 1,50 - 7,81 = 7,55 \text{ m}^3.$$

Die Eigenschwere

nug mit dem geschätzten G überein.

$G = 7,810 \cdot 2,300 + 7,550 \cdot 1,600 = 30,043$ t stimmt genau

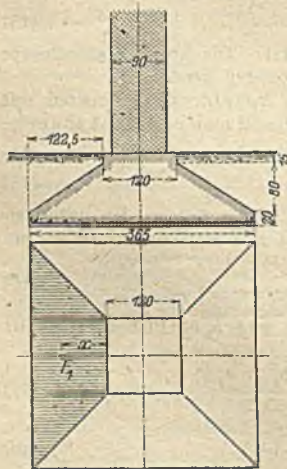


Fig. 6.

Bewehrte Einzelfundamente erhalten, wenn sie nicht allzu große Ausladung haben, oft die in Fig. 6.—7 ersichtliche Ausbildung. Dabei wird oft wie folgt gerechnet: Man trennt durch zwei Diagonalschnitte das schraffierte Trapez aus; die Mittelkraft T der auf dasselbe entfallenden Pressungen greift im Schwerpunkte F_1 des Trapezes an und verursacht bezüglich der inneren Fundamentkante das Moment Tx ; im Falle der Fig. 6 muß diesem Moment ein Querschnitt von der Breite $b = 120$ cm und der Höhe 100 cm mit der nötigen Bewehrung entsprechen; letztere wird nach Fig. 7 verteilt. Das tatsächliche

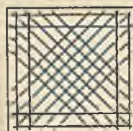


Fig. 7.

elastische Verhalten des Fundamentes deckt sich indessen mit den Annahmen der angedeuteten Rechnung nicht. Auch fehlen abgebogene Eisen zur Aufnahme der meist beträchtlichen schiefen Zugkräfte. Klare statische Verhältnisse mit einwandfreier Aufnahme der schiefen Zugspannungen werden geschaffen, wenn die Fundamente nach Fig. 8—10 eine untere Eisenbetonplatte mit nach oben vorstehenden Rippen erhalten.



Fig. 8.

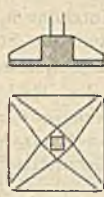


Fig. 9.



Fig. 10.



Fig. 11.

Besonders empfehlenswert sind gemäß Fig. 11 und 12 bewehrte Fundamente mit kreisrunder Grundfläche vom Halbmesser r . Bei gegebener Bodenpressung σ ist erforderlich:

$$r = \sqrt{\frac{P + G}{\sigma \cdot \pi}} = \sqrt{\frac{P}{(\sigma - g) \cdot \pi}} \quad (20)$$

(Lasten in t, Längen in m, σ in t/m^2 .) In jedem Punkte des Fundamentes treten Biegemomente um Radius und Tangente als Achsen auf (Fig. 11). Um den Halbmesser als Achse dreht das Ringmoment M_r ; es erfordert untere Ringeisen F_r , als Zugbewehrung und erzeugt obere Betondruckspannungen parallel zur Tangente. Für die Einheit der Halbmesseriänge ist das Ringmoment:

$$M = \xi_r r^2 (\sigma - g) \quad (21)$$

Um die Tangente als Achse dreht das Strahlenmoment M_s ; es erfordert untere Strahlenbewehrung, radial gerichtet, und erzeugt obere Betondruckspannungen, die gleichfalls radial gerichtet sind. Für die Längeneinheit der Tangente ist das Strahlenmoment:

$$M_s = \xi_s r^2 (\sigma - g) \quad (22)$$

Das Strahlenmoment M_s hat am Fundamentrande für $x = r$ die Größe Null. Die Momentenzahlen ξ_r und ξ_s kann man nach Dr. Arnstein (Beton u. Eisen 1913, S. 368) wie folgt annehmen:

Tabelle 3 für bewehrte Fundamente mit kreisrunder Grundfläche (vgl. Fig. 11 und 12).

		Lage des betrachteten Punktes $x : r$									
		0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
Ringmoment											
$M_r = \xi_r r^2 (\sigma - g)$											
$\xi_r =$		$\frac{2}{3}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{11}{30}$	$\frac{3}{10}$	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{2}{15}$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{10}$
- Strahlenmoment.											
$M_s = \xi_s r^2 (\sigma - g)$											
$\xi_s =$		$\frac{3}{11}$	$\frac{3}{11}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{40}$	$\frac{1}{200}$	0	0	0

Da die das Fundament belastende Säule einen Durchmesser des eingeschriebenen Kreises von mindestens $2 \cdot 0,15 r$ zu haben pflegt, bestimmen wir die Fundamentabmessungen für:

$$x = 0,15 r \quad \text{aus} \quad M_r = \frac{1}{3} r^2 (\sigma - g), \quad M_s = \frac{1}{3} r^2 (\sigma - g) \quad (23)$$

$$\text{und für:} \quad x = r \quad \text{aus} \quad M_r = \frac{1}{10} r^2 (\sigma - g), \quad M_s = 0. \quad (24)$$

Für $x = 0,15 r$ findet man die innere Nutzhöhe h_i , für $x = r$ die äußere Nutzhöhe h_a . Die Ringbewehrung liegt unten, die Strahlenbewehrung ebenfalls, jedoch im Abstand $\frac{1}{20} h_i$ über der Ringbewehrung die untere Betondeckung wird zu $\frac{1}{10} h_i$ angenommen. An den Kreisringflächen $x = 0,15 r$ und $x = r$ werden die zulässigen Beanspruchungen $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$ zur Aufnahme der Ringmomente voll ausgenutzt. Der Fundamentquerschnitt wird oben geradlinig begrenzt. Geometrisch stellt das Fundament daher einen unteren Zylinder mit anschließendem Kegelstumpf dar. An den zwischen $x = 0,15 r$ und $x = r$ liegenden Kreisringflächen wird die Beton-

spannung σ_b an der Oberseite nicht voll ausgenutzt, sondern sinkt auf rund 31 kg/cm^2 . Die Grundmaße sind unter den angegebenen Voraussetzungen (Längen in m, Lasten in t):

$$\left. \begin{aligned} h_i &= 0,056 \sqrt{P} \\ h_a &= 0,0232 \sqrt{P} \end{aligned} \right\} (25)$$

Wir teilen das Fundament in einen Kern (ohne Bewehrung) und in 5 Ringe I—V. Ring I hat $\frac{1}{6} r$ Breite und reicht von $x = 0,10 r - 0,20 r$; die vier äußeren Ringe haben je $0,20 r$ als Breite. Die jedem Ring zukommende Ringbewehrung F_r muß betragen (r in m, P in t, F_r in cm^2); vgl. Fig. 12:

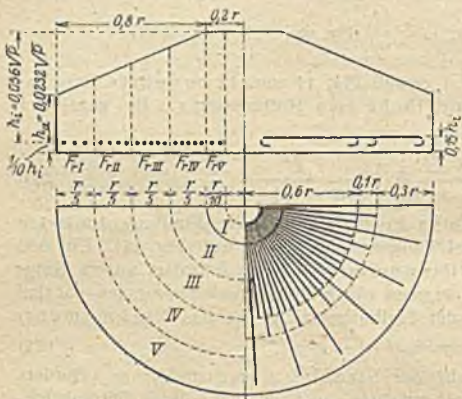


Fig. 12.

Tabelle 4.

Ring I von $x = 0,10 r$ bis $x = 0,20 r = 0,10 r$ Breite,	$F_{r, I} = 0,3072 \cdot r \sqrt{P}$.
Ring II von $x = 0,20 r$ bis $x = 0,40 r = 0,20 r$ Breite,	$F_{r, II} = 0,4275 \cdot r \sqrt{P}$.
Ring III von $x = 0,40 r$ bis $x = 0,60 r = 0,20 r$ Breite,	$F_{r, III} = 0,3213 \cdot r \sqrt{P}$.
Ring IV von $x = 0,60 r$ bis $x = 0,80 r = 0,20 r$ Breite,	$F_{r, IV} = 0,2761 \cdot r \sqrt{P}$.
Ring V von $x = 0,80 r$ bis $x = 1,00 r = 0,20 r$ Breite,	$F_{r, V} = 0,2441 \cdot r \sqrt{P}$.

Die radial gerichtete Strahlenbewehrung F_s jedes Quadranten hat von $x = 0,10 r$ bis $x = 0,60 r$ die Größe:

$$F_s = 0,4723 \cdot r \sqrt{P}. \quad (26)$$

Von $x = 0,60 r$ bis $x = 0,70 r$ genügt für das Viertel der Grundfläche $\frac{1}{4} F_s$, für den außen verbleibenden Teil der Grundfläche von $x = 0,70 r$ bis $x = r$ genügt $\frac{1}{4} F_s$. Jedes vierte Strahleneisen geht von $x = 0,10 r$ bis zum Fundamentrand durch, jedes zweite Strahleneisen reicht bis $x = 0,70 r$; der Rest geht nur bis $x = 0,60 r$. Diese Teilung ist in Fig. 12 dargestellt.

Der Stoß jedes einzelnen Ringeisens wird durch Übergreifen am Ringschluß um 30—40 cm mit Endhaken gebildet. Die Stöße sind zu versetzen. Die Strahleneisen werden im Kern bei $x = 0,10 r$ in den innersten Ring, den Verankerungsring, mit halbrunden Haken eingehangen.

Ein nach vorstehenden Regeln ausgebildetes Fundament mit kreisrunder Grundfläche benötigt an Material, wobei der Eisenquerschnitt als Gewicht gerechnet wurde:

$$a) \text{ Beton in m}^3 \quad V = 0,7562 r^2 \pi h_1 = \frac{0,04235}{\sigma} \cdot \sqrt{(P + G)^2 \cdot P}. \quad (27)$$

$$h) \text{ Ringeisen in kg} \quad E_r = 4,700 r^2 \cdot \sqrt{P} = \frac{1,496}{\sigma} \cdot \sqrt{(P + G)^2 \cdot P}. \quad (28)$$

$$c) \text{ Strahleneisen in kg} \quad E_s = 1,181 r^2 \cdot \sqrt{P} = \frac{0,3759}{\sigma} \cdot \sqrt{(P + G)^2 \cdot P}. \quad (29)$$

$$d) \text{ Gesamter Eisenbedarf } E = 5,881 r^2 \cdot \sqrt{P} = \frac{1,872}{\sigma} \cdot \sqrt{(P + G)^2 \cdot P}. \quad (30)$$

$h_1 = 0,056 \sqrt{P}$ und $h_2 = 0,0232 \sqrt{P}$ sind Mindesthöhen; vergrößert man beide Höhen durch Multiplikation mit der Zahl φ , wo φ größer als 1, so braucht man nur noch geringere Bewehrungen, und zwar das $\frac{1}{\varphi}$ -fache der vorher angegebenen Werte. In diesem Falle wird jedoch der Mehraufwand an Beton durch die Eisensparnis nicht gedeckt, weshalb die angegebenen Abmessungen die wirtschaftlichste Lösung enthalten.

Zahlenbeispiel 4. Es sei wie bei Beispiel 3: $P = 220$ t, Bodenpressung $\sigma = 25$ t/m². Lösung nach 25: $h_1 = 0,056 \cdot \sqrt{220} = 0,83$ m, $h_2 = 0,0232 \cdot \sqrt{220} = 0,344$ m. Gesamtstärke 0,83 + 0,08 = 0,91 m. Gründungstiefe $H = 1,00$ m; Pressung durch Fundament-Eigenschwere angenähert $g = 1,00 \cdot 2,000 = 2$ t/m²;

nach 20: Halbmesser der Aufstandsfläche $r = \sqrt{\frac{220}{(25 - 2) \cdot \pi}} = 1,52$ m. Inhalt derselben $F = 1,52^2 \cdot \pi = 7,258$ m²;

nach 27: Rauminhalt des Fundamentes $V = 0,7562 \cdot 7,258 \cdot 0,83 = 4,555$ m³. Eigenlast einschl. Hinterfüllung $G = 4,555 \cdot 2,300 + (7,258 \cdot 1,00 - 4,555) \cdot 1,600 = 10,477 + 4,325 = 14,802$ t.

$P + G = 220 + 14,8 = 234,8$ t. g genau = $\frac{14,802}{7,258} = 2,04$ t/m².

Nach Tabelle 4: Ringbewehrung: $r \cdot \sqrt{P} = 1,52 \sqrt{220} = 22,54$.

- Ring I: $F_{rI} = 0,3072 \cdot 22,54 = 6,92$ cm² = 4 Rundeisen von 15 mm Durchm.
 „ II: $F_{rII} = 0,4275 \cdot 22,54 = 9,64$ cm² = 6 Rundeisen von 15 mm Durchm.
 „ III: $F_{rIII} = 0,3213 \cdot 22,54 = 7,24$ cm² = 4 Rundeisen von 15 mm Durchm.
 „ IV: $F_{rIV} = 0,2761 \cdot 22,54 = 6,22$ cm² = 3 Rundeisen von 15 mm Durchm.
 + 1 Rundeisen von 12 mm Durchm.
 „ V: $F_{rV} = 0,2441 \cdot 22,54 = 5,46$ cm² = 5 Rundeisen von 12 mm Durchm.

Strahlenbewehrung: Für einen Quadranten nach 26: $F_s = 0,4723 \cdot 22,54 = 10,65$ cm² = 14 Rundeisen von 10 mm Durchmesser. Teilung wie Fig. 12; die 14 Rundeisen von 10 mm Durchmesser beziehen sich auf die engste Teilung von $x = 0,10$ zu $x = 0,60$ r;

nach 30: Gesamter Eisenbedarf $E = 5,881 \cdot 1,52^2 \cdot \sqrt{220} = 202$ kg. Nach Beispiel 3 waren bei Ausführung dieses Fundamentes als Stampfbeton-Blockfundament nötig: 7,81 m³ Stampfbeton und 8,16 m³ Schalung. Dagegen als kreisrundes Eisenbetonfundament 4,555 m³ Eisenbeton mit 202 kg Eisen, ohne Schalung, weil der untere zylindrische Teil gegen das Erdreich gestampft werden kann.⁴ Das kreisrunde Eisenbetonfundament wird bei den jetzigen Preisen billiger als das Blockfundament.

Fig. 13 stellt ein Blockfundament dar, welches mit Eisenbeton zur Aufnahme größerer Lasten verbreitert wurde. Die ebenfalls zu schwache Gußeisensäule wurde durch eine Eisenbetonummantelung verstärkt.

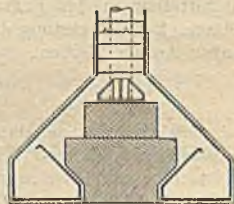


Fig. 13.



Fig. 14.

D. Fundamentplatten

können als volle Platten mit überall gleicher Stärke ausgeführt oder in eine Rippenkonstruktion aufgelöst werden. Volle Platten (Fig. 14) sind dort zweckmäßig, wo die Gebäudelasten im untersten Geschoße mittels durchgehender

Umfassungs- und Mittelmauern übertragen werden; in Wohn- und Verwaltungsgebäuden ist dies oft der Fall. In Geschäftshäusern, Fabriken, Speichern fehlen jedoch meist die durchgehenden Mauern; die Lasten fließen konzentriert durch die Säulen nach abwärts; dann sind gegliederte Rippenplatten (Fig. 15) die übliche Ausführung. Bei quadratischer Feldteilung (Fig. 16) ist es zweckmäßig, die zwischen den Rippen liegenden Platten mit

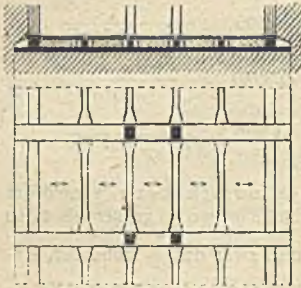


Fig. 15.



Fig. 16.

kreuzweiser Bewehrung zu versehen. Bei Anwendung umgekehrter Gewölbe (Fig. 17) müssen diese unbedingt beiderseits bewehrt werden, um gegen ungleichmäßige Setzungen einigermaßen gesichert

zu sein. Besonders gründliche Verfolgung erfordert der Schub der letzten Kappe. In Fig. 17 ist im letzten Felde eine starke durchgehende Platte vorhanden, die durch den Schub der Kappe des vorletzten Feldes auf Biegung beansprucht wird. Die zwischen den Rippen einer aufgelösten Platte entstehenden Vertiefungen füllt man durch Kiessand oder Magerbeton aus.



Fig. 17.

In statischer Beziehung gleicht eine Fundamentplatte einer um 180° gedrehten Eisenbetondecke. Bei der Fundamentplatte sind die Mauern und Säulen als Auflager, die Bodenpressungen als Belastungen — von unten nach oben gerichtet — anzusehen. In den Rippen verdienen die Schubspannungen wegen

der meist großen Querkräfte besondere Beachtung. Die Stützenmomente und Querkräfte der Rippenbalken erfordern an ihren Stützpunkten oft eine Verbreiterung. Die gleichmäßig verteilte Eigenlast der Fundamentplatte fließt unmittelbar in das Erdreich ab und verursacht keine Biegemomente der Platte. Bei Berechnung dieser Biegemomente kann deshalb die Eigenschwere außer Ansatz bleiben.

E. Wasserdichte Keller.

Gebäudeteile, die dauernd oder vorübergehend unter Wasserdruck stehen, müssen an Sohle und Wänden

1. biegungsicher ausgestaltet werden, damit sie dem Wasserdruck statisch widerstehen;

2. eine besondere wasserdichte Schicht erhalten, weil Beton ohne eine solche wasserdurchlässig ist.

Fig. 18 zeigt den Schnitt durch einen ins Grundwasser eintauchenden Keller. Die Säulenlasten werden meist in gewöhnlicher Weise durch Blockfundamente aufgenommen. Beträgt der Wasserdruck auf die Bodenplatte $w \text{ t/m}^2$ und ihre Eigenschwere $g \text{ t/m}^2$, so kommt für die Platte als biegend die Einheitslast $w - g$ zur Wirkung. Die statische Ausbildung

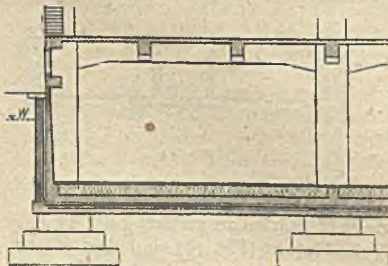


Fig. 18.

der Platte erfolgt wie unter D. dargestellt. Bei kleinen Wasserdrücken kann $g > w$ gemacht werden, d. h. der Wasserdruck wird durch die größere Platteneigenschwere getilgt und kommen Biegemomente in der Platte infolgedessen nicht zustande. Hierbei genügt unbewehrter Stampfbeton als Baustoff der Platte. Die an die Bodenplatte anschließenden aufgehenden Wände müssen wie Behälterwände behandelt werden; sie werden durch Erd- und Wasserdruck auf Biegung beansprucht. Ist die Gesamtlast des Bauwerkes kleiner als die Auftriebskraft, so muß die Platte durch Erdanker gesichert werden, wozu Pfähle mit Wulsten Verwendung finden (Straußpfähle oder Pfähle System Schinke).

Als dichtende Schicht kann man verwenden wasserdichten Zementputz, Zementputz mit einem Dichtungsmittel wie Anti-Aquazement, Preolit, Zeresit, Zementputz mit Dachziegelzwischenlagen, 3—5lagige Pappisolierung. Nur bei geringem Druck sollte man sich mit Zementputz begnügen, der außen oder innen angebracht sein kann. Man muß ihn unter allen Umständen vor mechanischen Beschädigungen durch eine Schutzschicht von Ziegeln sichern. Meist verwendet man äußere mehrlagige Teerpappisolierung mit Asphalt-Zwischenstrichen. Diese Art zu isolieren, hat gegenüber Zementputz den wesentlichen Vorzug, immer so elastisch zu bleiben, so daß auch ungleichmäßige Setzungen des Bauwerkes die Dichtigkeit nicht gefährden. Bei wasserdichten Bauwerken meide man nach Möglichkeit scharfe Kanten; alle Ecken sind abzuschrägen oder auszurunden. In Fig. 19 ist der Anschluß von Sohle zu Wand dargestellt. Der Arbeitsvorgang vollzieht sich in folgender Weise:

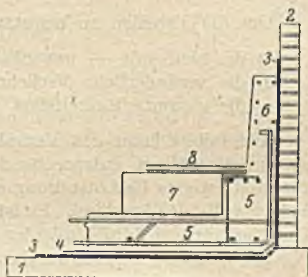


Fig. 19.

1. Unterlagsschicht aus Stampfbeton 1:8—1:12 mit oberem Zementglattstrich;
2. äußere Schutzwand, meist aus Ziegeln von $\frac{1}{2}$ Stein Stärke zur Aufnahme der mehrlagigen Pappisolierung;
3. Teerpappenisolierung mit Asphaltzwischenstrichen, wobei sich die Anzahl der Papplagen nach der Größe des Auftriebs richtet;
4. Schutzschicht auf der Sohlenisolierung, um deren Beschädigung beim Stampfen der Eisenbetonsohle zu verhindern. Die Schutzschicht 4 kann bestehen aus einem 3 cm starken Zementstrich, einem Zementstrich mit Dachziegelschicht oder einer 6,5 cm starken Ziegelflachsicht;
5. Eisenbeton-Bodenplatte zur Aufnahme der Biegemomente infolge des Auftriebes $w - g$;
6. aufgehende Eisenbetonwand;
7. Magerbeton der Felder zwischen den Rippen der gegliederten Bodenplatte;
8. Fußboden-Plattenbelag.

Die Herstellung wasserdichter Bauwerke erfordert bei Planung und Ausführung größte Gewissenhaftigkeit und Sachkenntnis sowie Verwendung nur allerbesten Materials. Mißerfolge, die immer erst nach Fertigstellung des Bauwerkes erkennbar werden, sind oft trotz großer Opfer nicht restlos zu beseitigen.

II. Eisenbetondecken.

A. Tabellen über Momente und Querkräfte durchlaufender Träger über 2—4 gleichweiten Feldern.

Die Deckenkonstruktionen des Hochbaues enthalten recht häufig durchlaufende Träger über gleichweiten Feldern. Es werden zunächst die Tabellen 5a—10 für durchlaufende und eingespannte Träger in der Absicht gegeben.

die Rechenarbeit bei der statischen Behandlung derselben auf ein Mindestmaß zu beschränken.

Tabelle 5a für eingespannte Balken, gleichförmig belastet,

„	5	„	2	gleichweite	Öffnungen,	„	„
„	6	„	3	„	„	„	„
„	7	„	4	„	„	„	„

enthalten für ungünstigste Lastenstellung die Momentengrenzwerte:

$$M_{\min} = \frac{Ql}{k_1} \quad \text{und} \quad M_{\max} = \frac{Ql}{k_2} \quad (31)$$

ferner den absoluten Größtwert der Querkraft

$$V_1 = Q \cdot k_3 \quad (32)$$

Um die Tabellen zu benutzen, berechne man zuerst für 1 m Trägerlänge:

- die bleibende — unveränderliche — Einheitslast g ;
- die veränderliche Verkehrslast p ;
- die gesamte Einheitslast $q = g + p$.

Nun bildet man das Verhältnis $g : q$ und entnimmt die Festwerte k der diesem Verhältnis entsprechenden Tabellenabteilung. Die Momente wurden für ungünstigste Lastenstellung ermittelt, jedoch derart, daß immer nur ganze Felder voll oder leer sind. Es ist dies die gleiche Annahme, die bei graphischen Untersuchungen durchlaufender Träger üblich ist. Sie liefert genaue Werte für alle Schnitte zwischen den beiden Fixpunkten eines Feldes, dagegen (genügend genaue) Näherungswerte für die Schnitte außerhalb der Fixpunkte. Zur Bildung des Querkraftgrenzwertes muß die Strecke von einem Lager bis zum betrachteten Schnitt voll, die Strecke bis zum anderen Lager leer sein, während die anstoßenden Felder im Wechsel leer und voll sind.

Die in den Tabellen angegebenen Querschnitte besitzen in der Nähe der Innenstützen die geringen Abstände 0,02 l , weil daselbst die Momente sehr stark wachsen und weil es erwünscht ist, Querkkräfte und Momente am Anschnitt des Unterzuges an die Stütze und am Beginn der Anschlußschräge unmittelbar abzulesen.

Auf gleichgroße Einzellasten P in gleichgroßen Abständen voneinander beziehen sich

Tabelle 8 für Träger über 2 gleichweiten Feldern,

„	9	„	„	„	3	„	„
„	10	„	„	„	4	„	„

Jede Einzellast hat den Größtwert P . Der auf die bleibende Last entfallende Anteil von P ist P_g , der von der veränderlichen Verkehrslast herührende Lastanteil ist P_p , so daß $P = P_g + P_p$. Die Tabellen 8—10 enthalten für die in Spalte 1 angegebenen Querschnitte unter Annahme der jeweilig ungünstigsten Lastenstellung:

- das Moment M_g infolge der ständigen Lasten P_g ,

$$M_g = \frac{P_g \cdot l}{k} \quad (33)$$

(In Tab. 8a Zahlenwert k aus Spalte 2);

- das Kleinstmoment $M_{p \min}$ infolge der veränderlichen Lasten P_p ,

$$M_{p \min} = \frac{P_p \cdot l}{k} \quad (34)$$

(In Tab. 8a k aus Spalte 3);

c) das Größtmoment $M_{p,max}$ infolge der veränderlichen Lasten P_p

$$M_{p,max} = \frac{P_p \cdot l}{k}, \quad (35)$$

(In Tab. 8 a k aus Spalte 4);

d) die Grenzwerte der Momente

$$M_1 = M_g + M_{p,min}; \quad (36)$$

$$M_2 = M_g + M_{p,max}; \quad (37)$$

e) die Querkraft V_g infolge der bleibenden Lasten P_g

$$V_g = P_g \cdot k, \quad (38)$$

(In Tab. 8 a k aus Spalte 5);

f) die Querkraft V_p infolge der veränderlichen Lasten P_p (absoluter Größtwert)

$$V_p = P_p \cdot k, \quad (39)$$

(In Tab. 8 a k aus Spalte 6);

g) die gesamte Querkraft

$$V = V_g + V_p. \quad (40)$$

Besitzt ein durchlaufender Träger mehr als 4 gleichweite Felder, so berechne man seine Endfelder wie die Endfelder, alle Innenfelder wie die zweiten Felder der entsprechenden Tabellen 7 bzw. 10.

B. Grenzlängen und Grenzlasten voller Deckenplatten.

Fig. 20 stellt die Momentenfläche eines mit der Last Q gleichförmig belasteten Trägers von der Stützweite l dar, an dessen Auflagern die Stützenmomente M_I und M_{II} wirken. Die Schlußlinie schneidet die Momentennullpunkte I und II aus; ihre Entfernung ist s . Bei freier Auflagerung an beiden Stützpunkten wäre das Größtmoment

$$M^0 = \frac{Q l}{8} \quad (46)$$

Infolge der beiden Stützenmomente beträgt das größte positive Moment

$$M = \frac{Q s^2}{8 l} \quad (47)$$

Aus den beiden Gleichungen folgt:

$$\frac{Q}{8} = \frac{M^0}{l} = \frac{M l}{s^2} \quad (48)$$

oder:

$$l = s \cdot \sqrt{M^0 : M}. \quad (49)$$

Da die Nutzhöhe h der Deckenplatten mindestens $1/27$ der Länge s sein muß, wird

$$l_{max} = 27 \cdot h \cdot \sqrt{M^0 : M}. \quad (50)$$

d. h. die Grenzlänge l_{max} einer Deckenplatte von der Nutzhöhe h hängt von dem Einspannungsgrad ab.

Für den Grenzfall $s = 27 h$ wird aus (47):

$$M = \frac{Q \cdot 27^2 \cdot h^2}{8 \cdot l}. \quad (51)$$

Da M in tcm, Q in t, l in cm gesetzt wird, ist die Einheitsbelastung q (in t/m²):

$$q = \frac{100 \cdot Q}{l} \quad \text{und} \quad \frac{Q}{l} = \frac{q}{100}. \quad (52)$$

daher

$$M = \frac{27^2 h^2 q}{800}. \quad (53)$$

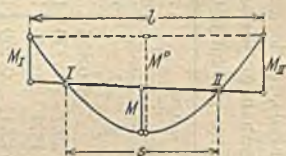


Fig. 20.

Tabelle 5 für durchlaufende Träger über 2 gleichweiten Feldern.



g ist die bleibende, q die gesamte Einheitslast. $M = Q \cdot l : k$, $V = Q \cdot k$, $G = g \cdot l$, $Q = q \cdot l$.
Die Tabelle enthält für die angegebenen Querschnitte die Grenzwerte der Momente in der Form $M = Ql:k$
und den absoluten Größtwert der Querkraft $V = Q \cdot k$ bei ungünstigster Lastenstellung.

$x:l$	$g:q = 0,10$			$g:q = 0,20$			$g:q = 0,30$			$g:q = 0,40$			$g:q = 0,50$			$x:l$
	M_{\min}	M_{\max}	V	M_{\min}	M_{\max}	V	M_{\min}	M_{\max}	V	M_{\min}	M_{\max}	V	M_{\min}	M_{\max}	V	
1	2 -	3 +	4 +	5 +	6 +	7 +	8 +	9 +	10 +	11 +	12 +	13 +	14 +	15 +	16 +	1
0,00			0,431			0,425			0,419			0,412			0,406	0,00
0,10	421	26,2	0,337	667	26,7	0,330	186	27,1	0,323	108	27,6	0,316	76,2	28,1	0,309	0,10
0,20	174	15,1	0,254		15,4	0,245	129	15,7	0,236	69,0	16,0	0,227	47,0	16,3	0,219	0,20
0,30	98,8	11,8	0,181	667	12,1	0,169	140	12,4	0,158	63,5	12,7	0,146	41,0	13,0	0,134	0,30
0,40	64,5	10,8	0,147	167	11,1	0,134	286	11,4	0,120	76,9	11,8	0,106	44,4	12,1	0,093	0,40
0,50	45,7	11,0	0,206	32,0	11,4	0,197	320	11,8	0,188	160	12,3	0,179	64,0	12,8	0,170	0,50
0,60	34,2	12,6	0,274	47,6	13,3	0,268	78,4	14,0	0,263	222	14,8	0,258	267	15,7	0,252	0,60
0,70	26,6	17,6	0,351	31,7	19,0	0,348	39,4	20,8	0,345	51,9	22,8	0,342	76,2	25,4	0,339	0,70
0,80	21,3	40,0	0,436	22,7	50,0	0,435	24,4	66,7	0,434	26,3	100	0,433	28,6	200	0,431	0,80
0,82	20,4	57,4	0,453	21,4	81,3	0,453	22,5	193	0,452	23,7	488	0,451	25,9	325	0,450	0,82
0,84	19,6	106	0,472	20,7	238	0,471	20,8	922	0,470	21,4	159	0,469	22,1	86,6	0,469	0,84
0,86	18,8	930	0,490	19,1	232	0,489	19,3	103	0,489	19,5	66,4	0,488	19,8	48,9	0,488	0,86
0,88	17,5	175	0,509	17,5	87,5	0,508	17,5	58,3	0,508	17,5	43,7	0,507	17,5	35,0	0,507	0,88
0,90	14,8	148	0,527	14,8	74,0	0,527	14,8	49,3	0,527	14,8	37,0	0,527	14,8	29,6	0,526	0,90
0,92	12,8	128	0,546	12,8	64,0	0,546	12,8	42,7	0,546	12,8	32,0	0,546	12,8	25,6	0,546	0,92
0,94	11,2	112	0,566	11,2	56,0	0,566	11,2	37,3	0,566	11,2	28,0	0,566	11,2	22,4	0,566	0,94
0,96	9,92	99,2	0,585	9,92	49,6	0,585	9,92	33,1	0,585	9,92	24,8	0,585	9,92	19,8	0,585	0,96
0,98	8,83	88,3	0,605	8,83	44,1	0,605	8,83	29,4	0,605	8,83	22,1	0,605	8,83	17,7	0,605	0,98
1,00	8,00	80,0	0,625	8,00	40,0	0,625	8,00	26,7	0,625	8,00	20,0	0,625	8,00	16,0	0,625	1,00

Teil 2 der Tabelle 5.

$x:l$	$g:q = 0,60$			$g:q = 0,70$			$g:q = 0,80$			$g:q = 0,90$			$g = q$		$x:l$
	M_{\min}	M_{\max}	V	M_{\min}	M_{\max}	V	M_{\min}	M_{\max}	V	M_{\min}	M_{\max}	V	M	V	
1	17 +	18 +	19 +	20 +	21 +	22 +	23 +	24 +	25 +	26 +	27 +	28 +	29 +	30 +	1
0,00			0,400			0,394			0,387			0,381		0,375	0,00
0,10	58,8	28,6	0,302	47,9	29,1	0,296	40,4	29,6	0,289	34,9	30,2	0,282	30,8	0,275	0,10
0,20	35,7	16,7	0,210	28,8	17,0	0,201	24,1	17,4	0,192	20,6	17,8	0,184	18,2	0,175	0,20
0,30	30,3	13,3	0,122	21,0	13,7	0,110	19,9	14,0	0,099	17,0	14,4	0,087	14,8	0,075	0,30
0,40	31,2	12,5	0,079	24,1	12,9	0,066	19,6	13,3	0,052	16,5	13,8	0,038	14,3	0,025	0,40
0,50	40,0	13,3	0,161	29,1	13,3	0,152	22,8	14,5	0,143	18,8	15,2	0,134	16,0	0,125	0,50
0,60	83,3	16,7	0,247	49,3	17,8	0,241	35,1	19,0	0,236	27,2	20,5	0,230	22,2	0,225	0,60
0,70	143	28,6	0,336	114	32,6	0,333		38,1	0,331	87,9	45,7	0,328	57,1	0,325	0,70
0,80	31,2		0,430	34,5	200	0,429	38,5	100	0,428	43,5	66,7	0,427	50,0	0,425	0,80
0,82	26,5	122	0,449	28,2	75,0	0,448	30,1	54,2	0,447	32,3	42,4	0,446	34,8	0,445	0,82
0,84	22,9	59,5	0,468	23,7	45,3	0,467	24,5	36,6	0,466	25,5	30,7	0,466	26,4	0,465	0,84
0,86	20,0	38,7	0,487	20,3	32,1	0,487	20,6	27,3	0,486	20,8	23,8	0,485	21,1	0,485	0,86
0,88	17,5	29,2	0,507	17,5	25,0	0,506	17,5	21,9	0,506	17,5	19,4	0,505	17,5	0,505	0,88
0,90	14,8	24,7	0,526	14,8	21,1	0,526	14,8	18,5	0,525	14,8	16,4	0,525	14,8	0,525	0,90
0,92	12,8	21,3	0,546	12,8	18,3	0,545	12,8	16,0	0,545	12,8	14,2	0,545	12,8	0,545	0,92
0,94	11,2	18,7	0,565	11,2	16,0	0,565	11,2	14,0	0,565	11,2	12,4	0,565	11,2	0,565	0,94
0,96	9,92	16,5	0,585	9,92	14,2	0,585	9,92	12,4	0,585	9,92	11,0	0,585	9,92	0,585	0,96
0,98	8,83	14,7	0,605	8,83	12,6	0,605	8,83	11,0	0,605	8,83	9,81	0,605	8,83	0,605	0,98
1,00	8,00	13,3	0,625	8,00	11,4	0,625	8,00	10,0	0,625	8,00	8,89	0,625	8,00	0,625	1,00

Tabelle 5a für gleichförmig belastete Balken mit voller und teilweiser Einspannung.

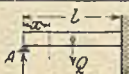
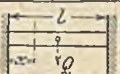
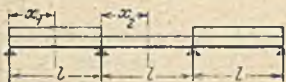
x:	 Einseitige Einspannung			 Beiderseitige Einspannung	
	Feldmoment	Stützenmoment	Stützenmoment	Feldmoment	Stützenmoment
	$\frac{1}{12} Ql$ $M = Ql \cdot k$	$-\frac{1}{12} Ql$ $M = Ql \cdot k$	$-\frac{1}{12} Ql$ $M = Ql \cdot k$	$\frac{1}{12} Ql$ $M = Ql \cdot k$	$-\frac{1}{12} Ql$ $M = Ql \cdot k$
1	2	3	4	5	6
0	+ 0.0000	+ 0.0000	+ 0.000	- 0.0536	- 0,0833
0.02	0.0083	0.0081	0.0073	0.0438	0.0735
0.04	0.0163	0.0159	0.0142	0.0344	0.0641
0.06	0.0238	0.0232	0.0207	0.0254	0.0551
0.08	0.0309	0.0301	0.0268	0.0168	0.0465
0.10	0.0376	0.0367	0.0325	0.0086	0.0383
0.12	0.0440	0.0428	0.0378	- 0.0008	0.0305
0.14	0.0499	0.0485	0.0427	+ 0.0066	0.0231
0.16	0.0554	0.0539	0.0472	0.0136	0.0161
0.18	0.0605	0.0588	0.0513	0.0202	0.0095
0.20	0.0653	0.0633	0.0550	0.0264	- 0,0033
0.30	0.0823	0.0800	0.0675	0.0514	+ 0.0217
0.40	0.0906	0.0867	0.0700	0.0664	0.0367
0.50	0.0882	0.0833	0.0625	0.0714	0.0417
0.60	0.0758	0.0700	0.0450	0.0664	0.0367
0.70	0.0535	0.0467	+ 0.0175	0.0514	+ 0.0217
0.80	0.0211	0.0133	- 0.0200	0.0264	- 0,0033
0.82	0.0134	+ 0.0055	0.0287	0.0202	0.0095
0.84	+ 0.0054	- 0.0028	0.0378	0.0136	0.0161
0.86	- 0.0031	0.0115	0.0473	+ 0.0066	0.0231
0.88	0.0120	0.0205	0.0572	- 0.0008	0.0305
0.90	0.0212	0.0300	0.0675	0.0086	0.0383
0.92	0.0309	0.0399	0.0782	0.0168	0.0465
0.94	0.0410	0.0501	0.0893	0.0254	0.0551
0.96	0.0515	0.0608	0.1008	0.0344	0.0641
0.98	0.0623	0.0719	0.1127	0.0438	0.0735
1.00	- 0.0736	- 0.0833	- 0.1250	- 0.0536	- 0.0833

Tabelle 6 für durchl. Träger über 3 gleichweiten Feldern.

g ist die bleibende, q die gesamte Einheitslast.

$Q = q \cdot l, \quad M = Q \cdot l : k, \quad V = Q \cdot k.$

Die Tabelle enthält für die angegebenen Querschnitte die Grenzwerte der Momente in der Form $M = Ql : k$ und den absoluten Größtwert der Querkraft $V = Q \cdot k$ bei ungünstigster Lastenstellung.



x:l	g:q = 0,10			g:q = 0,20			g:q = 0,30			
	M _{min}	M _{max}	V	M _{min}	M _{max}	V	M _{min}	M _{max}	V	
	2 -	3 +	4 +	5 +	6 +	7 +	8 +	9 +	10 +	
Erstes Feld	0,00		0,445			0,440			0,435	
	0,10		0,351	333	25,6	0,345	143	26,0	0,339	
	0,20	333	14,5	0,268	250	14,7	0,260	90,9	14,9	0,253
	0,30	167	11,3	0,196	333	11,5	0,185	83,3	11,7	0,175
	0,40	100	10,2	0,135		10,4	0,120	100	10,6	0,105
	0,50	66,7	10,2	0,194	200	10,5	0,183	200	10,8	0,173
	0,60	47,6	11,5	0,262	83,3	11,9	0,255	333	12,3	0,249
	0,70	35,7	15,0	0,340	47,6	15,9	0,335	71,4	16,8	0,331
	0,80	27,8	27,8	0,425	31,2	31,2	0,422	35,7	35,7	0,420
	0,82	26,5	34,8	0,443	29,0	40,6	0,441	32,1	48,8	0,438
Zweites Feld	0,84	25,3	47,6	0,461	27,0	59,5	0,459	27,7	79,3	0,456
	0,86	24,2	77,5	0,480	25,3	116	0,478	26,4	232	0,475
	0,88	20,7	103	0,498	21,3	213	0,496	22,0	342	0,494
	0,90	17,1	111	0,517	17,5	333	0,515	18,0	333	0,513
	0,92	14,5	121	0,536	14,8	851	0,535	15,2	172	0,533
	0,94	12,5	133	0,556	12,8	—	0,554	13,0	114	0,552
	0,96	11,0	149	0,575	11,2	391	0,574	11,4	84,4	0,572
	0,98	9,72	170	0,595	9,87	219	0,593	10,0	66,5	0,592
	1,00	8,69	200	0,615	8,82	150	0,613	8,95	54,5	0,612
		—	—	—	—	—	—	—	—	—
Drittes Feld	0,00	—	+	+	—	—	+	—	—	+
	0,02	8,69	200	0,575	8,82	150	0,567	8,95	54,5	0,558
	0,04	9,64	223	0,555	9,78	137	0,547	9,93	60,4	0,538
	0,06	10,8	25,5	0,535	10,9	127	0,527	11,1	67,1	0,519
	0,08	12,1	30,1	0,516	12,3	120	0,508	12,5	74,8	0,499
	0,10	13,8	37,3	0,497	14,0	115	0,489	14,2	83,6	0,480
	0,12	16,0	50,0	0,478	16,2	107	0,470	16,4	93,7	0,461
	0,14	18,8	781	0,460	19,0	108	0,451	19,3	105	0,442
	0,16	20,4	192	0,442	20,8	—	0,433	21,3	208	0,424
	0,18	20,7	82,0	0,424	21,5	139	0,414	22,3	454	0,405
0,20	21,0	53,2	0,406	22,1	72,5	0,397	23,3	114	0,387	
0,20	21,3	400	0,389	22,7	50,0	0,379	24,3	66,7	0,369	
0,30	22,5	200	0,309	25,6	22,2	0,297	30,0	25,0	0,285	
0,40	23,2	15,4	0,238	27,8	16,7	0,223	34,5	18,2	0,208	
0,50	23,5	14,3	0,178	28,6	15,4	0,158	36,4	16,7	0,139	
	—	+	+	—	+	+	—	+	+	

Teil 2 der Tabelle 6.

$x:l$	$g:q = 0,40$			$g:q = 0,50$			$g:q = 0,60$		
	M_{\min}	M_{\max}	V	M_{\min}	M_{\max}	V	M_{\min}	M_{\max}	V
11	12 +	13 +	14 +	15 +	16 +	17 +	18 +	19 +	20 +
0,00			0,430			0,425			0,420
0,10	90,9	26,3	0,334	66,7	26,7	0,328	52,6	27,0	0,322
0,20	55,5	15,1	0,245	40,0	15,4	0,238	31,2	15,6	0,230
0,30	47,6	11,9	0,164	33,3	12,1	0,153	25,6	12,3	0,143
0,40	50,0	10,9	0,090	33,3	11,1	0,075	25,0	11,4	0,060
0,50	66,7	11,1	0,162	40,0	11,4	0,152	28,6	11,8	0,142
0,60	167	12,8	0,242	66,7	13,3	0,235	41,7	13,9	0,228
0,70	143	17,8	0,327		19,0	0,322	143	20,4	0,318
0,80	41,7	41,7	0,417	50,0	50,0	0,414	62,5	62,5	0,411
0,82	38,1	61,0	0,435	40,6	81,3	0,433	46,9	122	0,430
0,84	31,3	119	0,454	34,0	238	0,452	37,2		0,449
0,86	27,7		0,473	29,1	232	0,471	30,6	116	0,469
0,88	22,7	189	0,492	23,5	97,4	0,490	24,3	65,5	0,488
0,90	18,5	111	0,512	19,0	66,7	0,510	19,6	47,6	0,508
0,92	15,5	77,6	0,531	15,9	50,2	0,529	16,3	37,0	0,527
0,94	13,3	59,1	0,551	13,6	39,9	0,549	13,9	30,1	0,547
0,96	11,6	47,3	0,570	11,8	32,9	0,569	12,0	25,2	0,567
0,98	10,2	39,2	0,590	10,4	27,8	0,588	10,5	21,5	0,587
1,00	9,09	33,3	0,610	9,23	24,0	0,608	9,37	18,7	0,607
	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	—	+	—	—	+	—	—	+
0,00	9,09	33,3	0,550	9,23	24,0	0,542	9,37	18,7	0,533
0,02	10,1	36,9	0,530	10,2	26,6	0,522	10,4	20,8	0,513
0,04	11,3	41,1	0,510	11,4	29,6	0,502	11,6	23,2	0,494
0,06	12,7	46,0	0,491	12,9	33,2	0,482	13,1	26,0	0,474
0,08	14,4	51,9	0,471	14,7	37,6	0,463	14,9	29,5	0,454
0,10	16,7	58,8	0,452	16,9	42,8	0,443	17,1	33,7	0,435
0,12	14,1	67,2	0,433	19,8	49,3	0,424	20,0	39,0	0,415
0,14	21,8	102	0,414	22,3	67,6	0,405	22,8	50,5	0,396
0,16	23,2	357	0,396	24,1	128	0,387	25,2	78,1	0,377
0,18	24,7	263	0,378	26,2	833	0,368	28,0	161	0,358
0,20	26,3	100	0,359	28,6	200	0,350	31,2		0,340
0,30	35,7	28,6	0,273	44,4	33,3	0,260	58,8	40,0	0,248
0,40	45,4	20,0	0,192	66,7	22,2	0,177	125	25,0	0,161
0,50	50,0	18,2	0,119	80,0	20,0	0,099	200	22,2	0,079
	—	+	+	—	+	+	—	+	+

Tabelle 7a für durchlaufende Träger über 4 gleichweiten Feldern.



g ist die bleibende, q die gesamte Einheitslast. Die Tabelle enthält für die angegebenen Querschnitte die Grenzwerte der Momente in der Form $M = Ql \cdot k$ und den absoluten Größtwert der Querkraft $V = Q \cdot k$ bei ungünstigster Lastenstellung.

Feld 1.

Feld 1 $x_1 : l$	$g:q = 0,10$			$g:q = 0,20$			$g:q = 0,30$			$g:q = 0,40$			$g:q = 0,50$			Feld 1 $x : l$
	M_{\min}	M_{\max}	V	M_{\min}	M_{\max}	V	M_{\min}	M_{\max}	V	M_{\min}	M_{\max}	V	M_{\min}	M_{\max}	V	
1	2 -	3 +	4 +	5 +	6 +	7 +	8 +	9 +	10 +	11 +	12 +	13 +	14 +	15 +	16 +	1
0,00			0,441			0,436			0,430			0,425			0,420	0,00
0,10	718	25,6	0,347	389	25,9	0,341	153	26,3	0,335	95,2	26,7	0,329	69,1	27,1	0,323	0,10
0,20	264	14,7	0,264	318	14,9	0,256	99,3	15,1	0,248	58,9	15,4	0,240	41,8	15,6	0,232	0,20
0,30	139	11,5	0,191	583	11,7	0,180	94,3	11,9	0,169	71,3	12,1	0,148	35,2	12,4	0,147	0,30
0,40	86,4	10,4	0,139	583	10,6	0,124	123	10,9	0,109	65,6	11,1	0,095	35,9	11,4	0,080	0,40
0,50	58,9	10,5	0,198	140	10,8	0,188	373	11,1	0,178	80,0	11,4	0,168	44,8	11,8	0,158	0,50
0,60	42,8	11,8	0,267	68,6	12,3	0,260	173	12,8	0,253	333	13,3	0,247	84,8	13,9	0,240	0,60
0,70	32,5	15,7	0,344	41,7	16,7	0,340	58,0	17,8	0,336	95,2	19,0	0,332	267	20,5	0,328	0,70
0,80	25,5	30,4	0,429	28,2	35,0	0,427	31,5	41,2	0,424	35,7	50,0	0,422	41,2	63,6	0,419	0,80
0,82	24,4	39,2	0,447	26,3	47,4	0,445	28,6	59,9	0,443	30,5	81,3	0,441	34,5	126	0,438	0,82
0,84	23,4	56,5	0,465	24,7	75,7	0,463	26,1	115	0,461	27,7	238	0,459	29,5		0,457	0,84
0,86	22,4	105	0,484	23,1	203	0,482	23,9		0,480	24,7	233	0,478	25,6	112	0,476	0,86
0,88	19,2	155	0,503	19,6	884	0,501	20,1	238	0,499	20,6	105	0,497	21,1	67,3	0,496	0,88
0,90	16,1	175	0,522	16,4		0,520	16,7	143	0,518	17,0	75,0	0,517	17,4	50,8	0,515	0,90
0,92	13,7	204	0,541	14,0	400	0,539	14,2	101	0,538	14,5	57,8	0,536	14,7	40,4	0,535	0,92
0,94	11,9	245	0,560	12,1	226	0,559	12,3	77,3	0,557	12,5	46,6	0,556	12,7	33,4	0,554	0,94
0,96	10,5	312	0,580	10,6	155	0,578	10,8	62,1	0,572	10,9	38,8	0,575	11,1	28,2	0,574	0,96
0,98	9,34	436	0,599	9,46	117	0,598	9,58	51,6	0,597	9,70	33,1	0,595	9,83	24,4	0,594	0,98
1,00	8,39	747	0,619	8,48	93,3	0,618	8,58	43,9	0,617	8,68	28,7	0,615	8,78	21,3	0,614	1,00

Feld 2.

Feld 2 $x_2:l$	$g:q = 0,10$			$q:q = 0,20$			$g:q = 0,30$			$g:q = 0,40$			$g:q = 0,50$			Feld 2 $x:l$
	M_{min}	M_{max}	V	M_{min}	M_{max}	V	M_{min}	M_{max}	V	M_{min}	M_{max}	V	M_{min}	M_{max}	V	
17	18 —	19 +	20 +	21 —	22 —	23 +	24 —	25 —	26 +	27 +	28 —	29 +	30 —	31 —	32 +	17
0,00	8,39	747	0,596	8,48	93,3	0,589	8,58	43,9	0,583	8,68	28,7	0,576	8,78	21,3	0,569	0,00
0,02	9,30	844	0,576	9,41	103	0,569	9,52	48,7	0,563	9,63	31,8	0,556	9,74	23,6	0,549	0,02
0,04	10,4		0,556	10,5	115	0,550	10,6	54,2	0,543	10,8	35,5	0,536	10,9	26,4	0,529	0,04
0,06	11,7		0,537	11,9	127	0,530	12,0	60,7	0,523	12,1	39,8	0,517	12,3	29,7	0,510	0,06
0,08	13,4		0,518	13,5	141	0,511	13,7	68,5	0,504	13,8	45,1	0,497	14,0	33,6	0,490	0,08
0,10	15,5		0,499	15,6	157	0,492	15,8	77,6	0,485	16,0	51,5	0,478	16,1	38,6	0,471	0,10
0,12	18,2		0,481	18,4	175	0,474	18,6	88,8	0,466	18,8	59,5	0,459	19,0	44,7	0,452	0,12
0,14	19,9	249	0,463	20,3	921	0,455	20,7	161	0,448	21,1	88,5	0,440	21,7	60,9	0,433	0,14
0,16	20,4	87,6	0,445	21,1	158	0,437	21,8	787	0,430	22,7	263	0,422	23,5	113	0,414	0,16
0,18	20,8	54,3	0,427	21,9	74,8	0,420	23,1	120	0,412	24,4	303	0,404	25,9	57,6	0,396	0,18
0,20	21,3	40,0	0,410	22,7	50,0	0,402	24,4	66,7	0,394	26,3	100	0,385	28,6	200	0,377	0,20
0,30	23,5	19,2	0,330	27,1	21,2	0,320	32,1	23,6	0,309	39,2	26,3	0,299	50,4	30,6	0,288	0,30
0,40	25,6	14,5	0,260	31,5	15,6	0,247	41,1	16,8	0,233	58,8	17,7	0,219	104	19,9	0,205	0,40
0,50	27,3	13,2	0,200	35,0	14,0	0,182	48,7	14,9	0,164	80,0	16,0	0,146	224	17,2	0,127	0,50
0,60	28,5	13,7	0,222	36,5	14,6	0,205	50,7	15,6	0,187	83,3	16,7	0,170	233	17,9	0,152	0,60
0,70	28,8	16,7	0,293	35,4	17,9	0,279	45,7	19,4	0,265	64,5	21,0	0,250	110	23,0	0,236	0,70
0,80	28,4	27,2	0,374	32,1	30,4	0,362	36,9	34,6	0,350	43,5	40,0	0,338	52,8	47,5	0,325	0,80
0,82	28,2	32,3	0,392	31,3	36,9	0,380	35,1	43,1	0,368	40,0	51,8	0,356	46,5	64,9	0,344	0,82
0,84	28,0	40,4	0,409	30,4	47,8	0,397	33,4	58,6	0,386	36,9	75,7	0,374	41,2	107	0,362	0,84
0,86	27,8	55,1	0,427	29,6	69,7	0,416	31,6	95,0	0,404	34,0	149	0,393	36,7	347	0,381	0,86
0,88	23,3	54,7	0,443	24,3	73,0	0,432	25,7	110	0,421	27,3	220	0,410	29,1		0,399	0,88
0,90	19,0	51,3	0,464	20,0	71,4	0,453	21,0	118	0,442	22,2	333	0,431	23,5	400	0,420	0,90
0,92	16,1	48,4	0,483	17,0	70,3	0,472	17,7	129	0,461	18,6	774	0,450	19,6	193	0,439	0,92
0,94	13,9	45,8	0,502	14,5	69,7	0,491	15,2	145	0,480	15,9		0,469	16,7	124	0,458	0,94
0,96	12,2	43,6	0,521	12,7	69,4	0,510	13,2	169	0,500	13,8	384	0,489	14,4	90,0	0,478	0,96
0,98	10,8	41,6	0,541	11,2	69,5	0,530	11,6	208	0,519	12,1	209	0,509	12,6	69,5	0,498	0,98
1,00	9,66	40,0	0,561	10,0	70,0	0,550	10,4	280	0,539	10,8	140	0,529	11,2	56,0	0,518	1,00

Tabellen über Momente und Querkräfte durchlaufender Träger. 763

Tabelle 7b für durchlaufende Träger über 4 gleichweiten Feldern.



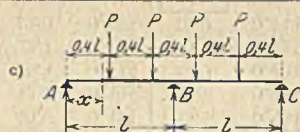
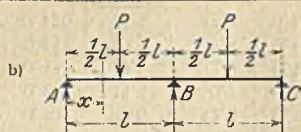
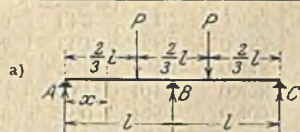
g ist die bleibende, q die gesamte Einheitslast. Die Tabelle enthält für die angegebenen Querschnitte die Grenzwerte der Momente in der Form $M = Ql : k$ und den absoluten Größtwert der Querkraft $V = Q \cdot k$ bei ungünstigster Lastenstellung.

Feld I.

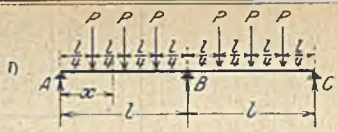
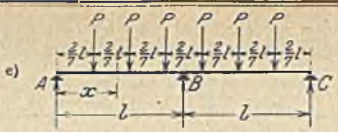
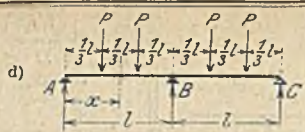
Feld 1 $x_1 : l$	$g:q = 0,60$			$g:q = 0,70$			$g:q = 0,80$			$g:q = 0,90$			$g = q$		Feld 1 $x : l$
	M_{\min}	M_{\max}	V	M_{\min}	M_{\max}	V	M_{\min}	M_{\max}	V	M_{\min}	M_{\max}	V	M	V	
1	2 +	3 +	4 +	5 +	6 +	7 +	8 +	9 +	10 +	11 +	12 +	13 +	14 +	15 +	1
0,00			0,414			0,409			0,404			0,398		0,393	0,00
0,10	54,3	27,5	0,317	44,7	27,9	0,311	37,9	28,3	0,305	33,0	28,7	0,299	29,2	0,293	0,10
0,20	32,4	15,9	0,224	26,5	16,2	0,217	22,4	16,5	0,209	19,4	16,8	0,201	17,1	0,193	0,20
0,30	26,8	12,6	0,136	21,7	12,9	0,126	18,2	13,1	0,115	15,6	13,4	0,104	13,7	0,093	0,30
0,40	26,5	11,7	0,066	21,0	12,0	0,051	17,4	12,3	0,036	14,9	12,6	0,022	13,0	0,007	0,40
0,50	31,1	12,2	0,147	23,8	12,6	0,137	19,3	13,0	0,127	16,2	13,5	0,117	14,0	0,107	0,50
0,60	48,6	14,6	0,234	34,1	15,3	0,227	26,2	16,1	0,220	20,8	16,9	0,214	17,9	0,207	0,60
0,70	333	22,2	0,324	103	24,2	0,319	60,6	26,7	0,315	43,0	29,6	0,311	33,3	0,307	0,70
0,80	48,6	87,5	0,417	59,3	140	0,415	76,1	350	0,412	106	700	0,410	175	0,407	0,80
0,82	38,5	285	0,436	43,4		0,434	49,9	190	0,432	58,7	103	0,429	71,1	0,427	0,82
0,84	31,6	208	0,455	33,9	108	0,453	36,7	72,5	0,451	40,0	54,6	0,449	43,9	0,447	0,84
0,86	26,6	74,0	0,475	27,6	55,2	0,473	28,8	44,0	0,471	30,0	36,6	0,469	31,3	0,467	0,86
0,88	21,6	49,6	0,494	22,2	39,2	0,492	22,8	32,4	0,491	23,4	27,7	0,489	24,1	0,487	0,88
0,90	17,8	38,4	0,514	18,2	30,9	0,512	18,6	25,8	0,510	19,0	22,2	0,509	19,4	0,507	0,90
0,92	15,0	31,1	0,533	15,3	25,3	0,532	15,6	21,3	0,530	15,9	18,4	0,529	16,2	0,527	0,92
0,94	12,9	26,0	0,553	13,1	21,3	0,551	13,3	18,0	0,550	13,6	15,6	0,549	13,8	0,547	0,94
0,96	11,3	22,2	0,573	11,4	18,3	0,571	11,6	15,5	0,570	11,8	13,5	0,568	11,9	0,567	0,96
0,98	9,96	19,3	0,593	10,1	15,9	0,591	10,2	13,6	0,590	10,4	11,9	0,588	10,5	0,587	0,98
1,00	8,89	17,0	0,612	9,00	14,1	0,611	9,10	12,0	0,610	9,22	10,5	0,608	9,33	0,607	1,00

Feld 2 $x_2:l$	$g:q = 0,60$			$g:q = 0,70$			$g:q = 0,80$			$g:q = 0,90$			$g = q$		Feld 3 $x:l$
	M_{min}	M_{max}	V	M_{min}	M_{max}	V	M_{min}	M_{max}	V	M_{min}	M_{max}	V	M	V	
16	17 —	18 —	19 +	20 —	21 —	22 +	23 —	24 —	25 +	26 —	27 —	28 +	29 —	30 +	16
0.00	8,89	17,0	0,562	9,00	14,1	0,556	9,10	12,0	0,549	9,22	10,5	0,542	9,33	0,536	0.00
0.02	9,86	18,8	0,543	9,98	15,6	0,536	10,1	13,4	0,529	10,2	11,7	0,522	10,3	0,516	0.02
0.04	11,0	21,0	0,523	11,1	17,4	0,516	11,3	14,9	0,509	11,4	13,0	0,502	11,6	0,496	0.04
0.06	12,4	23,6	0,503	12,6	19,6	0,496	12,7	16,8	0,489	12,9	14,7	0,483	13,0	0,476	0.06
0.08	14,1	26,8	0,483	14,3	22,3	0,477	14,5	19,1	0,470	14,6	16,7	0,463	14,8	0,456	0.08
0.10	16,3	30,8	0,464	16,5	25,6	0,457	16,7	22,0	0,450	16,9	19,2	0,443	17,1	0,436	0.10
0.12	19,2	35,9	0,445	19,4	29,9	0,437	19,6	25,7	0,430	19,8	22,5	0,423	20,0	0,416	0.12
0.14	21,9	46,5	0,425	22,4	37,6	0,418	22,8	31,5	0,411	23,3	27,1	0,403	23,8	0,396	0.14
0.16	24,5	71,7	0,406	25,5	52,6	0,399	26,6	41,5	0,391	27,9	34,3	0,385	29,2	0,376	0.16
0.18	27,5	148	0,388	29,4	84,7	0,380	31,6	59,4	0,372	34,2	45,7	0,364	37,2	0,356	0.18
0.20	31,2		0,369	34,5	200	0,361	38,5	100	0,352	43,5	66,7	0,344	50,0	0,336	0.20
		+			+			+		+			+		
0.30	70,7	35,9	0,278	118	43,4	0,267	359	54,9	0,257	346	74,7	0,246	117	0,236	0.30
0.40	438	21,9	0,191	197	24,3	0,177	80,4	27,5	0,163	55,6	31,5	0,150	36,8	0,136	0.40
0.50	280	18,7	0,109	86,1	20,4	0,091	50,9	22,4	0,072	36,1	24,9	0,054	28,3	0,036	0.50
0.60	292	19,4	0,134	89,7	21,2	0,177	53,0	23,3	0,099	37,6	25,9	0,082	29,2	0,064	0.60
0.70	368	25,5	0,222	272	28,4	0,207	99,3	32,2	0,193	60,7	37,1	0,179	43,8	0,164	0.70
		+		+	+		+	+		+	+		+		
0.80	67,3	58,3	0,313	92,7	75,7	0,301	149	108	0,289	379	187	0,277	700	0,264	0.80
0.82	55,5	86,8	0,332	68,8	131	0,320	90,6	268	0,308	133	—	0,296	246	0,284	0.82
0.84	46,7	182	0,351	54,0	614	0,339	63,8	449	0,328	78,1	164	0,316	101	0,304	0.84
0.86	40,0	—	0,370	43,8	191	0,359	48,5	117	0,347	54,3	80,6	0,336	61,6	0,324	0.86
0.88	31,2	217	0,388	33,6	109	0,377	36,4	72,7	0,366	39,7	54,5	0,355	43,6	0,344	0.88
0.90	25,0	125	0,409	26,7	74,1	0,397	28,6	52,6	0,386	30,8	40,8	0,375	33,3	0,364	0.90
0.92	20,7	101	0,428	21,9	55,3	0,417	23,3	40,7	0,406	24,9	32,2	0,395	26,7	0,384	0.92
0.94	17,5	64,5	0,448	18,5	43,5	0,437	19,5	32,9	0,426	20,7	26,3	0,415	22,0	0,404	0.94
0.96	15,1	51,0	0,467	15,9	35,6	0,457	16,7	27,3	0,446	17,6	22,1	0,435	18,6	0,424	0.96
0.98	13,2	41,7	0,487	13,8	29,8	0,476	14,5	23,2	0,467	15,2	19,0	0,455	16,0	0,444	0.98
1.00	11,7	35,0	0,507	12,2	25,5	0,496	12,7	20,0	0,486	13,3	16,5	0,475	14,0	0,464	1.00

Tabelle 8 für durchlaufende Träger über 2 gleichweiten Feldern.



$x:l$	Momente			Querkräfte		$x:l$	Momente			Querkräfte		$x:l$	Momente			Querkräfte	
	M_g $P_g \cdot l:k$	M_{pmin} $P_p \cdot l:k$	M_{pmax} $P_p \cdot l:k$	V_g $P_g \cdot k$	V_p $P_p \cdot k$		M_g $P_g \cdot l:k$	M_{pmin} $P_p \cdot l:k$	M_{pmax} $P_p \cdot l:k$	V_g $P_g \cdot k$	V_p $P_p \cdot k$		M_g $P_g \cdot l:k$	M_{pmin} $P_p \cdot l:k$	M_{pmax} $P_p \cdot l:k$	V_g $P_g \cdot k$	V_p $P_p \cdot k$
1	2 +	3 -	4 +	5	6	7	8 +	9 -	10 +	11	12	13	14 +	15 -	16 +	17	18
0,00						0,00						0,00					
0,10	67,5	108	41,5			0,10	32,0	107	24,6			0,10	20,5	64,1	15,5	+	+
0,20	33,7	54,0	20,8			0,20	16,0	53,3	12,3			0,20	10,2	32,0	7,76	0,488	0,644
0,30	22,5	36,0	13,8	0,148	0,241	0,30	10,7	35,6	8,20	+	+	0,30	6,83	21,4	5,18		
0,40	16,9	27,0	10,4			0,40	8,00	26,7	6,15	0,312	0,407	0,40	5,12	16,0	3,88	→	←
0,50	13,5	21,6	8,31			0,50	6,40	21,3	4,92	→	←	0,50	6,94	12,8	4,50	-	-
0,60	11,2	18,0	6,92			0,60	11,4	17,8	6,96			0,60	10,8	10,7	5,36	0,512	0,640
$\frac{2}{3}$	10,1	16,2	6,23	→	←	0,60	11,4	17,8	6,96			0,60	10,8	10,7	5,36	0,512	0,640
0,70	14,2	15,4	7,40			0,70	53,3	15,2	11,8			0,70	24,0	9,16	6,63		
0,80	67,5	13,5	16,9			0,80	20,0	13,3	40,0			0,80	10,4	8,01	8,68	→	←
0,82	31,3	13,2	22,7			0,82	15,7	13,0	76,2			0,82	25,1	7,82	11,3		
0,84	20,4	12,9	34,6			0,84	12,9	12,7	800			0,84	14,3	7,63	14,8		
0,86	15,2	12,6	73,0	-	-	0,86	11,0	11,0				0,86	9,97	7,45	20,0		
0,88	12,0	12,0		0,852	0,852	0,88	9,52	9,52		0,687	0,687	0,88	7,66	7,28	30,6	-	-
0,90	10,0	10,0				0,90	8,42	8,42				0,90	6,22	6,22	65,8	1,512	1,512
0,92	8,54	8,54	M_{pmax}			0,92	7,55	7,55	M_{pmax}			0,92	5,23	5,23			
0,94	7,46	7,46	= 0			0,94	6,84	6,84	= 0			0,94	4,52	4,52	M_{pmax}		
0,96	6,62	6,62				0,96	6,25	6,25				0,96	3,98	3,98	= 0		
0,98	5,95	5,95				0,98	5,76	5,76				0,98	3,55	3,55			
1,00	5,40	5,40				1,00	5,33	5,33				1,00	3,20	3,20			

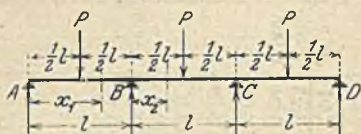


x:l	Momente			Querkräfte		x:l	Momente			Querkräfte		x:l	Momente			Querkräfte	
	M_g $P_0 \cdot l : k$	M_{Pmin} $P_P \cdot l : k$	M_{Pmax} $P_P \cdot l : k$	V_0 $P_0 \cdot k$	V_P $P_P \cdot k$		M_g $P_0 \cdot l : k$	M_{Pmin} $P_P \cdot l : k$	M_{Pmax} $P_P \cdot l : k$	V_0 $P_0 \cdot k$	V_P $P_P \cdot k$		M_g $P_0 \cdot l : k$	M_{Pmin} $P_P \cdot l : k$	M_{Pmax} $P_P \cdot l : k$	V_0 $P_0 \cdot k$	V_P $P_P \cdot k$
19	20 +	21 -	22 +	23	24	25	26 +	27 -	28 +	29	30	31	32 +	33 -	34	35	36
0.00				↑	↑	0.10	11,8	45,7	9,37	+	+	0.00				+	-
0.10	15,0	60,0	12,0			0.20	5,89	22,9	4,68	0,848	1,067	0.10	9,70	42,7	7,90	1,031	1,265
0.20	7,50	30,0	6,00	+	+	0.30	4,16	15,2	3,27	→←	→←	0.20	4,85	21,3	3,95		
0.30	5,00	20,0	4,00	0,667	0,833	0.40	4,44	11,4	3,20	-	-	0.25	3,88	17,1	3,16	→←	→←
1/3	4,50	18,0	3,60	→←	→←	0.50	4,76	9,15	3,13	0,152	0,570	0.30	3,85	14,2	3,03	+	+
0.40	5,00	15,0	3,75			0.60	6,02	7,62	3,36			0.40	3,81	10,7	2,81	0,031	0,574
0.50	6,00	12,0	4,00	0,333	0,574	0.70	19,6	6,53	4,90			0.50	3,76	8,53	2,61	→←	→←
0.60	7,50	10,0	4,29			0.80	15,6	5,72	9,03	1,151	1,237	0.60	5,93	7,11	3,23	-	-
2/3	9,00	9,00	4,50	→←	→←	0.82	11,5	5,50	10,8			0.70	13,9	6,09	4,24	0,968	1,136
0.70	15,0	8,57	5,45			0.84	9,07	5,18	13,6			0.80	42,7	5,69	5,02	→←	→←
0.80	15,0	7,50	15,0			0.86	7,35	4,83	14,1	→←	→←	0.82	13,3	5,33	8,89		
0.82	10,7	7,32	22,7			0.88	5,58	4,31	18,9			0.84	8,74	5,20	12,8		
0.84	8,33	7,14	34,6	1,333	1,333	0.90	4,50	3,90	28,9			0.86	6,50	5,08	19,6		
0.86	6,82	6,82	73,0			0.92	3,77	3,55	61,5			0.88	5,18	4,96	29,0	1,968	1,968
0.88	5,77	5,77	↑			0.94	3,24	3,24	↑	2,151	2,151	0.90	4,30	4,30	56,1		
0.90	5,00	5,00				0.96	2,85	2,85	M_{Pmax}			0.92	3,68	3,68	85,3		
0.92	4,41	4,41	M_{Pmax}			0.98	2,54	2,54	= 0			0.94	3,21	3,21	↑		
0.94	3,95	3,95	= 0			1.00	2,29	2,29	↓			0.96	2,85	2,85	M_{Pmax}		
0.96	3,57	3,57										0.98	2,46	2,46	= 0		
0.98	3,26	3,26										1.00	3,26	3,26	↓		
1.00	3,00	3,00											2,13	2,13			

Tabellen über Momente und Querkräfte durchlaufender Träger. 767

Tabelle 9a

für durchlaufende Träger über 3 gleichweiten Feldern.



Jedes Feld ist im Mittel durch eine Einzel-
last $P = P_g + P_p$ belastet, wo P_g die
ruhende Last, P_p die veränderliche Last.

Moment durch die ruhende Last

$$M_g = P_g \cdot l \cdot k.$$

Momente durch die veränderliche Last $M_{p_{\min}}$ bzw. $M_{p_{\max}} = P_p \cdot l \cdot k.$

Endfeld						Mittelfeld					
$x_1:l$	Momente			Querkräfte		$x_2:l$	Momente			Querkräfte	
	M_g $P_g \cdot l \cdot k$	$M_{p_{\min}}$ $P_p \cdot l \cdot k$	$M_{p_{\max}}$ $P_p \cdot l \cdot k$	V_g $P_g \cdot k$	V_p $P_p \cdot l$		M_g $P_g \cdot l \cdot k$	$M_{p_{\min}}$ $P_p \cdot l \cdot k$	$M_{p_{\max}}$ $P_p \cdot l \cdot k$	V_g $P_g \cdot k$	V_p $P_p \cdot k$
1	2 +	3 -	4 +	5	6	7	8 -	9 -	10 +	11	12
0.00	—					0.00	6,67	5,71	40,0		
0.10	28,6	133	23,5			0.02	7,14	6,15	44,4		
0.20	14,3	66,7	11,8	+	+	0.04	7,69	6,67	50,0		
0.30	9,52	44,4	7,84	0,350	0,425	0.06	8,33	7,27	57,1		
						0.08	9,09	8,00	66,7		
0.40	7,14	33,3	5,88								
0.50	5,71	26,7	4,70			0.10	10,0	8,89	80,0	+	+
0.60	9,09	23,5	6,45			0.12	11,1	10,0	100	0,500	0,575
0.70	22,2	19,1	10,3			0.14	12,5	11,4	133		
0.80	50,0	16,7	25,0			0.16	14,3	12,5	200		
						0.18	16,7	12,9	66,7		
0.82	30,3	16,3	35,1								
0.84	21,7	14,9	47,6	0,650	0,675	0.20	20,0	13,3	40,0		
0.86	16,9	12,4	46,5			0.30	+	13,3	13,3		
0.88	13,9	10,6	45,4			0.40	20,0	13,3	8,00		
0.90	11,8	9,30	44,4			0.50	10,0	13,3	5,71		
									+		
0.92	10,2	8,26	43,5								
0.94	9,01	7,43	42,5								
0.96	8,06	6,76	41,7								
0.98	7,30	6,19	40,8								
1.00	6,67	5,71	40,0								

Stützkräfte durch ruhende Lasten:

$$A_g = 0,350 P_g. \quad B_g = 1,150 P_g.$$

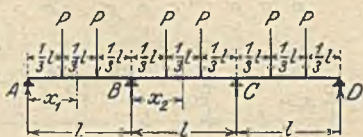
Stützkräfte durch veränderliche Lasten:

$$A_{\min} = -0,075 P_p. \quad A_{\max} = 0,425 P_p.$$

$$B_{\min} = -0,100 P_p. \quad B_{\max} = 1,250 P_p.$$

Tabelle 9b

für durchlaufende Träger über 3 gleichweiten Feldern.

 Jedes Feld ist in den Drittelpunkten durch Einzellasten $P = P_g + P_p$ belastet, wo P_g ruhende Last, P_p veränderliche Last.


Moment durch die ruhende Last

$$M_g = P_g \cdot l : k.$$

 Momente durch die veränderliche Last $M_{p_{\min}}$ bzw. $M_{p_{\max}} = P_p \cdot l : k.$

Endfeld						Mittelfeld					
$x_1 : l$	Momente			Querkräfte		$x_2 : l$	Momente			Querkräfte	
	M_g $P_g \cdot l : k$	$M_{p_{\min}}$ $P_p \cdot l : k$	$M_{p_{\max}}$ $P_p \cdot l : k$	V_g $P_g \cdot k$	V_p $P_p \cdot k$		M_g $P_g \cdot l : k$	$M_{p_{\min}}$ $P_p \cdot l : k$	$M_{p_{\max}}$ $P_p \cdot l : k$	V_g $P_g \cdot k$	V_p $P_p \cdot k$
1	2 +	3 -	4 +	5	6	7	8 -	9 -	10 +	11	12
0.00	—	—	—	↑	↑	0.00	3,75	3,21	22,5	↑	↑
0.10	13,6	75,0	11,5	+	+	0.02	4,05	3,49	25,0	↑	↑
0.20	6,82	37,5	5,77	0,733	0,867	0.04	4,41	3,81	28,1	↑	↑
0.30	4,54	25,0	3,85	↑	↑	0.06	4,84	4,20	32,1	↑	↑
1/3	4,09	22,5	3,46	→	←	0.08	5,36	4,69	37,5	+	+
				↑	↑					1,000	1,222
0.40	4,41	18,8	3,57	—	—	0.10	6,00	5,29	45,0	↑	↑
0.50	5,00	15,0	3,75	0,267	0,546	0.12	6,82	5,94	46,0	↑	↑
0.60	5,77	12,4	3,95	↑	↑	0.14	7,89	6,34	32,1	↑	↑
2/3	6,43	11,2	4,09	→	←	0.16	9,37	6,79	24,7	↑	↑
0.70	8,82	10,7	4,84	↑	↑	0.18	11,5	7,26	19,6	↑	↑
[0.80	75,0	9,37	10,7	—	—	0.20	15,0	7,50	15,0	↑	↑
0.82	25,9	8,76	13,2	—	—	0.30	30,0	7,50	6,00	↑	↑
0.84	15,6	8,28	16,4	—	—	1/3	15,0	7,50	5,00	→	←
0.86	11,2	7,85	21,4	—	—	0.40	15,0	7,50	5,00	0	+ -
[0.88	8,71	6,50	25,6	—	—	0.50	15,0	7,50	5,00	↓	↓
				—	—		+	-	+		
0.90	7,14	5,55	25,0	—	—	Stützkräfte durch ruhende Lasten:					
0.92	6,05	4,85	24,4	1,267	1,311	$A_g = 0,733 P_g.$ $B_g = 2,267 P_g.$					
0.94	5,24	4,30	23,9	↑	↑	Stützkräfte durch veränderliche Lasten:					
0.96	4,63	3,86	23,4	↑	↑	$A_{\min} = -0,133 P_p.$ $A_{\max} = 0,867 P_p.$					
[0.98	4,14	3,51	23,0	↑	↑	$B_{\min} = 0,267 P_p.$ $B_{\max} = 2,533 P_p.$					
1.00	3,75	3,21	22,5	↓	↓						
	—	—	+	↓	↓						

Tabelle 9c

für durchlaufende Träger über 3 gleichweiten Feldern.



Jedes Feld ist in den Viertelpunkten durch Einzellasten $P = P_g + P_v$ belastet, wo P_g die ruhende Last, P_v die veränderliche Last.

Moment durch die ruhende Last

$$M_g = P_g \cdot l : k.$$

Momente durch die veränderliche Last $M_{p_{\min}}$ bzw. $M_{p_{\max}} = P_p \cdot l : k.$

Endfeld						Mittelfeld					
$x_1 : l$	Momente			Querkräfte		$x_2 : l$	Momente			Querkräfte	
	M_g $P_g \cdot l : k$	$M_{p_{\min}}$ $P_p \cdot l : k$	$M_{p_{\max}}$ $P_p \cdot l : k$	V_g $P_g \cdot k$	V_p $P_p \cdot l$		M_g $P_g \cdot l : k$	$M_{p_{\min}}$ $P_p \cdot l : k$	$M_{p_{\max}}$ $P_p \cdot l : k$	V_g $P_g \cdot k$	V_p $P_p \cdot l$
1	2 +	—	4 +	5	6	7	8 —	9 —	10 +	11	12
0,00						0,00	2,67	2,28	16,0		
0,10	8,89	53,3	7,62	+	+	0,02	3,00	2,45	17,8		
0,20	4,44	26,7	3,81	1,125	1,312	0,04	3,17	2,65	20,0		
0,25	3,55	21,3	3,05	→←	→←	0,06	3,51	2,88	22,8		
0,30	3,48	17,8	2,91	+	+	0,08	3,92	3,15	26,7		
0,40	3,33	13,3	2,67	0,125	0,625						
						0,10	4,44	3,81	26,7	+	+
0,50	3,20	10,7	2,46	→←	→←	0,12	5,13	4,13	21,3	1,500	1,812
0,60	4,44	8,89	2,96	—	—	0,14	6,06	4,52	17,8		
0,70	7,27	7,62	3,72	0,875	1,100	0,16	7,41	4,86	14,2		
0,75	10,7	7,11	4,27	→←	→←	0,18	9,52	5,13	11,1		
0,80	—	6,67	6,67								
						0,20	13,3	5,33	8,89		
0,82	26,7	6,25	8,16			0,25		5,33	5,33	→←	→←
0,84	13,3	5,75	10,1			0,30	40,0	5,33	4,71	+	+
0,86	8,87	5,10	12,0			0,40	13,3	5,33	3,81	0,500	1,031
0,88	6,67	4,59	14,7	—	—	0,50	8,00	5,33	3,20	↓	↓
0,90	5,33	4,10	17,8	1,875	1,937		+	—	+		
0,92	4,44	3,54	17,4								
0,94	3,81	3,11	17,0								
0,96	3,33	2,78	16,7								
0,98	2,96	2,51	16,3								
1,00	2,67	2,28	16,0								

Stützkräfte durch ruhende Lasten:

$$A_g = 1,125 P_g. \quad B_g = 3,375 P_g.$$

Stützkräfte durch veränderliche Lasten

$$A_{\min} = -0,188 P_p. \quad A_{\max} = 1,312 P_p.$$

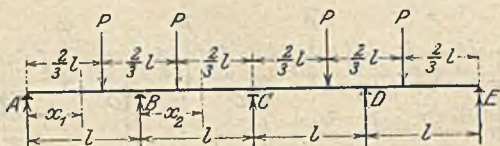
$$B_{\min} = -0,375 P_p. \quad B_{\max} = 3,750 P_p.$$

Tabelle 10a

für durchlaufende Träger über 4 gleichweiten Feldern.

In jedem Felde wirkt in einem Drittelpunkte eine Einzellast $P = P_g + P_p$, wo P_g die ruhende Last, P_p die veränderliche Last. Moment durch die ruhende Last $M_g = P_g \cdot l : k$.

Momente durch die veränderliche Last $M_{p_{min}}$ bzw. $M_{p_{max}} = P_p \cdot l : k$.



Endfeld				Mittelfeld							
$x_1 : l$	Momente			Querkräfte		$x_2 : l$	Momente			Querkräfte	
	M_g $P_g \cdot l : k$	$M_{p_{min}}$ $P_p \cdot l : k$	$M_{p_{max}}$ $P_p \cdot l : k$	V_g $P_g \cdot k$	V_p $P_p \cdot k$		M_g $P_g \cdot l : k$	$M_{p_{min}}$ $P_p \cdot l : k$	$M_{p_{max}}$ $P_p \cdot l : k$	V_g $P_g \cdot k$	V_p $P_p \cdot k$
1	2 +	3 -	4 +	5	6	7	8 -	9 -	10 +	11	12
0,00	0	0	0			0,00	5,91	5,44	68,7		
0,10	61,0	118	40,2			0,02	6,50	5,99	76,4		
0,20	30,5	59,1	20,1			0,04	7,22	6,66	85,9		
0,30	20,3	39,4	13,4	0,164	0,249	0,06	8,13	7,51	98,2		
0,40	15,2	29,5	10,0								
0,50	12,2	23,6	8,04			0,08	9,30	8,60	114		
0,60	10,2	19,7	6,70			0,10	10,9	10,1	137		
0,60	10,2	19,7	6,70			0,12	13,0	11,5	98,4	0,772	0,845
2/3	9,14	17,7	6,03			0,14	16,3	12,0	44,6		
0,70	12,3	16,9	7,10			0,16	21,9	12,4	28,8		
0,80	47,2	14,8	15,2								
0,82	53,1	14,4	19,8			0,18	33,0	12,9	21,3		
0,84	28,1	14,1	28,1	0,836	0,850	0,20	67,5	13,5	16,9		
0,86	19,1	13,7	48,7			0,30	16,0	14,5	7,62		
0,88	14,5	12,2	78,1			1/3	11,3	14,9	6,44		
0,90	11,7	10,1	76,4			0,40	13,7	15,7	7,32		
0,92	9,76	8,63	74,7			0,50	19,9	17,2	9,22		
0,94	8,39	7,53	73,1			0,60	36,3	18,9	12,4		
0,96	7,36	6,67	71,6			0,70	21,0	21,0	19,1		
0,98	6,55	5,99	70,1			0,80	55,6	22,9	39,0		
1,00	5,91	5,44	68,7			0,82	44,4	21,3	41,1	0,227	0,386
						0,84	36,9	18,3	36,3		
						0,86	31,6	16,0	32,6		
						0,88	27,6	14,3	29,5		
						0,90	24,5	12,8	27,0		
						0,92	22,1	11,7	24,9		
						0,94	20,1	10,7	23,0		
						0,96	18,4	9,90	21,5		
						0,98	17,0	9,20	20,1		
						1,00	15,8	8,59	18,9		

Stützkräfte durch ruhende Lasten:

$$A_g = 0,164 P_g \quad B_g = 1,608 P_g$$

$$C_g = 0,455 P_g$$

Stützkräfte durch veränderliche Lasten:

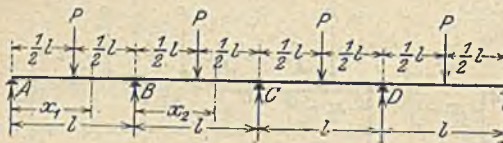
$$A_{min} = -0,085 P_p \quad A_{max} = 0,249 P_p$$

$$B_{min} = -0,087 P_p \quad B_{max} = 1,696 P_p$$

$$C_{min} = -0,317 P_p \quad C_{max} = 0,772 P_p$$

Tafel 10b

für durchlaufende Träger über 4 gleichweiten Feldern.



Jedes Feld ist im Mittel durch eine Einzellast $P = P_g + P_p$ belastet, wo P_g die ruhende Last, P_p die veränderliche Last. Moment durch die ruhende Last $M_g = P_g \cdot l \cdot k$.

Momente durch die veränderliche Last M_{pmin} bzw. $M_{pmax} = P_p \cdot l \cdot k$.

Endfeld						Mittelfeld					
$x_1 : l$	Momente			Querkräfte		$x_2 : l$	Momente			Querkräfte	
	M_g $P_g \cdot l \cdot k$	M_{pmin} $P_p \cdot l \cdot k$	M_{pmax} $P_p \cdot l \cdot k$	V_g $P_g \cdot k$	V_p $P_p \cdot k$		M_g $P_g \cdot l \cdot k$	M_{pmin} $P_p \cdot l \cdot k$	M_{pmax} $P_p \cdot l \cdot k$	V_g $P_g \cdot k$	V_p $P_p \cdot k$
1	2 +	3 -	4 +	5	6	7	8 -	9 -	10 +	11	12
0,00						0,00	6,22	5,53	49,8		
1,00	29,5	124	23,8			0,02	6,68	5,96	55,3		
0,20	14,7	62,2	11,9	+	+	0,04	7,22	6,47	62,2		
0,30	9,82	41,5	7,94	0,339	0,420	0,06	7,84	7,06	71,1		
0,40	7,37	31,1	5,96			0,08	8,59	7,78	83,0		
0,50	5,89	24,9	4,76	→ ←	→ ←	0,10	9,49	8,66	99,5		
0,60	9,65	20,7	6,59			0,12	10,6	9,67	124	+	+
0,70	26,7	17,8	10,7			0,14	12,0	11,2	166	0,553	0,654
0,80	35,0	15,5	28,0			0,16	13,9	12,3	108		
0,82	23,9	15,2	41,5			0,18	16,4	12,8	58,3		
0,84	18,2	13,9	59,2	0,661	0,681	0,20	20,0	13,3	40,0		
0,86	14,6	11,7	57,9			0,30	137	13,8	12,9		
0,88	12,3	10,1	56,6				+				
0,90	10,6	8,87	55,3			0,40	16,5	14,3	7,67		
						0,50	8,61	14,9	5,46	→ ←	→ ←
0,92	9,27	7,91	54,1			0,60	14,0	15,5	7,37		
0,94	8,26	7,14	52,9			0,70	37,3	16,2	11,3		
0,96	7,45	6,51	51,8			0,80	56,0	16,6	23,6		
0,98	6,78	5,98	50,8				-				
1,00	6,22	5,53	49,8			0,82	37,3	16,0	28,2		
	-	-	+			0,84	28,0	15,5	35,0	0,446	0,607
						0,86	22,4	13,2	32,2		
						0,88	18,7	11,4	29,2		
						0,90	16,0	10,0	26,7		
						0,92	14,0	8,11	24,6		
						0,94	12,4	8,04	22,8		
						0,96	11,2	7,33	21,2		
						0,98	10,2	6,73	19,8		
						1,00	9,33	6,22	18,7		
							-	-	+		

Stützkräfte durch ruhende Lasten:

$A_g = 0,339 P_g$. $B_g = 1,214 P_g$.

$C_g = 0,893 P_g$.

Stützkräfte durch veränderliche Lasten:

$A_{min} = -0,080 P_p$. $A_{max} = 0,420 P_p$.

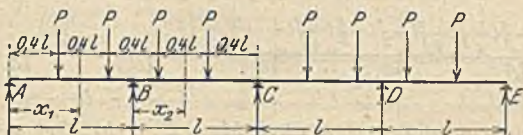
$B_{min} = -0,120 P_p$. $B_{max} = 1,335 P_p$.

$C_{min} = -0,321 P_p$. $C_{max} = 1,214 P_p$.

Tabelle 10c

für durchlaufende Träger über 4 gleichweiten Feldern.

Jedes ist mit zwei Einzellasten $P = P_o + P_p$ belastet, die voneinander und von den Endstützen den Abstand 0,4l haben. $P_o =$ ruhende Last, $P_p =$ veränderliche Last. Moment durch die ruhende Last $M_o = P_o \cdot l : k$. Momente durch die veränderliche Last M_{pmin} bzw. $M_{pmax} = P_p \cdot l : k$.



Endfeld						Mittelfeld					
Momente			Querkräfte			Momente			Querkräfte		
$x_1 : l$	M_o	M_{pmin}	M_{pmax}	V_o	V_p	$x_2 : l$	M_o	M_{pmin}	M_{pmax}	V_o	V_p
	$P_o \cdot l : k$	$P_p \cdot l : k$	$P_p \cdot l : k$	$P_o \cdot k$	$P_p \cdot k$		$P_o \cdot l : k$	$P_p \cdot l : k$	$P_p \cdot l : k$	$P_o \cdot k$	$P_p \cdot k$
13	14 +	15 -	16 +	17	18	19	20 -	21 -	22 +	23	25
0,00				↑	↑	0,00	3,64	3,29	33,3	↑	↑
0,10	19,0	72,9	15,1	+	+	0,02	4,03	3,64	37,0		
0,20	9,51	36,4	7,54	0,526	0,663	0,04	4,52	4,07	41,7		
0,30	6,34	24,3	5,03			0,06	5,13	4,63	47,6		
0,40	4,75	18,2	3,77	→←	→←	0,08	5,94	5,28	47,8	+	+
0,50	6,14	14,6	4,32	-	-	0,10	7,04	5,67	29,0	1,323	1,473
0,60	8,66	12,1	5,06	0,474	0,627	0,12	8,66	6,11	20,8		
0,70	14,7	10,4	6,10			0,14	11,2	6,64	16,2		
0,80	48,6	9,11	7,67	→←	→←						
	-					0,16	16,0	7,26	13,3		
						0,18	27,7	7,68	10,6		
0,82	112	8,75	9,49			0,20	104	8,01	8,68	→←	→←
0,84	26,0	7,89	11,3			0,30	44,0	8,43	7,07		
0,86	14,7	7,18	14,0				+				
0,88	10,3	6,58	18,3	-	-	0,40	18,1	8,89	5,97	+	+
0,90	7,88	6,08	26,6	1,474	1,504	0,50	11,4	9,41	5,16	0,323	0,644
						0,60	8,35	9,99	4,55	→←	→←
0,92	6,40	5,44	36,2			0,70	19,2	10,6	8,85		
0,94	5,38	4,67	35,5			0,80	64,3	11,1	13,4		
0,96	4,64	4,10	34,7								
0,98	4,08	3,65	34,0			0,82	34,4	10,3	14,8		
1,00	3,64	3,29	33,3	↓	↓	0,84	23,5	9,71	16,6		
	-	-	+			0,86	17,8	9,14	18,8		
						0,88	14,3	7,89	17,5	-	-
						0,90	12,0	6,87	16,0	0,676	0,944
						0,92	10,3	6,08	14,8		
						0,94	9,07	5,45	13,7		
						0,96	8,08	4,94	12,7		
						0,98	7,28	4,52	11,9		
						1,00	6,63	4,17	11,2	↓	↓
							-	-	+		

Stützkräfte durch ruhende Lasten:

$$A_o = 0,526 P_o, \quad B_o = 2,978 P_o.$$

$$C_o = 1,353 P_o.$$

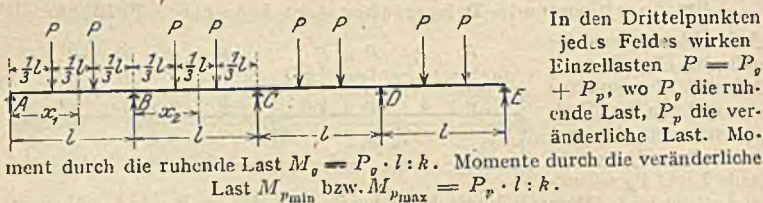
Stützkräfte durch veränderliche Lasten:

$$A_{min} = -0,137 P_p, \quad A_{max} = 0,663 P_p.$$

$$B_{min} = -0,180 P_p, \quad B_{max} = 2,978 P_p.$$

$$C_{min} = -0,535 P_p, \quad C_{max} = 1,888 P_p.$$

Tabelle 10d für durchlaufende Träger über 4 gleichweiten Feldern.



Endfeld						Mittelfeld					
$x_1 : l$	Momente			Querkräfte		$x_2 : l$	Momente			Querkräfte	
	M_o $P_o \cdot l : k$	M_{pmin} $P_p \cdot l : k$	M_{pmax} $P_p \cdot l : k$	V_o $P_o \cdot k$	V_p $P_p \cdot k$		M_o $P_o \cdot l : k$	M_{pmin} $P_p \cdot l : k$	M_{pmax} $P_p \cdot l : k$	V_o $P_o \cdot k$	V_p $P_p \cdot k$
	1 2 +	3 -	4 +	5	6	7	8 -	9 -	10 +	11	12
0.00						0,00	3,50	3,11	28,0		
0.10	14,0	70,0	11,7			0,02	3,79	3,38	31,1		
0.20	7,00	35,0	5,83	0,714	0,857	0,04	4,13	3,70	35,0		
0.30	4,67	23,3	3,89			0,06	4,54	4,08	40,0		
$\frac{1}{3}$	4,20	21,0	3,50	→ ←	→ ←	0,08	5,05	4,55	46,7		
0.40	4,56	17,5	3,62								
0.50	5,25	14,0	3,82			0,10	5,67	5,15	56,0	+	+
0.60	6,18	11,7	4,04	0,286	0,555	0,12	6,48	5,78	53,7	1,095	1,274
$\frac{2}{3}$	7,00	10,5	4,20	→ ←	→ ←	0,16	9,05	6,69	25,7		
0.70	10,0	10,0	5,00			0,18	11,3	7,19	19,8		
0.80	35,0	8,75	11,7								
	—					0,20	15,0	7,50	15,0		
0.82	18,4	8,18	14,7			0,30	23,3	7,78	5,83		
0.84	12,5	7,50	18,7			$\frac{1}{3}$	12,6	7,87	4,85	→ ←	→ ←
0.86	9,46	6,92	25,8	1,286	1,321	0,40	11,7	8,08	4,77		
0.88	7,61	6,14	31,8				+			+	+
0.90	6,36	5,28	31,1			0,50	10,5	8,40	4,67	0,095	0,587
						0,60	9,54	8,75	4,56		
0.92	5,47	4,63	30,4			$\frac{2}{3}$	9,00	9,00	4,50	→ ←	→ ←
0.94	4,79	4,13	29,8			0,70	12,3	9,13	5,25		
0.96	4,27	3,72	29,2			0,80	10,5	9,33	10,2		
0.98	3,85	3,39	28,6								
1,00	3,50	3,11	28,0			0,82	36,2	8,89	11,8		
	—	—	+			0,84	21,9	8,17	13,0		
						0,86	15,7	7,57	14,6	0,905	1,190
						0,88	12,2	7,00	16,4		
						0,90	10,0	6,00	15,0		
						0,92	8,47	5,25	13,8		
						0,94	7,34	4,67	12,8		
						0,96	6,48	4,20	11,9		
						0,98	5,80	3,82	11,2		
						1,00	5,25	3,50	10,5		
							—	—	+		

Stützkräfte durch ruhende Lasten:

$$A_o = 0,714 P_o, \quad B_o = 2,381 P_o,$$

$$C_o = 1,810 P_o.$$

Stützkräfte durch veränderliche Lasten:

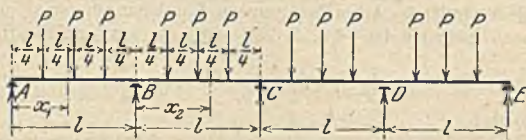
$$A_{min} = -0,143 P_p, \quad A_{max} = 0,857 P_p,$$

$$B_{min} = -0,214 P_p, \quad B_{max} = 2,595 P_p,$$

$$C_{min} = -0,571 P_p, \quad C_{max} = 2,381 P_p.$$

Tabelle 10e für durchlaufende Träger über 4 gleichweiten Feldern.

In den Viertelpunkten jedes Feldes wirken Einzellasten $P = P_0 + P_p$, wo P_0 die ruhende Last, P_p die veränderliche Last. Moment durch die ruhende Last $M_0 = P_0 \cdot l \cdot k$. Momente durch die veränderliche Last M_{pmin} bzw. $M_{pmax} = P_p \cdot l \cdot k$.



Endfeld						Mittelfeld					
$x_1 : l$	Momente			Querkräfte		$x_2 : l$	Momente			Querkräfte	
	M_0 $P_0 \cdot l \cdot k$	M_{pmin} $P_p \cdot l \cdot k$	M_{pmax} $P_p \cdot l \cdot k$	V_0 $P_0 \cdot k$	V_p $P_p \cdot k$		M_0 $P_0 \cdot l \cdot k$	M_{pmin} $P_p \cdot l \cdot k$	M_{pmax} $P_p \cdot l \cdot k$	V_0 $P_0 \cdot k$	V_p $P_p \cdot k$
1	2 +	3 -	4 +	5	6	7	8 -	9 -	10 +	11	12
0.00				↑	↑	0.00	2.49	2.21	19.9	↑	↑
0.10	9.11	49.8	7.70	+	+	0.02	2.71	2.41	22.1		
0.20	4.55	24.9	3.85	1.098	1.299	0.04	2.97	2.66	24.9		
0.25	3.64	19.9	3.08	→←	→←	0.06	3.29	2.95	28.4		
0.30	3.59	16.6	2.94	+	+	0.08	3.69	3.31	33.2		
0.40	3.46	12.4	2.71	0.098	0.612	0.10	4.19	3.70	31.5	1.634	1.885
0.50	3.34	9.96	2.50	→←	→←	0.12	4.86	4.03	23.7		
0.60	4.79	8.30	3.04	-	-	0.14	5.78	4.43	18.9		
0.70	8.42	7.11	3.86	0.902	1.114	0.16	7.12	4.79	14.6		
0.75	13.6	6.64	4.46	→←	→←	0.18	9.29	5.08	11.2		
0.80	46.7	6.21	7.17			0.20	13.3	5.33	8.89		
0.82	16.8	5.84	8.95			0.25	149	5.43	5.24	→←	→←
0.84	10.2	5.38	11.3	-	-	0.30	26.0	5.53	4.56	+	+
0.86	7.38	4.80	13.8	1.902	1.952	0.40	9.82	5.74	3.62	0.634	1.107
0.88	5.76	4.34	17.6				+				
0.90	4.73	3.89	22.1			0.50	6.05	5.97	3.01	→←	→←
						0.60	7.78	6.22	3.46	-	-
0.92	4.01	3.38	21.6			0.70	10.8	6.49	4.06	0.366	0.980
0.94	3.48	2.99	21.2			0.75	13.6	6.64	4.46	→←	→←
0.96	3.07	2.67	20.7			0.80	187	6.64	6.41		
0.98	2.75	2.42	20.3				-				
1.00	2.49	2.21	19.9	↓	↓	0.82	45.5	6.28	7.29		
	-	-	+			0.84	20.3	5.93	8.38		
						0.86	13.1	5.33	9.01	-	-
						0.88	9.62	4.83	9.69	1.366	1.768
						0.90	7.62	4.41	10.5		
						0.92	6.31	3.84	9.82		
						0.94	5.38	3.38	9.11		
						0.96	4.69	3.02	8.48		
						0.98	4.16	2.73	7.94		
						1.00	3.73	2.49	7.47	↓	↓
							-	-	+		

Stützkräfte durch ruhende Lasten:

$$A_0 = 1.098 P_0, \quad B_0 = 3.536 P_0, \quad C_0 = 2.732 P_0.$$

$$C_0 = 2.732 P_0.$$

Stützkräfte durch veränderliche Lasten:

$$A_{min} = -0.201 P_p, \quad A_{max} = 1.299 P_p,$$

$$B_{min} = -0.301 P_p, \quad B_{max} = 3.837 P_p,$$

$$C_{min} = -0.803 P_p, \quad C_{max} = 3.534 P_p.$$

Andererseits ist das zulässige Moment M , welches ein einfach bewehrter Querschnitt $b \cdot h$ bei bestimmten Randspannungen σ_b und σ_e aufnehmen kann, nach Tabellen 4 a—4 d, S. 282—283 (k_0 aus Spalte 7):

$$M = \frac{b \cdot h^2}{k_0}, \quad (54)$$

so daß

$$\frac{b h^2}{k_0} = \frac{27^2 \cdot h^2 \cdot q}{800}, \quad (55)$$

Da für den betrachteten Fall einer Deckenplatte $b = 100$ cm, findet man für den Grenzfall $h = \frac{1}{27} \cdot s$:

$$q_s = \frac{80000}{27^2 \cdot k_0}. \quad (56)$$

Diese Beziehung liefert für

$$a) \sigma_b = 0,035 \text{ t/cm}^2, \sigma_e = 1,000 \text{ t/cm}^2 \quad k_0 = 187 \quad q_s = 0,585 \text{ t/m}^2, \quad (57)$$

$$b) \sigma_b = 0,040 \text{ t/cm}^2, \sigma_e = 1,200 \text{ t/cm}^2 \quad k_0 = 169 \quad q_s = 0,650 \text{ t/m}^2, \quad (58)$$

d. h. die angegebenen Randspannungen können nur voll ausgenutzt werden, wenn die Einheitslast q der Decke größer ist als die zugehörige Grenzlast q_s (0,585 t/m² bei 35 : 1000 und 0,650 t/m² bei 40 : 1200).

Größtmomente in den Feldern:

$$\text{bei beiderseits freier Auflagerung} \quad M = \frac{g \cdot l^2}{800}, \quad (59)$$

$$\text{bei Endfeldern} \quad M = \frac{g \cdot l^2}{1400}, \quad (60)$$

$$\text{bei Mittelfeldern} \quad M = \frac{g \cdot l^2}{1400}. \quad (61)$$

Rechnungsgang, wenn die Einheitslast q kleiner als q_s :

$$\text{Nutzhöhe} \quad h = \frac{1}{27} \cdot l \quad \text{bei beiderseits freier Auflagerung}, \quad (62)$$

$$\text{Nutzhöhe} \quad h = \frac{1}{31,67} \cdot l \quad \text{bei Endfeldern}, \quad (63)$$

$$\text{Nutzhöhe} \quad h = \frac{1}{35,72} \cdot l \quad \text{bei Mittelfeldern}, \quad (64)$$

$$\text{Bewehrung} \quad F_e = \frac{M}{0,9 \cdot h \cdot \sigma_e}. \quad (65)$$

Hierbei ist der Hebelarm der inneren Kräfte angenähert zu $z = 0,9 \cdot h$ angenommen. Man setze M in t/cm, Längen in cm, σ_e in t/cm², q in t/m².

Wenn q größer als die Grenzlast q_s :

$$\text{Nutzhöhe} \quad h = k_3 \cdot \sqrt{M : 100}. \quad (66)$$

$$\text{Bewehrung auf 100 cm Breite} \quad F_e = \sqrt{\frac{M \cdot 100}{k_5}}. \quad (67)$$

Die Festwerte k_3 und k_5 sind für die gewählten Randspannungen aus Tabellen 4 a—4 d, S. 282 und 283 zu entnehmen. Nennt man den Eisenabstand l (Fig. 21), so findet man dieses Maß aus F_e zu

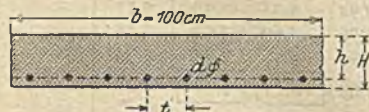


Fig. 21.

$$t = \frac{78,5 \cdot d^2}{F_e}. \quad (68)$$

Hierin ist d der Eisendurchmesser in cm.

Die folgende Tabelle 11 enthält für 35 : 1000 und 40 : 1200 Formeln zur unmittelbaren Bestimmung der Größen F_e und h aus der Stützweite l (in cm) und der gesamten Einheitslast q der Decke (in t/m^2). Die Deckenstärke H ist um 1,5—2,0 cm größer als die Deckennutzhöhe h .

Tabelle 11 zur Berechnung von Deckenplatten (l in cm, q in t/m^2).

a) Spannungen $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$.

Einspannungsgrad	Moment tcm	q kleiner 0,585 t/m^2		q größer 0,585 t/m^2	
		h cm	F_e cm ²	h cm	F_e cm ²
1	2	3	4	5	6
Freiauflegend	$\frac{1}{800} q l^2$	$l : 27,00$	$q l : 26,66$	$l \cdot \sqrt{q} : 20,66$	$l \cdot \sqrt{q} : 34,43$
Endfeld	$\frac{1}{1100} q l^2$	$l : 31,67$	$q l : 31,27$	$l \cdot \sqrt{q} : 24,22$	$l \cdot \sqrt{q} : 40,36$
Mittelfeld	$\frac{1}{1400} q l^2$	$l : 35,72$	$q l : 35,28$	$l \cdot \sqrt{q} : 27,33$	$l \cdot \sqrt{q} : 45,55$
Einerseits eingespannt	$\frac{9}{12800} q l^2$	$l : 36,00$	$q l : 35,55$	$l \cdot \sqrt{q} : 27,54$	$l \cdot \sqrt{q} : 45,90$
Beiderseits eingespannt	$\frac{1}{2400} q l^2$	$l : 46,76$	$q l : 46,19$	$l \cdot \sqrt{q} : 35,68$	$l \cdot \sqrt{q} : 59,46$

b) Spannungen $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$.

Einspannungsgrad	Moment tcm	q kleiner 0,650 t/m^2		q größer 0,650 t/m^2	
		h cm	F_e cm ²	h cm	F_e cm ²
1	2	3	4	5	6
Frei aufliegend	$\frac{1}{800} q l^2$	$l : 27,00$	$q l : 32,00$	$l \cdot \sqrt{q} : 21,78$	$l \cdot \sqrt{q} : 39,20$
Endfeld	$\frac{1}{1100} q l^2$	$l : 31,67$	$q l : 37,52$	$l \cdot \sqrt{q} : 25,53$	$l \cdot \sqrt{q} : 45,95$
Mittelfeld	$\frac{1}{1400} q l^2$	$l : 35,72$	$q l : 42,33$	$l \cdot \sqrt{q} : 28,80$	$l \cdot \sqrt{q} : 51,84$
Einerseits eingespannt	$\frac{9}{12800} q l^2$	$l : 36,00$	$q l : 42,66$	$l \cdot \sqrt{q} : 29,03$	$l \cdot \sqrt{q} : 52,25$
Beiderseits eingespannt	$\frac{1}{2400} q l^2$	$l : 46,76$	$q l : 55,43$	$l \cdot \sqrt{q} : 37,71$	$l \cdot \sqrt{q} : 67,88$

Zahlenbeispiel 5. In einem Kleinhaus spannt eine Decke über zwei gleichweite Felder von $l = 3,20$ m. Verkehrslast $p = 0,150 \text{ t/m}^2$, Fußbodenbelag und Putz $0,070 \text{ t/m}^2$. Eigenlast der Eisenbetondecke $g = 0,280 \text{ t/m}^2$. Gesamtlast $q = 0,150 + 0,070 + 0,280 = 0,500 \text{ t/m}^2$. Randspannungen 40 : 1200. Die Decke berechnet sich nach Tabelle 11 b als Endfeld nach Spalten 3 und 4: Nutzhöhe $h = 320 : 31,67 = 10,1$ cm, Bewehrung $F_e = 0,500 \cdot 320 : 37,52 = 4,26 \text{ cm}^2$. Dem entsprechen Rundeißen von 8 mm Durchmesser in Abständen $t = 11,5$ cm. Gesamtstärke der Decke $H = 11,5$ cm.

Zahlenbeispiel 6. Deckenplatte eines Fabriksaales bei 2,80 m Stützweite, $0,650 \text{ t/m}^2$ Verkehrslast, $0,080 \text{ t/m}^2$ Fußbodenlast. Gesucht Deckenstärke und Bewehrung für ein Innenfeld. Die Eigenschwere wird zu $g = 0,270 \text{ t/m}^2$ geschätzt, daher Gesamtlast $q = 0,650 + 0,080 + 0,270 = 1,000 \text{ t/m}^2$. Da $q > 0,650$ nach Tabelle 11 b, Spalten 5 und 6: Nutzhöhe $h = 280 \cdot \sqrt{1,000} : 28,80 = 9,74$ cm. Bewehrung $F_e = 280 \cdot \sqrt{1,000} : 51,84 = 5,40 \text{ cm}^2$. Dem entsprechen Rundeißen von 8 mm Durchmesser in Abständen $t = 9,3$ cm. Gesamtstärke der Decke $H = 11,5$ cm.

C. Hohlsteindecken.

Gegenüber reinen Eisenbetondecken besitzen Hohlsteindecken folgende Vorteile:

- größere Schallsicherheit,
- bessere Isolierfähigkeit gegen Wärme und Kälte,
- geringere Eigenschwere.

Sie werden mit Vorteil angewendet bei Dächern und weitgespannten Decken mit geringen Belastungen, ferner in allen Fällen, wo ebene Unteransicht verlangt wird und deshalb übliche Plattenbalkendecken nicht möglich sind. In statischer Beziehung sind zwei Fälle zu unterscheiden:

- a) Die Hohlsteine greifen nicht in die Druckzone der Decke ein, leisten keine statische Arbeit und dienen nur zur Ersparnis von Beton und Verringerung der Deckenschwere. Zur Aufnahme der Druckspannungen ist oberhalb der Hohlstein-



Fig. 22.

lage eine Betonschicht vorhanden, die mindestens 5 cm Stärke besitzen muß (Fig. 22). Solche Decken sind wie reine Eisenbetondecken nach den Bestimmungen vom Januar 1916 zu behandeln. Für sie gilt die Tabelle 11.

- b) Die Hohlsteine bilden selbst die Druckzone der Decke und übernehmen die Druckspannungen ganz oder teilweise oberhalb der neutralen Schicht. Eine Verstärkung der Druckzone durch eine Betonschicht von 3—5 cm Stärke auf der Oberseite der Steinlage ist nicht Vorschrift, kann aber angeordnet sein (Fig. 23). Decken der unter b) bezeichneten Art

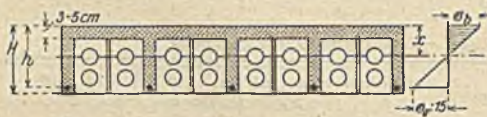


Fig. 23.

heißen ebene Steindecken; für sie gelten besondere preußische Bestimmungen.

Die wesentlichsten Vorschriften für ebene Steindecken sind abweichend von den Eisenbetonvorschriften die folgenden: Verhältnis der Elastizitätsmaße $n = 15$. Mischungsverhältnis des Zementmörtels 1 : 3 mit höchstens 7 v. H. Weißkalkzusatz. Deckenstärke mindestens 10 cm bei Hochbauten im allgemeinen, 6 cm bei Dachplatten. Größte Lichtweite 6,50 m. Platten zwischen

Eisenträgern dürfen als halb eingespannt nach $M = \frac{Ql}{10}$ berechnet werden,

wenn zwischen Decke und Trägersoberflansch eine Betonverspannung ausgeführt wird. Liegt die Decke nicht unmittelbar auf den Unterflanschen der Träger auf, sondern ist gestelzt, so gilt das gleiche Moment, sofern die Decke mit einer Schräge nicht steiler als 1 : 3 an die Träger anschließt. Zulässige Beanspruchungen auf Biegung:

- Decken in Hochbauten mit vorwiegend ruhenden Lasten $\sigma_t = 35 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_c = 1200 \text{ kg/cm}^2$
- Decken in Fabriken, Tanzsälen, die der unmittelbaren Einwirkung von Stößen und Erschütterungen ausgesetzt sind . . . $\sigma_t = 30 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_c = 1000 \text{ kg/cm}^2$
- Decken in Durchfahrten und Hofunterkellerungen und sonstige Decken, die sehr stark erschüttert werden $\sigma_t = 25 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_c = 900 \text{ kg/cm}^2$

Zulässige Schubspannung im allgemeinen $\tau_0 = 2,5 \text{ kg/cm}^2$; wenn jedoch die Steindruckfestigkeit $> 225 \text{ kg/cm}^2$: $\tau_0 = 4,0 \text{ kg/cm}^2$. Bei höherer Schub-

spannung müssen Vollsteine oder Beton angeordnet werden; die schiefen Zugspannungen daselbst müssen restlos von den Eiseneinlagen aufgenommen werden. Zulässige Haftspannung $\tau_1 = 4,5 \text{ kg/cm}^2$.

In jedem Falle ist auf ebenen Steindecken — auch wenn sie eine obere Betondruckschicht besitzen — ein besonderer Fußbodenbelag zum Schutze der tragenden Decken vorgeschrieben.

Tabelle 12 enthält Angaben zur Berechnung von ebenen Steindecken. In den Formeln ist l in cm, q in t/m^2 zu setzen.

Tabelle 12. Zur Berechnung von ebenen Steindecken.

Spannungen kg/cm^2	Einspannungs- grad	Moment	Nutzhöhe h cm	Bewehrung F_e cm	Nutzhöhe h cm	Bewehrung F_e cm
1	2	3	4	5	6	7
			q kleiner $0,525 \text{ t/m}^2$		q größer $0,525 \text{ t/m}^2$	
$\sigma_s = 35$	Frei aufliegend	$\frac{q l^2}{800}$	$l: 27,00$	$q l: 32,00$	$l \cdot \sqrt{q}: 19,57$	$l \cdot \sqrt{q}: 44,00$
$\sigma_s = 1200$	Halb eingespannt	$\frac{q l^2}{1000}$	$l: 30,18$	$q l: 35,78$	$l \cdot \sqrt{q}: 21,87$	$l \cdot \sqrt{q}: 49,27$
			q kleiner $0,458 \text{ t/m}^2$		q größer $0,458 \text{ t/m}^2$	
$\sigma_s = 30$	Frei aufliegend	$\frac{q l^2}{800}$	$l: 27,00$	$q l: 26,67$	$l \cdot \sqrt{q}: 18,28$	$l \cdot \sqrt{q}: 39,26$
$\sigma_s = 1000$	Halb eingespannt	$\frac{q l^2}{1000}$	$l: 30,18$	$q l: 29,82$	$l \cdot \sqrt{q}: 20,43$	$l \cdot \sqrt{q}: 43,88$
			q kleiner $0,364 \text{ t/m}^2$		q größer $0,364 \text{ t/m}^2$	
$\sigma_s = 25$	Frei aufliegend	$\frac{q l^2}{800}$	$l: 27,00$	$q l: 24,00$	$l \cdot \sqrt{q}: 16,29$	$l \cdot \sqrt{q}: 39,88$
$\sigma_s = 900$	Halb eingespannt	$\frac{q l^2}{1000}$	$l: 30,18$	$q l: 26,84$	$l \cdot \sqrt{q}: 18,21$	$l \cdot \sqrt{q}: 44,58$

Das Raumbgewicht der gebrannten Hohlsteine schwankt je nach Querschnittsform und Größe der Hohlräume zwischen $0,500$ — $0,900 \text{ t/m}^3$. Für gewöhnliche poröse Langlochsteine kann im Mittel $g = 0,750 \text{ t/m}^3$ gesetzt werden, für poröse Deckenhohlsteine mangels besonderer Angaben $g = 0,800 \text{ t/m}^3$. Bei wirtschaftlicher Steinform verhält sich der Rauminhalt des Betons der Rippen (zwischen den Hohlsteinen) zum Rauminhalt der Hohlsteine wie $1:4$ bis $1:5$, wobei der Inhalt der Betondeckschicht außer Betracht bleibt und besonders zugeschlagen werden muß. Es berechnet sich hiernach die Eigenschwere einer 18 cm starken Hohlsteindecke mit 13 cm hohen Steinen und einer 5 cm starken Betondruckschicht bei dem Verhältnis des Rippenbetons zum Steininhalt von $1:5$ wie folgt:

$$\begin{aligned}
 \text{Hohlsteine: } & \frac{5}{6} \cdot 0,13 \cdot 1,00^2 \cdot 0,800 \dots\dots\dots = 0,087 \text{ t} \\
 \text{Rippenbeton: } & \frac{1}{6} \cdot 0,13 \cdot 1,00^2 \cdot 2,400 \dots\dots\dots = 0,052 \text{ t} \\
 \text{Betondeckschicht: } & 0,05 \cdot 1,00^2 \cdot 2,400 \dots\dots\dots = 0,120 \text{ t} \\
 \text{Deckeneigenschwere } g & \dots\dots\dots = 0,259 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

Würde man an Stelle der Hohlsteindecke eine volle Eisenbetondecke gleicher Stärke ausführen, so wäre die Deckenschwere $0,18 \cdot 1,00^2 \cdot 2,400 = 0,432 \text{ t/m}^2$, also um 67 v. H. mehr als die der Hohlsteindecke.

D. Eisenbeton-Rippendecken

beruhen wie die Hohlsteindecken auf dem Grundsatz, den statisch wertlosen Beton der Zugzone einer gebogenen Platte durch Einschalten von Hohlräumen zu vermindern und dadurch trotz großer Deckenstärke erträgliche Eigenschwere zu erhalten. Zur Bildung der Hohlräume können verwendet werden Rohrzellen, dünnwandige Holzkästen, Gipskörper, Betonhohlkörper u. dgl. Dabei wird immer eine ebene Untersicht der Decke erzielt. Rippendecken werden meist erst dann wirtschaftlich, wenn ihre Höhen so groß werden, daß Hohlsteine nicht mehr ausreichend sind (Fig. 24).

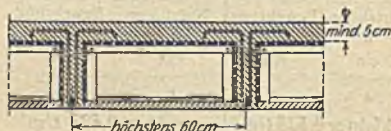


Fig. 24.

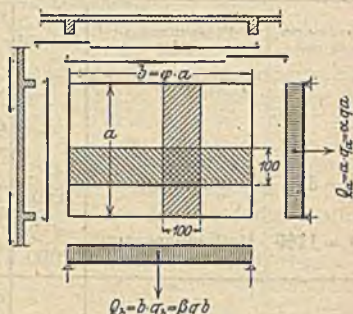


Fig. 25.

E. Kreuzweise bewehrte Deckenplatten

sind namentlich bei größeren Spannweiten und bei Deckenteilungen zu empfehlen, die quadratisch sind oder nicht wesentlich vom Quadrat abweichen. Ist

a die kleinere, $b = \varphi a$ die größere Seite eines rechteckigen Feldes, so ist die Einheitslast q der Decke zu zerlegen in q_a für die Stützweite a , q_b für die Stützweite b ; nach den deutschen Vorschriften ist (vgl. Fig. 25):

$$q_a = q \cdot \frac{b^4}{a^4 + b^4} = q \cdot \frac{\varphi^4}{1 + \varphi^4} = \alpha q. \quad (69)$$

$$q_b = q \cdot \frac{a^4}{a^4 + b^4} = q \cdot \frac{1}{1 + \varphi^4} = \beta q. \quad (70)$$

In der Tabelle 13 sind für $\varphi = 1$ bis $\varphi = 1,5$ die Werte α und β angegeben.

Tabelle 13. $b > a$, $b : a = \varphi$.

$\varphi = b : a =$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50
$q_a = \alpha q$	0,500	0,549	0,594	0,636	0,675	0,709	0,741	0,769	0,794	0,816	0,834
$q_b = \beta q$	0,500	0,451	0,406	0,364	0,325	0,291	0,259	0,231	0,206	0,184	0,166

Nach Verteilung der Last q in q_a und q_b muß die kreuzweise bewehrte Decke nach jeder Richtung wie eine einfache Deckenplatte berechnet werden. Man beachte dabei, daß die Nutzhöhe der Platte für die Richtung des größeren Momentes mindestens um eine Eisenstärke — also rund 1 cm — größer sein muß als für die zweite Richtung. Die errechnete Eisenmenge braucht nur im inneren Drittelstreifen jeder Stützweite eingehalten zu werden. Von da an darf die normale Eisenentfernung t allmählich abnehmen, bis sie an den Plattenauflegern $2t$ beträgt.

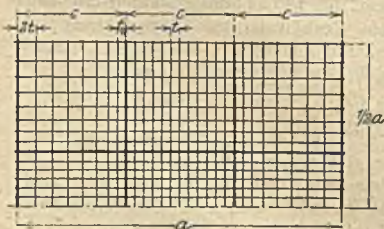


Fig. 26.

Die Eisentellung in den beiden Außenstreifen findet man wie folgt: Jeder Außenstreifen habe die Breite c . Anzahl m der von den Eisen gebildeten Streifen auf Breite c :

$$m = \frac{2c}{3t}, \quad (71)$$

wobei t die normale Eisenentfernung des inneren Drittels ist. Der Randstreifen am Auflager soll die Breite $2t$ erhalten. m muß auf die nächstliegende ganze Zahl abgerundet werden. Dann ist die Breite t_0 des ersten Innenstreifens:

$$t_0 = \frac{2c}{m} - 2t = 2(c : m - t). \quad (72)$$

Jeder folgende Streifen nimmt um den Betrag Δt gegen den vorhergehenden zu

$$\Delta t = \frac{2t - t_0}{m - 1}. \quad (73)$$

Die Zahl der rechtwinklig zur Seite a liegenden Deckeneisen ist

$$e = \frac{a - 2c}{t} + 2m - 1. \quad (74)$$

Zahlenbeispiel 7. Bei einer kreuzweise bewehrten Decke ist die Eisentellung zu $t = 12,5$ cm gefunden worden bei einer Seitenlänge $a = 450$ cm. Man soll die Eisentellung in den Außenstreifen ermitteln.

Lösung: Das innere Drittel enthält 12 Streifen normaler Breite und mißt daher $12 \cdot 12,5 = 150$ cm. Für jeden Außenstreifen bleibt mithin:

$$c = \frac{450 - 150}{2} = 150 \text{ cm.}$$

Nach 71

$$m = \frac{2 \cdot 150}{3 \cdot 12,5} = 8.$$

Innere Anfangsbreite t_0 nach 72:

$$t_0 = 2(150 : 8 - 12,5) = 12,5 \text{ cm.}$$

Breitenzunahme jedes Eisenabstandes nach 73:

$$\Delta t = \frac{2 \cdot 12,5 - 12,5}{7} = 1,79 \text{ cm.}$$

Anzahl der Eisen auf $a = 450$ cm Breite nach 74:

$$e = \frac{450 - 2 \cdot 150}{12,5} + 2 \cdot 8 - 1 = 27.$$

Hiernach ist die Teilung der Außenstreifen von außen beginnend: $2 \cdot t = 2 \cdot 12,5 = 25$ cm, $25 - 1,79 = 23,2$, $21,4$ cm, $19,6$ cm, $17,8$ cm, $16,0$ cm, $14,3$ cm, $12,5$ cm = t_0 .

Die Ausführung der kreuzweise bewehrten Decken vereinfacht sich, wenn nur nach einer Richtung abgegebene Eisen verwendet werden, und zwar bei rechteckigen Feldern die zum größeren Moment gehörigen. Nach der anderen Richtung bleiben alle Eisen als gerade durchgehend unten; für die negativen Stützenmomente müssen obere, ebenfalls gerade Eisen von genügender Länge vorgesehen werden (Fig. 25).

F. Plattenbalken.

Die Entfernung der Unterzüge voneinander und damit die Aufteilung einer Raumdecke richtet sich nach der Lage der Mauerpfeiler und der Größe der Nutzlasten. Decken mit mäßigen Nutzlasten sollte man nie schwächer als 10 cm, Fabrikdecken nicht schwächer als 12 cm ausführen. Rippenbreite und Balkenhöhe folgen aus nachstehenden Erwägungen: Die Balkenmindesthöhe muß $\frac{1}{20}$ der Stützweite sein. Zahl und Stärke der Eisen, die in einer Lage bei der Rippenbreite b_0 untergebracht werden können, richten sich nach der Bestimmung:

Deckungsmaß von Außenkante Beton bis Außenrand der Bügel 1,5 cm, bis Außenrand der Trageisen also 2 cm, lichter Eisenabstand gleich dem Eisendurchmesser und mindestens gleich 2 cm, größte Schubspannung im Steg des Plattenbalkens

$$\tau_0 = \frac{V}{b_0 \cdot z} = 14 \text{ kg/cm}^2.$$

Innerhalb gewisser Grenzen sinken die Kosten des Plattenbalkens, wenn man seine Höhe vergrößert. Die volle Ausnutzung der größten zulässigen Betondruckspannung in dem Druckgurt des T-förmigen Querschnittes liefert oft nicht die wirtschaftlichste Konstruktion, und es ist deshalb gebräuchlich, entweder die

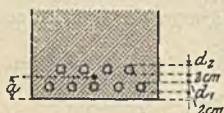


Fig. 27.

Betondruckspannung σ_b zu vermindern oder bei voller Ausnutzung des Höchstwertes von σ_b die Plattenbreite b nicht bis zum zulässigen Größtwert statisch in Anspruch zu nehmen. Der sich rechnermäßig ergebende Eisenbedarf ist bei beiden Rechnungswegen nahezu übereinstimmend. Eine Verminderung der Balkenhöhe vergrößert den Eisenbedarf und die Rippenbreite, wenn an der Größe der Schubspannungen nichts geändert werden soll. Tabelle 14 gibt die nach den Bestimmungen erforderliche Rippenbreite b_0 an, wenn in einer Lage des Steges 3—7 Rundeseisen nebeneinander liegen, ferner den Querschnittsinhalt dieser Eisen. Das untere Betondeckungsmaß, welches der Balkennutzhöhe h zuzugeben ist, um die Gesamthöhe H zu erhalten, ist in cm bei einer Eisenlage $0,5 d + 2$, bei zwei Eisenebenen angenähert $d + 3$. Enthält die obere Eisenlage den Querschnitt f_2 , die untere f_1 und ist $F_e = f_1 + f_2$, so ist das Deckungsmaß a genau unter der Annahme, daß beide Eisenebenen den lichten Abstand 2 cm haben, und daß d_1 und d_2 die entsprechenden Eisendurchmesser sind:

$$a = \frac{f_1(2 + 0,5 d_1) + f_2(4 + d_1 + 0,5 d_2)}{F_e} \quad (75)$$

Tabelle 14. Geringste Rippenbreiten b_0 bei 3—7 Eisen in einer Lage.

Eisendurchmesser mm	3 Eisen		4 Eisen		5 Eisen		6 Eisen		7 Eisen	
	b_0	F_e	b_0	F_e	b_0	F_e	b_0	F_e	b_0	F_e
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
12	11,6	3,39	14,8	4,52	18,0	5,65	21,2	6,79	24,4	7,91
14	12,2	4,62	15,6	6,16	19,0	7,70	22,4	9,24	25,8	10,8
16	12,8	6,03	16,4	8,04	20,0	10,0	23,6	12,1	27,2	14,1
18	13,4	7,63	17,2	10,2	21,0	12,7	24,8	15,3	28,6	17,8
20	14,0	9,42	18,0	12,6	22,0	15,7	26,0	18,8	30,0	22,0
22	15,0	11,4	19,4	15,2	23,8	19,0	28,2	22,8	32,6	26,6
24	16,0	13,6	20,8	18,1	25,6	22,6	30,4	27,1	35,2	31,7
26	17,0	15,9	22,2	21,2	27,4	26,5	32,6	31,9	37,8	37,2
28	18,0	18,5	23,6	24,6	29,2	30,8	34,8	36,9	40,4	43,1
30	19,0	21,2	25,0	28,3	31,0	35,3	37,0	42,4	43,0	49,5
32	20,0	24,1	26,4	32,2	32,8	40,2	39,2	48,3	45,6	56,3
34	21,0	27,2	27,8	36,3	34,6	45,4	41,4	54,5	48,2	63,6
36	22,0	30,5	29,2	40,7	36,4	50,9	43,6	61,1	50,8	71,3
38	23,0	34,0	30,6	45,4	38,2	56,7	45,8	68,0	53,4	79,4
40	24,0	37,7	32,0	50,3	40,0	62,8	48,0	75,4	56,0	88,0

Um das Maß α möglichst klein zu halten, häufe man den Eisenquerschnitt in der unteren Lage, während der Querschnitt der oberen Lage kleiner bleibt und in eine möglichst große Zahl von Eisen geringeren Durchmessers aufzuteilen ist. Diese Anordnung bietet den Vorteil, daß die Eisen der oberen Lage an möglichst vielen Stellen und schon in erheblichen Abständen von den Stützpunkten abgelenkt werden können und dadurch die schubsichere Ausbildung der Unterzugenden erleichtern.

Die statischen Verhältnisse des Plattenbalkens sind in Abschnitt „Die Grundzüge der Theorie des Eisenbetonbaues“ ausführlich dargelegt. Zur Dimensionierung für die praktische Entwurfsarbeit sei hier nur noch eine Tabelle 15 hinzugefügt. Für volle Rechteckquerschnitte bestehen nach S. 281 die Beziehungen:

$$F_{e \text{ voll}} = \frac{b \cdot h}{k_4} \quad \text{und} \quad M_{\text{voll}} = \frac{b \cdot h^2}{k_6}. \quad (76)$$

Für Plattenbalken, deren Plattenstärke d kleiner ist als x , gilt entsprechend:

$$F_e = \alpha \cdot \frac{b \cdot h}{k_4} \quad \text{und} \quad M = \beta \cdot \frac{b \cdot h^2}{k_6}. \quad (77, 78)$$

α und β sind die Abminderungszahlen für Bewehrung F_e und Moment M des Plattenbalkens gegenüber den entsprechenden Größen des vollen Rechteckquerschnittes.

Mit $\varphi = d : h$ und $x = k_1 \cdot h$ (79)

haben die Abminderungszahlen die Größe

$$\alpha = \frac{\varphi \cdot (2k_1 - \varphi)}{k_1^2}. \quad (80)$$

$$\beta = \alpha + \frac{2\varphi(k_1 - \varphi)^2}{k_1^2(3 - k_1)}. \quad (81)$$

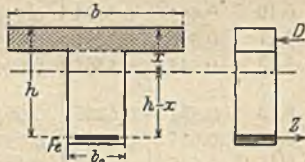


Fig. 28.

Die Tabelle 15 enthält für die wichtigsten Spannungsverhältnisse die Zahlen α und β .

Mit Hilfe der Tabelle 15 werden für Plattenbalken folgende Aufgaben gelöst:

a) Bekannt Plattenstärke d , gewählt Nutzhöhe h und Rippenbreite b_0 ; gesucht die Bewehrung F_e und die erforderliche Breite b , wenn die Spannungen im Steg vernachlässigt werden:

$$b = \frac{k_6 M}{\beta h^2}. \quad (82)$$

$$F_e = \alpha \frac{b h}{k_4}. \quad (83)$$

Die Größen α und β folgen für den bekannten Wert $\varphi = d : h$ aus Tabelle 15.

Mit Berücksichtigung der Stegspannungen erhält man:

$$b = \frac{k_6 M}{\beta h^2} - \frac{1 - \beta}{\beta} b_0. \quad (84)$$

$$F_e = \frac{h}{k_4} \cdot [b_0 + \alpha(b - b_0)]. \quad (85)$$

Es muß nachgeprüft werden, ob das gefundene b kleiner ist als $16d$, $8b_0$, $4H$, da nach den deutschen Bestimmungen keines dieser drei Maße b überschritten werden darf.

b) Bekannt Plattenstärke d , Plattenbreite b , Stegbreite b_0 . Gesucht die erforderliche Nutzhöhe h und die zugehörige Bewehrung F_e . Man schätzt zunächst $\varphi = d : h$.

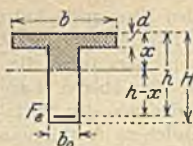


Fig. 29.

Tabelle 15 für Plattenbalken

Nach S. 281 gilt für volle Querschnitte

$$F_{e\text{voll}} = b \cdot h : k_4, \quad M_{\text{voll}} = b \cdot h^2 : k_6.$$

Für Plattenbalken-Querschnitte ist

$$F_e = \alpha \cdot F_{e\text{voll}} = \alpha \cdot b \cdot h : k_4 \quad \text{und}$$

$$M = \beta M_{\text{voll}} = \beta \cdot b \cdot h^2 : k_6.$$

Tabelle 15 enthält die Abminderungszahlen α und β , die von dem Spannungsverhältnis $\sigma_b : \sigma_e$ und dem Verhältnis $\varphi = d : h$ abhängen.

$\varphi = d : h$	35 : 900		30 : 1000		35 : 1000		40 : 1000	
	$k_4 = 140,0$		$k_4 = 214,8$		$k_4 = 166,0$		$k_4 = 133,3$	
	$k_6 = 176,8$		$k_6 = 239,6$		$k_6 = 187,5$		$k_6 = 152,4$	
	$x = 0,368 \cdot h$		$x = 0,310 \cdot h$		$x = 0,344 \cdot h$		$x = 0,375 \cdot h$	
	α	β	α	β	α	β	α	β
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.08	0,387	0,4244	0,449	0,4819	0,411	0,4464	0,381	0,4188
0.09	0,429	0,4680	0,496	0,5295	0,454	0,4915	0,422	0,4620
0.10	0,469	0,5094	0,541	0,5747	0,496	0,5344	0,462	0,5032
0.11	0,508	0,5491	0,583	0,6173	0,537	0,5751	0,501	0,5424
0.12	0,545	0,5868	0,624	0,6574	0,576	0,6140	0,538	0,5801
0.13	0,581	0,6226	0,662	0,6949	0,613	0,6505	0,573	0,6152
0.14	0,615	0,6564	0,699	0,7300	0,648	0,6849	0,607	0,6490
0.15	0,648	0,6885	0,733	0,7628	0,682	0,7176	0,640	0,6809
0.16	0,680	0,7189	0,765	0,7932	0,713	0,7480	0,671	0,7112
0.17	0,710	0,7475	0,795	0,8212	0,744	0,7764	0,701	0,7398
0.18	0,738	0,7742	0,823	0,8471	0,772	0,8033	0,730	0,7667
0.19	0,765	0,7993	0,850	0,8708	0,799	0,8279	0,757	0,7919
0.20	0,791	0,8228	0,873	0,8923	0,824	0,8507	0,782	0,8155
0.21	0,815	0,8446	0,895	0,9117	0,848	0,8720	0,806	0,8375
0.22	0,838	0,8647	0,915	0,9291	0,870	0,8913	0,830	0,8575
0.23	0,859	0,8835	0,933	0,9444	0,890	0,9088	0,850	0,8765
0.24	0,878	0,9007	0,949	0,9578	0,908	0,9249	0,870	0,8940
0.25	0,897	0,9163	0,962	0,9691	0,925	0,9391	0,889	0,9100
0.26	0,913	0,9303	0,974	0,9787	0,940	0,9517	0,906	0,9245
0.27	0,929	0,9433	0,983	0,9865	0,953	0,9630	0,922	0,9377
0.28	0,943	0,9549	0,990	0,9920	0,965	0,9725	0,936	0,9496
0.29	0,954	0,9643	0,995	0,9963	0,975	0,9805	0,949	0,9600
0.30	0,965	0,9732	0,999	0,9990	0,983	0,9872	0,960	0,9692
0.31	0,975	0,9807	1,000	1,000	0,990	0,9924	0,970	0,9772
0.32	0,983	0,9871			0,995	0,9962	0,978	0,9835
0.33	0,989	0,9921			0,998	0,9988	0,985	0,9891
0.34	0,994	0,9953			1,000	1,000	0,991	0,9935
0.35	0,997	0,9981					0,995	0,9967
0.36	0,999	0,9996					0,998	0,9988
0.37							1,000	0,9999

Die Spannungen im Steg werden vernachlässigt:

$$F_e = \alpha \cdot b \cdot h : k_4,$$

$$M = \beta \cdot b \cdot h^2 : k_0,$$

$$b = k_6 \cdot M : \beta \cdot h^2,$$

$$h = \sqrt{\frac{k_0 M}{\beta b}},$$

$$z = M : F_e \cdot \sigma_a.$$

Die Spannungen im Steg werden berücksichtigt:

$$F_e = \frac{h}{k_4} [b_0 + \alpha \cdot (b - b_0)],$$

$$M = \frac{h^2}{k_0} \cdot [b_0 + \beta(b - b_0)],$$

$$b = k_6 \cdot M : \beta \cdot h^2 - b_0 \cdot \frac{1 - \beta}{\beta},$$

$$h = \sqrt{\frac{k_0 \cdot M}{b_0 + \beta(b - b_0)}},$$

$$z = M : F_e \cdot \sigma_a.$$

$\eta =$ $d : h$	30 : 1200		35 : 1200		40 : 1200		50 : 1200	
	$k_4 = 293,3$ $k_6 = 268,9$ $x = 0,273 \cdot h$		$k_4 = 225,3$ $k_6 = 209,0$ $x = 0,304 \cdot h$		$k_4 = 180,0$ $k_6 = 168,7$ $x = 0,333 \cdot h$		$k_4 = 124,8$ $k_6 = 119,1$ $x = 0,385 \cdot h$	
	α	β	α	β	α	β	α	β
10	11	12	13	14	15	16	17	18
0,08	0,501	0,5299	0,457	0,4888	0,422	0,4571	0,373	0,4111
0,09	0,551	0,5807	0,504	0,5371	0,467	0,5031	0,413	0,4536
0,10	0,599	0,6282	0,549	0,5826	0,510	0,5467	0,452	0,4943
0,11	0,644	0,6725	0,592	0,6255	0,551	0,5881	0,490	0,5331
0,12	0,686	0,7141	0,633	0,6658	0,590	0,6273	0,527	0,5701
0,13	0,726	0,7523	0,672	0,7034	0,628	0,6642	0,562	0,6054
0,14	0,763	0,7874	0,708	0,7388	0,664	0,6989	0,595	0,6388
0,15	0,797	0,8196	0,743	0,7714	0,697	0,7315	0,628	0,6706
0,16	0,829	0,8494	0,775	0,8017	0,730	0,7620	0,659	0,7006
0,17	0,858	0,8759	0,805	0,8298	0,760	0,7905	0,689	0,7291
0,18	0,884	0,8997	0,833	0,8554	0,788	0,8170	0,717	0,7560
0,19	0,908	0,9207	0,859	0,8788	0,815	0,8414	0,744	0,7812
0,20	0,929	0,9391	0,882	0,8999	0,840	0,8640	0,770	0,8048
0,21	0,947	0,9553	0,904	0,9189	0,863	0,8847	0,794	0,8270
0,22	0,963	0,9687	0,923	0,9357	0,884	0,9035	0,817	0,8476
0,23	0,975	0,9795	0,941	0,9509	0,904	0,9205	0,838	0,8668
0,24	0,985	0,9880	0,955	0,9628	0,922	0,9357	0,859	0,8845
0,25	0,993	0,9945	0,968	0,9736	0,937	0,9492	0,877	0,9009
0,26	0,998	0,9983	0,978	0,9825	0,952	0,9610	0,895	0,9159
0,27	1,000	1,000	0,987	0,9896	0,964	0,9712	0,911	0,9295
0,28			0,993	0,9947	0,974	0,9798	0,926	0,9418
0,29			0,998	0,9981	0,983	0,9868	0,939	0,9529
0,30			1,000	1,000	0,990	0,9922	0,952	0,9627
0,31					0,995	0,9962	0,962	0,9713
0,32					0,998	0,9988	0,972	0,9787
0,33					1,000	1,000	0,980	0,9849
0,34							0,986	0,9900
0,35							0,992	0,9941
0,36							0,996	0,9970
0,37							0,999	0,9990
0,38							1,000	1,000

Unter Vernachlässigung der Spannungen im Steg:

$$h = \sqrt{\frac{k_6 \cdot M}{b \cdot \beta}} \quad (86)$$

$$F_e = \alpha \frac{b \cdot h}{k_4} \quad (87)$$

Mit Berücksichtigung der Spannungen im Steg:

$$h = \sqrt{\frac{k_6 \cdot M}{b_0 + \beta(b - b_0)}} \quad (88)$$

$$F_e = \frac{h}{k_4} [b_0 + \alpha(b - b_0)] \quad (89)$$

Es ist nachzuprüfen, ob $\varphi = d : h$ zutreffend geschätzt wurde; sonst muß die Rechnung mit dem genaueren φ wiederholt werden.

c) Bekannt Plattenstärke d , Plattenbreite b , Balkennutzhöhe h , Rippenbreite b_0 . Gesucht die zu dem Moment M gehörige doppelte Bewehrung F_e und F'_e . Zunächst sucht man $\varphi = d : h$. Es empfiehlt sich, bei doppelt bewehrten Plattenbalkenquerschnitten immer die Spannungen im Steg zu berücksichtigen, weil damit Eisenersparnis erzielt wird. Man findet:

$$\text{Druckbewehrung } F'_e = \frac{k_6 M - h^2 [b_0 + \beta(b - b_0)]}{k_6 \cdot k'} \quad (90)$$

$$\text{Zugbewehrung } F_e = \frac{h}{k_4} \cdot [b_0 + \alpha(b - b_0)] + F'_e \cdot \frac{k'}{k} \quad (91)$$

Die Festwerte k_4 und k_6 sind aus Tabellen 4a—4d, S. 282 und 283 zu entnehmen, α und β aus Tabelle 15 für das betreffende $\varphi = d : h$; die Zahlen k und k' folgen für die vorhandene Nutzhöhe h aus den Tabellen 5, S. 288 ff.

Bei allen Aufgaben mit oder ohne Berücksichtigung der Spannungen im Steg, bei einfacher und doppelter Bewehrung ist der Abstand vom Druckmittelpunkt zum Eisenschwerpunkt

$$z = \frac{M}{F_e \sigma_e} \quad (92)$$

$$\text{Angenähert} \quad z = h - 0,4 d \quad (92a)$$

G. Schubsichere Ausbildung der Balkenaufleger.

Die statischen Verhältnisse sind im Abschnitt: „Die Grundzüge der Theorie des Eisenbetonbaues“ bereits allgemein behandelt worden. Die in den folgenden Erörterungen angegebenen Formeln zur Bestimmung der schiefen Zugkräfte und Verfahren zur Aufteilung der abgebogenen Eisen weisen hier z. T. etwas veränderte Form auf, weil sie hier im Gegensatz zu dem theoretischen Charakter des genannten Abschnittes auf die praktische Entwurfsarbeit zugeschnitten sind.

1. Schub- und Haftspannungen.

Die Schubspannung τ darf bis zu 4 kg/cm^2 vom Beton allein aufgenommen werden. Bei höheren Werten von τ müssen die Schubspannungen in vollem Umfang aufgebogenen Eisen, Bügeln oder beiden gemeinschaftlich zugewiesen werden. Unter Vernachlässigung von Eisen und Bügeln darf τ höchstens auf 14 kg/cm^2 steigen. Ergibt sich τ größer, so müssen die Querschnittsabmessungen entsprechend vergrößert werden. Die zulässige Haftspannung ist $\tau_1 = 4,5 \text{ kg/cm}^2$.

An dem Querschnitt I eines Balkens mit veränderlicher Höhe (Fig. 30) wirken folgende Kräfte:

Unten die Zugkraft Z_1 unter dem Winkel α gegen die Wagerechte geneigt; ihre beiden Komponenten sind X_1 und Y_1 .

Oben die Druckkraft D_1 , unter dem Winkel β angenommen, so daß die Druckkräfte D aller Querschnitte in die unter β geneigte Verbindungsgerade der Druckmittelpunkte fallen. D_1 hat die Komponenten X'_1 und Y'_1 .

Das Moment der äußeren Kräfte für den betrachteten Schnitt I sei M_1 . Die inneren Kräfte müssen dem Moment M_1 das Gleichgewicht halten, d. h. sie müssen ein Kräftepaar von entgegengesetzter Größe bilden. Die beiden Kräfte Z_1 und D_1 tun dies nicht, denn sie sind nicht parallel. Deshalb muß im betrachteten Schnitt I noch eine senkrechte Kraft U_1 tätig sein, die D_1 und Z_1 zu einem Kräftepaar ergänzt.

Es müssen also die beiden Gleichgewichtsbedingungen bestehen:

$$X_1 + X'_1 = 0 \text{ oder } X_1 = -X'_1, \quad (93)$$

$$Y_1 + Y'_1 + U_1 = 0, \quad (94)$$

$$Y_1 = X_1 \cdot \tan \alpha$$

$$\text{und } Y'_1 = X'_1 \cdot \tan \beta. \quad (95)$$

Da für die Richtung von D_1 angenommen wurde, daß sie mit der Verbindungsgeraden aller Druckmittelpunkte zusammenfällt, gilt bezüglich der Winkel α und β :

$$\tan \alpha : \tan \beta = h : (h - z), \quad (96)$$

$$\tan \beta = \frac{h - z}{h} \cdot \tan \alpha. \quad (97)$$

Damit wird aus Gleichung (94)

$$U_1 = -X_1 \cdot \tan \alpha + X_1 \cdot \frac{h - z}{h} \cdot \tan \alpha = -\frac{z}{h} \cdot \tan \alpha \cdot X_1. \quad (98)$$

U_1 hat die entgegengesetzte Richtung wie Y_1 . Da $z \cdot X_1$ gleich dem Angriffsmoment M_1 ist, wird

$$U_1 = \frac{M_1 \cdot \tan \alpha}{h}. \quad (99)$$

Am Nachbarquerschnitt II bestehen die gleichen Beziehungen. Auf die Entfernung dl der beiden Nachbarquerschnitte I und II wächst das Moment von M_1 auf M_2 . Dem Momentenzuwachs $M_2 - M_1$ entspricht der Zuwachs der Zugkraft Z_1 auf Z_2 um $\Delta Z = Z_2 - Z_1$. ΔZ hat die beiden Komponenten ΔX und ΔY . Ferner wächst die Druckkraft D_1 auf D_2 um ΔD , wobei ΔD die Komponenten $\Delta X'$ und $\Delta Y'$ hat. In Fig. 31 ist das Balkenelement zwischen den Querschnitten I und II gezeichnet, wobei diejenigen Kräfte weggelassen sind, die sich tilgen. Eine Momentengleichung für den Punkt o_2 lautet:

$$(V_1 - U_1) \cdot dl - \Delta X (z_1 + dl \cdot \tan \alpha) = 0. \quad (100)$$

Der Zuwachs ΔX muß der Schubspannungssumme gleich sein, so daß

$$\Delta X = b_0 \cdot dl \cdot \tau. \quad (101)$$

Damit wird aus Gleichung (100):

$$V_1 dl - U_1 dl - b_0 dl \tau \cdot (z_1 + dl \cdot \tan \alpha) = 0. \quad (102)$$

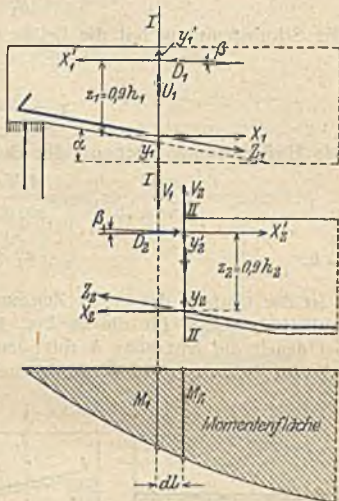


Fig. 30.



Fig. 31.

Das zweite Glied in der Klammer liefert ein unendlich kleines Produkt zweiten Grades und verschwindet deshalb.

$$V_1 - \frac{M_1 \cdot \tan \alpha}{h_1} - b_0 z_1 \tau = 0. \quad (103)$$

Die Schubspannung hat die Größe (Moment M absolut genommen):

$$\tau = \frac{V - \frac{M \cdot \tan \alpha}{h}}{b_0 \cdot z}. \quad (104)$$

Die Haftspannung folgt aus der Bedingung:

$$\frac{u \, dl}{\cos \alpha} \cdot \tau_1 = \frac{\Delta X}{\cos \alpha} \quad \text{oder} \quad u \, dl \tau_1 = \Delta X, \quad (105)$$

d. h.

$$\tau_1 = \tau \cdot \frac{b_0}{u}. \quad (106)$$

u ist der Umfang der in der Zugzone wirksamen Eisen. Die Gleichungen (104) und (106) gelten für die in Fig. 32—35 dargestellten Auflagerausbildungen, bei denen die Nutzhöhe h mit den Momenten (absolut genommen) gleichsinnig zunimmt.



Fig. 32.



Fig. 33.

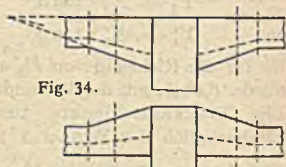


Fig. 34.

Fig. 35.

Im Gegensatz hierzu nehmen in Fig. 36 und 37 die Querschnittshöhen ab, während die Momente wachsen; deshalb gilt für diese Querschnitte:

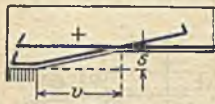


Fig. 36.

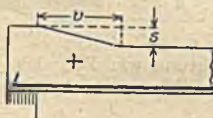


Fig. 37.

$$\tau = \frac{V + \frac{M \cdot \tan \alpha}{h}}{b_0 \cdot z}. \quad (107)$$

$$\tau_1 = \tau \cdot \frac{b_0}{u}. \quad (106)$$

Laufen die Querschnittsränder parallel wie in Fig. 41, so wird $\alpha = 0^\circ$ und $\tan \alpha = 0$, weshalb die Formel für die Schubspannung τ die bekannte einfache Form, wobei z genau genug gleich $0,9 h$ gesetzt wird,

$$\tau = \frac{V}{b_0 \cdot z} = \frac{V}{0,9 \cdot b_0 \cdot h} \quad (108)$$

annimmt. Haftspannung:

$$\tau_1 = \frac{V}{u \cdot z} = \frac{V}{0,9 \cdot u \cdot h}. \quad (109)$$

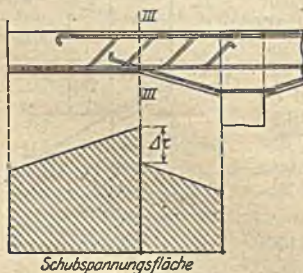


Fig. 38.

Bei Berechnung der Haftspannung braucht nur die halbe Querkraft V eingesetzt zu werden, wenn alle schiefen Zugspannungen durch aufgebogene Eisen übernommen werden.

Im Querschnitt III (Fig. 38), wo die Auflagerschräge mit veränderlicher Querschnittshöhe in den Balkenteil mit konstanter Querschnittshöhe mündet, findet ein Sprung von Schub- und Haftspannung statt; dieser Sprung (Fig. 38) beträgt

$$\text{bei der Schubspannung } \Delta \tau = \frac{M \cdot \tan \alpha}{0,9 \cdot b_0 \cdot h^2}, \quad (110)$$

$$\text{bei der Haftspannung } \Delta \tau_1 = \Delta \tau \frac{b_0}{u}. \quad (111)$$

Hierbei ist das Moment M im Querschnitt III absolut zu nehmen.

2. Bügelberechnung.

Die Bügel dienen dem doppelten Zweck, den Zusammenhang zwischen Rippe und Platte zu sichern, ferner die Schubsicherheit der Rippen zu erhöhen. Wir nennen die Zugkraft, die ein Bügel aufnimmt, B . Auf einen schrägen Schnitt unter 45° Neigung kommt die Bügelkraft

$$V = B \cdot \frac{z}{e}. \quad (112)$$

Bei gewöhnlichen U-förmigen Bügeln vom Eisendurchmesser d_b cm ist die Bügelkraft (Fig. 39)

$$B = 2 \cdot \frac{1}{4} d_b^2 \cdot \pi \cdot \sigma_s, \quad (113)$$

woraus für $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$

$$B = 600 \pi \cdot d_b^2. \quad (114)$$

Mithin ist der von den Bügeln aufgenommene Querkraftanteil:

$$V_B = \frac{1885 d_b^2 \cdot z}{e} = \frac{1700 \cdot d_b^2 \cdot h}{e}. \quad (115)$$

Infolge der Bügel tritt eine Verminderung der Schubspannungen ein um den Betrag τ_b ; es ist

$$\tau_b = \frac{V_b}{b_0 \cdot z} = \frac{1885 \cdot d_b^2}{b_0 \cdot e}. \quad (116)$$

Bemerkenswert ist, daß der von den Bügeln übernommene Schubspannungsanteil τ_b von der Querschnittshöhe h unabhängig ist.

3. Die Größe der schiefen Zugkräfte.

Es soll für das in Fig. 40 dargestellte Trägerstück von der Länge v zwischen den Querschnitten I und II die schiefe Zugkraft Z_s bestimmt werden. Die Betrachtung gilt auch für den Sonderfall konstanter Querschnittshöhe h . Das Moment der äußeren Kräfte sei für Querschnitt I M_1 , für Querschnitt II M_2 , wo $M_2 > M_1$. Die Schubspannung für I sei τ' , für II τ'' . Wir setzen voraus, daß die Strecke v nur stetige Belastung

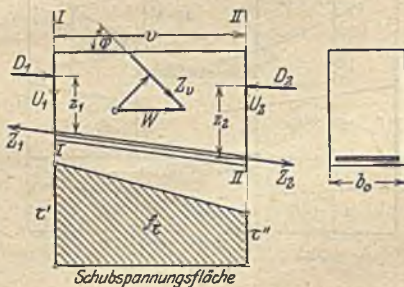


Fig. 40.

aufweist, also keine Einzellasten innerhalb v angreifen und daß die Begrenzung der Schubspannungen zwischen I und II genau genug geradlinig angenommen werden darf. Zunächst wird der Bügeleinfluß vernachlässigt.

In einem wagerechten Schnitt unterhalb der Nulllinie tritt die Kraft W auf als Resultierende aller Schubspannungen auf der Strecke v :

$$W = \int \tau \cdot b_0 \cdot dl = b_0 \int \tau dl = \quad (117)$$

$$W = b_0 f_\tau = \frac{1}{2} v b_0 (\tau' + \tau''). \quad (118)$$

f_τ ist der zur Strecke v gehörige Flächeninhalt der Schubspannungsfläche. Die Kraft W zerlegt sich in die schiefe Zugkraft Z_v , die die Richtung der abgebogenen Eisen hat und unter dem Winkel φ gegen die Wagerechte geneigt ist, und in eine zu Z_v senkrechte Kraft.

$$Z_v = W \cdot \cos \varphi = \frac{v \cdot b_0 \cdot \cos \varphi}{2} \cdot (\tau' + \tau''), \quad (119)$$

wenn $\varphi 45^\circ$:

$$Z_v = \frac{b_0 \cdot v}{2,83} \cdot (\tau' + \tau''). \quad (120)$$

Kennt man für einen Balkenteil von der Breite v die mittlere Schubspannung τ , so ist:

$$Z_v = b_0 v \cdot \tau \cdot \cos \varphi. \quad (121)$$

Unter Berücksichtigung der Bügelbewehrung vermindert sich die schiefe Zugkraft um den Betrag

$$\Delta Z_v = v \cdot b_0 \cdot \tau_b \cdot \cos \varphi = \cos \varphi \cdot \frac{v}{e} \cdot 1885 d_b^2. \quad (122)$$

Zur Wirkung gelangt für die abgebogenen Eisen nur noch

$$Z_v - \Delta Z_v = \cos \varphi \cdot v \left[\frac{1}{2} b_0 (\tau' + \tau'') - \frac{1885 d_b^2}{e} \right], \quad (123)$$

wenn $\varphi = 45^\circ$:

$$Z_v - \Delta Z_v = v \cdot \left[\frac{b_0 \cdot (\tau' + \tau'')}{2,83} - \frac{1333 d_b^2}{e} \right]. \quad (124)$$

Trägt man in der Schubspannungsfläche (Fig. 42) die Spannung τ_b auf und zieht die Gerade g , so stellt das Rechteck $v \cdot \tau_b$ den Teil der Schubspannungsfläche dar, der auf die Bügel entfällt; der oberhalb g gelegene Flächenteil muß den abgebogenen Eisen zugewiesen werden.

Sonderfall konstanter Querschnittshöhe. Wenn die Querschnittsnutzhöhe h auf der Strecke v konstant ist, kann die Benutzung der Momentenfläche nützlich sein (Fig. 42). Es geht Gleichung (117) über in:

$$\left. \begin{aligned} W_v &= \int \frac{V}{b_0 \cdot z} \cdot b_0 dl \\ &= \frac{1}{z} \int V dl = \frac{1}{z} \cdot f_q. \end{aligned} \right\} (125)$$

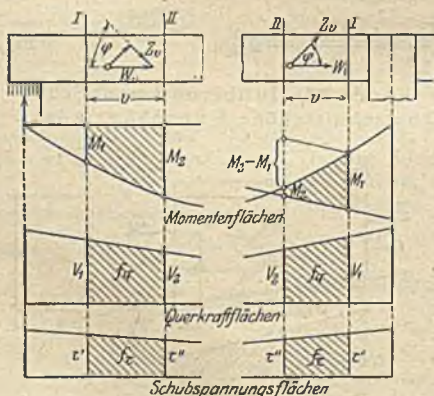


Fig. 41.

Die Summe aller $V \cdot dl$ ist der zu v gehörige Inhalt der Querkraftfläche; dieser ist aber für jede Belastungsweise gleich dem Momentenzuwachs auf der Strecke v . Also

$$f_q = \int V dl = M_2 - M_1 \quad (126)$$

und damit

$$W_v = \frac{M_2 - M_1}{z} \quad (127)$$

Die schiefe Zugkraft auf der Strecke v hat ohne Berücksichtigung der Bügel die Größe:

$$Z_v = \frac{(M_2 - M_1) \cdot \cos \varphi}{z} \quad (128)$$

Unter Berücksichtigung der Bügelwirkung ist die schiefe Zugkraft auf der Strecke v , soweit sie von den abgebogenen Eisen aufgenommen wird:

$$Z_v - \Delta Z_v = \cos \varphi \cdot \left(\frac{M_2 - M_1}{z} - \frac{1885 d_b^2 \cdot v}{e} \right) \quad (129)$$

Ist $\varphi = 45^\circ$:

$$Z_v - \Delta Z_v = \frac{0,707 \cdot (M_2 - M_1)}{z} - \frac{1333 d_b^2 \cdot v}{e} \quad (130)$$

4. Beanspruchung und Verteilung der abgebogenen Eisen.

Zunächst wird der allgemeine Fall der veränderlichen Querschnittshöhe unter Berücksichtigung der Bügelwirkung behandelt. Nach den vorher angegebenen Formeln sind gefunden Schubspannung τ' am Querschnitt I , τ'' am Querschnitt II und die Bügel Schubspannung τ_b . Zur Aufnahme der schiefen Zugkraft stehen m abgebogene Eisen von Einzelinhalt f_e zur Verfügung. Die Beanspruchung dieser m Eise bei gleichmäßiger Verteilung der schiefen Zugkraft auf sie ist

$$\sigma_e = \frac{Z_v - \Delta Z_v}{m \cdot f_e} \quad (131)$$

In Fig. 42 ist wie früher der auf die abgebogenen Eisen entfallende Teil der Schubspannungsfläche schraffiert. Zum Zwecke der gleichmäßigen Verteilung der schiefen Zugkraft auf die m Eise bilde man die Hilfsgrößen

$$s = \tau' - \tau_b \quad \text{und} \quad t = \tau'' - \tau_b \quad (132)$$

Nun trägt man in beliebigem Maßstab mit $\frac{1}{2}v$ als Abszisse die Ordinate

$$y_m = 3s + t \quad (133)$$

und mit v als Abszisse die Ordinate

$$y = 4(s + t) \quad (134)$$

auf und zieht den zugehörigen Parabelbogen. Die Ordinate y wird in $2m$ gleiche Teile geteilt. Die Wagerechten durch die Teilpunkte 1, 3, 5 schneiden auf dem Parabelbogen die Punkte aus, über denen die m abgebogenen Eise die Nulllinie kreuzen müssen. Damit ist die Aufgabe allgemein gelöst, die schiefe Zugkraft des Balkenstückes von der Länge v auf die m abgebogenen Eise gleichmäßig zu verteilen.

Will man die Bügelwirkung vernachlässigen, so wird in der vorherbeschriebenen Konstruktion $\tau_b = 0$ und damit $s = \tau'$ und $t = \tau''$.

Sonderfall konstanter Querschnittshöhe. Die Aufteilung der aufzubiegenden Eise gestaltet sich besonders einfach, wenn für Balkenteile konstanter Höhe die Momentenlinie dargestellt ist.

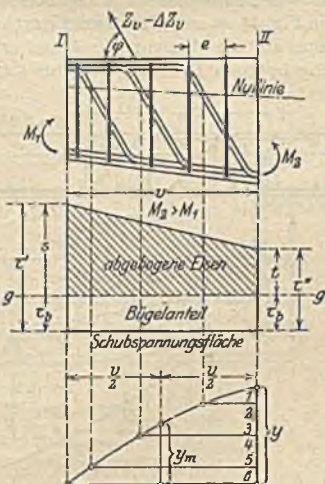


Fig. 42.

1. Freie Endauflagerung ohne Bügelwirkung.

Man sucht zunächst denjenigen Querschnitt, an welchem die Schubspannung $\tau = 4 \text{ kg/cm}^2$ beträgt (Fig. 43). Die Querkraft hat daselbst die Größe

$$V_4 = b_0 z \cdot 4 = 3,6 \cdot b_0 \cdot h. \quad (135)$$

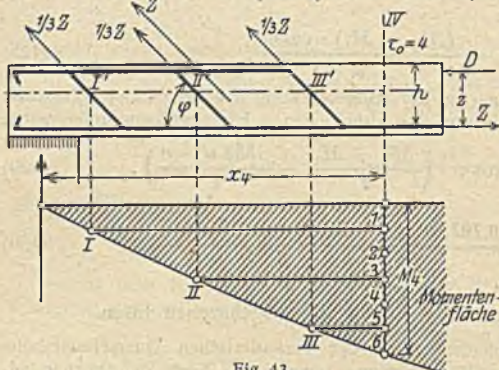


Fig. 43.

d_s = Durchmesser der m abgelenkten Eisen. Nun teilt man M_4 in $2m$ gleiche Teile (in Fig. 43 $m = 3$), schneidet durch die Teilpunkte 1, 3, 5 ... parallel zur Schlußlinie auf die Momentenlinie und erhält die Punkte I, II, III, über denen die abgelenkten Eisen die Nulllinie schneiden müssen.

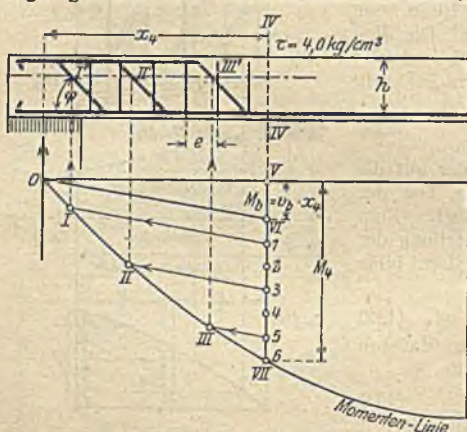


Fig. 44.

Über diesen Punkten liegen auf der Nulllinie die Schnittpunkte I', II' und III' der abgelenkten m -Eisen. d_b = Bügeldurchmesser in cm.

3. Innenaufleger eines durchlaufenden Trägers ohne Bügelwirkung.

In Fig. 45 hat der Säulenrand die Entfernung y_1 , der Querschnitt IV mit $\tau = 4 \text{ kg/cm}^2$ die Entfernung y_4 vom Säulenmittel. Es müssen auf der Strecke $v = y_4 - y_1$ alle Schubspannungen den m abgelenkten Eisen zugewiesen werden. Die Beanspruchung der m abgelenkten Eisen vom Durchmesser d_s und vom Einzelinhalt f_e ist.

$$\sigma_e = \frac{\cos \varphi \cdot (M_4 - M_1)}{m f_e \cdot z}. \quad \text{Ist } \varphi = 45^\circ: \quad \sigma_e = \frac{0,9 (M_4 - M_1)}{m d_s^2 \cdot z}. \quad (138)$$

Der zugehörige Querschnitt IV habe die Entfernung x_4 vom Stützpunkt. Das Biegemoment am Schnitt IV ist M_4 . Dann ist bei m abgelenkten Eisen vom Einzelquerschnitt f_e die Eisenspannung:

$$\sigma_e = \frac{\cos \varphi \cdot M_4}{m \cdot f_e \cdot z},$$

wenn $\varphi = 45^\circ$:

$$\sigma_e = \frac{0,9 \cdot M_4}{m \cdot d_s^2 \cdot z}. \quad (136)$$

2. Endauflagerung mit Bügelwirkung.

Dem Bügelanteil in der Schubspannungsfläche entspricht am Querschnitt IV ein Momentenabzug:

$$\left. \begin{aligned} M_b &= V_b \cdot x_4 \\ &= x_4 \cdot \frac{1885 \cdot d_b^2 \cdot z}{e} \end{aligned} \right\} (137)$$

(in kgcm). In Fig. 44 ist $V-VI = M_b$; nun teilt man $M_4 - M_b = VI-VII$ in $2m$ Teile und verfährt weiter wie unter 1 angegeben, indem durch die Teilpunkte 1, 3, 5 Parallelen zu $0-VI$ gezogen werden. Sie schneiden die Momentenlinie in I, II, III.

Über diesen Punkten liegen auf der Nulllinie die Schnittpunkte I', II' und III' der abgelenkten m -Eisen. d_b = Bügeldurchmesser in cm.

Hierin ist im Falle der Figur M_1 eine negative Größe! In der Figur erhält man $(M_4 - M_1)$ als Strecke $III-V$, wenn man den Punkt I parallel zur Schlußlinie auf den Querschnitt $IV-IV$ schneidet. Nun teilt man die Strecke $III-V$ in $2 \cdot m$ gleiche Teile, projiziert die Teilpunkte $1, 3, 5 \dots$ parallel der Schlußlinie s auf die Momentenlinie und zieht Vertikale durch diese Schnittpunkte. Man erhält auf diese Weise in der Nulllinie Punkte der unter dem Winkel φ abzubiegenden Eisen.

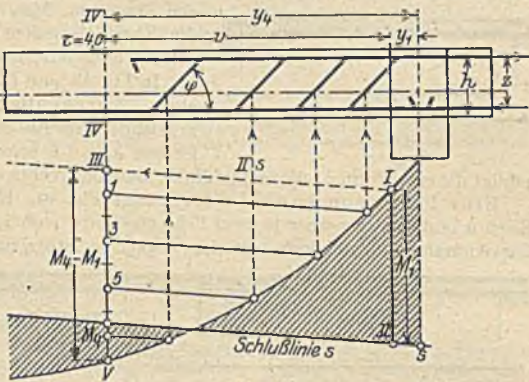


Fig. 45.

4. Innenaufleger eines durchlaufenden Trägers mit Bügelwirkung.

Die Konstruktion verläuft ähnlich wie unter 2 vorher beschrieben. Für die abgebogenen Eisen kommt das Moment ΔM in Betracht:

$$\Delta M = M_4 - M_1 - V_b \cdot v, \tag{139}$$

$$V_b = \frac{1885 \cdot d_b^2 \cdot z}{e}. \tag{145}$$

$$M_b = V_b \cdot v. \tag{140}$$

In der Fig. 46 erhält man zunächst, indem $I-III$ parallel zur Schlußlinie s , auf der Senkrechten $IV-IV$ das Moment $M_4 - M_1 = III-IV$. Nun muß man den Bügelanteil $M_b = V_b \cdot v$ errechnen und als Strecke im Momentenmaßstab von III aus nach abwärts tragen. $M_b = III-V$; dadurch gewinnt man die Strecke $V-IV = \Delta M$. Man teilt sie in $2 \cdot m$ gleiche Teile, projiziert die Teilpunkte $1, 3, 5 \dots$ parallel $I-V$ auf die Momentenlinie und zieht die Senkrechten durch diese Schnittpunkte bis zur Nulllinie. Die so erhaltenen Nulllinienpunkte sind Punkte der abzubiegenden m -Eisen gleichen Querschnittes f_e .

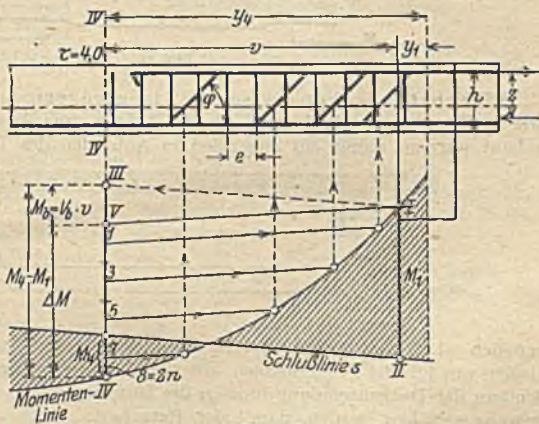


Fig. 46.

H. Konstruktive Einzelheiten.

Fig. 47 stellt eine einfache Deckenplatte dar. Die Trageisen sind nur einerseits aufgebogen, weil man dadurch mit einer Eisenform auskommt. Durch Schwenken der Eisen wird an jedem Lager ein fortwährender Wechsel von

geraden und abgelenkten Eisen erzielt. Als Verteilungseisen genügen Rundeisen von 5—6 mm Durchmesser in Abständen von 30—35 cm; sie liegen über den Trageisen. Man versetze die Stöße, lasse die Eisen an jedem Stoß um 50 cm übergreifen und versehe sie mit Haken.



Fig. 47.

In Fig. 48 sind das erste und zweite Feld einer durchgehenden Deckenplatte gezeichnet. Im Endfelde sind die zwei Eisenformen *a* und *b* erforderlich; im Mittelfelde

genügt die eine Form *c*, die einmal links, daneben rechts aufgebogen verlegt wird.

Eine Folge von Innenfeldern zeigt Fig. 49. Hier werden die unteren Eisen *a* und *b* immer über je zwei Felder geführt, wobei die Stöße versetzt sind. Zur Aufnahme der oberen von den negativen Stützenmomenten verursachten

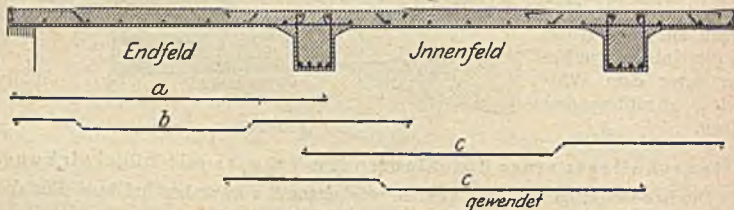


Fig. 48.

Zugspannungen sind in jeder zweiten Lage besondere obere Eisen *c* erforderlich. Bei stark wechselnden Lasten kann es nötig werden, daß die oberen Eisen *c* bis zu den Nachbarunterzügen durchgeführt werden, wie punktiert in Fig. 49 angegeben.

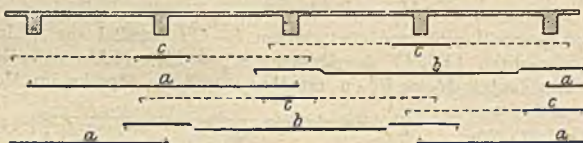


Fig. 49.

Eisenbetondecken zwischen Eisenträgern führe man durchlaufend wie in Fig. 50 aus. Hierbei müssen die Träger ohne Anstrich geliefert und eingebaut werden, damit ein zuverlässiges Anbinden des Betons an den Trägern

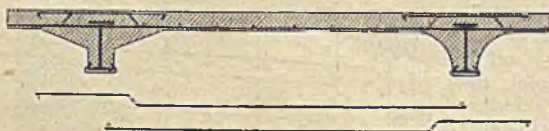


Fig. 50.

möglich ist. Oberkante Träger muß mindestens 4 cm unter Oberkante Decke liegen, um für die Eiseneinlagen aus den Feldern genügend Platz haben. Vor Einbau der Deckenschalung müssen die Unterflanschen der Träger mit Rabitzgewebe versehen werden, damit der Putz hält.

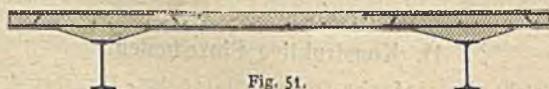


Fig. 51.

Bei der Ausführung nach Fig. 51 werden die Träger nicht in die Eisenbetondecke einbezogen; die letztere liegt in ganzer Stärke oberhalb der Träger. Die

Ausführung nach Fig. 51 ist billiger als nach Fig. 50, hat aber den Nachteil geringerer Feuersicherheit und größeren Höhenbedarfs.

Bei Verbindung von Hohlsteindecken mit Eisenbetonplattenbalken nach Fig. 52 werden die Hohlsteine nicht bis an die Rippenbalken verlegt, sondern nur im inneren Teil der Felder, etwa von $x_1 = 0,15 l$ bis $x_2 = 0,85 l$.

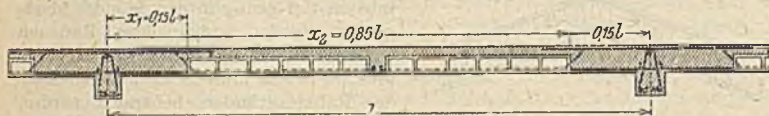


Fig. 52.

Dadurch erhalten die Plattenbalken einen sehr wirksamen Druckgurt. Das Vollstampfen der seitlichen Teile der Decken ist außerdem nützlich wegen Aufnahme der negativen Momente, die in der Nähe der Stützpunkte auftreten und zu deren Übertragung die schwachen Stege zwischen den Hohlsteinlagen nicht ausreichend sind. Auch in statischer Beziehung sind die vollen Randstreifen von Vorteil, weil sie wegen ihres großen Trägheitsmomentes den Einspannungsgrad der Decke vergrößern. Im Feldmittel ist in Fig. 52 die Versteifungsrippe gezeichnet, die nach den deutschen Vorschriften für Hohlsteindecken von 4–6 m Stützweite gefordert ist.

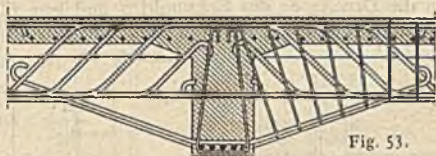


Fig. 53.

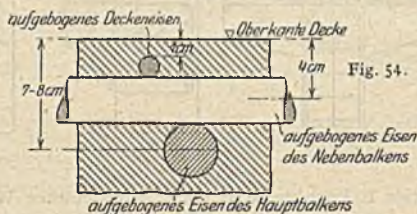


Fig. 54.

Den Zusammenschnitt eines Nebenbalkens und eines Hauptbalkens gibt Fig. 53 wieder, wobei die Bügel nur auf einer Seite dargestellt sind. An der Oberseite kreuzen sich drei Eiseneisenlagen, nämlich Fig. 54:

- die oberen aufgebogenen Deckeneisen,
- die oberen aufgebogenen Eisen des Nebenbalkens,
- die oberen aufgebogenen Eisen des Hauptbalkens.

Hiernach benötigt man als Deckungsmaß bis Mitte Eisen bei Berechnung der Stützenquerschnitte am Nebenbalken mindestens 4 cm, am Hauptbalken 7 bis 8 cm. Die Enden der unteren Eisen des Nebenbalkens sollen sich um die Rippenbreite des Hauptbalkens übergreifen. Die Auflagerverstärkung des Nebenbalkens soll unten in jedem Falle einige Druckeisen enthalten, die beiderseits bis in die halbe Höhe des Steges vom Nebenbalken hineinragen.

Die Knickpunkte von Unterzügen und Rahmen erfordern besonders liebevolle Behandlung. Weniger gefährlich sind diejenigen Knickstellen, bei denen der Zug an der ausspringenden Ecke wirksam ist, weil hier die Zugresultante nach dem Balkeninneren gerichtet ist und drückend auf den Beton wirkt (Fig. 55). Im Gegensatz dazu sind Ecken gefährlich, deren Zugseite an der einspringenden Seite der Ecke liegt (Fig. 56). Die Zugresultante ist hier

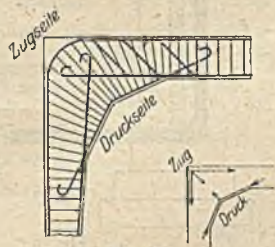


Fig. 55.

bestrebt, das Zugeisen vom Betonkern nach innen loszureißen, was durch geschickte Eisenführung und starke Bügelbewehrung verhindert werden muß. Bei der in Fig. 55 dargestellten Rahmenecke muß der Stoß der Eisen im Eckpunkt



Fig. 56.

vermieden werden. Die aus dem waagrechten Balkenteile aufgebogenen Eisen müssen tief genug in den Ständer hinabgeführt werden und an ihrem Ende mit wirksamen Haken versehen sein. In gleicher Weise müssen die äußeren Eisen des Rahmenständers behandelt werden, d. h. sie müssen weit genug in den waagrechten Balken eingreifen. Bei dem Balkenknick Fig. 56 vermeide man, die unteren Eisen gebogen der inneren Leitung des Balkens folgen zu lassen. Man führe die ansteigenden Zugeisen vielmehr in die Druckzone des Eckpunktes und lege für den waagrechten Teil besondere Eisen ein. Die Druckeisen dürfen im Scheitel nicht gestoßen sein. Um der-

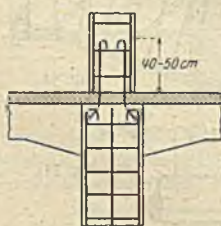


Fig. 57.

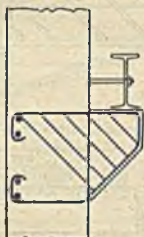


Fig. 58 a.

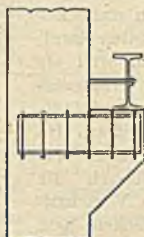


Fig. 58 b.

artige Eckpunkte in der hier angedeuteten Weise auszubilden, wähle man die Rippenbreite reichlicher als sonst und arbeite mit starken Eisen, um Platz für die Eisenkreuzungen zu gewinnen.

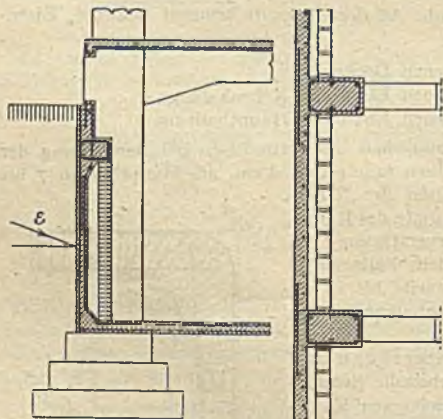


Fig. 59.

Fig. 57 behandelt einen Säulenstoß. Er wird dadurch bewirkt, daß die Eisen des unteren Geschosses mit Endhaken um 40—50 cm in die obere Säule eingreifen. Bei starken Säulen mit mehr als vier Längseisen genügt es, wenn nur ein Teil der Eisen hochgeführt wird, während der andere Teil unterhalb der Decke aufhört. Die Säulenbügel haben je nach der Säulenstärke 6 bis 10 mm Durchmesser und dürfen nicht weiter voneinander entfernt sein als die kleinste Abmessung des Säulenquerschnittes oder das Zwölfwache des Durchmessers der Längsstäbe.

Konsolen zur Aufnahme von Kranträgern nach Fig. 58 a erhalten meist kleine Momente, aber große Schubspannungen, weshalb letztere mit besonderer Sorgfalt zu verfolgen sind. In Fig. 58 a sind außer den Haupttrageisen starke

umschnürende Bügel in geneigter Lage vorgesehen, um die beträchtlichen schiefen Zugkräfte aufzunehmen. Zur Berechnung der letzteren dient Formel (119). Bei großen Kranlasten empfiehlt es sich, nach Fig. 58 b kurze Träger einzubauen und mit Rundisen zu umschnüren. Diese Art der Ausführung besitzt vor Fig. 58 a den Vorteil größerer Schubsicherheit.

In Fig. 59 wurde eine Eisenbeton-Kellerwand dargestellt. Die vom Erddruck auf Biegung beanspruchte Wand besitzt senkrechte Bewehrung. Der obere Stützpunkt der Wand wird von einem Eisenbetonbalken, der untere von der Betonkellersohle gebildet. Zur Erzielung einer guten Wärmeisolierung ist eine Luftschicht mit innerer Wand aus Betonplatten oder Ziegeln vorgesehen. Die dargestellte Anordnung gewährt im Vergleich zu vollen Kellerwänden nennenswerte Ersparnis an Raum und Baustoffen. Sie ist mit besonderem Vorteil anzuwenden, wenn wie in Geschäftshäusern, in der Umfassungswand des Erdgeschosses große Öffnungen und schmale Pfeiler vorhanden sind.

Beispiel für Berechnung einer Geschoßdecke.

Das folgende Beispiel (8) soll die Anwendung der unter II angegebenen Methoden und Tabellen darlegen.

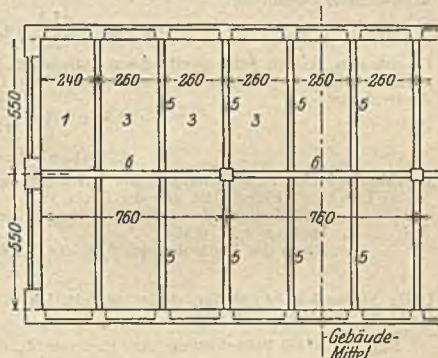


Fig. 60.

Die in Fig. 60 im Grundriß dargestellte Fabrikdecke erhält $p = 700 \text{ kg/m}^2$ Betriebslast, $f = 100 \text{ kg/m}^2$ Belastung durch Fußbodenbelag und Putz, außerdem die Eigenlast. Der Säulenquerschnitt wurde zu $60 \cdot 60 \text{ cm}$ bestimmt. Geschoßhöhe 3,80 m.

1. Deckenplatte in den Endfeldern.

Stützweite $l = 2,50 \text{ m}$.

Einheitsbelastung: Verkehrslast	= 0,700 t/m ²
Fußbodenbelag	= 0,100 „
Eigenlast 0,12 · 2,400	= 0,288 „
Gesamtlast $q = 1,088 \text{ t/m}^2$	

Darin bleibend $g = 0,388 \text{ t/m}^2$.

Als Endfeld nach Tabelle 11 b. Spannungen 40 : 1200.

Nutzhöhe $h = \frac{250 \cdot \sqrt{1,088}}{25,53} = 10,2 \text{ cm}$.

Bewehrung $F_e = \frac{250 \cdot \sqrt{1,088}}{45,95} = 5,68 \text{ cm}^2$.

Durchmesser 10 mm in Abständen $l = 13,5 \text{ cm}$. Gesamtstärke H der Platte 12 cm.

2. Stützenquerschnitt der Deckenplatte im Endfeld.

Bei den Endfeldern muß der Querschnitt an der Innenstütze als einerseits voll eingespannt betrachtet werden. Zur Berechnung kann der Querschnitt zugrunde gelegt werden, wo der Anchnitt an den Nebenbalken erfolgt, dessen Breite zu 26 cm angenommen wird.

Nach Tabelle 5 a, Spalte 4: $x : l = 2,37 : 2,50 = 0,95$; $M = -0,095 \cdot 1,088 \cdot 250 \cdot 2,50 = -64,5 \text{ t/cm}$.

Nach Tabelle 5 b, S. 290, Spalte 4, genügt: Nutzhöhe $h = 10,5 \text{ cm}$, Gesamthöhe $H = 12 \text{ cm}$. Bewehrung $5,83 \text{ cm}^2 =$ Durchmesser 10 mm bei $l = 13,5 \text{ cm}$.

3. Deckenplatte der Innenfelder.

Stützweite $l = 260 \text{ cm}$.

Einheitsbelastung: Verkehrslast	= 0,700 t/m ²
Fußbodenbelag	= 0,100 „
Eigenlast 0,11 · 2,400	= 0,264 „
Gesamtlast $q = 1,064 \text{ t/m}^2$	

Darin bleibend $g = 0,364 \text{ t/m}^2$; darin veränderlich $q = 0,700 \text{ t/m}^2$. Gleichförmige Gesamtlast $Q = 1,064 \cdot 2,60 = 2,770 \text{ t}$; $Ql = 2,770 \cdot 260 = 720 \text{ t/cm}$.

Nach Tabelle 11 b, Spalte 5 und 6:

$$\text{Nutzhöhe } h = \frac{260 \cdot \sqrt{1,064}}{28,80} = 9,32 \text{ cm.}$$

$$\text{Bewehrung } F_e = \frac{260 \cdot \sqrt{1,064}}{51,84} = 5,17 \text{ cm}^2.$$

Dem entsprechen Durchmesser 10 mm in Abständen $t = 15$ cm. Gesamte Deckenstärke $H = 11$ cm.

4. Stützenquerschnitt der Deckenplatte in den Innenfeldern.

Nach Tabelle 5 a, Spalte 6: am Anschnitt der Platte an den Balken: $a : l = 13 : 260 = 0,05$; $M = 720 \cdot 0,06 = 43,2$ t/cm.

Nach Tabelle, 5 b S. 290 werden bei $h = 9,5$ cm die Spannungen 40 : 1200 nicht voll ausgenutzt, weil bei voller Ausnutzung dieser Spannungen ein Moment M_I 53,48 t/cm zulässig ist. Erforderliche Bewehrung:

$$F_e = 5,28 \cdot \frac{43,2}{53,5} = 4,26 \text{ cm}^2.$$

Da aus den Feldern jedes zweite Eisen abgebogen ist (nach Fig. 49) und immer ein Eisen zwischengelegt wird, wählen wir Durchmesser 8 und Durchmesser 10 im Wechsel bei $t = 15$ cm Abstand und

$$F_e = \frac{1}{2} \cdot (0,50 + 0,78) \cdot \frac{100}{15} = 4,27 \text{ cm}^2.$$

5. Nebenbalken,

durchlaufend über zwei Öffnungen von je $l = 5,65$ m Stützweite.

a) Lasten. Einheitslast von der Decke 3:

veränderlich	2,60 · 0,700	= 1,820 t/m
bleibend	2,60 · 0,364	= 0,946 „
Rippe des Plattenbalkens	0,26 · 0,45 · 2,400	= 0,282 „
			Gesamtlast $q = 3,048$ t/m

Darin bleibend $g = 1,228$ t/m, darin veränderlich $p = 1,820$ t/m. $Q = 3,048 \cdot 5,50 = 16,800$ t. $Q \cdot l = 16,800 \cdot 565 = 9500$ t/cm.

Stützkkräfte bei Vollbelastung: Am Endlager $A_q = \frac{3}{8} \cdot 16,800 = 6,300$ t; am Mittellager

$$B_q = \frac{5}{4} \cdot 16,800 = 21,000 \text{ t; darin bleibend } B_p = 21,000 \cdot \frac{1,228}{3,048} = 8,470 \text{ t, darin veränderlich } B_p = 12,530 \text{ t.}$$

b) Bruchquerschnitt im Felde: $g : q = 1,228 : 3,048 = 0,403$. Nach Tabelle 5: $M_{\max} = 9500 : 11,8 = 805$ t/cm. Gewählte Nutzhöhe $h = 50$ cm. Plattenstärke d nach Nr. 3 = 11 cm. $\varphi = d : h = 11 : 50 = 0,22$. Spannungen 30 : 1200. Erforderliche Breite des Druckgutes nach Tabelle 15, Spalte 12, mit $\beta = 0,969$

$$b = \frac{268,9 \cdot 805}{0,969 \cdot 50^2} = 89,4 \text{ cm.}$$

$$\text{Nach Spalte 11: } F_e = \frac{0,963 \cdot 89,4 \cdot 50}{293,3} = 14,7 \text{ cm}^2.$$

Dem entsprechen 5 Rundeisen von 18 mm Durchmesser + 1 Rundeisen von 16 mm Durchmesser mit $F_e = 12,7 + 2,00 = 14,7 \text{ cm}^2$.

$$x = \frac{805}{14,7 \cdot 1,200} = 45,6 \text{ cm.}$$

Rippenbreite $b_0 = 26$ cm. Gesamthöhe des Balkens $H = 50 + 3 = 53$ cm. Die Lösung ist brauchbar, weil $b = 89,4 < 16 \cdot 11 < 8 \cdot 26 < 4 \cdot 53$.

c) Endauflager. Größte Querkraft nach Tabelle 5: $V_{\max} = 16,800 \cdot 0,412 = 6,920$ t.

An der Endstütze $\tau = \frac{6920}{26 \cdot 45,6} = 5,84$ kg/cm². Bei $\tau = 4$ darf die Querkraft V_4 die Größe haben: $V_4 = 26 \cdot 45,6 \cdot 4 = 4740$ kg. Der zugehörige Querschnitt IV hat die Entfernung x_4 vom Endlager; dieses Maß folgt aus $6,920 - x_4 \cdot 3,048 = 4,740$;

$$x_4 = \frac{2,180}{3,048} = 0,716 \text{ m.}$$

Schiefe Zugkraft nach Formel (120):

$$Z_v = \frac{26 \cdot 71,6}{2,83} \cdot (5,84 + 4,00) = 6480 \text{ kg.}$$

Es werden 3 Rundeisen von 18 mm Durchmesser mit $F_e = 7,62 \text{ cm}^2$ abgebogen.

Innenaufleger. Die Breite des Hauptbalkens wird zu 32 cm geschätzt. Die Auflager schräge des Nebenbalkens soll 60 cm Breite und 15 cm Höhe erhalten. Dann besitzen die Querschnitte I und II am Beginn und am Ende der Schräge die Abstände vom Endlager:

$$x_1 = 565 - 16 = 549 \text{ cm, } x_1 : l = 0,972.$$

$$x_2 = 565 - 76 = 489 \text{ cm, } x_2 : l = 0,866.$$

d) Querschnitt I. Nach Tabelle 5: für $x_1 : l = 0,972$ und $g : q = 0,40$; $M_1 = 9500 : 9,27 = 1023 \text{ t/cm}$; $V_1 = 16,800 \cdot 0,597 = 10,030 \text{ t}$. Spannungen $50 : 1200$, nach Tabelle 5 c, S. 293: bei einer angenehmen Nutzhöhe $h = 64 \text{ cm}$, Rippenbreite $b_0 = 26 \text{ cm}$ ist doppelte Bewehrung erforderlich. $h' = 3 \text{ cm}$.

$$F_e = 0,01 \cdot 26 \cdot 51,3 + \frac{1023 - 0,01 \cdot 3434 \cdot 26}{73,2} = 13,34 + 1,77 = 15,11 \text{ cm}^2.$$

$$F_e' = \frac{1023 - 0,01 \cdot 3434 \cdot 26}{40,2} = 3,21 \text{ cm}^2.$$

Bewehrung der Zugzone 6 Rundeseisen von 18 mm Durchmesser mit $F_e = 15,24 \text{ cm}^2$; Bewehrung der Druckzone 2 Rundeseisen von 16 mm Durchmesser mit $F_e = 4,02 \text{ cm}^2$. Gesamthöhe am Schnitt I $H = 64 + 4 = 68 \text{ cm}$.

$$x = \frac{M}{F_e \sigma_e} = \frac{1023}{15,11 \cdot 1,200} = 56,6 \text{ cm}.$$

Schubspannung nach Formel (104) mit $\tan \alpha = 15 : 60 = 0,25$.

$$\tau = \frac{10030 - \frac{1023000 \cdot 0,25}{64}}{26 \cdot 56,6} = \frac{10030 - 3996}{1472} = 4,10 \text{ kg/cm}^2.$$

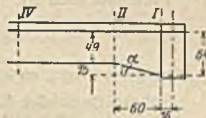


Fig. 61.

e) Querschnitt II. Am Beginn des geraden Balkenteiles. Nach Tabelle 5, S. 756, für $x : l = 0,866$, $g : q = 0,40$; $M_2 = 9500 : 18,9 = 502,6 \text{ tcm}$. Zugehörige Querkraft $V_{II} = 16,800 \cdot 0,625 - 3,048 \cdot 0,76$; $V_{II} = 10,500 - 2,316 = 8,184 \text{ t}$. Querschnittshöhe $H_2 = 53 \text{ cm}$, Nutzhöhe $h = 49 \text{ cm}$.

Nach Tabelle 5 c, S. 293, für Spannungen $50 : 1200$ ist die erforderliche Breite des Querschnittes:

$$b = \frac{M}{M_I} = \frac{502,6}{2013,5} = 0,25 \text{ m}.$$

$F_e = 39,3 \cdot 0,25 = 9,83 \text{ cm}^2 = 4$ Rundeseisen von 18 mm Durchmesser mit $F_e = 10,16 \text{ cm}^2$.

Vorhandene Rippenbreite: $b_0 = 26 \text{ cm}$, also ausreichend! Betrachtet man den Querschnitt II als zur Schräge gehörig, so ist die Schubspannung mit $x = 42,7 \text{ cm}$ nach Formel (104):

$$\tau'' = \frac{8184 - \frac{502600 \cdot 0,25}{49}}{26 \cdot 42,7} = \frac{8184 - 2564}{1110} = 5,06 \text{ kg/cm}^2.$$

Für den Schnitt II im geraden Balkenteil

$$\tau = \frac{8184}{26 \cdot 42,7} = 7,37 \text{ kg/cm}^2.$$

Auf die Schrägenlänge $v = 60 \text{ cm}$ beträgt die schiefe Zugkraft unter Vernachlässigung der Bügelwirkung nach Formel (120):

$$Z_v = \frac{26 \cdot 60}{2,83} \cdot (4,10 + 5,06) = 5049 \text{ kg}.$$

Zur Aufnahme von Z_v genügen auf die Länge der Schräge 2 Rundeseisen von 18 mm Durchmesser unter 45° abgebogen mit $F_e = 5,08 \text{ cm}^2$.

f) Gerader Balkenteil. Im geraden Balkenteil ist nach Nr. 5 b: $x = 45,6 \text{ cm}$. Die zur Schubspannung $\tau = 4$ gehörige Querkraft wurde unter c) bereits ermittelt zu $V_4 = 4,740 \text{ t}$ gefunden. Der Abstand y_4 des dieser Querkraft entsprechenden Schnittes von der Innenstütze folgt aus:

$$4,740 = 16,800 \cdot 0,625 - 3,048 \cdot y_4$$

$$y_4 = \frac{10,500 - 4,740}{3,048} = 1,89 \text{ m}.$$

Außerhalb der Schräge bleibt das gerade Balkenstück von der Länge $v' = 1,89 - 0,76 = 1,13 \text{ m}$. Auf dieser Strecke ist die schiefe Zugkraft Formel (120):

$$Z_v' = \frac{26 \cdot 113}{2,83} (4,00 + 7,37) = 11800 \text{ kg}.$$

Es werden angeordnet 4 unter 45° geneigte Eisen, Durchmesser 18 mm, mit $F_e = 10,16 \text{ cm}^2$ und

$$\sigma_e = \frac{11800}{10,16} = 1161 \text{ kg/cm}^2.$$

6. Hauptbalken.

Der Hauptbalken ist durchlaufend über 3 Öffnungen von je 7,80 m Stützweite. Er ist gleichförmig belastet durch seine Eigenlast; die davon verursachten Momente und Querkräfte finden sich mittels Tabelle 6 $g = q$. Die weitere Belastung rührt von den Nebenträgern 5 her,

die als Einzellasten in den Drittpunkten jedes Feldes angreifen. Momente und Querkräfte hierfür sind der Tabelle 9b zu entnehmen.

a) Lasten. Gleichförmige Eigenlast:

$$g = 0,38 \cdot 0,70 \cdot 2,400 = 0,638 \text{ t/m,}$$

$$G = 7,80 \cdot 0,638 = 4,980 \text{ t,}$$

$$G \cdot l = 4,980 \cdot 780 = 3884 \text{ tcm.}$$

Stützkräfte infolge Eigenlast nach Tabelle 6 Spalte 32, S. 761.

$$A = 0,400 \cdot 4,980 = 1,992 \text{ t erstes Feld,}$$

$$B_1 = 0,600 \cdot 4,980 = 2,988 \text{ t " "}$$

$$B_2 = 0,500 \cdot 4,980 = 2,490 \text{ t zweites Feld.}$$

Einzellast nach Nr. 5a:

$$\text{Bleibende Einzellast . . . } P_p = 8,470 \text{ t}$$

$$\text{veränderliche Einzellast. . } P_p = 12,530 \text{ t}$$

$$\text{gesamte Einzellast . . . } P = 21,000 \text{ t}$$

$$P_p \cdot l = 8,470 \cdot 780 = 6606,6 \text{ tcm. } P_p \cdot l = 12,530 \cdot 780 = 9773,4 \text{ tcm.}$$

Stützkräfte infolge Einzellasten nach Tabelle 9b Grenzwerte:

$$A_{\min} = 0,733 \cdot 8,470 - 0,133 \cdot 12,530 = 4,542 \text{ t}$$

$$A_{\max} = 0,733 \cdot 8,470 + 0,867 \cdot 12,530 = 17,072 \text{ t}$$

$$B_{\min} = 2,267 \cdot 8,470 + 0,267 \cdot 12,530 = 22,547 \text{ t}$$

$$B_{\max} = 2,267 \cdot 8,470 + 2,533 \cdot 12,530 = 50,940 \text{ t.}$$

b) Bruchquerschnitt Endfeld. Aus Tabelle 9b ersieht man, daß der Bruchquerschnitt unter der äußeren Einzellast liegt bei $x_1 : l = 0,33$:

$$\text{nach Tabelle 9b, von } P_p: 6606,6 : 4,09 = 1615,3 \text{ tcm}$$

$$\text{" " 9b, " } P_p: 9773,4 : 3,46 = 2824,6 \text{ "}$$

$$\text{" " 6, " } g: 3884 : 13,06 = 297,3 \text{ "}$$

$$M_{1\max} = 4737,2 \text{ tcm}$$

Rippenbreite $b_0 = 38 \text{ cm}$. Nutzhöhe $h = 72 \text{ cm}$. Plattenstärke $d = 11 \text{ cm}$. Plattenbreite $b = 11 \cdot 16 = 176 \text{ cm}$. Spannungen $40 : 1200 : A_k = 180$, $k_e = 168,7$, $\varphi = d : h = 11 : 72 = 0,1527$; daher nach Tabelle 15: $\alpha = 0,706$, $\beta = 0,740$.

Nach Tabelle 15 ist das zulässige Moment bei einfacher Bewehrung mit $b = 176 \text{ cm}$:

$$M = \frac{0,740 \cdot 176 \cdot 72^3}{168,7} = 4002 \text{ tcm.}$$

Da das vorhandene Moment größer als 4002 tcm ist, muß der Querschnitt doppelt bewehrt werden. Nach Formel (90) und (91) unter Berücksichtigung der Spannungen im Steg mit $k = 81,6$ und $k' = 34,0$ (vgl. Tabelle 5b, S. 291), wobei $k' = 4,0 \text{ cm}$. Druckbewehrung nach Formel (90):

$$F_e' = \frac{168,7 \cdot 4737 - 72^2 [38 + 0,740 \cdot (176 - 38)]}{168,7 \cdot 34,0}$$

$$F_e' = \frac{799132 - 5184 (38 + 102,12)}{5735,8} = 12,68 \text{ cm}^2.$$

Dem entsprechen in der Druckzone 2 Rundeseisen von 30 mm Durchmesser mit $F_e = 14,14 \text{ cm}^2$, Zugbewehrung nach Formel (91):

$$F_e = \frac{72}{180} [38 + 0,706 (176 - 38)] + 12,68 \cdot \frac{34,0}{81,6}.$$

$$F_e = 54,17 + 5,28 = 59,45 \text{ cm}^2.$$

Dem entsprechen in der Zugzone in 2 Lagen:

untere Lage: 6 Rundeseisen von 30 mm Durchmesser mit $F_e = 42,42 \text{ cm}^2$

obere Lage: 6 Rundeseisen von 18 mm Durchmesser „ $F_e = 15,24 + 2,01 = 17,25 \text{ „}$

+ 1 Rundeseisen von 16 mm Durchmesser „ $F_e = 1,17$
Gesamtbewehrung $F_e = 59,67 \text{ cm}^2$

Unteres Deckungsmaß nach Formel (75):

$$a = \frac{42,42 \cdot 3,5 + 17,25 \cdot 7,9}{59,67} = 4,7 \text{ rd. } 5 \text{ cm.}$$

Gesamte Balkenhöhe $H = 72 + 5 = 77 \text{ cm}$:

$$r_1 = \frac{M}{F_e \cdot d_e} = \frac{4737}{59,45 \cdot 1,200} = 66,4 \text{ cm.}$$

c) Endauflager. Größte Querkraft am Endlager gleich A_{\max} , $A_{\max} = 17,072 \text{ t} + 1,992 = 19,064 \text{ t}$. Rippenbreite $b_0 = 38 \text{ cm}$, $z = 66,4 \text{ cm}$. Schubspannung am Endauflager:

$$\tau' = \frac{19064}{38 \cdot 66,4} = 7,55 \text{ kg/cm}^2.$$

Querkraft unmittelbar vor der ersten Einzellast bei $x_1 = \frac{1}{2} l$:

$$V = 19,064 - 0,638 \cdot 2,60 = 17,405 \text{ t,}$$

$$\tau'' = \frac{17405}{38 \cdot 66,4} = 6,89 \text{ kg/cm}^2.$$

Zur Verminderung der schiefen Zugkraft werden Bügel von 8 mm Durchmesser in Abständen $e = 12,5$ cm angewendet. Die durch abgebogene Eisen aufzunehmende schiefe Zugkraft ist nach Formel (124):

$$Z_v - \Delta Z_v = 260 \cdot \left[\frac{38 \cdot (7,55 + 6,89)}{2,83} - \frac{1333 \cdot 0,8^2}{12,5} \right]$$

$$Z_v - \Delta Z_v = 260 \cdot [193,9 - 68,2] = 32682 \text{ kg.}$$

Querschnitt der abzubiegenden Eisen:

$$F_e = \frac{32682}{1200} = 27,23 \text{ cm}^2.$$

Dem entsprechen 6 Rundeseisen von 18 mm Durchmesser + 1 Rundeseisen von 16 mm Durchmesser + 2 Rundeseisen von 30 mm Durchmesser mit

$$F_e = 15,24 + 2,01 + 14,14 = 31,39 \text{ cm}^2.$$

In der Zugzone verbleiben am Auflager 4 Rundeseisen von 30 mm Durchmesser mit $U = 37,68$ cm, Haftspannung nach Formel (109):

$$r_1 = \frac{19064}{2 \cdot 66,4 \cdot 37,68} = 3,80 \text{ kg/cm}^2.$$

d) Stützenquerschnitt. Der Unterzug schneidet im Abstand 30 cm von dem Stützenmittel an die Säule an. $x_1 : l = 750 : 780 = 0,96$. An diesem Schnitt ist das Moment

nach Tabelle 9b, von	P_p :	6606,6 :	4,63 =	1427 tcm	
" "	" 9b, "	P_p :	9773,4 :	3,86 =	2532 "
" "	" 6, "	g :	3884 :	13,0 =	298 "
				$M = -4257$ tcm	

An den Innenstützen erhält der Hauptunterzug eine Anschlußschräge von 100 cm Breite und 30 cm Höhe; dadurch erhält der Stützenquerschnitt 107 cm Gesamthöhe und 100 cm Nutzhöhe. Rippenbreite $b_0 = 38$ cm. Doppelte Bewehrung mit $h' = 4$ cm, Spannungen 50 : 1200; nach Tabelle 5c, S. 293:

$$F_e = 0,01 \cdot 38 \cdot 80,1 + \frac{4257 - 0,01 \cdot 8383 \cdot 38}{115}$$

$$F_e = 30,44 + 9,31 = 39,75 \text{ cm}^2.$$

Dem entsprechen 6 Rundeseisen von 30 mm Durchmesser mit $F_e = 42,42 \text{ cm}^2$.

$$F'_e = \frac{4257 - 0,01 \cdot 8383 \cdot 38}{64,5} = 16,61 \text{ cm}^2.$$

Dem entsprechen 2 Rundeseisen von 30 + 1 Rundeseisen von 18 mm Durchmesser mit $F'_e = 16,68 \text{ cm}^2$.

$$z = \frac{4257}{39,75 \cdot 1,200} = 89,2 \text{ cm.}$$

Querkraft an dem betrachteten Schnitt:

nach Tabelle 9b, von	P_p :	1,267 :	8,470 =	10,731 t	
" "	" 9b, "	P_p :	1,311 :	12,530 =	16,427 t
" "	" 6, "	g :	0,560 :	4,980 =	2,789 t
				$V = 29,947$ t	

Für die Anschlußschräge des Balkens ist $\tan \alpha = 0,30 : 1,000 = 0,30$, daher die Schubspannung nach Formel (104):

$$r = \frac{29947 - \frac{4257000 \cdot 0,30}{100}}{38 \cdot 89,2} = \frac{29947 - 12771}{3389,9}$$

$$r = 5,07 \text{ kg/cm}^2.$$

e) Querschnitt am Beginn der Anschlußschräge. Entfernung des Schnittes von der Mittelstütze 1,30 m. $x_1 : l = 650 : 780 = 0,833$ Moment an diesem Schnitt:

nach Tabelle 9b, von	P_p :	6606,6 :	19,2 =	344,1 t/cm	
" "	" 9b, "	P_p :	9773,4 :	8,45 =	1156,6 "
" "	" 6, "	g :	3884 :	32,0 =	121,4 "
				$M = -1622,1$ t/cm	

Bei den Beanspruchungen 50 : 1200, der Breite $b_0 = 38$ cm und der Nutzhöhe $h = 70$ cm ist nach Tabelle 5c, S. 293 bei einfacher Bewehrung das zulässige Moment $M = 0,38 \cdot 4108 = 1561$ tcm. Da das vorhandene Moment größer ist, muß doppelte Bewehrung angewendet werden. $h' = 4$ cm, $h = 79,2$ cm, $k' = 42,2$ cm.

$$F_e = 0,01 \cdot 38 \cdot 56,1 + \frac{1622 - 0,01 \cdot 4108 \cdot 38}{79,2} = 21,32 + 0,77 = 22,09 \text{ cm}^2,$$

$$F'_e = \frac{1622 - 0,01 \cdot 4108 \cdot 38}{42,2} = 1,45 \text{ cm}^2.$$

Dem entsprechen in der Zugzone (oben) 3 Rundeseisen von 30 + 1 Rundeseisen von 18 und in der Druckzone (unten) 1 Rundeseisen von 18 mm Durchmesser.

$$z = \frac{1622,1}{22,09 \cdot 1,200} = 61,2 \text{ cm.}$$

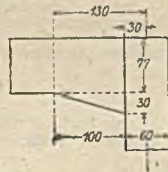


Fig. 62.

Querkraft am Querschnitt $x_1 = 650$ genau wie am vorher untersuchten Stützenquerschnitt, nur um die Eigenschwere g vermindert: $V = 29,947 - 0,638 \cdot 1,00 = 29,309$ t. In der Schräge ist die Schubspannung nach Formel (104):

$$r = \frac{29309 - \frac{1622100 \cdot 0,300}{70}}{38 \cdot 61,2} = \frac{29309 - 6952}{2325,6}$$

$$r = 9,61 \text{ kg/cm}^2.$$

Schiefe Zugkraft auf die Länge $v = 100$ cm der Anschlußschräge (ohne besondere Bügelverstärkung) nach Formel (120):

$$Z_v = \frac{38 \cdot 100}{2,83} \cdot (9,61 + 5,07) = 19710 \text{ kg.}$$

Erforderlicher Querschnitt der auf der Schrägenlänge abzubiegenden Eisen:

$$F_a = \frac{19710}{1200} = 16,42 \text{ cm}^2.$$

Dem entsprechen: 2 Rundeseisen von 30 mm Durchmesser + 1 Rundeseisen von 18 mm Durchmesser.

Als Querschnitt des geraden Balkenteiles betrachtet, berechnet sich bei $x_1 = 650$ cm die Schubspannung zu:

$$r = \frac{29309}{38 \cdot 61,2} = 12,60 \text{ kg/cm}^2.$$

f) Schiefe Zugkraft zwischen $x_1 = 530$ und $x_1 = 650$ cm. Am Querschnitt $x_1 = 530$ cm am 2. Nebenbalken — ist die Querkraft unter Benutzung des Ergebnisses am Stützenquerschnitt:

$$V = 29,947 - 2,20 \cdot 0,638 = 28,543 \text{ t;}$$

wegen der hier wirksamen positiven Momente nach b: $s = 66,4$ cm.

$$r = \frac{28543}{38 \cdot 66,4} = 11,31 \text{ kg/cm}^2.$$

Schiefe Zugkraft unter Berücksichtigung der Bügelverstärkung von Rundeseisen von 8 mm Durchmesser in Abständen $e = 12,5$ cm nach Formel (124):

$$v = 650 - 530 = 120 \text{ cm.}$$

$$Z_v - \Delta Z_v = 120 \cdot \left[\frac{38 \cdot (12,60 + 11,31)}{2,83} - \frac{1333 \cdot 0,8^2}{12,5} \right],$$

$$Z_v - \Delta Z_v = 120 \cdot [321,05 - 68,25] = 30336 \text{ kg.}$$

Querschnitt der abzubiegenden Eisen zwischen $x_1 = 530$ und $x_1 = 650$ cm:

$$F_a = \frac{30336}{1,200} = 25,28 \text{ cm}^2.$$

Dem entsprechen 5 Rundeseisen von 18 mm Durchmesser + 2 Rundeseisen von 30 mm Durchmesser = 26,84 cm².

g) Bruchquerschnitt im 2. Felde. Das größte Feldmoment tritt im Mittel ein und hat die folgende Größe:

$$\text{nach Tabelle 9b, von } P_p: 6606,6 : 15,00 = 440,4 \text{ tcm}$$

$$\text{,, ,, 9b, ,, } P_p: 9773,4 : 5,00 = 1954,7 \text{ ,,}$$

$$\text{,, ,, 6 ,, } G: 3884 : 40,00 = 97,1 \text{ ,,}$$

$$M_{\text{max}} = 2492,2 \text{ tcm}$$

Mit den Abmessungen: Nutzhöhe $h = 74$ cm, Rippenstärke $b_0 = 38$ cm, Plattenstärke $d = 11$ cm, zulässige Plattenbreite $b = 16 \cdot 11 = 176$ cm, Spannungen 40: 1200, $k_1 = 180$, $k_2 = 168,7$ (nach Tabelle 15) $d : h = 11 : 74 = 0,15$, $\alpha = 0,697$, $\beta = 0,732$, findet man die erforderliche Breite der Platte:

$$\text{nach Formel (82): } b = \frac{168,7 \cdot 2492,2}{0,732 \cdot 74^2} = \frac{420434}{4008,4} = 104,9 \text{ cm}$$

$$\text{nach Formel (83): } F_a = \frac{0,697 \cdot 104,9 \cdot 74}{180} = 30,06 \text{ cm}^2.$$

Dem entsprechen in einer Lage 2 Rundeseisen von 30 mm Durchmesser + 5 Rundeseisen von 20 mm Durchmesser mit $F_a = 14,14 + 15,70$. Gesamthöhe $H = 77$ cm.

Das im Feldmittel mögliche negative Moment berechnet sich wie folgt:

$$\text{nach Tabelle 9b, von } P_p = + 6606,6 : 15,00 = + 440,4 \text{ tcm}$$

$$\text{,, ,, 9b, ,, } P_p = - 9773,4 : 7,50 = - 1303,1 \text{ ,,}$$

$$\text{,, ,, 6, ,, } G = + 3884 : 40,00 = + 97,1 \text{ ,,}$$

$$M_{\text{min}} = - 765,6 \text{ tcm}$$

Nach Tabelle 4 d, S. 283, für $\sigma_b = 32$, $\sigma_s = 1200$ kg/cm².

$$\text{Nutzhöhe } h = 15,55 \cdot \sqrt{\frac{765,6}{38}} = 69,79 \text{ cm.}$$

Bewehrung $F_a = 69,79 \cdot 38 : 263 = 10,08 \text{ cm}^2$, d. h. der Bruchquerschnitt im Felde muß eine obere Bewehrung von 2 Rundeseisen von 20 mm Durchmesser + 2 Rundeseisen von 16 mm Durchmesser mit $F_a = 10,30 \text{ cm}^2$ erhalten. Gesamthöhe: $H = 77 \text{ cm}$.

Die weitere Durchbrechung des Mittelfeldes unterbleibt, weil sie gegenüber dem Endfeld nichts Neues bieten kann.

III. Silos.

Silos werden verwendet zur Lagerung von Massengütern als Getreide, Kohlen, Salze, Erze, Steinschlag. Man unterscheidet großräumige Silos, bei denen die Grundrißabmessungen im Vergleich zur Schütthöhe sehr groß sind, und Zellensilos, die in eine Schar von Zellen mit kleiner Grundfläche und großer Höhe aufgeteilt sind.

Zur Berechnung des Druckes, den das Füllgut auf Wand und Boden ausübt, braucht man dessen Eigenschwere γ , den natürlichen Böschungswinkel φ und den Reibungswinkel φ' zwischen Wand und Füllgut. Tabelle 16 enthält diese Angaben; sie stammen für 1—8 von Prof. Moersch, für 9—15 von H. Kempton Dyson, Arm. Beton 1911, S. 243.

A. Großräumige Silos.

Fig. 63 zeigt eine typische Form eines großräumigen Silos. Die Berechnung der Drücke erfolgt nach der Erddrucktheorie, wobei die Reibung zwischen Wand und Füllgut vernachlässigt wird. Man setzt also $\varphi' = 0$ und erhält deshalb die Druck-

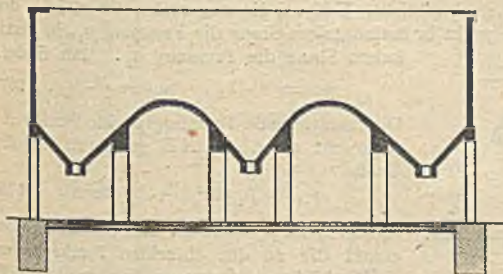


Fig. 63. Großräumiger Silo.



Fig. 64.

richtung normal zur gedrückten Fläche. Die im folgenden angegebene Berechnung der Drücke gilt nur so lange, als die Gleitfläche noch die Materialoberfläche trifft. Es sollen bezüglich der Oberfläche des Füllgutes drei Fälle betrachtet werden:

- wagrecht (Fig. 64),
- unter dem Winkel φ ansteigend (Fig. 65),
- unter dem Winkel φ abfallend (Fig. 66).

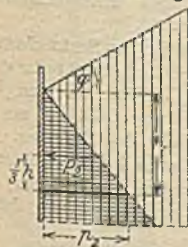


Fig. 65.

- Wagerechte Oberfläche des Füllgutes und senkrechte Wand (Fig. 64): Im Abstand h von der Oberfläche ist der Druck

$$p_1 = \gamma \cdot h \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \alpha \cdot h \quad (141)$$

und die gesamte Belastung auf die Höhe h

$$P_1 = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \alpha h^2 \quad (142)$$

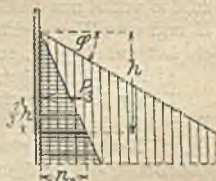


Fig. 66.

b) Oberfläche des Füllgutes unter dem Böschungswinkel φ ansteigend und senkrechte Wand (Fig. 65): Druck im Abstand h vom tiefsten Punkt der Oberfläche

$$p_2 = \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \varphi = \beta \cdot h \quad (143)$$

und die gesamte Belastung auf die Höhe h

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \cos^2 \varphi = \frac{1}{2} \beta \cdot h^2. \quad (144)$$

c) Oberfläche des Füllgutes unter dem Böschungswinkel φ abfallend und senkrechte Wand (Fig. 66): Druck im Abstand h vom höchsten Punkt der Oberfläche

$$p_3 = \frac{1}{8} \cdot \frac{h \cdot \gamma}{\tan \varphi} = \delta \cdot h \quad (145)$$

und die gesamte Belastung auf die Höhe h

$$P_3 = \frac{1}{16} \cdot \frac{h^2 \cdot \gamma}{\tan \varphi} = \frac{1}{2} \delta \cdot h^2. \quad (146)$$

Die Festwerte α , β und δ für senkrechte Wände sind in Tabelle 16 ausgerechnet; man findet α in Spalte 7, β in Spalte 8, δ in Spalte 9.

Für die meist geneigten Siloböden soll die Ermittlung der Drücke kurz angegeben werden:

d) Nach außen geneigte Wand bei wagerechter Oberfläche des Füllgutes. In Fig. 67 sei AB ein Teil des Bodens eines großräumigen Silos, der mit der Wagerechten den Winkel α einschließt. CK sei die wagerechte Oberfläche des Füllgutes. Im Punkte A wirkt in horizontalem Sinne die Pressung p_1 , in vertikalem Sinne die Pressung v_1 . Man findet:

$$p_1 = \alpha \cdot h_A, \quad v_1 = \gamma \cdot h_A. \quad (147)$$

Die resultierende Pressung p_A im Punkte A , senkrecht zur Ebene AB gerichtet, hat die Größe

$$p_A = p_1 \sin^2 \alpha + v_1 \cos^2 \alpha. \quad (148)$$

In Fig. 67 ist $p_A = \overline{AG}$. Die Gerade GD begrenzt die zu den einzelnen Punkten von AB gehörigen Pressungen infolge des Füllgutes. Formel (148) gilt für jeden Punkt der betrachteten Ebene AB ; zur Ermittlung von p_1 und v_1 muß natürlich die dem jeweilig behandelten Punkt entsprechende Höhe h benutzt werden.

Die Größe p_A läßt sich wie folgt konstruieren: Man trägt auf der Senkrechten zu AB von A aus die Größen $p_1 = AE$ und $v_1 = AF$ auf. Eine Lotrechte durch E und eine Wagerechte durch F liefern den Schnittpunkt J . Fällt man von J ein Lot auf $A - F$, so schneidet dasselbe die gesuchte Pressung $AG = p_A$ aus.

e) Nach innen geneigte Wand bei wagerechter Oberfläche des Füllgutes. Dieser Fall entspricht dem Erddruck auf die ebene Stützwand mit geneigter Rückenfläche. Man verfährt in bekannter Weise nach der Erddrucktheorie.

f) Nach außen geneigte Wand bei unter dem Böschungswinkel φ ansteigender Oberfläche des Füllgutes (Fig. 68).

Der natürliche Böschungswinkel ist φ , die Neigung der betrachteten Bodenfläche gegen die Wagerechte α . Wir suchen die Pressungen auf der Fläche AB des Silobodens. Ihre Verlängerung schneidet die unter φ ansteigende Oberfläche im Punkte D . AJ ist $\parallel CK$. DJ ist die Stellungslinie und schließt mit AB den Winkel φ ein. F und E sind Projektionen von D auf die Wagerechte bzw. die Böschungslinie durch A :

$$\overline{DF} = h_0 \quad \text{und} \quad \overline{DE} = h'.$$

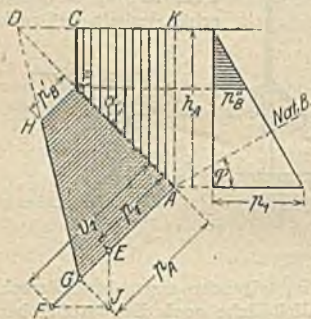
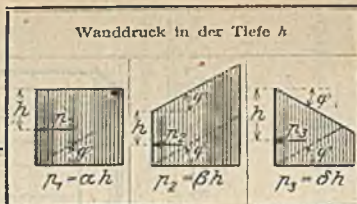


Fig. 67.

Tabelle 16 über Silofüllgut.

Eigenschwere γ , Böschungswinkel φ , Reibungswinkel φ' ,
 Wanddrücke in großräumigen Silos p_1, p_2, p_3 in kg/m^2 , h in m.

Nr.	Füllgut	Eigenschwere γ kg/m^3	φ	$\tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$	$\tan \varphi'$	Wanddruck in der Tiefe h		
						$p_1 = \alpha h$	$p_2 = \beta h$	$p_3 = \delta h$
1	2	3	4	5	6	α 7	β 8	δ 9
1	Gaskohle	800—900	45°	0,1715 _t	$\frac{1}{2} - \frac{1}{4}$	146	425	106
2	Zement	1400	40°	0,2174	..	304	822	209
3	Kleinschlag	1600—1800	45°	0,1715	..	292	850	213
4	Malz	530	22°	0,4550	..	241	456	164
5	Weizen	820	25°	0,4059	..	333	674	220
6	Minette (Erz)	1800	45°	0,1715	..	309	900	225
7	Koks	600	45°	0,1715	..	103	300	75
8	Salz	1250	40°	0,2174	..	272	734	186
9	Korn	794	25°	0,4059	0,444	322	652	213
10	Gerste	632	26°	0,3905	0,452	347	511	162
11	Hafer	454	28°	0,3709	0,466	164	354	107
12	Mais	715	27° 30'	0,3682	0,423	263	563	172
13	Bohnen	745	31° 40'	0,3115	0,442	232	540	151
14	Erbsen	810	25° 20'	0,4007	0,296	325	662	214
15	Leinsamen	664	24° 30'	0,4137	0,414	274	550	182



Großräumige Silos.

Dann ist die Belastung der Fläche AD

$$P = \frac{1}{2} \gamma \cdot h' \cdot l \quad (149)$$

und die Pressung des Punktes A

$$p_A = \gamma \cdot \frac{h'^2}{h_0} \quad (150)$$

p_A wird in A senkrecht zur Geraden AB aufgetragen, so daß $AG = p_A$. Die Gerade DG schneidet für jeden Punkt der betrachteten Ebene AB die Größe der Pressung p aus.

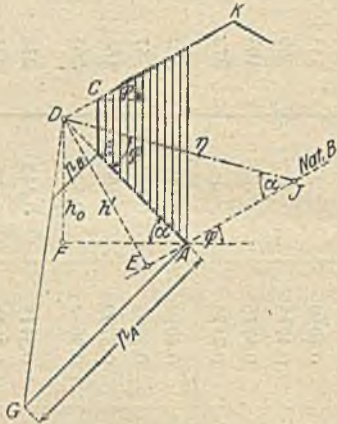


Fig. 68.

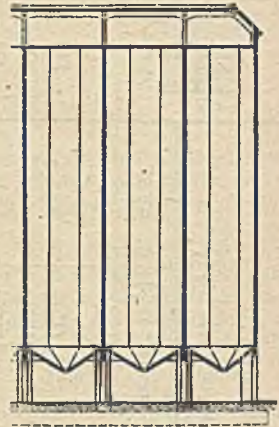


Fig. 69.

B. Zellsilos.

Bei Zellsilos berücksichtigt man den Einfluß der Reibung zwischen dem Füllgut und den Wandflächen. Nach Prof. Moersch wähle man die Reibungszahl $\tan \varphi' = \frac{1}{4} - \frac{1}{8}$ keinesfalls größer als die Tangente des natürlichen Böschungswinkels. Die Drücke auf Wand und Boden nehmen mit dem Abstand von Oberfläche Füllgut rasch zu. Die genaue Bestimmung der Drücke ist ziemlich umständlich, weshalb sie angenähert nach Sor wie folgt bestimmt werden: An Stelle der Kurve in Fig. 70 wird der gebrochene Linienzug $ABCD$ gesetzt. In der Höhe $2h_D$ erreicht der Wanddruck sein Maximum p_{max} ; daselbst ist die Wandreibung einer unendlich dünnen Schicht gleich ihrer Schwere. U sei der Umfang, F der Flächeninhalt der Zellenrundfläche, φ_1 der Reibungswinkel zwischen Wand und Füllgut, α dessen Böschungswinkel, dann ist allgemein:

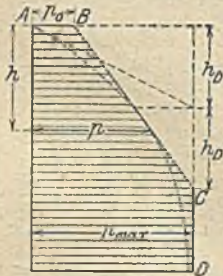


Fig. 70.

$$p_{max} = \frac{F \cdot \gamma}{U \cdot \tan \varphi_1} \quad (151)$$

$$p_0 = 0,264 p_{max} \quad (152)$$

$$p = p_0 + 0,368 \alpha \cdot h \quad (153)$$

$$2h_D = \frac{2 p_{max}}{\alpha} \quad (154)$$

α hat die durch Formel (141) gegebene Bedeutung und kann aus Tabelle 16 entnommen werden.

Die senkrechten Drücke q erhält man, wenn man die entsprechenden Seitendrücke p mit $\tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{\alpha}{\gamma}$ dividiert, so daß

$$q_{\max} = \frac{F \cdot \gamma^2}{\alpha \cdot U \cdot \tan \varphi_1}, \quad (155)$$

$$q_0 = 0,264 q_{\max}, \quad (156)$$

$$q = q_0 + 0,368 \cdot \gamma \cdot h. \quad (157)$$

Bei Zellen mit regelmäßiger Grundrißform (Quadrat, regelmäßiges Vieleck, Kreis) ist nach Fig. 71

$$\frac{F}{U} = \frac{1}{4} D, \quad (158)$$

wenn D den Durchmesser des eingeschriebenen Kreises bedeutet. Für Zellen mit regelmäßiger Grundrißform wird deshalb mit $\tan \varphi_1 = 0,3$:

$$p_{\max} = \frac{D \cdot \gamma}{1,2} \quad \text{und} \quad q_{\max} = \frac{D \cdot \gamma^2}{1,2 \cdot \alpha}. \quad (159)$$

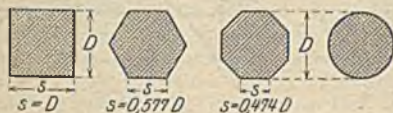


Fig. 71.



Fig. 72.

Für rechteckigen Zellengrundriß mit der größeren Seitenlänge a und der kleineren Seitenlänge b wird (Fig. 72):

$$p_{\max} = \frac{a \cdot b \cdot \gamma}{0,6 \cdot (\alpha + b)}, \quad (160)$$

$$q_{\max} = \frac{a \cdot b \cdot \gamma^2}{0,6 \cdot \alpha \cdot (\alpha + b)}. \quad (161)$$

Bestimmung der Momente.

Ist der Zellengrundriß ein regelmäßiges Vieleck (Dreieck, Quadrat, Fünfeck usw.) mit der Seitenlänge s , so betragen die Eckmomente unter Vernachlässigung der Querschnittsverstärkungen an den Eckpunkten

$$M_e = -\frac{1}{12} p \cdot s^2 \quad (162)$$

und die Größtmomente in den Seitenmitten

$$M_{\max} = +\frac{1}{12} p \cdot s^2. \quad (163)$$

Berücksichtigt man die Veränderlichkeit der Trägheitsmomente infolge der Eckverstärkungen, so findet man ein größeres Eckmoment und ein kleineres Feldmoment. Wir nehmen die Wandstärke in der Ecke zu $2d$, die Wandstärke im Felde zu d an und setzen voraus, daß die Längen der Eckschrägen je $0,15s$ seien (Fig. 74). Dann findet man

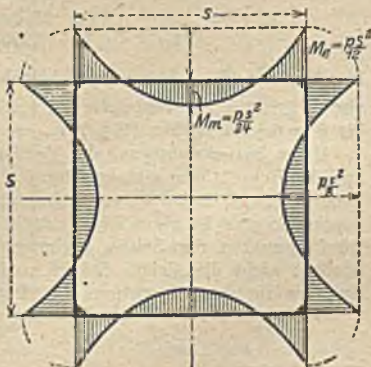


Fig. 73.

$$\text{Eckmoment } M_e = -\frac{p \cdot s^2}{10,39}, \quad (164)$$

$$\text{Feldmoment } M_{\max} = \frac{p \cdot s^2}{34,7}. \quad (165)$$

Ist der Zellengrundriß ein Rechteck mit der größeren Seitenlänge a und der kleineren b , so gestaltet sich die Rechnung wie folgt.

Wir setzen

$$\varrho = \frac{a}{b}. \quad (166)$$

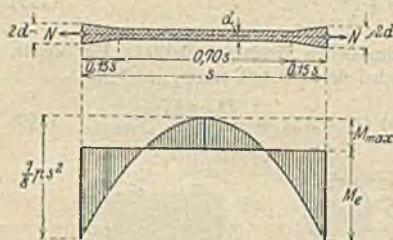


Fig. 74.

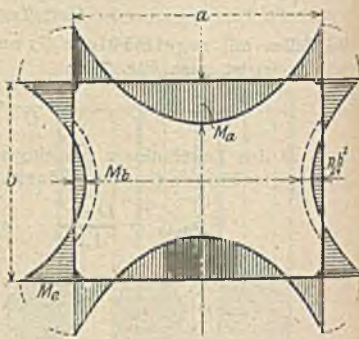


Fig. 75.

Unter Annahme unveränderlicher Trägheitsmomente aller Rahmenquerschnitte ist das Eckmoment:

$$M_e = -\frac{1}{12} p a^2 \cdot \frac{1 + \varrho^3}{1 + \varrho} = -\frac{p a^2}{k_e}, \quad (167)$$

das größte Feldmoment im Mittel der großen Seite a:

$$M_{a_{\max}} = \frac{1}{24} p a^2 \cdot \frac{1 + 3\varrho - 2\varrho^3}{1 + \varrho} = \frac{p a^2}{k_a}, \quad (168)$$

das größte Feldmoment im Mittel der kleinen Seite b:

$$M_{b_{\max}} = \frac{1}{12} p a^2 \cdot \frac{\varrho^3 + 3\varrho^2 - 2}{1 + \varrho} = \frac{p a^2}{k_b}, \quad (169)$$

das Feldmoment in den äußeren Fünftelpunkten der kleinen Seite:

$$M_{b_5} = -p a^2 \cdot \frac{25 + \varrho^3 - 24\varrho^2}{300(1 + \varrho)} = -\frac{p a^2}{k_{b_5}}. \quad (170)$$

Das Moment $M_{b_{\max}}$ nehme man jedoch nicht kleiner als für volle Einspannung, also $k_b \geq 24$. Die Festwerte k_e , k_a , k_b und k_{b_5} sind in Tabelle 17 für $\varrho = 1$ bis $\varrho = 0,5$ angegeben (Fig. 75).

Unter Berücksichtigung der Veränderlichkeit der Trägheitsmomente und der Eckschrägen gibt Dr.-Ing. Palen den Einspannungsgrad μ rechteckiger Silozellen an¹⁾. Dabei ist vorausgesetzt, daß die Wandstärke in den Eckpunkten doppelt so groß ist als in den Feldmitteln und daß die Schrägen in den äußeren Fünftelpunkten der Seiten beginnen. Die Wandstärke der kürzeren Seite b braucht nicht die gleiche Stärke zu haben wie die längere. Mit Dr. Palens Angaben für den Einspannungsgrad μ erhält man das Eckmoment

$$M_e = \mu M_e^0 = \mu \cdot \frac{p a^2}{8} = -\frac{p a^2}{K_e}, \quad (171)$$

¹⁾ Beitrag zur Berechnung der Biegemomente und Bemessung der Wandquerschnitte der Silozelle aus Eisenbeton mit Hilfe des Einspannungsgrades.

das größte Feldmoment im Mittel der großen Seite a :

$$M_{a_{\max}} = \frac{1}{8} p a^2 + M_e = (1 + \mu) \frac{p a^2}{8} = \frac{p a^2}{K_a}, \quad (172)$$

das größte Feldmoment im Mittel der kleinen Seite b :

$$M_{b_{\max}} = \frac{1}{8} p b^2 + M_e = (q^2 + \mu) \cdot \frac{p a^2}{8} = \frac{p a^2}{K_b}, \quad (173)$$

das Feldmoment in den äußeren Fünftelpunkten der kleinen Seite:

$$M_{b_5} = 0,08 p b^2 + M_e = (\mu + 0,64 q^2) \cdot \frac{p a^2}{8} = \frac{p a^2}{K_{b_5}}. \quad (174)$$

Das Moment $M_{b_{\max}}$ nehme man jedoch nicht kleiner als für volle Einspannung unter Berücksichtigung der Eckverstärkungen, also mindestens

$$M_{b_{\max}} \geq \frac{p b^2}{8} (1 + \mu) \geq \frac{p b^2}{37,73}. \quad (175)$$

Die Festwerte K_a , K_a , K_b und K_{b_5} sind aus Tabelle 17 zu entnehmen.

Die in Tabelle 17 enthaltenen Momentenwerte rechteckiger Zellenwände gelten scharf nur für eine freistehende Einzelzelle. Ist die Zelle ein Glied eines vielzelligen Systems, so treten Zusatzmomente auf. Sie sind bei quadratischem Zellengrundriß und bei den langen Seiten rechteckiger Zellen unerheblich und nehmen nur im Feldmittel der kleinen Seiten größere Werte an. Eine besondere Untersuchung erübrigt sich jedoch auch hier, weil die Feldmitten der kleinen Seiten meist ohnehin für ein größeres Moment (für volle Einspannung) dimensioniert werden müssen, als sich nach der Rahmenrechnung ergibt.

Tabelle 17

zur Bestimmung der Momente in rechteckigen Silozellen.

a = größere Seite, b = kleinere Seite des Zellengrundrisses $q = \frac{a}{b}$.

q	Bei Annahme unveränderlicher Trägheitsmomente				Bei Berücksichtigung der Veränderlichkeit der Trägheitsmomente			
	$M_e = \frac{p a^2}{K_e}$	$M_{a_{\max}} = \frac{p a^2}{K_a}$	$M_{b_{\max}} = \frac{p a^2}{K_b}$	$M_{b_5} = \frac{p a^2}{K_{b_5}}$	$M_e = \frac{p a^2}{K_e}$	$M_{a_{\max}} = \frac{p a^2}{K_a}$	$M_{b_{\max}} = \frac{p a^2}{K_b}$	$M_{b_5} = \frac{p a^2}{K_{b_5}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.50	-16,0	+16,0	-32,0	-23,5	-38,1	+10,1	+200	-160
0.55	-15,9	+16,1	-40,2	-26,0	-31,5	+10,7	+165	-132
0.60	-15,8	+16,2	-54,5	-29,0	-26,5	+11,5	+138	-112
0.65	-15,5	+16,5	-86,5	-32,7	-22,5	+12,4	+119	-94,6
0.70	-15,2	+16,9	-218	-37,5	-19,4	+13,6	+103	-81,3
0.75	-14,8	+17,5	+384	-44,0	-16,9	+15,2	+88,4	-71,4
0.80	-14,3	+18,2	+100	-53,2	-14,9	+17,3	+77,7	-62,8
0.85	-13,8	+19,1	+56,8	-67,1	-13,2	+20,2	+67,5	-56,5
0.90	-13,2	+20,3	+39,3	-90,6	-11,9	+24,6	+59,3	-51,1
0.95	-12,6	+21,9	+29,9	-139	-10,9	+30,4	+48,3	-50,2
1.00	-12,0	+24,0	+24,0	-300	-10,2	+37,7	+37,7	-54,0

Die Normalkraft beläuft sich für die in Fig. 71 dargestellten regelmäßigen Grundrißformen auf

$$N = \frac{1}{2} \cdot D \cdot \Delta h \cdot p. \quad (176)$$

Bei rechteckigem Grundriß wirkt in Richtung der längeren Seite a der Zug

$$N_a = \frac{1}{2} b \cdot \Delta h \cdot p \quad (177)$$

und in Richtung der kürzeren Seite der Zug

$$N_b = \frac{1}{2} a \cdot \Delta h \cdot p. \quad (178)$$

Δh bedeutet die Höhe des betrachteten, zum Druck p gehörigen Streifens der Silozelle.

Berechnung der Wandstärken. Die Außenwände eines Silos erhalten nur einseitige Drücke und benötigen deshalb auch nur einseitige Bewehrung. Dagegen müssen Innenwände beiderseits gleich stark bewehrt sein, weil für sie die Drücke bald von der einen, bald von der anderen Seite wirken können. Sind beide anliegende Zellen gleich hoch gefüllt, so treten keine Biegemomente in der Zwischenwand auf; sie hat bei diesem Belastungszustand den doppelten Zug aufzunehmen, als in den Formeln (176—178) angegeben. Dieser Zustand bedarf jedoch keiner besonderen Untersuchung, da zur Aufnahme der doppelten Normalkraft immer hinreichend Bewehrung vorhanden ist.

Bei voller Ausnutzung der beiden zugelassenen Höchstspannungen $\sigma_b = 40$ und $\sigma_c = 1200 \text{ kg/cm}^2$ erhalten die Wände die geringste zulässige Stärke, wobei der Eisenbedarf ein Maximum wird. Je nach den Materialpreisen kann eine mit geringerem σ_b beanspruchte Wand größerer Stärke, da sie nur weniger Eisen beansprucht, wirtschaftlicher sein. Es sind deshalb in Tabelle 18 Angaben zur Bestimmung von Nutzhöhe h und Bewehrung F_e für

$$\begin{aligned} x &= \frac{1}{3} h & \sigma_b &= 40 \text{ kg/cm}^2 & \sigma_c &= 1200 \text{ kg/cm}^2 \\ x &= 0,30 h & \sigma_b &= 34,3 \text{ kg/cm}^2 & \sigma_c &= 1200 \text{ kg/cm}^2 \\ x &= 0,27 h & \sigma_b &= 29,6 \text{ kg/cm}^2 & \sigma_c &= 1200 \text{ kg/cm}^2 \\ x &= 0,24 h & \sigma_b &= 25,2 \text{ kg/cm}^2 & \sigma_c &= 1200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

gemacht worden, und es ist im Einzelfalle ratsam, nachzuprüfen, bei welchem σ_b die Gesamtkosten der Wand ein Minimum werden. Die Formeln zur Ermittlung der Abmessungen lauten, wenn M das Moment in tcm , N die Querkraft in t bedeuten, wenn ferner F_e in cm^2 und alle Längen in cm gemessen werden:

$$\text{Exzentrizität } e = \frac{M}{N}. \quad (179)$$

$$\text{Nutzhöhe } h = k_6 \cdot N \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{k_7 \cdot e}{N}} \right]. \quad (180)$$

Bewehrung einseitig oder beiderseitig:

$$F_e = \frac{h}{k_8} + \frac{N}{k_9}. \quad (181)$$

Bei beiderseitig bewehrten Wänden wurde $F_e = H'$ vorausgesetzt. Bei ihnen ist das Verhältnis $m = h' : h$ von Einfluß; dasselbe muß am Beginn der Rechnung geschätzt werden. Die Größen k_6 , k_7 , k_8 und k_9 können aus Tabelle 18 entnommen werden.

1) Zur Nachprüfung der aus Tabelle 18 gewonnenen Abmessungen kann folgendes allgemeine Verfahren verwendet werden. Man setzt x so voraus, wie es sich aus Spalte 1 bzw. 8 der Tabelle 18 ergibt. Mit diesem Wert x bestimmt man nach dem nebenstehenden Schema den statisch wirksamen Flächeninhalt F_t , das statische Moment S_0 und das Trägheitsmoment J_0 bezogen auf den oberen Querschnittsrand, daraus den Schwerpunktsabstand s_0 und das Hauptträgheitsmoment J_s . Damit müssen die Randspannungen σ_b und σ_c berechnet werden. Sie müssen, wenn die Rechnung zutreffend ist, genau genug mit den Spannungen übereinstimmen, die in den Spalten $\frac{2}{3}$ bzw. $\frac{9}{10}$ der Tabelle 18 genannt sind:

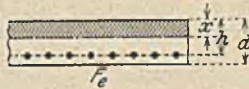
Tabelle 18 für Silowände.

$$e = M : N. \quad h = k_0 \cdot N \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{k_7 \cdot e}{N}} \right] \quad (180)$$

$$F_e = F'_e = \frac{h}{k_8} + \frac{N}{k_0} \quad (181)$$

M in tcm, N in t, Längen in cm.

a) Einseitige Bewehrung.



$x:h$	σ_b	σ_e	k_0	k_7	k_8	k_0
1	2	3	4	5	6	7
0,333	40	1200	0,492	6,966	1,800	1,200
0,30	34,3	1200	0,675	4,740	2,333	1,200
0,27	29,6	1200	0,911	3,313	3,004	1,200
0,24	25,2	1200	1,255	2,277	3,958	1,200

b) Beiderseitige Bewehrung $F'_e = F_e$.



$x:h$	σ_b	σ_e	$h':h$	k_0	k_7	k_8	k_0
8	9	10	11	12	13	14	15
0,333	40	1200	0,08	0,583	2,945	1,116	0,744
			0,10	0,571	3,230	1,170	0,780
			0,12	0,558	3,531	1,224	0,816
			0,14	0,546	3,848	1,278	0,852
			0,16	0,534	4,180	1,332	0,888
0,30	34,3	1200	0,08	0,788	2,367	1,600	0,823
			0,10	0,779	2,541	1,670	0,857
			0,12	0,770	2,719	1,730	0,891
			0,14	0,762	2,902	1,800	0,926
			0,16	0,753	3,087	1,870	0,960
0,27	29,6	1200	0,08	1,008	1,996	2,222	0,888
			0,10	0,998	2,125	2,304	0,920
			0,12	0,988	2,255	2,387	0,953
			0,14	0,978	2,389	2,469	0,986
			0,16	0,968	2,522	2,551	1,019
0,24	25,2	1200	0,08	1,338	1,581	3,125	0,947
			0,10	1,326	1,670	3,229	0,979
			0,12	1,315	1,758	3,333	1,010
			0,14	1,304	1,847	3,437	1,042
			0,16	1,293	1,936	3,542	1,074

Flächeninhalt F_t	Statisches Moment S_0	Trägheitsmoment J_0
$100 \cdot x = \dots$	$100 x \cdot \frac{1}{2} x = \dots$	$\frac{1}{3} \cdot 100 x^2 \cdot \frac{2}{3} x = \dots$
$15 \cdot F'_e = \dots$	$15 F'_e \cdot h' = \dots$	$15 F'_e h' \cdot h' = \dots$
$15 \cdot F_e = \dots$	$15 F_e \cdot h = \dots$	$15 F_e h \cdot h = \dots$
$F_t =$	$S_0 =$	$J_0 =$

Schwerpunktsentfernung:

$$s_0 = S_0 : F_t = \dots \quad (182)$$

Hauptträgheitsmoment für die Schwerachse:

$$J_s = J_0 - F_t \cdot s_0^2 = J_0 - S_0 \cdot s_0 = \dots \quad (183)$$

Obere Randspannung:

$$\sigma_b = -\frac{M \cdot s_0}{J_s} + \frac{N}{F_t} \quad (184)$$

Untere Randspannung:

$$\sigma_e = 15 \cdot \left(\frac{M(h - s_0)}{J_s} + \frac{N}{F_t} \right) \quad (185)$$

In diesen Formeln M in kgcm, N in kg, F_t in cm^2 , J_s in cm^4 .

Die Wände von Zellen mit kreisrundem Grundriß werden genau wie kreisrunde Behälter berechnet.

Der Trichter des Zellenbodens erhält zwei Bewehrungen; die eine in senkrechten Ebenen, die zweite horizontal. Die Bewehrung in senkrechten Ebenen dient zur Übertragung der Lasten der Zelle in den unteren Teil der Wände, die dafür biegungs- und schubsicher ausgebildet werden müssen. Die senkrechten Eisen aus dem Trichterboden müssen hoch genug in die Wände hinaufgeführt und wirksam verankert werden. Die zweite Bewehrung des Bodens verläuft in horizontalen Ringen. Zur Bestimmung der Abmessungen können solche horizontale Streifen für die Normalkomponente q_n des Bodendruckes als geschlossene Rahmen untersucht werden. Oft begnügt man sich damit, das Moment für Streifen des Trichterbodens mit $\frac{1}{8} q_n l^2$ anzunehmen, wo l die Seitenlänge des betrachteten Bodenelementes bedeutet.

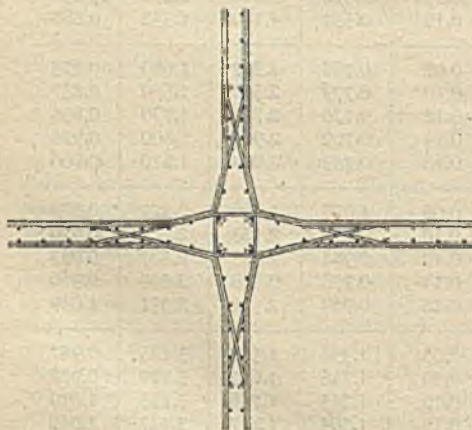


Fig. 76. Wagerechter Schnitt durch einen Silo mit quadratischem Zellenquerschnitt.

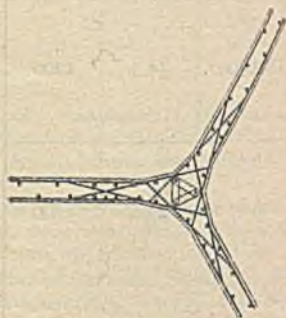


Fig. 77. Wagerechter Schnitt durch einen Silo mit sechseckigem Zellenquerschnitt.

Die Drücke in Silozellen sind durch Versuche nachgeprüft worden, und zwar von:

Janssen, Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1895,

Prante, Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1896,

Pleißner, Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1906.

Aus den Versuchen fand man die gemessenen Drücke kleiner als die berechneten, die durch Rechnung gewonnenen Gesetzmäßigkeiten wurden bestätigt.

Fig. 76 und Fig. 77 zeigen wagerechte Schnitte durch eine Silozelle von quadratischem und sechseckigem Grundriß und geben Aufschluß über die konstruktive Ausbildung der Knotenpunkte. Die Wände werden meist nicht geputzt. An den Außenwänden galt es bisher bei Getreidesilos als erwünscht, zur Verhinderung von Schwitzwasserbildung eine äußere $\frac{1}{2}$ Stein starke Ziegelwand anzuordnen, um das unmittelbare Durchschlagen von Außenfeuchtigkeit zu verhindern und der so gebildeten Hohlwand eine niedrigere Wärmeleitfähigkeit zu verleihen. Nach neueren Erfahrungen kann man jedoch auch bei Getreidesilos auf diese äußere isolierende Wand verzichten.

Zahlenbeispiel 9. Man berechne die Innenzelle eines Silos für Weizen; quadratischer Zellengrundriß von 4,00 m Seitenlänge, Zellenhöhe $h = 11$ m. Nach Formel (159)

$$p_{\max} = \frac{4,00 \cdot 820}{1,2} = 2733 \text{ kg/m}^2.$$

$\gamma = 820 \text{ kg/m}^3$ aus Spalte 3 der Tabelle 16. Druck $p_0 = 0,264 \cdot 2733 = 722 \text{ kg/m}^2$ nach Formel (152). Der Druck p_{\max} stellt sich ein in der Tiefe $2 h_D$; es ist nach Formel (154):

$$2 h_D = \frac{2 \cdot 2733}{333} = 16,40 \text{ m},$$

hierin $\alpha = 333 \text{ kg/m}^3$ aus Spalte 7, Tabelle 16. Nach Formel (153) ist der Druck in der Tiefe h :

$$p = 722 + 0,368 \cdot 333 \cdot h = 722 + 123 h.$$

Damit findet man die Wanddrücke in Tiefe

$$\begin{aligned} h_2 &= 2,00 \text{ m: } p_2 = 722 + 123 \cdot 2,00 = 968 \text{ kg/m}^2 \\ h_4 &= 4,00 \text{ m: } p_4 = 722 + 123 \cdot 4,00 = 1214 \text{ " } \\ h_6 &= 6,00 \text{ m: } p_6 = 722 + 123 \cdot 6,00 = 1460 \text{ " } \\ h_8 &= 8,00 \text{ m: } p_8 = 722 + 123 \cdot 8,00 = 1706 \text{ " } \\ h_{10} &= 10,00 \text{ m: } p_{10} = 722 + 123 \cdot 10,00 = 1952 \text{ " } \end{aligned}$$

Die vertikalen Drücke berechnen sich aus:

$$q_{\max} = p_{\max} \cdot \frac{\gamma}{\alpha} = 2733 \cdot \frac{820}{333} = 6732 \text{ kg/m}^2,$$

$$q_0 = 0,264 \cdot 6732 = 1777 \text{ kg/m}^2,$$

$$q = 1777 + 0,368 \cdot 820 \cdot h = 1777 + 302 h.$$

In der Tiefe $h = 12$ m des Trichterbodens ist der vertikale Druck:

$$q_{12} = 1777 + 302 \cdot 12 = 5401 \text{ kg/m}^2.$$

Es wird die Bestimmung der Abmessungen der Wände in der Tiefe $h = 10$ m vorgeführt. Wir nehmen Eckverstärkungen gleich der doppelten Wandstärke und Schrägenlängen von $0,15 \cdot s = 0,15 \cdot 400 = 60 \text{ cm}$ an; unter diesen Voraussetzungen gelten bei Berücksichtigung der Veränderlichkeit der Trägheitsmomente Formeln (164) und (165), und man findet mit $p_{10} = 1952 \text{ kg/m}^2$:

$$\text{Eckmoment } M_e = - \frac{1,952 \cdot 4,00^3}{10,39} = -3,006 \text{ tm.}$$

$$\text{Feldmoment } M_{\max} = + \frac{1,952 \cdot 4,00^2}{34,7} = 0,900 \text{ tm.}$$

Normalkraft nach Formel (176) für einen Streifen von $l h = 1,00$ m Höhe:

$$N = \frac{1}{4} \cdot 4,00 \cdot 1,00 \cdot 1,952 = 3,904 \text{ t.}$$

Die Wand erhält doppelte Bewehrung $F_e' = F_e$. Unter Benutzung der Tabelle 18 mit den Annahmen $h': h = 0,14$, $\alpha: h = 0,27$, $\sigma_b = 29,6$, $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ findet man für das Feld-

$$\text{Exzentrizität } e = M: N = \frac{90,00}{3,904} = 23,05 \text{ cm,}$$

$$\text{Nutzhöhe } h = 0,978 \cdot 3,904 \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2,389 \cdot 23,05}{3,904}} \right]$$

$$h = 3,818 \left[-1 + \sqrt{1 + 14,105} \right] = 11,02 \text{ cm.}$$

Abstand der Druckeisen $h' = 0,14 \cdot 11 = 1,54$ cm.

$$\text{Bewehrung } F_e' = F_e = \frac{11,02}{2,469} + \frac{3,904}{0,986} = 4,46 + 3,96 = 8,42 \text{ cm}^2.$$

Dem entsprechen Rundeisen von 10 mm Durchmesser in Abständen 9,30 cm. Gesamte Wandstärke im Feldmittel $d = 11 + 1,5 = 12,5$ cm.

Am Stützenquerschnitt $e = \frac{300,6}{3,904} = 76,97$ cm. Wir wählen $h' : h = 0,08$, $x : h = 0,27$ und damit $\sigma_b = 29,6$ kg/cm², $\sigma_s = 1200$ kg/cm².

$$\text{Nutzhöhe } h = 1,008 \cdot 3,904 \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{76,97 \cdot 1,996}{3,904}} \right],$$

$$h = 3,935 \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + 39,35} \right] = 21,06 \text{ cm},$$

$$\text{Bewehrung } F_e' = F_e = \frac{21,06}{2,222} + \frac{3,904}{0,888} = 9,47 + 4,39 = 13,86 \text{ cm}^2.$$

Die Abbiegungen der Eisen können so gestaltet werden, daß auf jeder Seite des Querschnitts doppelt so viel Eisen vorhanden ist wie im Felde, also $F_e = F_e' = 2 \cdot 8,42 = 16,84$ cm², was reichlich genügt. Gesamtstärke am Stützenquerschnitt 25 cm.

Nachprüfung der gefundenen Abmessungen nach S. 812 für den Querschnitt im Feldmittel:

$$x = 0,27 \cdot 11,02 = 2,98 \text{ cm},$$

$$h' = 0,14 \cdot 11 = 1,54 \text{ cm},$$

$$h = 11,02 \text{ cm},$$

$$F_e = F_e' = 8,42 \text{ cm}^2.$$

Flächeninhalt F_i	Statisches Moment S_0	Trägheitsmoment J_0
$100 \cdot 2,98 = 298,0$	$298 \cdot \frac{1}{2} \cdot 2,98 = 444,02$	$444,02 \cdot \frac{2}{3} \cdot 2,98 = 882$
$15 \cdot 8,42 = 126,3$	$126,3 \cdot 1,54 = 194,50$	$194,5 \cdot 1,54 = 300$
$15 \cdot 8,42 = 126,3$	$126,3 \cdot 11,02 = 1391,83$	$1391,8 \cdot 11,02 = 15337$
$F_i = 550,6$	$S_0 = 2030,35$	$J_0 = 16519$

$$\text{Schwerpunktsentfernung } s_0 = \frac{2030,35}{550,6} = 3,687 \text{ cm}.$$

$$\text{Hauptträgheitsmoment } J_s = 16519 - 2030 \cdot 3,687 = 9034 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_b = -\frac{90000 \cdot 3,687}{9034} + \frac{3904}{550,6} = -36,73 + 7,09 = 29,64 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \left(\frac{90000 \cdot 7,333}{9034} + \frac{3904}{550,6} \right) = 15 (73,05 + 7,09) = 1202 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach Tabelle 18 sollen die Randspannungen 29,6 und 1200 sein; die Übereinstimmung dieser Spannungen mit den durch die Kontrollrechnung ermittelten Werten ist nahezu vollständig.

IV. Flüssigkeitsbehälter.

A. Allgemeines.

Die Formgebung der Behälter richtet sich danach, ob die Ausführung in Stampfbeton oder Eisenbeton erfolgt. Stampfbetonbehälter weisen stärkere Abmessungen auf und erfordern größere Mengen Zement, Kiessand und Steinschlag. Dafür muß bei Verwendung von Eisenbeton ein fetteres Mischungsverhältnis und Bewehrung vorgesehen werden. Bei gleichgroßer Grundfläche besitzt der Stampfbetonbehälter geringeres Fassungsvermögen. Es hängt in jedem Einzelfalle von den Baustoffpreisen, Fuhröhnen, dem Preis des Grund und Bodens ab, ob Stampfbeton oder Eisenbeton wirtschaftlicher ist.

Im Grundriß enthalten die Behälter — von ganz kleinen Anlagen abgesehen — zwei oder mehrere Kammern, damit ohne Betriebsstörung Reinigung und Reparaturen möglich sind. Den im Erdreich befindlichen Behältern wird meist ein Schieberhäuschen vorgelagert; dieses enthält den Zugang von außen, die Zugänge in die Kammern, die Schieber und Pumpen. Um die Behälter unempfindlich gegen die Außentemperatur zu machen, erhalten sie 80—120 cm hohe Erdreichüberschüttung. Die Höhenlage der Behälter wird zweckmäßig

so gewählt, daß der Erdaushub die Anschüttung deckt. Die Behälterdecken sind mit äußerer Neigung zu versehen, damit das Niederschlagswasser ungehindert und rasch abläuft.

B. Chemisches Verhalten.

Zement und Beton sind im allgemeinen unempfindlich gegen folgende Stoffe:

- Städtische Abwässer;
- Frischwasser mit geringem Gehalt an freier Kohlensäure;
- Jauche und Fäkalien;
- Salze;
- Flüssigkeiten, die basisch oder neutral reagieren;
- Mineralöle;
- Wein und Bier;
- Ammoniakwässer.

Dagegen ist besondere Vorsicht geboten und entsprechender Schutz der benetzten Zementflächen bei

- Salzlösungen, wobei Salzsäure und Salpetersäure wirksamer sind als Schwefelsäure;
- Frischwasser mit starkem Gehalt an freier Kohlensäure;
- starken Laugen und Alkalien;
- Abwässern der chemischen Industrie.

C. Behandlung der Innen- und Außenflächen.

Zur Erzielung der Wasserdichtheit genügt ein wasserdichter Zementputz. Der erste Anwurf erhält ein Mischungsverhältnis von 1 : 1,5 bis 1 : 2,5, je nach der Größe des Wasserdruckes; hierauf kommt eine dünne Schicht fetteren Mörtels und an der Oberfläche ein dünner Aufzug reinen Zementes, der mit der Filzscheibe geglättet wird. Die Gesamtstärke dieses Putzes soll nicht kleiner als 2 cm sein. Scharfe Kanten sind grundsätzlich zu vermeiden und immer auszurunden. Die Wasserdichtheit und Zuverlässigkeit des Putzes kann erhöht werden durch Zusatz von Seife, Preolit, Zeresit, Antiaqua, Aquabar, Bitumenemulsion. Zum Schutze gegen chemische Einflüsse haben sich bewährt innere Anstriche mit Inertol, Siderosthen, Preolit, Paraffin, wobei der zu schützende Zementputz jedoch eine trockene Oberfläche besitzen muß. Asphaltlack wird als Schutz gegen Wässer der chemischen Industrie besonders empfohlen. Bei sehr stark angreifenden Flüssigkeiten muß eine Auskleidung mit Glas, Schiefer, Klinkern oder Tonplatten angewendet werden.

Unangenehm sind Flüssigkeiten mit hoher Temperatur. Wenn Dampfstrahlen unmittelbar auf Zementputz treffen, ist Ribbildung und Zerstörung zu befürchten.

Die Außenflächen der Behälter erhalten meist gewöhnlichen Zementputz mit zweimaligem Gudronanstrich.

D. Stampfbetonbehälter.

Fig. 78 stellt den Querschnitt eines typischen Stampfbetonbehälters dar. Die Gewölbe der Endfelder finden ihr Widerlager in Sohlenhöhe. Die Innenfelder werden von Gewölben mit symmetrischer Form überspannt. Die Zwischen-

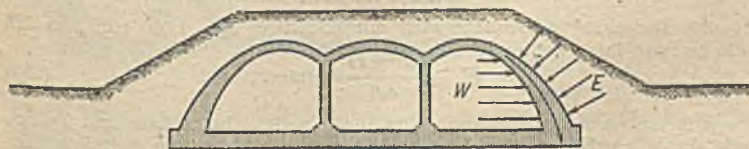


Fig. 78. Wasserbehälter aus Stampfbeton.

wände können wieder in eine Pfeilerstellung mit Bögen aufgelöst werden. Der Verlauf der Bogenachse wird der Stützlinie angepaßt, wobei es als hinreichend angesehen wird, wenn für jeden Belastungszustand eine im Kern verbleibende Stützlinie darstellbar ist. Kappenweite 4,0—5,5 m, Gewölbstärke im Scheitel 20—25 cm, Sohlenstärke 50 cm, Zwischenwände oben 50—60 cm, unten je nach statischem Erfordernis und Höhe 1,00—1,50 m. Mischungsverhältnis der Sohle nicht magerer als 1 : 7 : 9, der übrigen Teile nicht magerer als 1 : 6 : 8. Die vorstehenden Zahlen sind nur als Anhalt für den ersten Entwurf zu verwenden; für jeden Teil des Bauwerkes muß nachgewiesen werden, daß keine Zugspannungen auftreten und daß die Kantendruckungen an den gedrückten Rändern der Querschnitte die zulässige Spannung von $\sigma_b = 20\text{--}25 \text{ kg/cm}^2$ nicht überschreiten.

Wirkt auf die Behältersohle der auf Oberkante Sohle bezogene Grundwasserantrieb a (in t/m^2), so berechnet sich die Sohlenstärke (in m) zu

$$s = \frac{a}{1,300} \quad (186)$$

wenn dem Auftrieb ausschließlich durch die Sohlenschwere begegnet werden soll. Die Sohle von der Dicke s erhält keine Biegemomente und kann ohne Bewehrung aus Stampfbeton hergestellt werden.

Wird jedoch eine geringere Plattenstärke d gewählt (in m), so bleibt ein Teil des Auftriebes

$$a' = a - 1,300 d \quad (187)$$

ungetilgt. Dieser Teil des Auftriebes liefert Biegemomente und erfordert eine entsprechende Bewehrung der Bodenplatte.

E. Eisenbetonbehälter.

Fig. 79 stellt einen Eisenbetonbehälter mit zwei Kammern dar, dessen Decke durch eine Eisenbetontonne gebildet wird. Fig. 80 gibt den Schnitt einer Anlage mit kreisförmigem Grundriß wieder; die Decke ist eine Kuppel; sie erfordert an dem von der Zylinderwand gebildeten Widerlager zur Aufnahme des Kuppelschubes einen Zugring. Wegen der Schwierigkeit der Einschalung einer solchen Kuppel bevorzugt man neuerdings ebene Eisenbeton-Behälterdecken. Um auf mäßige Stützweiten der Unterzüge zu kommen, ordnet man im Behälter freistehende Säulen an. Fig. 81 und 82 geben derartige typische Ausbildungen wieder. Wenn nicht besondere Umstände vorliegen, wählt man den Wasserstand 3,00—4,00 m.

Die statische Berechnung einer Behälterwand mit kreisförmigem Grundriß erfolgt zunächst unter der Bedingung, daß die Bewehrung der Wand die gesamten Zugspannungen allein aufnimmt, wobei die Einspannung der Wand in Sohle und Decke unberücksichtigt bleibt. Es sei:

w die Wassertiefe in m,

γ die spezifische Schwere der Flüssigkeit in t/m^3 ,

D der lichte Durchmesser der Behältergrundfläche in m,

d die Wandstärke in m,

H die Wandhöhe in m,

F_c die gesamte Ringbewehrung in cm^2 .

Dann ist der gesamte Zug auf der Höhe w

$$Z = \frac{1}{2} w^2 \gamma D. \quad (188)$$

Die Ringeisen beanspruche man mit höchstens $\sigma_z = 1,000 \text{ tcm}^2$, so daß die gesamte Zugbewehrung

$$F_c \geq \frac{w^2 \gamma D}{4,0} \text{ beträgt.} \quad (189)$$

Nun teilt man die Höhe w in eine Anzahl n gleich hoher Lamellen. Den zu jeder Lamelle gehörigen Bewehrungsanteil kann man dann unmittelbar aus der Tabelle 19 entnehmen.

Tabelle 19 der Bewehrungsanteile
der n gleichhohen Lamellen einer Behälterringwand.

	$n =$									
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
l_1	0,25	0,11	0,06	0,04	0,03	0,02	0,02	0,01	0,01	
l_2	0,75	0,33	0,19	0,12	0,08	0,06	0,05	0,04	0,03	
l_3		0,56	0,31	0,20	0,14	0,10	0,08	0,06	0,05	
l_4			0,44	0,28	0,19	0,15	0,11	0,09	0,07	
l_5				0,36	0,25	0,18	0,14	0,11	0,09	
l_6					0,31	0,22	0,17	0,14	0,11	
l_7						0,27	0,20	0,16	0,13	
l_8							0,23	0,18	0,15	
l_9								0,21	0,17	
l_{10}									0,19	



Fig. 81.

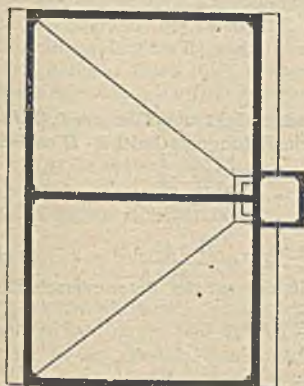


Fig. 79. Wasserbehälter mit Tonnengewölbe.



Fig. 82.

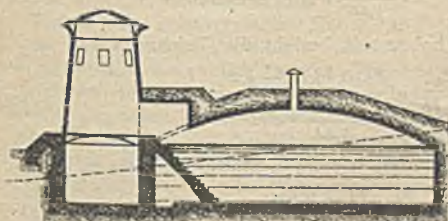


Fig. 80. Wasserbehälter mit Kuppeldecke.

Die Stärke d der zylindrischen Wand berechnet man aus der Bedingung, daß der Verbundquerschnitt keine Betonzugrisse erhalten darf. Es wird hier ein ähnlicher Rechnungsgang eingeschlagen

wie bei Plattenbalken von Eisenbahnbrücken, wo der Nachweis erbracht werden muß, daß Zugrisse ausgeschlossen sind. Wir wählen die Zahl $n = E_c : E_{b2} = 15$ und die zulässige Beanspruchung des Betons auf Zug $\sigma_{b2} = 10 \text{ kg/cm}^2$.

Näherungsverfahren (Fig. 83). Wir denken den Verbundquerschnitt in seine beiden Teile zerlegt, und zwar in die Bewehrung F_c und in den Betonquerschnitt $d \cdot H$. Die Bewehrung kann als Dreieck ABC von der Grundlinie d_c und der Höhe w angesehen werden. Der gesamte am Querschnitt tätige Zug Z wirkt in der Höhe $\frac{1}{3}w$. Wir zerlegen Z in den Teil Z_c , der vom Eisen F_c aufgenommen wird, und in den Rest Z_b , der für den Beton übrigbleibt. Der gesamte Zug Z hat vom Schwerpunkt des Verbundquerschnittes die Entfernung e , wirkt als exzentrisch angreifende Längskraft und erzeugt im unteren Querschnittsrand die Größtspannung σ_u , die höchstens 10 kg/cm^2 betragen soll, und im oberen Querschnittsrand eine sehr kleine Spannung σ_o , die wir nicht zu verfolgen brauchen. Wenn die Nulllinie mit dem Wasserstande zusammenfiel, wäre die auf die Bewehrung entfallende Kraft Z_c , wie folgt zu bestimmen (vgl. Fig. 83):

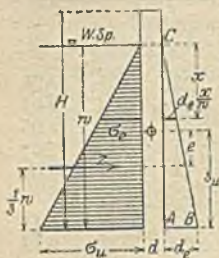


Fig. 83.

$$d_c = \frac{15 \cdot F_c \cdot 2}{w} \quad (190)$$

$$\sigma_o = \sigma_u \frac{x}{w}, \quad dZ = \sigma_u \frac{x}{w} \cdot d_c \frac{x}{w} dx = \frac{300 F_c}{w^3} x^2 dx, \quad (191)$$

$$Z_c = \int_0^w \frac{300 F_c}{w^3} x^2 dx = 100 \cdot F_c \quad (\text{in kg}) \quad (192)$$

oder $Z_c = 0,1 \cdot F_c \quad (\text{in t}). \quad (193)$

Der Schwerpunkt des Verbundquerschnittes liegt ungefähr um $0,48 H$ über dem unteren Querschnittsrande. Der auf den Betonquerschnitt $d \cdot H$ entfallende Anteil Z_b des gesamten Zuges Z ist

$$Z_b = Z - Z_c = Z - 0,1 \cdot F_c \quad (\text{in t}). \quad (194)$$

Die Exzentrizität der Kraft Z_b ist

$$e = 0,48 H - \frac{1}{3} w. \quad (195)$$

Das auf die Schwerachse bezogene Trägheitsmoment des Betonquerschnittes ist

$$J_b = \frac{0,2512}{3} d H^3, \quad (196)$$

Widerstandsmoment für die Spannung σ_u :

$$W_u = \frac{0,2512}{1,44} d H^2. \quad (197)$$

Wenn σ_u die Größe 10 kg/cm^2 haben soll, besteht die Gleichung:

$$10 = \frac{Z_b}{d \cdot H} + \frac{Z_b (0,48 H - \frac{1}{3} w)}{0,2512 \cdot d H^2} \quad (198)$$

Hieraus folgt abgerundet die gesuchte Betonwandstärke d (in m) zu

$$d = \frac{Z_b}{H^2} \cdot \frac{H - 0,5 w}{27}. \quad (199)$$

Hierin sind Längen in m, die Kraft Z_b in t einzusetzen. Aus den Gleichungen (194 und 199) folgt die gesuchte Wandstärke d .

Die Nachprüfung der Ergebnisse kann wie folgt geschehen (hierbei Längen in cm, Z in kg!):

Flächeninhalt F_t	Statisches Moment S_u	Trägheitsmoment J_u
$d \cdot H =$	$d \cdot H \cdot \frac{H}{2} =$	$\frac{1}{3} d H^3 \cdot \frac{1}{3} H =$
$15 \cdot F_e =$	$15 \cdot F_e \cdot \frac{w}{3} =$	$15 \cdot F_e \cdot \frac{w}{3} \cdot \frac{1}{3} w =$
$F_t =$	$S_u =$	$J_u =$
$s_u = \frac{S_u}{F_t},$	$W_u = \frac{J_u}{s_u} - S_u,$	$e = s_u - \frac{1}{3} w.$
Untere Randspannung:		(200)
$\sigma_u = \frac{Z}{F_t} + \frac{Z \cdot e}{W_u}.$		

Infolge des Zusammenhanges von Wand, Boden und Decke treten in den einzelnen vertikalen Streifen der Behälterwand Biegemomente auf. Sie erzeugen oben und unten Zugspannungen an der Innenseite der Wand, im mittleren Teile derselben liegen die Zugspannungen außen. Es empfiehlt sich, die Verteilungseisen nach dem oberen Einspannungsmoment M_o zu bemessen. Das untere Einspannungsmoment M_u ist zwar an dem theoretischen unteren Stützpunkte erheblich größer als M_o , nimmt aber sehr rasch ab. Zudem stehen am Fuße der Wand wegen der inneren Ausrundung ohnehin größere Stärken zur Verfügung.

Unter Benutzung der Ergebnisse von Max Mayer, (Beton u. Eisen 1910, S. 400 u. 401) finden wir für unveränderliche Wandstärke d :

a) das obere Einspannungsmoment

$$M_o = -\gamma \cdot \sqrt{\frac{d^3 \cdot D^3}{166,3}}, \quad (201)$$

b) das untere Einspannungsmoment

$$M_u = -\left(\gamma \cdot \frac{d \cdot D \cdot H}{6,928} + M_o\right). \quad (202)$$

Die senkrechte Bewehrung empfehlen wir nach M_o zu bestimmen und nach Fig. 84 zu gestalten. In den vorstehenden Formeln sind Längen in m, γ in t/m^3 einzusetzen. Die Momente M_o und M_u ergeben sich in tm bezogen auf 1 m Behälterumfang.

Besitzt der Behälter keine Decke, so kommt das Moment M_o nicht zur Wirkung, weil die obere Einspannung zwischen Wand und Decke nicht zustande kommt. In

diesem Falle liefert Gleichung (201) lediglich einen Hilfswert für Gleichung (202) zur Bestimmung von M_u . Die Näherungsformel (199) gilt für Behälter mit und ohne Einspannung am oberen Rande der Ringwand. Die senkrechte Bewehrung der Ringwand bestimme man auch bei fehlender Decke für ein Moment von der Größe M_o .

Für veränderliche Wandstärke d vgl. Mayer, Beton u. Eisen 1910, S. 183.

Die Zwischenwände werden meist in Sohle und Decke eingespannt; sie erhalten dann senkrechte Bewehrung. Unter Annahme unveränderlicher Stärke ergeben sich die beiden Einspannungsmomente bei einseitiger Belastung zu:

$$M_o = -\frac{4O - 2U}{H}, \quad (203)$$

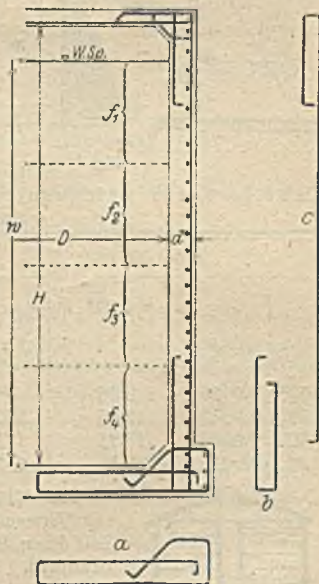


Fig. 84.

$$M_u = - \frac{4U - 2O}{H} \quad (204)$$

Hierin bedeuten die Größen U und O die Momentenstützkräfte der 90° -Fläche; man findet sie mit $H = a + b$ zu

$$O = \frac{W \cdot b}{6 \cdot H} \cdot \left(H^2 - b^2 - w^2 \cdot \frac{45b + 2w}{270b} \right) \quad (205)$$

$$U = \frac{W \cdot a}{6 \cdot H} \cdot \left(H^2 - a^2 - w^2 \cdot \frac{45a - 2w}{270a} \right) \quad (206)$$

Mit Kenntnis der Stützenmomente kann man die Momentenfläche darstellen. Die Bestimmung der Nutzhöhe h und der Bewehrungen $F_e = F'_e$ kann mit Hilfe der Tabelle 20 erfolgen, bei welcher $h' = 0,12h$ angenommen wurde. Moment M in tm, Längen in cm, F_e in cm^2 .

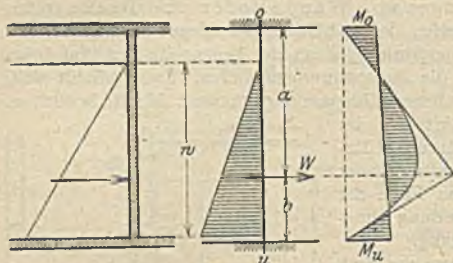


Fig. 85.

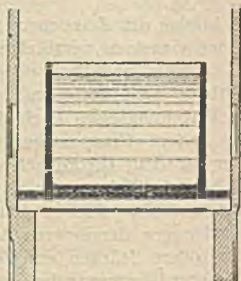


Fig. 86.

Tabelle 20 für beiderseits gleichstark bewehrte Behälterwände, $F'_e = F_e$.

$\sigma_e = 1,000 \text{ tcm}^2$				$\sigma_e = 1,200 \text{ tcm}^2$			
$x : h$	σ_b	$h = k_3 \cdot \sqrt{M : b}$	$F_e = \frac{b \cdot h}{k_4}$	$x : h$	σ_b	$h = k_3 \cdot \sqrt{M : b}$	$F_e = \frac{b \cdot h}{k_4}$
	t/cm ²	k_3	k_4		t/cm ²	k_3	k_4
0,375	0,0400	9,45	78,93	0,333	0,0400	10,80	122,4
0,33	0,0328	12,05	126,7	0,30	0,0343	12,92	173,3
0,30	0,0286	14,15	173,3	0,27	0,0296	15,25	238,6
0,27	0,0246	16,70	238,6	0,24	0,0252	18,12	333,3

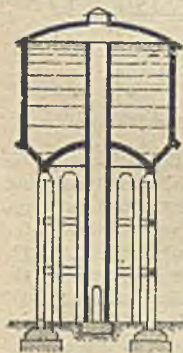


Fig. 87.

Für Kläranlagen kommen Behälter ohne Decken zur Verwendung. Bei Gasbehältern bildet der untere Teil einen Behälter mit kreisrundem Grundriß. Er wird mit Wasser gefüllt, in welches die bewegliche eiserne Glocke eintaucht. Kleinere Behälter konstruierte man unabhängig von der darunter befindlichen Decke; es empfiehlt, sich eine Zwischenlage von Dachpappe (Fig. 86) zwischen Behälter und Fußboden einzulegen.

Fig. 87 stellt einen Wasserturm dar. Der eigentliche Behälter hat Intze-Form. Hierbei wird der Boden so gestaltet, daß sich die wagerechten Komponenten der inneren Kugel-



Fig. 88.

kalotte und des äußeren Kegelmantels gegenseitig tilgen. Der Auflagerriem erhält und überträgt nur senkrechte Kräfte. Die starre Verbindung von Behälter und Unterbau empfiehlt sich nur, wenn der Baugrund sehr gut ist. Sind jedoch bei mäßig gutem Baugrund Setzungen zu erwarten, so trenne man den Behälter vom Unterbau. Fig. 88 stellt einen Behälter dar, der an einem bestehenden gemauerten Schornstein angebaut wurde.

Zahlenbeispiel 10. Man berechne die Ringwand eines Behälters nach Fig. 82 mit den Abmessungen:

Lichter Durchmesser . . . $D = 12$ m
 Wandhöhe $H = 4,0$ m
 Wasserhöhe $w = 3,50$ m
 Flüssigkeitsgewicht $g = 1$ t/m³

Gesamter Zug nach Formel (188) $Z = \frac{1}{4} \cdot 3,50^2 \cdot 1,000 \cdot 12,00 = 36,750$ t.

Wir beanspruchen das Eisen mit $\sigma_e = 0,900$ t/cm², daher erforderlich:

$$F_e = \frac{36,750}{0,900} = 40,84 \text{ cm}^2.$$

Die Höhe $w = 3,50$ m wird in $n = 7$ gleiche Teile zerlegt; die Bewehrung der einzelnen Lamellen folgt mit Hilfe der Tabelle 19, Spalte 7 zu:

Streifen	f_1	f_2	f_3	f_4	f_5	f_6	f_7	erf. F_e	gewählt:	5 Rundeseisen von 8 mm Durchm.	2,52 cm ²
"	2	3	4	5	6	7	8		"	8	2,52 "
"	3	4	5	6	7	8	10		"	10	3,93 "
"	4	5	6	7	8	10	12		"	10	6,28 "
"	5	6	7	8	10	12	12		"	12	7,91 "
"	6	7	8	10	12	12	12		"	12	9,04 "
"	7	8	10	12	12	12	12		"	12	11,30 "
								erf. $F_e = 40,84 \text{ cm}^2$	vorb. $F_e = 43,50 \text{ cm}^2$		

Berechnung der Wandstärke d :

nach Formel (194): $Z_b = 36,75 - 0,1 \cdot 43,50 = 32,40$ t;

nach Formel (199): $d = \frac{32,40}{4,00^2} \cdot \frac{4,00 - 0,5 \cdot 3,50}{27} = 2,025 \cdot 0,0833 = 0,1687$ m.

Ausführung mit $d = 0,17$ m.

Berechnung der senkrechten Bewehrung. Oberes Einspannungsmoment nach Formel (201):

$$M_o = -1,000 \cdot \sqrt{\frac{12,00^2 \cdot 0,17^3}{166,3}} = -\sqrt{0,05106}$$

$$M_o = -0,2260 \text{ tm.}$$

Unteres Einspannungsmoment nach Formel (202):

$$M_u = -(1,000 \cdot \frac{0,17 \cdot 12,00 \cdot 4,00}{6,928} - 0,2260) = -0,951 \text{ tm.}$$

Nach Tabelle 4 d, S. 283 verursacht das Moment M_u an der unteren Einspannungsstelle die Spannungen $\sigma_b = 0,031$ und $\sigma_e = 1,200$ t/cm² bei der Nutzhöhe $h = 15,6$ cm; der Eisenbedarf ist $F_e = \frac{15,6 \cdot 100}{277} = 5,63 \text{ cm}^2 =$ Rundeseisen von 8 mm Durchmesser in Abständen $t = 9$ cm.

Jedes dritte dieser Eisen geht als senkrechtes Verteilungseisen bis zur Decke durch, womit auch dem Moment M_o genügt wird.

Nachprüfung der Beton-Zugspannung nach S. 819:

Flächeninhalt F_i	Statisches Moment S_u	Trägheitsmoment J_u
$17 \cdot 400 = 6800$	$6800 \cdot 200 = 1\,360\,000$	$1\,360\,000 \cdot \frac{800}{3} = 362\,667\,000$
$15 \cdot 43,50 = 652$	$652 \cdot \frac{350}{3} = 76\,125$	$76\,125 \cdot \frac{350}{2} = 13\,322\,000$
$F_i = 7452$	$S_u = 1\,436\,125$	$J_u = 375\,989\,000$
$\sigma_u = \frac{1\,436\,125}{7452} = 193,4 \text{ cm.}$	$W'_u = \frac{375\,989\,000}{193,4} - 1\,436\,125 = 507\,975 \text{ cm}^3.$	
$e = 193,4 - \frac{1}{3} \cdot 350 = 76,7 \text{ cm.}$	$\sigma_u = \frac{36\,750}{7452} + \frac{36\,750 \cdot 76,7}{507\,975} = 4,93 + 5,55 = 10,48 \text{ kg/cm}^2.$	

Die Übereinstimmung der Spannung $\sigma_u = 10,48 \text{ kg/cm}^2$ mit der Annahme $\sigma_u = 10 \text{ kg/cm}^2$ ist hinreichend.

Hätte der Behälter keine Decke, also die in Fig. 86 ersichtliche Form, so ändert sich trotzdem nichts an der vorgeführten Rechnung. Es kommt nur das aus Gleichung (201) gewonnene Moment M_o nicht zur Geltung, weil die obere Einspannung bei offenem Behälter nicht vorhanden ist. Das untere Einspannungsmoment M_u bleibt bestehen und findet sich aus Gleichung (202). Die senkrechte Bewehrung ermittle man auch in diesem Falle aus M_o .

Maschinenbaukunde.

Von

Baurat E. Wentzel, Leipzig.

I. Maschinenteile¹⁾.

A. Elastizitäts- und Festigkeitszahlen.

Für den Maschinenbau gelten folgende besondere Werte für die zulässigen Beanspruchungen der meist benützten Eisen- und Stahlsorten:

Zulässige Anstrengung in kg/qcm²⁾.

Art der Festigkeit	Belastung	Schweiß-eisen ³⁾	Flußeisen ⁴⁾		Flußstahl ⁴⁾		Federstahl, gebärtet	Gußeisen	Stahlguß ⁵⁾	
			von	bis	von	bis			von	bis
Zug k_z	a	900	900	1200	1200	1500	—	300	600	900
	b	600	600	800	800	1000	—	200	400	600
	c	300	300	400	400	500	—	100	200	300
Druck k_d	a	900	900	1200	1200	1500	—	900	900	1200
	b	600	600	800	800	1000	—	600	600	900
Biegung k_b	a	900	900	1200	1200	1500	7500 ⁶⁾	—	750	1050
	b	600	600	800	800	1000	5000	— ⁶⁾	500	700
	c	300	300	400	400	500	—	—	250	350
Schub k_s	a	720	720	960	960	1200	—	—	480	840
	b	480	480	640	640	800	—	—	320	560
	c	240	240	320	320	400	—	—	160	280
Drehung k_d	a	360	600	840	900	1200	6000	—	480	840
	b	240	400	560	600	800	4000	— ⁷⁾	320	560
	c	120	200	280	300	400	—	—	160	280

¹⁾ Nach v. Bach, Die Maschinenelemente, Stuttgart, A. Krämer. Abbildungen zum Teil aus Frettag, Hilfsbuch f. d. Maschinenbau, Berlin, J. Springer.

²⁾ Mit den im Maschinenbau üblichen Bezeichnungen. S. auch Abschnitt Festigkeitslehre.

³⁾ Für vorzügliches Schweißisen unter Beachtung größerer Formänderung bis $\frac{1}{3}$ höhere Werte. Zugfestigkeit in Richtung der Sehnenlage gemessen.

⁴⁾ Die höheren Werte nur bei nicht zu weichem und als durchaus zuverlässig erkanntem Material.

⁵⁾ Bei Eisenbahnfedern für ruhende Belastung $k_b = 6500$ kg/qcm zuzulassen, beim Spielen während des Laufs steigt die Beanspruchung dann bis etwa 8600 kg/qcm.

⁶⁾ Die Biegungsbeanspruchung von Gußeisen mit Gußhaut beträgt:

für Stäbe von kreisförmigem Querschnitt $k_b = 1,70 k_z$

„ „ „ rechteckigem „ $k_b = 1,40 k_z$

„ „ „ I-Querschnitt (mittl. Verhältn.) $k_b = 1,20 k_z$

für Stäbe ohne Gußhaut 20% mehr. Bei vorzüglichem Gußeisen mit voller Gewähr für dichten Guß und geringe Gußspannungen bis $\frac{1}{3}$ mehr.

⁷⁾ Für die Drehungsbeanspruchung des Gußeisens nehme man als zulässige Werte:

für Kreis und Ellipse $k_d = k_z$

„ Rechteck und I-, E-, +-, L-Querschnitt $k_d = 1,4 k_z$

„ Kreisring und Hohlellipse $k_d = 0,8 k_z$

⁸⁾ Für Stahlguß ist je nach der Bezugsquelle und den vorliegenden Erfahrungen mehr oder minder große Vorsicht geboten.

Belastungsart a: ruhende Belastung.

b: beliebig oft zwischen Null und einem Höchstwert wechselnde Belastung.

c: beliebig oft zwischen einem gleichgroßen positiven und negativen Höchstwert wechselnde Belastung.

Dabei ist

	Schweiß- eisen	Flußeisen	Flußstahl	Feder- stahl, gehärtet	Guß- eisen	Stahlguß	
die Festigkeit auf Zug K_z in kg/qcm auf Druck K	3300 bis 4000	3400 4400	4500 ¹⁾	10 000 u. mehr	bis 17 000	1200 bis 2400 7000 bis 8500	7000 u. mehr
das Dehnungsmaß (die Elastizitätszahl) E kg/qcm	2 000 000	2 150 000	2 200 000	2 200 000	ver- änderl. ²⁾	2 150 000	
das Gleitmaß G kg/qcm	770 000	830 000	850 000	850 000	ver- änderl.	830 000	

Für die übrigen meistverwendeten Materialien können die folgenden Zahlen als gute Mittelwerte gelten:

	Kupfer, gewalzt, weich	Spezialkupfer, hart	Messing	Rotguß	Neu- hausener Alumin- bronze Alumin- gehalt 10% 1%	Deltametall Legierung von Cu, Zn, Fe usw.			Leder neu gebraucht
Dehnungsmaß (Elastizitätszahl) E kg/qcm	1 150 000		800 000	900 000		1 080 000 ÷ 1 040 000			1250 2250
Zugfestigkeit K_z kg/qcm	2000 ÷ 2300	3200	1500 ÷ 1650	1930 ÷ 2700	6400 4000	5220/6090	4300/4820	3570/3980	
Proportionalitäts- grenze kg/qcm			650	900 ÷ 950					
Bruchdehnung %	38 ÷ 35	12			11 50	5,7/12,9	16,0/23,4	22,8/42,9	

Die zulässigen Beanspruchungen sind für diese Materialien wie für die verschiedenen Eisensorten zu $\frac{1}{4}$ ÷ $\frac{1}{6}$ der Bruchfestigkeit für ruhende Belastung unter Beachtung der Proportionalitätsgrenze zu bilden.

Allgemein gilt, daß etwaige Stöße besonders in Rechnung zu ziehen sind oder durch Wahl einer niedrigeren Beanspruchung Berücksichtigung erheischen. Die angeführten Festigkeitszahlen gelten für gewöhnliche Temperaturen. Bei dem schmiedbaren Eisen steigt die Festigkeit bis etwa 300 °C bei abnehmender Zähigkeit, bei Kupfer und seinen Legierungen sinkt die Festigkeit mit abnehmender Temperatur.

In Ergänzung zu den bereits im Abschnitt Festigkeitslehre und Baustatik, S. 1730/1731 behandelten Beispielen der Festigkeitslehre sind die nachfolgenden hauptsächlich für den Maschinenbau in Betracht kommenden Fälle zusammen gestellt.

¹⁾ Nickelstahl mit 5% Ni $k_z = 8500$ kg/qcm, Proportionalitätsgrenze 4000—5000 kg/qcm.

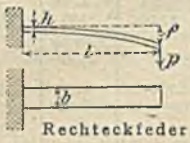
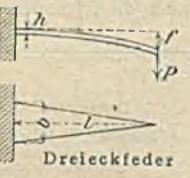


²⁾ Die Elastizitätszahl E ist für Gußeisen mit der Spannung veränderlich und außerdem verschieden für verschiedenes Material. Für zähes Gußeisen ohne Haut ist die Dehnung α anzunehmen:

$$\text{bei Zugbeanspruchung } \alpha = \frac{1}{1\,250\,000} \sigma^{1,1},$$

$$\text{„ Druckbeanspruchung } \alpha = \frac{1}{1\,180\,000} \sigma^{1,05}.$$

Festigkeit der Federn.

Es bezeichnet P die Tragfähigkeit der Feder in kg,
 f „ Durchbiegung unter Einwirkung von P in cm,
 b , h und d Querschnittsabmessungen in cm,
 l die Länge der Feder in cm,
 n „ Anzahl der Windungen,
 r den mittleren Halbmesser der Feder in cm.

	Benennung u. Anordnung	Tragfähigkeit	Durchbiegung
Biegefedern	 <p>Rechteckfeder</p>	$P = \frac{b h^2}{6} \frac{k_b}{l}$	$f = \frac{P}{EJ} \frac{l^3}{3} = 4 \frac{l^3}{b h^3} \frac{P}{E}$ $= \frac{2}{3} \frac{l^2}{h} \frac{k_b}{E}$
	 <p>Dreieckfeder</p>	$P = \frac{b h^2}{6} \frac{k_b}{l}$	$f = \frac{P}{EJ} \frac{l^3}{2} = 6 \frac{l^3}{b h^3} \frac{P}{E}$ $= \frac{l^3}{h} \frac{k_b}{E}$
Drehungsfedern	 <p>Zylindrische Schrauben- feder mit rundem Querschnitt</p>	$P = \frac{\pi d^3}{16} \frac{k_d}{r}$	$f = \frac{64 n r^3}{d^4} \cdot \frac{P}{G}$ $= \frac{4 \pi n r^2}{d} \cdot \frac{k_d}{G}$
	 <p>Zylindrische Schrauben- feder mit recht- eckigem Querschnitt</p>	$P = \frac{2}{9} \frac{b^2 h}{r} k_d$	$f = 7,2 \pi n r^3 \frac{b^2 + h^2}{b^3 h^3} \frac{P}{G}$ $= 1,6 \pi n r^2 \frac{b^2 + h^2}{b h^2} \frac{k_d}{G}$

Festigkeit zylindrischer und plattenförmiger Körper.

1. Hohlzylinder.

Es bezeichnet r_i und r_o den inneren und äußeren Halbmesser in cm,
 p_i und p_o den inneren und äußeren Überdruck in kg/qcm.

Bei innerem Überdruck ist

$$r_o = r_i \sqrt{\frac{k_2 + 0,4 p_i}{k_2 - 1,3 p_i}} = r_i \sqrt{\frac{1 + 0,4 \frac{p_i}{k_2}}{1 - 1,3 \frac{p_i}{k_2}}}$$

bei äußerem Überdruck ist (wenn Einbeulen der Wandung ausgeschlossen)

$$r_a = r_i \sqrt{\frac{k}{k - 1,7 p_a}} = \frac{r_i}{\sqrt{1 - 1,7 \frac{p_a}{k}}}$$

Für geringe Wandstärken s gilt in beiden Fällen

$$s = r_i \frac{p_i}{k_z} \quad \text{bzw.} \quad s = r_a \frac{p_a}{k}$$

Das Anwendungsgebiet der Formeln umfaßt die Fälle, in denen $k_z > 1,3 p_i$ bzw. $k > 1,7 p_a$ ist.

2. Plattenförmige Körper.

Es bezeichnet h die Stärke der Scheibe,

r Auflagerungshalbmesser der Scheibe,

f die Durchbiegung in der Mitte,

μ und ψ Beiwerte, die von der Befestigung der Scheibe abhängen.

a) Ebene durch Druck p gleichmäßig belastete Kreisscheibe.

$$h \geq r \sqrt{\mu \frac{p}{k_b}}; \quad f = \psi \frac{r^4}{h^3} \frac{p}{E}$$

Für zähes Flußeisen kann gewählt werden

$\mu = 0,75$ — mindestens $0,67$ — bei vollständig freier Auflagerung der Scheibe;

$\mu = 0,50$ — mindestens $0,45$ —, wenn die Scheibe am Umfang vollkommen eingespannt ist;

$\mu = 0,38$ — mindestens $0,33$ —, wenn die Einspannung am Umfang so weit nachgiebig ist, daß die Beanspruchungen am Umfang und in der Mitte ungefähr gleich groß ausfallen.

Für Gußeisen ist $\mu = 0,8$ bis $1,2$ und $\psi = 0,17$ bis $0,60$ zu wählen.

b) Ebene durch Kraft P in der Mitte belastete, frei aufliegende Kreisscheibe.

Die Kraft P verteilt sich gleichmäßig über die Kreisfläche πr_0^2

$$h \geq \sqrt{\frac{3}{\pi} \mu \left(1 - \frac{2}{3} \frac{r_0}{r}\right) \frac{P}{k_b}}; \quad f = \psi \frac{r^2}{h^3} \frac{P}{E}$$

$$\mu = 1,5 \text{ (Gußeisen); } \quad \psi = 0,4 \text{ bis } 0,5.$$

c) Rechteckige, ebene Platte, mit der langen Seite a und der kurzen b , am Umfange $2(a + b)$ eingespannt und mit dem Druck p über Fläche $a \cdot b$ gleichmäßig belastet:

$$h \geq \frac{b}{2} \sqrt{\mu \frac{2}{1 + \left(\frac{b}{a}\right)^2} \cdot \frac{p}{k_b}}$$

$\mu = 0,75$ bis $1,12$ (Gußeisen).

d) Rechteckige, ebene Platte wie vorher, jedoch frei aufliegend und in der Mitte nur mit einer Einzelkraft P belastet:

$$h \geq \sqrt{1,5 \mu \frac{1}{\frac{a}{b} + \frac{b}{a}} \cdot \frac{P}{k_b}}$$

$\mu = 1,75$ bis $2,0$ (Gußeisen).

Für Ungenauigkeiten im Guß und Abnutzung durch Rosten usw. sind entsprechende Zuschläge zu machen.

B. Hilfsmittel zur Verbindung von Maschinenteilen.

1. Lösbare Verbindungen.

Keile. In Fig. 1 bezeichnen α_1, α_2 die Keilneigungen, $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ die verschiedenen Reibungswinkel, P die den Keil eintreibende Kraft, Q das Preßgut.

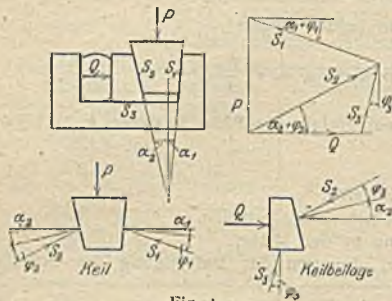


Fig. 1.

Die am Keil und der Beilage auftretenden Kräfte für Eintreiben des Keils ergibt der Kräfteplan. Rechnerisch ist hierfür

$$P = Q \frac{\operatorname{tg}(\alpha_1 + \varphi_1) + \operatorname{tg}(\alpha_2 + \varphi_2)}{1 - \operatorname{tg} \varphi_3 \cdot \operatorname{tg}(\alpha_2 + \varphi_2)}$$

Für den Rückgang des Keils unter Einwirkung von Q ist

$$P' = Q \frac{\operatorname{tg}(\alpha_1 - \varphi_1) + \operatorname{tg}(\alpha_2 - \varphi_2)}{1 + \operatorname{tg} \varphi_3 \cdot \operatorname{tg}(\alpha_2 - \varphi_2)}$$

Die Bedingung der Selbsthemmung des Keils gegenüber der Einwirkung von Q bei Fehlen von P ist danach

$$\operatorname{tg}(\alpha_1 - \varphi_1) + \operatorname{tg}(\alpha_2 - \varphi_2) \leq 0$$

und bei $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha$ und $\varphi_1 = \varphi_2 = \varphi$

$$\operatorname{tg}(\alpha - \varphi) \leq 0, \quad \alpha \leq \varphi.$$

Der Keilwinkel muß kleiner als der Reibungswinkel sein.

Für den besonderen Fall $\alpha_2 = 0$ ergibt sich als Bedingung der Selbsthemmung, wenn wieder $\varphi_1 = \varphi_2 = \varphi$ ist,

$$\operatorname{tg}(\alpha_1 - \varphi) - \operatorname{tg} \varphi \leq 0,$$

$$\operatorname{tg} \alpha_1 \leq \frac{2 \operatorname{tg} \varphi}{1 - \operatorname{tg}^2 \varphi} = \operatorname{tg}^2 \varphi, \quad \alpha_1 \leq 2 \varphi.$$

Der Anzug des Keils $\operatorname{tg} \alpha$ ($\alpha_1 = \alpha_2$ oder $\alpha_2 = 0$) richtet sich nach den besonderen Anforderungen des Betriebes; bei Erschütterungen ist besondere Vorsicht geboten, $\operatorname{tg} \alpha \leq \frac{1}{25}$ (bei Zahnrädern herab bis zu $\frac{1}{100}$); bei öfter zu lösenden Verbindungen $\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{10} \div \frac{1}{15}$ (herauf bis zu $\frac{1}{5}$). Bei $\operatorname{tg} \alpha > \frac{1}{17}$ sind gegen selbsttätiges Lösen Keilsicherungen erforderlich.

Besondere Fälle:

Gestängeverbindung mittels Muffe und Keil. Bei ruhender Belastung ist für den unbelasteten Zustand nur eine ganz geringe Verspannung zu geben, bei Richtungswechsel der Gestängekräfte muß die Mehrbeanspruchung der Verbindung infolge der erforderlichen Verspannung im unbelasteten Zustand durch einen entsprechenden Zuschlag (etwa 25%) berücksichtigt werden.

Man wählt (Fig. 2) die Keilstärke $s_1 = 0,25 D$ und erhält unter Berücksichtigung der höheren Beanspruchung des Materials am Keilloch $D \sim \frac{4}{3} d$.

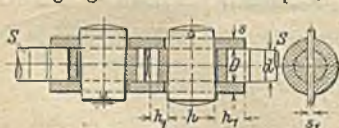


Fig. 2.

Flächenpressung zwischen Stange und Keil ist $k \sim \frac{1}{4} k_2$, wenn k_2 die Zugbeanspruchung nach $S = k_2 \frac{\pi}{4} d^2$. Bei

Zugrundelegung des gleichen k für die Pressung zwischen Keil und Hülse wird deren Wandstärke $s = 0,5 D$.

Die mittlere Keilhöhe h ergibt sich aus der Biegebeanspruchung durch S

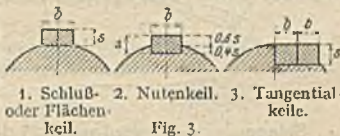
$$h = d \sqrt{\frac{3 \pi k_2}{2 k_b}}$$

Mit $h_s = 900 \text{ kg/qcm}$ (Stange: Flußeisen) und $h_b = 1350 \text{ kg/qcm}$ (Keil: Stahl) bei ruhender Belastung wird

$$h = d \sqrt{\pi} \sim \frac{1}{4} d \sim \frac{1}{8} D.$$

Die Abmessung h_s ist $\frac{2}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ h zu wählen.

Längskeile. Sie dienen zur Verbindung von Radnaben und Wellen oder Achsen zum Zwecke der Übertragung eines Drehmoments. Eigentliche Keile und Feder in der Nut (ohne Anzug). Hauptsächlich verwendet Keile nach Fig. 3.



Man wähle etwa

$$b = 0,8 \sqrt{d} \text{ bis } \sqrt{d} \text{ cm bei 1. und 2.,}$$

ferner $s = 0,5b$ bei 1.; $s = 0,6b$ bei 2.

und $s = b = 0,7 \sqrt{d}$ bei 3. (d Wellendurchmesser in cm)

Letztere gestatten die Übertragung der größten Drehkräfte, bei wechselnder Krafrichtung sind 2 Paar anzuordnen. Schlußkeil nur für geringe Kräfte. Zur Erleichterung des Wiederlösens Keil unter 1. und 2. auch mit Nase auf der Einschlagseite. Schwächung der Welle oder Achse durch Keilnut ist durch entsprechende Zuschläge zu berücksichtigen.

Schrauben. Die Technik kennt nur die Schraubenlinie mit gleichmäßiger Steigung. Die Abwicklung des Schraubenzylinders zeigt die Schraubenlinie als Gerade, die unter dem Steigungswinkel α gegen die Abszissenachse geneigt ist und deren Ordinate h im Abszissenabstand gleich dem Kreisumfang vom Ausgangspunkt entfernt als Ganghöhe oder Steigung bezeichnet wird. Die zur Kräfteübertragung technisch gebräuchlich gewordenen Schraubenkörper entstehen, indem ein Dreieck oder ein Rechteck, dessen eine Seite jeweils in eine Mantellinie des Schraubenzylinders fällt und dessen Ebene durch die Schraubenachse geht, mit einem Punkt auf dem Zylinder einer Schraubenlinie entlang geführt wird. Die Arbeitsverhältnisse der Schraube lassen sich auf die der schiefen Ebene der Abwicklung zurückführen.

Man unterscheidet rechts- und linksgängige Schrauben (Fig. 4), scharf- und flachgängige Schrauben und solche mit abgerundetem Gewindegewinde (Fig. 5), sowie ein- und mehrgängige Schrauben, je nach Anzahl der Gewindegewinde.

Zur Aufnahme der zu übertragenden Kräfte dienen zwei ineinander passende Gewinde: das des vollen Bolzens, (Vater-)Schraube, und das des entsprechenden Hohlzylinders, Mutter(-Schraube).

Nach dem Verwendungszweck werden die Schrauben in Befestigungs- und Bewegungsschrauben eingeteilt.

Es ist (Fig. 6) $\text{tg} \alpha = \frac{h}{2\pi r}$ und ferner mit

$\text{tg} \varphi = \mu$ als Reibungsbeiwert:

a) Für Aufwärtsbewegung der Last

$$H_1 = Q(\text{tg} \alpha + \varphi).$$

Das Güteverhältnis oder der Wirkungsgrad der Schraube (Verhältnis geleisteter und aufgewendeter Arbeit) ist dabei

$$\eta = \frac{Q h}{H_1 2\pi r} = \frac{Q \text{tg} \alpha}{H_1} = \frac{Q \text{tg} \alpha}{Q(\text{tg}(\alpha + \varphi))} = \frac{\text{tg} \alpha}{\text{tg}(\alpha + \varphi)}$$



linksgängig rechtsgängig
Fig. 4.



flachgängig
Fig. 5.

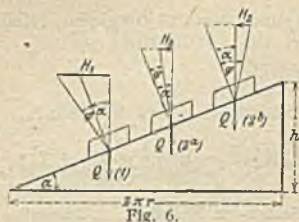


Fig. 6.

das aufzuwendende Drehmoment ergibt

$$M = H_1 r = Q r \operatorname{tg}(\alpha + \varphi) \\ = Q r \frac{\operatorname{tg} \alpha + \mu}{1 - \mu \operatorname{tg} \alpha} = Q r \frac{h + 2 \pi r \mu}{2 \pi r - \mu h}$$

Bei gleichem φ wird der Wirkungsgrad um so besser, je größer die Steigung ist.

b) Für Abwärtsbewegung der Last:

$$H_2 = Q \operatorname{tg}(\alpha - \varphi).$$

Solange $\alpha > \varphi$, wird nach 2^a der Figur 6 zur Erzielung des Gleichgewichts noch eine wie bei Aufwärtsbewegung der Last gerichtete Kraft H_2 erforderlich, wenn $\alpha < \varphi$ (2^b), tritt Bewegung erst nach Hinzutreten einer entgegengesetzt gerichteten Kraft ein, die Schraube ist selbsthemmend. H_2 wird negativ.

Für $\alpha = \varphi$ wird

$$\eta = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} 2 \varphi} = \frac{1 - \operatorname{tg}^2 \varphi}{2} = 0,5 - 0,5 \operatorname{tg}^2 \varphi, \quad \text{also} \quad \eta < 0,50.$$

Die Gütezahl einer Schraube mit Selbsthemmung ist kleiner als $\frac{1}{2}$.

Bei scharfgängigen Schrauben ist zu beachten, daß infolge der Keilwirkung des Gewindes der Reibungsbeiwert einen scheinbar größeren Wert annimmt:

$$\operatorname{tg} \varphi_1 = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\cos \beta}$$

Bei den gebräuchlichen Gewinden ist

$$\operatorname{tg} \varphi_1 = 1,12 \operatorname{tg} \varphi \quad \text{bis} \quad 1,15 \operatorname{tg} \varphi.$$

In Europa kommen zur Anwendung das Whitworthsche Gewindesystem nach englischen Zoll abgestuft und das Internationale metrische (S. J.-Gewinde) nach mm abgestuft. Tfln. s. unter Abschnitt Baustoffe, S. 418/419.

Die Beanspruchung $k_2 = 600 \text{ kg/qcm}$ für Belastungsweise b entsprechend $Q = 300 d^2$ (äußerer Gewindedurchmesser d in cm) oder $Q = 2000 d^2$ (d in engl. Zoll) ist nur dann zu wählen, wenn bei Herstellung der Schraube das Material nicht gelitten hat: für Schrauben durchschnittlicher Güte nehme man $k_2 = 0,8 \cdot 600 = 480 \text{ kg/qcm}$, entsprechend $Q = 240 d^2$ bzw. $Q = 1600 d^2$.

Die Höhe der Mutter H ergibt sich aus der Rechnung der Gewingegänge auf Biegung zu $H \sim d$ bei gleichem Material von Schraube und Mutter, sie wächst im Verhältnis der zulässigen Biegebeanspruchungen bei geringer anstrengbarem Material der Mutter. Für Gußeisen gilt $H \sim 2d$. Ist das nicht zugänglich, so wähle man d entsprechend größer. Schrauben, die auf Zug oder Druck und gleichzeitig auf Drehung beansprucht werden, belaste man nur mit $\frac{3}{4}$ der Tragfähigkeit bei reiner Zug- bzw. Druckbeanspruchung also

$$Q = 225 d^2 \quad (d \text{ in cm}) \quad \text{bzw.} \quad Q = 1500 d^2 \quad (d \text{ in engl. Zoll})$$

bei besonders sorgfältiger Herstellung und

$$Q = 180 d^2 \quad \text{bzw.} \quad Q = 1200 d^2$$

bei Schrauben mittlerer Güte.

Der Mehrbeanspruchung der Schrauben und Muttern durch das scharfe Anziehen beim Einbau kann nur durch Schätzung Rechnung getragen werden. Bei Schrauben von $\frac{1}{8}$ engl. oder 22 mm ab genügt es, die vorstehenden Beiwerte um $\frac{1}{4}$ zu kürzen, bei schwächeren Schrauben entsprechend mehr. Ist scharfes Anziehen zu gewärtigen, nehme man Schrauben unter $\frac{5}{8}$ engl. oder 16 mm überhaupt nicht.

Bei Bewegungsschrauben und solchen, die öfter gelöst werden, ist auch zu beachten, daß die Flächenpressung nicht zu groß ausfällt. Es gelte als oberer Grenzwert bei Bewegungsschrauben:

für Schweiß- oder Flußeisen auf gleichem Material oder auf

Bronze	$k \leq$	75 kg/qcm
auf dichtem Gußeisen	$k \leq$	50 „
für Flußstahl auf Flußstahl oder auf Bronze	$k \leq$	100 „

bei Befestigungs- und Stellschrauben kann bis zur doppelten Größe gegangen werden.

Liegt der Schraubenkopf oder die Mutter an weicherem Material, z. B. Holz an, vorsorgen, daß die zulässige Pressung auch hier nicht überschritten

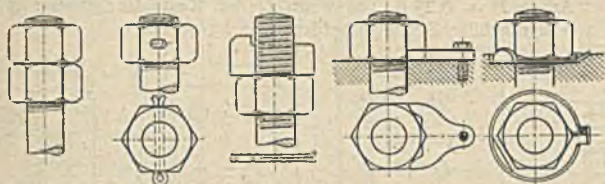


Fig. 7.

wird. Kopf entweder sehr groß (meist quadratisch) oder besonders große Unterscheiben, bis $D = 3d$. Für weiches Holz ist $k = 40$ kg/qcm.

Fig. 7 einige Schraubensicherungen gegen selbsttätiges Lösen.

2. Nicht lösbare Verbindungen.

Niete. Der Maschinenbau unterscheidet feste, dichte, sowie feste und dichte Vernietungen. Die Einteilung in ein- und mehrschnittige Nietverbindungen wie im Abschnitt Konstruktionselemente des Eisenhochbaus S. 641.

Das Dichthalten der Nietnähte wird durch Verstemmen derselben und unter Umständen auch der Nietköpfe erzielt. Blechstärke von mindestens 5 mm dazu erforderlich. Bei dünneren Blechen Dichtung durch Zwischenlegen von mennigegetränktem Papier oder Leinwand (zuweilen auch Bindfaden).

Die Berechnung der Nieten geschieht nach v. Bach und abweichend von der im Brückenbau üblichen Berechnungsmethode unter Zugrundelegung des Widerstands gegen Gleiten. Nach seinen Versuchen erzeugt der durch das Erkalten der warm eingezogenen Niete entstehende Zug im Nietschaft ein scharfes Anpressen der Bleche aneinander, die dabei auftretende Reibung genügt zur Übertragung der Kräfte.

Auf 1 qcm Nietquerschnitt entsteht für jedes Paar Berührungsflächen ein Gleitwiderstand von 1000—1500 kg (je nach der besonderen Behandlung — Verstemmen der Nähte und Nieten), ehe Bewegung der Bleche eintritt. Hiernach setzen die „Hamburger Normen“ (Grundsätze für die Berechnung der Materialstärken neuer Dampfkessel) für die Belastung einer Niete auf 1 qcm Nietquerschnitt folgende Höchstzahlen fest:

bei einreihiger Überlappungsnietsung	700 kg
„ zweireihiger „	650 „
„ dreireihiger „	600 „
„ einreihiger Doppellaschennietsung	1200 „
„ zweireihiger „	1150 „
„ dreireihiger „	1100 „

Dabei sind die Wandstärken so zu bemessen, daß an der schwächsten Stelle die Zugspannung des Bleches nicht mehr als $\frac{1}{4,5}$ der Zugfestigkeit des Materials

betragen darf (bei Doppellaschennähten $\frac{1}{4,0}$),

$$k_s \leq \frac{K_s}{4,5} \quad \text{bzw.} \quad \frac{K_s}{4}$$

Bezeichnet für kesselförmige Gefäße

k_n die zulässige Beanspruchung des Gleitwiderstands auf 1 qcm Nietquerschnitt (keine Nietspannung!),

d den Nieldurchmesser in cm, t die Nietteilung in cm,

s die Blechstärke in cm,

P die Kraft, die durch das Blechstück von der Breite t zu übertragen ist (bei Dampfkesseln in Richtung des Umfangs senkrecht zur Achse

$P = 0,5 p D t$, in Richtung längs einer Mantellinie parallel der

Achse $P = 0,25 p D t$, wenn D der Kesseldurchmesser in cm und p der größte Betriebsüberdruck in kg/qcm).

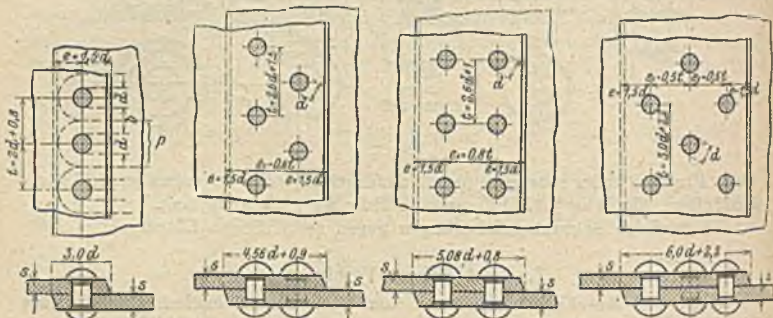


Fig. 8.

Fig. 9.

Fig. 10.

so ist für die

einreihige, einschnittige Überlappungsnietsung (Fig. 8) $\frac{\pi}{4} d^2 k_n \geq P$

und ferner unter Zugrundelegung der Schwedlerschen Betrachtungsweise (umgelegtes Band) für die Festigkeit des Bleches zwischen zwei Nieten

$$(t - d) s k_s = b s k_z \geq P.$$

Man nehme ferner allgemein für einschnittige Nieten $d = \sqrt{5} s - 0,4$ und für die einreihige Vernietung (Fig. 8) $t = 2d + 0,8$ sowie $e = 1,5d$ als Erfahrungswerte. $k_n = 600 \div 700$ kg/qcm.

Zweireihige Überlappungsnietsung (Fig. 9):

$$2 \frac{\pi}{4} d^2 k_n \geq P \quad \text{bzw.} \quad (t - d) s k_s \geq P, \quad k_n = 550 \div 650 \text{ kg/qcm;}$$

ferner die für Zickzacknietsung und für Kettennietsung verschiedenen Abstände und Abmessungen der Figur. Meist wird Zickzacknietsung angewandt.

Dreireihige Überlappungsnietsung (Fig. 10):

$$s \frac{\pi}{4} d^2 k_n \leq P, \quad (t - d) s k_s \geq P, \quad k_n = 500 \div 600 \text{ kg/qcm;}$$

ferner die Abmessungen der Figur.

Zweischchnittige, einreihige (Doppellaschen-) Vernietung (Fig. 11). Mit Rücksicht auf Verstemmen und Abnutzung nimmt man

$s_1 = 0,60 s$ bis $0,67 s$, ferner $d = \sqrt{5} s - 0,5$, (t, e u. e_1 s. Fig.).

Es muß dann sein

$$2 \frac{\pi}{4} d^2 k_n \geq P, \quad k_n = 1000 \div 1500 \text{ kg/qcm.}$$

Außer der Prüfung der auftretenden Spannung in der Nietreihe wie vorstehend wird noch die auf Leibungspressung σ_l vorgenommen, wobei die zulässige Schubspannung k_s im Nietquerschnitt als maßgebend angesehen wird:

$$2 \frac{\pi}{4} d^2 k_s = \sigma_l d s, \quad \text{zulässig } k_s = 2,0 k_z \text{ bis } 2,2 k_z.$$

Zweireihige, zweiseitige Vernietungen (Fig. 12)¹⁾.

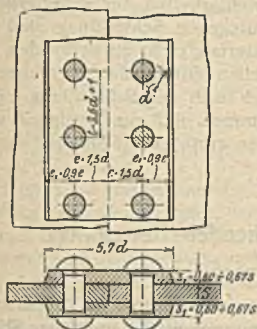


Fig. 11.

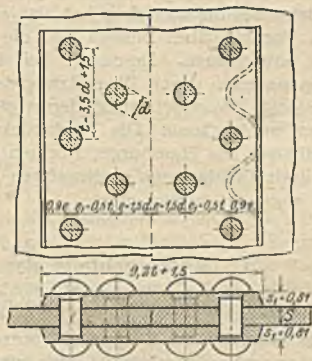


Fig. 12.

Man wähle

$$d = \sqrt{5s} - 0,6 \quad (t, e \text{ u. } e_1 \text{ s. Fig.}), \quad \text{zulässig } k_n = 950 \div 1150 \text{ kg/qcm.}$$

Bisweilen bei geringer Blechstärke werden die Laschen mit Rücksicht auf besseres Dichthalten wellenförmig ausgeschnitten (punktirt).

Dreireihige, zweiseitige Vernietung

Man wähle

$$s_1 = 0,8s, \quad d = \sqrt{5s} - 0,7, \quad t = 6d + 2,0, \\ e = 1,5d, \quad e_1 = 3/8t.$$

Laschen entweder geradlinig begrenzt — 6 Nieten auf die Teilung t tragend — oder wellenförmig so ausgeschnitten, daß nur 5 Nieten auf die Teilung t tragen.

Die Doppellaschenvernetzung hat vor der Überlappungsvernetzung den Vorteil voraus, daß keine Biegebungsbeanspruchungen im Blech und in den Nieten auftreten.

Kessel pflegen in den Längs- und Quernähten verschiedene Vernietungen zu besitzen, da die axial auftretende Spannung im vollen Blech $\sigma = \frac{D}{4s} p$ beträgt, während sie in Richtung des Umfangs doppelt so groß ist.

Bei lediglich dichten Nietverbindungen für Gefäße unter geringer Pressung nehme man für die fast durchweg verwendete einreihige Überlappungsvernetzung $t = 3d + 0,5$ und $d = \sqrt{5s} - 0,4$. Die Blechstärke ist unter Beachtung des allmählichen Abrostens entsprechend höher anzusetzen, als die Rechnung ergibt. Nieten unter 8 mm werden kalt eingezogen. Allgemein ist darauf zu achten, daß alle Nähte gut verstemmt werden können.

Bei den übrigen lediglich festen Nietverbindungen kann der Rechnungsgang wie für dichte und feste Nietung befolgt werden, nur ist bei der Wahl des zulässigen Gleitwiderstands besonders auf Erschütterungen und Stöße, sowie auf Wechsel der Kraftrichtung Rücksicht zu nehmen und durch Wahl eines entsprechend niedrigen k_n zum Ausdruck zu bringen (stoßfrei wechselnde Kraft $k_n = 200 \text{ kg/qcm}$ einschnittige Nieten, $k_n = 350 \text{ kg/qcm}$ zweiseitige Nieten).

¹⁾ Statt $s_1 = 0,8t$ im Querschnitt lies $s_1 = 0,8s$.

Schweißen¹⁾. Das Schweißen tritt häufig an Stelle der Vernietung oder Verschraubung. Im Dampfkesselbau und beim Schweißen rein stabförmiger Körper wird meist das Schmiedefeuer benutzt, für Rohre und sonstige schwierige Körper hat sich die autogene Schweißung (Knallgasflamme von Acetylen oder Benzol oder Wasserstoff und Sauerstoff) eingeführt.

Versuche von v. Bach ergaben bei sorgfältig geschweißten Stäben und Blechen an der Schweißstelle ungefähr gleiche Festigkeit, jedoch geringere Bruchdehnung, die Zähigkeit hat also abgenommen. Man wird daher im allgemeinen Vorsicht üben müssen und die Schweißarbeiten nur zuverlässigen Arbeitern anvertrauen. Besonders bei der autogenen Schweißung sind zusätzliche Spannungen durch Überhitzung des Materials nicht zu vermeiden, so daß die zulässige Beanspruchung derartiger Stellen entsprechend geringer angenommen werden muß. Die Werkstücke sind nach der Schweißung möglichst auszuglühen. Die Hamburger Normen bestimmen, daß die Festigkeit von gut und mittels Überlappung geschweißten Nähten zu 0,7 der Festigkeit des vollen Blechs angesetzt werden darf.

C. Maschinenteile der drehenden Bewegung.

Zapfen und Lager.

Man unterscheidet Trag- und Spurzapfen, je nachdem der Zapfendruck die Drehachse senkrecht schneidet oder mit ihr zusammenfällt, außerdem Stirn- und Halszapfen, je nachdem sie am Ende oder in der Mitte einer Achse oder Welle sich befinden.

Berechnung auf Festigkeit, Flächenpressung und Reibungsarbeit (Heißlaufen).

Ist P der Zapfendruck in kg,

d und l der Durchmesser und die Länge des Zapfens in cm,

W das Widerstandsmoment in cm^3 ,

k und k_b die zulässige Flächenpressung und Biegebeanspruchung in kg/qcm ,

n die minutliche Drehzahl und ω die Winkelgeschwindigkeit des Zapfens, so kommt für den zylindrischen Tragzapfen:

$$\frac{Pl}{2} = k_b W = 0,1 k_b d^3.$$



Fig. 13.

Für k_b ist dabei für Wellen meist Belastungsweise c , für Achsen (nur Abstützung) auch Belastungsweise a oder b maßgebend. Etwa auftretende Stöße sind durch Einsetzen geringerer Beanspruchung entsprechend zu berücksichtigen.

Unter Annahme gleichmäßiger Verteilung ist $P = k l d$ (Flächenpressung).

Aus beiden Gleichungen $\frac{l}{d} = \sqrt{\frac{0,2 k_b}{k}}$

Man nehme bei dauernd umlaufenden Zapfen in gut passenden Lagern für k :

bei Tiegelstahl auf Bronze	60 kg/qcm
„ Fluß- oder Schweißstahl mit glatter Oberfläche auf Bronze oder Weißmetall	40 „
„ Schweißstahl mit nicht ganz reiner Oberfläche auf Bronze oder Weißmetall	25 „

Lediglich schwingende Zapfen entsprechend höher belastet, Wellenzapfen mit großer Umlaufgeschwindigkeit noch beträchtlich geringere Pressung.

¹⁾ S. Leitfaden f. Acetylschweißer v. Theo Kautny, Verl.: Zentralbureau für Acetylen und autogene Metallbearbeitung, Nürnberg.

Die Berechnung auf Sicherheit gegen Heißlaufen geschieht unter Zugrundelegung der Reibungsarbeit

$$A = \frac{4}{\pi} P \mu r \omega \text{ cmkg} = \frac{4}{\pi} P \mu \frac{\pi d n}{60 \cdot 100} \text{ mkg,}$$

halbe Umschlingung wie in Fig. 13 vorausgesetzt. $\mu_1 = \frac{4}{\pi} \mu$ die Zapfenreibungszahl. Nimmt man die Ableitbarkeit der Wärme proportional ld an, so gibt es für jede besondere Lagerbauart eine spezifische Reibungsarbeit A_2 , die nicht überschritten werden darf:

$$A_2 \geq \frac{A}{ld} = \frac{\frac{4}{\pi} P \mu \frac{\pi d n}{60 \cdot 100}}{ld} = \frac{\mu P n}{1500 l} \quad \text{oder} \quad l \geq \frac{\mu}{1500 A_2} P n.$$

Setzt man $\frac{1500 A_2}{\mu} = w$, so folgt $l \geq \frac{P n}{w}$. w Erfahrungszahl, die mit sinkender Reibungszahl und steigender Wärmeableitfähigkeit wächst. Sie ist abhängig von den Lagerabmessungen, der Ausführung der Laufflächen, vom Schmiermaterial und der Wärmeentziehung. Es ist $w = 15\,000 \div 30\,000$ für Zapfen von Schwung- und Kurbelradwellen mit Bronzeschalen (keine besondere Kühlung) [$A_2 = 0,5 \div 1,0$, sofern $\mu = \frac{1}{10}$ gesetzt wird], $w =$ bis 45 000 bei Weißmetallagerschalen; $w = 40\,000$ bis zu 90 000 [$A_2 = 1,33$ bis 3,0] bei Kurbelzapfen, letzterer Wert für Weißgußlager (Kühlung durch Lüftung).

Innerhalb des Arbeitsbereiches schwankt für ein vorzüglich hergestelltes Weißmetallager mit Stahlzapfen die Reibungszahl zwischen 0,020 und 0,0035¹⁾.

Der Rechnungsgang beginnt mit Feststellung von $l:d$, es folgt die Berechnung von l und d , worauf die Sicherheit gegen Heißlaufen durch Berechnung von w nachgeprüft wird. Bei veränderlichem P ist der Mittelwert über eine Umdrehung zu setzen.

Spurzapfen. Die Berechnung des ebenen Vollspurzapfens (Durchmesser d) und des ringförmigen (Durchmesser d_1 und d_2) hat nur auf zulässige Flächenpressung und Warmlaufen zu erfolgen.

Es ist $P = k \frac{\pi}{4} d^2$ bzw. $P = k \frac{\pi}{4} (d_2^2 - d_1^2)$. Aus der Reibungsarbeit

$$A = \frac{1}{2} P \mu r \omega \text{ bzw. } A = \frac{1}{2} P \mu (r_2 - r_1) \omega \text{ folgt}$$

$$A_2 \geq \frac{\frac{1}{2} \mu P \frac{d}{200} \frac{\pi n}{30}}{\frac{\pi}{4} d^2} = \frac{\mu P n}{3000 d},$$

woraus

$$d \geq \frac{\mu}{3000 A_2} P n = \frac{P n}{w} \quad \text{bzw.} \quad d_2 - d_1 \geq \frac{\mu}{3000 A_2} P n = \frac{P n}{w}.$$

Mit k kann man für gehärteten Gußstahl auf Bronze bis höchstens 90 kg/qcm gehen, für w ist 40 000 ($A_2 = \frac{2}{3}$ bei $\mu = \frac{1}{10}$) ein guter Mittelwert, der bei sorgfältigster Bauart und Wartung nicht unbeträchtlich überschritten wird.

Bei Kammlagern wird die Kammtiefe $b = 0,1 d_1 \div 0,15 d_1$ genommen.

Für z Kämme kommt $b z \geq \frac{\mu P n}{6000 A_2} = \frac{P n}{w}$. w ist mit Rücksicht auf die

Unmöglichkeit gleichmäßigen Anliegens zu 20 000 ($A_2 = \frac{1}{10}$ bei $\mu = \frac{1}{10}$) und weniger zu wählen.

¹⁾ Ausführliches über die Arbeitsweise von Lagern und Zapfen s. Stribeck, Die wesentlichen Eigenschaften der Gleit- und Rollenlager, Zeitschr. d. V. d. Ing. 1902, S. 1341 ff.



Fig. 14.

Beim kugelförmigen Spurzapfen ist in der Formel $P = k_1 d^2$ zu setzen:

$$\varphi_1 = \frac{\pi}{4}, \quad \varphi_1 = \frac{\pi}{2}.$$

$$k_1 = 0,5 k, \quad k_1 = 0,7 k.$$

Entsprechend der Einteilung der Zapfen unterscheidet man bei den Lagern einmal Traglager und Spur- oder Stützlager und andererseits nach der Art der

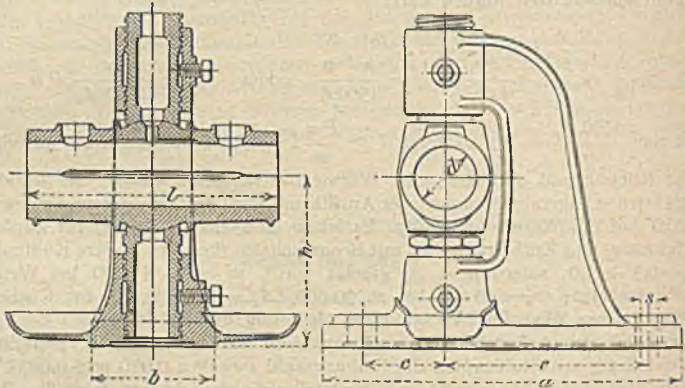


Fig. 15.

Abstützung zwischen Welle und festem Teil Gleit-, Rollen- und Kugellager, sowie Schneidenlager. Die gewöhnlichen, meistverwendeten Transmissionstraglager sind bisher in der Regel als Gleitlager ausgebildet worden. Die erste

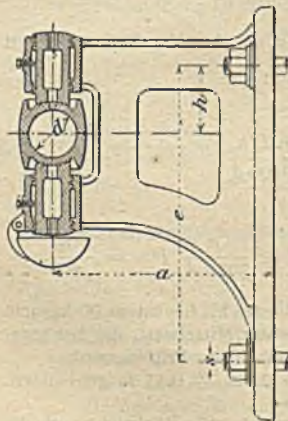


Fig. 16.

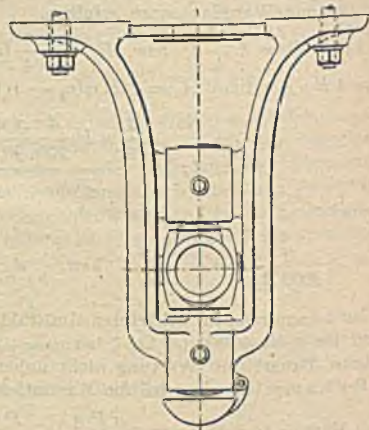


Fig. 17.

höhere Stufe einer gebrauchstüchtigen Ausführung war das Sellerslager (Fig. 15, offenes Stehlager): Einstellung gegen kleine Winkelabweichungen der Wellenachse (kugelförmige Abstützung) und in meist nur einer Richtung senkrecht zur Achse (Schraubenverstellung), letztere zur Erleichterung des Einbaus. Das

Lager hat $l = 4d$ tragende Länge, ist (bis auf die Schrauben) ganz aus Gußeisen und empfehlenswert nur dort, wo die Flächenpressung nicht über $p = 10 \text{ kg/qcm}$, also für leichte Lager. Außer dem Stehlager sind besonders die offenen Wand- bzw. Säulenkonsollager (Fig. 16) und die offenen oder geschlossenen Hängelager (Fig. 17), auch als ∇ -förmiger Hängebock ausgebildet, in Verwendung. Einen wesentlichen Fortschritt bedeutete die Einführung der selbsttätigen Ringschmierung für das Transmissionslager. Im Sellers-

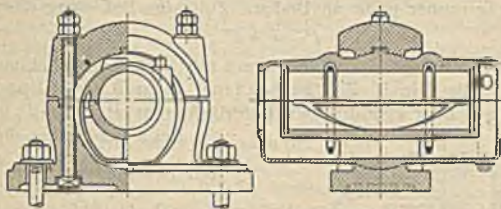


Fig. 18.

Lager geschieht die Schmierung durch Tropföler, zur Sicherung im Falle des Versagens dieser Einrichtung ist in die beiden äußeren Behälter (Fig. 15) eine starre Fettschmiere eingebracht, die beim Beginne des Warmlaufens flüssig wird und für kurze Zeit die Schmierung übernimmt. Beim selbsttätigen Ringschmierlager ist der untere Teil des Lagers als Ölbehälter ausgebildet, aus dem (bei den besten Ausführungen) entweder zwei lose über die Welle hängende Ringe, von dieser in Drehung versetzt, das Öl an den höchsten Punkt hinaufbefördern — sog. Dessauer Sparlager der Berlin-Anhaltischen Maschinenbau-A.-G. (Fig. 18) — oder ein fest auf die Welle gesetzter hoher Ring nimmt das Öl mit, es wird oben durch zwei Schleiffedern abgestrichen und in die Schmiernuten

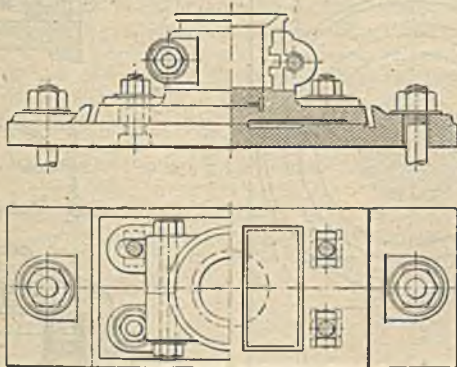


Fig. 19.

geleitet — Ausführung des Eisenwerks Wülfel. Mitunter liegt auch die Kugel innerhalb des Gehäuses und greift um die Lagerschalen vollständig herum, wodurch das Lager geeignet wird, größere seitliche Kräfte zu übertragen. Häufig wird Weißmetallfutter (Legierung von Blei, Zinn, Antimon) verwendet, für schwerere Ausführungen allgemein. Flächenpressung dann gut 20 kg/qcm und höher. Die tragende Länge ist bei den Ringschmierlagern etwa $l = 3,5d$, bei Weißmetallfutter teilweise noch geringer. Marktgängig werden die Ringschmierlager von 25—130 mm Wellendurchmesser in steigenden Abstufungen von 5, 10 und 15 mm gebaut.

Fig. 19 gibt ein Beispiel eines einfachen, als Gleitlager ausgebildeten Spurlagers. Die Spurplatte (Stahl, Bronze) ist zur Ermöglichung der Einstellung ballig und wird durch einen Stift an der Drehung verhindert. Das Schmiermaterial wird in die trichterförmige Erweiterung aufgegeben.

Die kreiszylindrischen Rollen sind für schnell umlaufende Wellen in Europa bis jetzt noch nicht allgemeiner in Aufnahme gekommen (Rollen als Brückenlager s. Konstruktionselemente des Eisenhochbaus S. 695). Dagegen gewinnt das Kugellager immer mehr an Boden. Zulässige Belastung einer Kugel

$$P_1 = k d^2,$$

wobei $k = 100$ für Kugeln in hohler Rinne mit Krümmungshalbmesser $= \frac{1}{3} d$, wenn d in cm. Für d in $\frac{1}{8}$ Zoll ist k 0,1 mal so groß. Für Kugeln auf ebenen, kegelförmigen oder zylindrischen Laufflächen ist $P_1 = 30 d^2$ bis $50 d^2$.

Bei z Kugeln ist die Tragfähigkeit des Lagers $P = \frac{z}{5} P_1$.

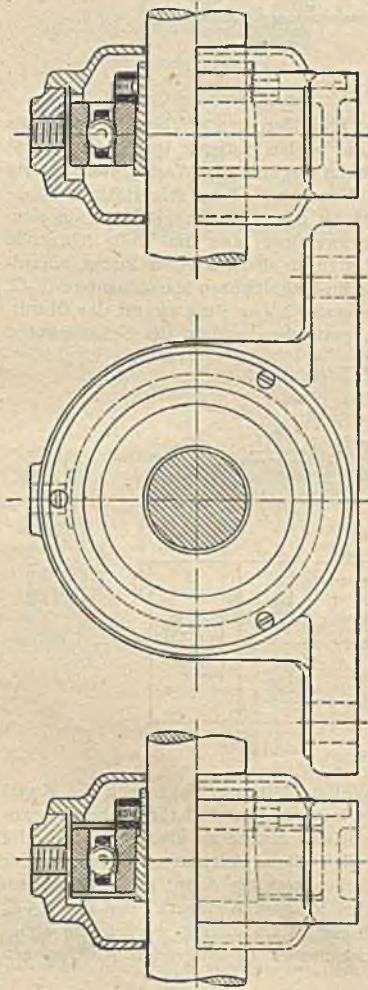


Fig. 20.

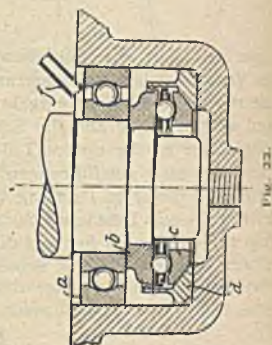


Fig. 22.

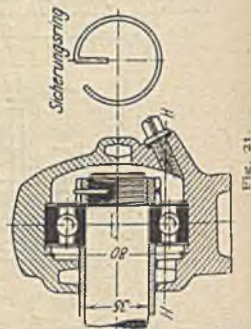


Fig. 21.

Es werden marktgängige Traglager für Wellen von 10—110 mm (in 5 mm Abstufung) in leichter, mittelschwerer und schwerer Ausführung (klein-, mittel- und großkugelig) hergestellt. Als Beispiel eines Stehlagers für durchgehenden

Wellenstrang sei das der deutschen Kugellagerfabrik in Fig. 20 gegeben. Beachtenswert ist dabei die Befestigung auf der Welle durch Ringkeil und der im Querschnitt sichtbare Käfig zur Erzielung gleichmäßigen Kugelabstands. In Fig. 21 ist ein Endlager und in Fig. 22 ein Ring- und Spurlager wiedergegeben. Die Reibungsarbeit im Kugellager ist beträchtlich geringer als im Gleitlager; die auf den Wellenumfang bezogene Reibungszahl μ_1 beträgt etwa 0,0015. Zudem ist das Kugellager gegen geringfügige Verschmutzung nicht so empfindlich wie das Gleitlager und von der Zähigkeit des Öls unabhängig. Der Ölverbrauch ist sehr gering. Auftretende Stöße erfordern reichlichere Bemessung.

Bei unmittelbar auf Mauerwerk gesetzten Lagern Pressung auf den Zementunterguß nicht über 11 kg/qcm.

Schneidenlager werden besonders bei Wägevorrückungen, aber auch sonst bei Ingenieurbauten (bewegliche Wehre) verwendet. Das Material ist gehärteter Stahl für Schneide und Lager. Je nach der Größe der zu übertragenden Kraft wird der Schneidewinkel zwischen 120° (große Kräfte, kleine Ausschläge) und 45° (kleine Kräfte, große Empfindlichkeit) gewählt (Fig. 23). Belastung für 1 cm Schneidenlänge höchstens 2000 kg, möglichst nicht über 1000 kg; bei feineren Wagen bis 2 kg/cm herunter. Ausrundungshalbmesser im ersten Falle etwa 1 mm.

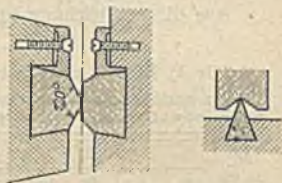


Fig. 23.

Achsen, Wellen und Kuppelungen.

Es bezeichne für den betr. Querschnitt:

M_b und M_d das biegende bzw. drehende Moment in cmkg,
 k_b und k_d die entsprechenden zulässigen Anstrengungen in kg/qcm,
 J das für Biegung in Betracht kommende Trägheitsmoment in cm⁴,
 e den Abstand der am meisten angestregten Faser von der Nullachse in cm,
 d bzw. $d_2 > d_1$ die Durchmesser der vollen oder hohlen Welle in cm,
 N die Anzahl der durch die Welle zu übertragenden Pferdestärken,
 n die minutliche Drehzahl.

Achsen lediglich auf Biegung beansprucht:

$$M_b = k_b \frac{J}{e} \approx k_b \cdot 0,1 d^3 \quad \text{bzw.} \quad k_b \cdot 0,1 \frac{d_2^4 - d_1^4}{d_2}$$

Meist Belastungsweise c vorhanden, wobei für Gußeisen im besondern $k_b = 130$ kg/qcm (Kreisring) bis 250 kg/qcm (Vollkreis).

Wellen sind durch Dreh- und meist auch Biegemomente beansprucht. Für Drehungsbeanspruchung allein gilt

$$M_d = k_d \frac{\pi}{16} d^3 \approx k_d \cdot 0,2 d^3 \quad \text{bzw.} \quad k_d \cdot 0,2 \frac{d_2^4 - d_1^4}{d_2}$$

Bei Wahl von k_d ist zu beachten, daß die Belastungsweise meist zwischen Fall b und c liegt. Die Beziehung zwischen dem Drehmoment und der zu übertragenden Anzahl Pferdestärken ist durch die Gleichung gegeben:

$$75 N = \frac{M_d \pi n}{100 \cdot 30} = \frac{\pi^2}{16} \frac{n d^3}{3000} k_d$$

Für Schweißisenwellen ergibt sich dann unter Außerachtlassung der biegender Momente mit $k_d = 120$ kg/qcm (Belastungsweise c)

$$d = \sqrt[3]{3000 \frac{N}{n}}$$

Aus der Forderung, daß der Verdrehungswinkel der Welle $\frac{1}{4}^\circ$ nicht überschreiten soll, wird die Gleichung erhalten:

$$d \approx 12 \sqrt[4]{\frac{N}{n}}$$

Dieser Wert wird etwas größer als der vorstehende.

Treten beachtliche Biegungsbeanspruchungen auf, so wird die zusammengesetzte Beanspruchung maßgebend:

$$k_b = 0,35 \sigma + 0,65 \sqrt{\sigma^2 + 4(\alpha_0 \tau)^2},$$

wobei σ die vom M_b herrührende Normalspannung des meist beanspruchten Punktes, τ die vom M_d herrührende Schubspannung desselben meist beanspruchten Punktes,

$$\alpha_0 = \frac{k_b}{1,3 k_d} \text{ das Anstrengungsverhältnis, bedeutet.}$$

Aus dieser Gleichung für k_b entwickelt sich

$$0,1 k_b d^3 = 0,35 M_b + 0,65 \sqrt{M_b^2 + (\alpha_0 M_d)^2}.$$

Für k_b liegt hierbei fast ausnahmslos Belastungsweise *c* vor.

Die nachstehende Zusammenstellung enthält in der Praxis übliche Ausführungswerte für Triebwerkswellen verschiedener Leistung bei minutlichen Drehzahlen von $n = 40$ —400.

N in PS	Minutliche Umdrehungszahl <i>n</i>														
	40	60	80	100	120	140	160	180	200	225	250	275	300	350	400
1	50	45	45	40	40	35	35	35	35	35	35	30	30	30	30
2	60	55	50	50	45	45	40	40	40	40	40	35	35	35	35
4	70	65	60	55	55	50	50	50	50	45	45	45	45	40	40
6	75	70	65	60	60	55	55	55	50	50	50	50	50	45	45
8	85	75	70	65	65	60	60	55	55	55	55	50	50	50	50
10	85	80	75	70	65	65	60	60	60	55	55	55	55	50	50
15	95	85	80	75	75	70	70	65	65	65	60	60	60	55	55
20	105	95	85	85	80	75	75	70	70	70	65	65	65	60	60
30	115	105	95	90	85	85	80	80	75	75	70	70	70	65	65
40	120	110	105	100	95	90	85	85	80	80	80	75	75	70	70
50	130	115	110	105	100	95	90	85	85	85	85	80	80	75	75

Die Entfernung *l* der Lager voneinander nehme man

für <i>d</i> =	3	4	5	6	7	8	9	10	12 cm
<i>l</i>	160	175	190	200	210	220	230	240	250 cm

Für durchgehende Wellenstränge kann man um etwa 20% höher gehen.

Jeder Wellenstrang muß gegen Verschiebung gesichert werden, meist durch zwei Stellringe zu beiden Seiten eines Lagers. Ferner muß die Längsausdehnung infolge Temperaturschwankungen ermöglicht werden. Eindrehungen in Wellen sind nach Möglichkeit zu vermeiden.

Zum Antriebe von öfter zu versetzenden Arbeitsmaschinen, Gesteinsbohrern, Hebezeugen verwendet man auch biegsame Wellen aus Stahldrahtspiralen, meist nur für höhere Umdrehungszahlen (200 ÷ 2000 bei der Deutschen Fabrik biegsamer Wellen A. Otto & Co., Berlin).

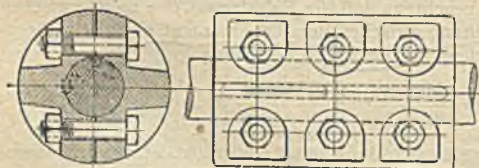


Fig. 24.

Beiden Kupplungen starrer Wellen unterscheidet man feste, bewegliche und ausrückbare. Von den festen Kupplungen ist eine der einfachsten die Schalenkupplung von v. Reiche (Fig. 24). Sie erfordert eine Baulänge von $3d + 2cm$

bis $4d$, ist leicht überall aufzubringen, sie verlangt aber genau gleiche Durchmesser der beiden zu verbindenden Wellen.

Bewegliche Kupplungen gestatten entweder eine gegenseitige Längsverschiebung der beiden Wellen, sog. Ausdehnungskupplungen, oder ermöglichen eine Winkelabweichung beider Wellenachsen gegeneinander, oder endlich bilden sie eine gegen Verdrehung elastische Verbindung zur Abfederung von Stößen im Drehmoment. Die erstere wird meist als Klauenkupplung ausgebildet (Fig. 25).

Die zweite Art ist das altbekannte Universalgelenk (Cardanisches Gelenk [Fig. 26]). Man gleicht damit aber nur kleine Winkelabweichungen aus, weil die Winkelgeschwindigkeit ungleichförmig übertragen wird, und zwar beträgt die größte und kleinste Abweichung von der gleichmäßigen Antriebsgeschwindigkeit $1 : \cos \alpha$ und $\cos \alpha$.

Die elastische Kupplung findet ausgedehnte Verwendung beim Antrieb durch Elektromotoren zur Dämpfung der Anlaufstöße, häufig gleichzeitig elektrisch isolierend (Gummipuffer oder -bänder, Leder). Fig. 27 Zodel-Voithsche Bandkupplung, für Größen von $\frac{N}{n} = 0,00087$ bis 10 gebaut. Fast alle derartige Kupplungen lassen kleine Längs- und Querschiebungen und auch Winkelabweichungen der beiden Wellen zu.

Von den ausrückbaren Kupplungen ist die einfachste die Klauenkupplung wie Fig. 25, nur daß die eine Hälfte auf der Welle längsverschieblich angeordnet wird. Die in die Welle eingelassene Feder wird stark beansprucht, so daß bei großen Drehmomenten eine Weiterbildung der Klauenkupplung, die Hildebrandtsche Zahnkupplung, vorzuziehen ist (Fig. 28, Berlin-Anhaltische Maschinen-A.-G.). Beide, unmittelbar auf den Wellen sitzende Kupplungshälften fest aufgekeilt, und nur die die Paßzähne tragende Muffe ist auf einer der Naben längs verschieblich und drehbar.

Beide Klauenkupplungen nur während des Stillstands einrückbar.

Die während des Betriebes einschaltbaren Kupplungen sind meist Reibungskupplungen. Die neueren Ausführungen bezwecken die axiale Kraft zum Einrücken klein zu halten (Kniehebel- oder Schraubenantrieb), die Abnutzung

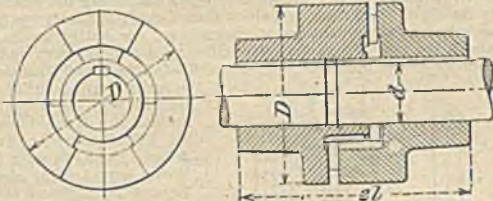


Fig. 25.



Fig. 26

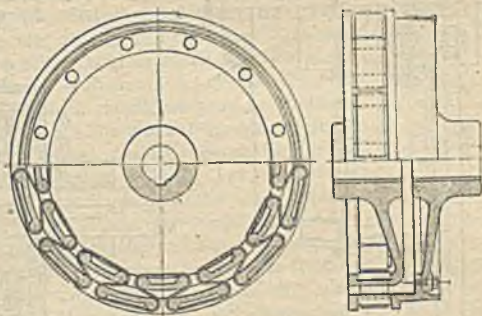


Fig. 27.

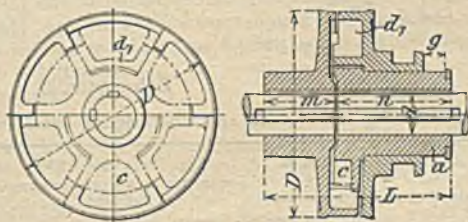


Fig. 28.

gering zu machen und nach dem Einschalten keine freien Kräfte auftreten zu lassen, die dauernde Reibungsarbeit verzehren.

Die Hillkupplung (Fig. 29) des Eisenwerks Wülfel (Hannover) sieht einen Armstern vor, in dessen Armen die durch einen Hebel radial gegeneinander beweglichen Klemmböcken mit Holzfutter untergebracht sind. Diese umfangreichen zangenmaulartig die Reibscheibe der anderen Kupplungshälfte und geben das Reibmoment an die parallelen Führungsflächen des Armsterns ab. Der die gegenseitige Annäherung der Reibböcken bewirkende Hebel wirkt als Kniehebel und übt deshalb während des Einschaltvorganges nur einen kleinen, im eingeschalteten Zustand keinen Rückdruck auf die Antriebsmuffe, mit der er durch Gelenk verbunden ist, aus. Für selbsttätige Öffnung der Reibböcken und Nachstellbarkeit ist durch eine kleine Feder und durch die in ihr angeordnete (gesicherte) Nachstellschraube, die auf den Abstützylinder des Einschalthebels wirkt, Vorsorge getragen. Gebaut wird die Kupplung für 6—700 PS bei 50—350 minutlichen Umdrehungen.

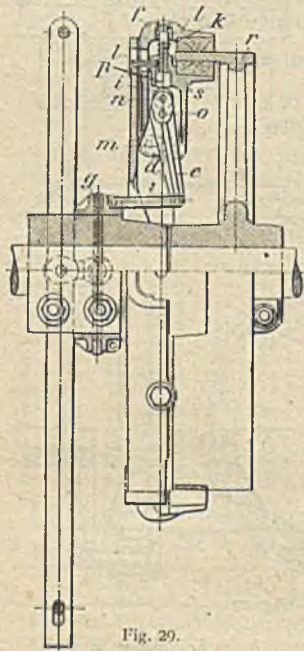


Fig. 29.

Die Bannkupplung (Maschinenfabrik Vogel & Schlegel, Dresden [Fig. 30]) hat ein auf der einen Welle festgekeiltes, ziemlich völlig geschlossenes Gehäuse *G-D*, an dessen beiden parallelen inneren Wänden die ringförmigen Reibklötze *R* mittels Kniehebel *C-C* angepreßt werden. Das Drehmoment wird mittels zweier Bolzen auf die Mitnehmerscheibe *N* der anderen Welle übertragen. Das Eindringen der Kniehebel geschieht beim Einschieben der Muffe durch die Federkraft *K*, d. h. nachgiebig. Nachstellen durch Einschrauben des Gehäusedeckels *D*. Reibflächen sind gut geschützt, können in Öl laufen.

Für Wechselgetriebe angewandte Reibungskupplungen s. unter Abschnitt Baumaschinen, Lasthebenmaschinen.

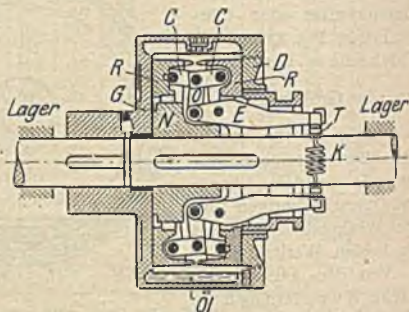


Fig. 30.

Zahnräder.

Einteilung für Räder zur Übertragung gleichmäßiger Drehbewegung:

Anordnung der Wellen	Grundform der Räder	Benennung
Beide Wellen laufen parallel	Zylinder	Stirnräder
„ „ schneiden sich	Kegel	Kegelräder
„ „ kreuzen sich	Hyperboloid oder Zylinder	Hyperbolische, Schrauben-Räder

Zu den Zahnrädern sind auch die Zahnstangentriebe zu rechnen.

Stirnräder mit geraden Zähnen. Die Übertragung des Drehmoments M_d geschieht durch ineinandergreifende Zähne, deren Kopf (Krone) über den die Grundform bildenden Zylinder heraussteht, deren Fuß (Wurzel) in ihn hineinragt. Der Schnitt durch diesen Zylinder heißt der Teilkreis. In ihm berühren sich zwei zusammenarbeitende Räder. Die Flankenform der Zähne wird entweder durch eine zyklische Kurve oder durch eine Evolvente gebildet. Durch sie wird die Bedingung erfüllt, daß die Senkrechte im jeweiligen Berührungspunkt

durch den Schnittpunkt der Teilkreise mit der Mittenverbindungsline geht, woraus die Gleichmäßigkeit der Drehbewegung folgt.

Von den ersteren (Fig. 31) kommen zumeist die Epizykloide (für den Kopf) und die Hypozykloide (für den Fuß) zur Anwendung. Sie werden durch Abwälzen von Rollkreisen R_1 und R_2 auf den beiden Teilkreisen T_1 und T_2 erzeugt, und zwar die Zahnflanke des oberen Rades durch R_1 in T_1 (Fuß) und durch R_2 auf T_1 (Kopf) und entsprechend die des unteren Rades durch R_2 in T_2 (Fuß) und R_1 auf T_2 (Kopf). ao_g ist die Eingriffslinie, der geometrische Ort der Berührungspunkte. Der Mittenabstand zweier Zähne auf dem Teilkreis ist die Teilung t . Bei z Zähnen ist mit r als Teilkreishalbmesser $2r\pi \Rightarrow zt$.

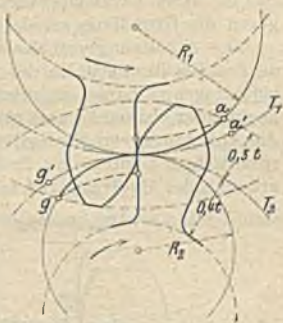


Fig. 31.

Meist wird $t = m\pi$ gemacht — m der Teilungsmodul —, womit dann $2r = mz$ wird. Der Zahnkopf wird $0,3t$, der Fuß $0,4t$ hoch gemacht, die gesamte Zahnlänge l ist somit $0,7t$. Unbearbeitete Zähne erhalten $\frac{1}{30}t$ Luft auf die Teilung. Die der Eingriffslinie auf den Teilkreisen entsprechende Bogenstrecke heißt der Eingriffsbogen. Er muß stets größer als die Teilung sein. Satzräder, die beliebig miteinander arbeiten können sollen, müssen gleiche Teilung und gleiche Rollkreise haben, d. h. gleiche Eingriffslinien. Bei Arbeitsrädern ist nach möglichst großem Rollkreise zu streben, weil mit dessen Größe die Anzahl der gleichzeitig in Eingriff befindlichen Zähne wächst und der Normaldruck entsprechend kleiner wird, je mehr er sich der Tangente nähert (jedoch ist die eintretende Verschwächung des Zahnfußes zu beachten!). Für Triebwerkkräder Mindestzähnezahl 24, für Winden 10. In besonderen Fällen geht man bis auf 4 Zähne herab (Zahnstangenwinden). Man läßt in solchen Fällen den Rollkreis jeweils gleich dem Teilkreis des betreffenden Rades oder gleich dem Teilkreis des kleineren Rades werden — Punktverzahnung oder gemischte Punktverzahnung, da die Hypozykloide entweder für beide Räder oder nur für das kleine ein Punkt wird. Starke Abnutzung in diesem Punkt! Aus dieser Punktverzahnung entwickelt sich auch unter Benützung einer als Hüllkurve erhaltenen Äquidistanten die Triebstockverzahnung, wie sie bei Schützenaufzügen usw. verwendet wird (Fig. 32).



Fig. 32.

Die Evolventenverzahnung Fig. 33 besitzt als Eingriffslinie eine Gerade, die meist unter dem Winkel $\alpha = 75^\circ$ gegen die Mittenverbindungsline beider Räder geneigt ist. Die Kreise, die sie in N_1 und N_2 berührt, heißen die Grundkreise. Durch Abwickeln der Geraden N_1N_2 auf diesen Grundkreisen erzeugt ein Punkt auf ihr die beiden Zahnflankenformen. Die Eingriffstrecke



Fig. 33.

(stets kleiner als N_1N_2) wird durch die beiden Kopfkreise aus der Eingriffslinie herausgeschnitten. Da zu einem bestimmten Grundkreis stets nur eine bestimmte Evolvente gehört, ist diese unabhängig von der Lage der Erzeugenden. Zwei Räder gleicher Teilung arbeiten demnach auch noch richtig zusammen, wenn die Achsenentfernung geändert wird, wenn nur die Eingriffsstrecke genügend

groß bleibt. Aus diesem Grunde erhalten die Zahustangentriebe von Zahnrädern stets Evolventenverzahnung (Zahnstange mit geradlinigen, unter 75° gegen die Grundlinie geeigneten Zahnflanken).

Die Abnutzungsverhältnisse ergeben sich aus den spezifischen Pressungen an den Berührungslinien der Zahnflanken. Wie aus dem in die Fig. 31 und 33 eingetragenen Kreise zu erkennen ist, wälzen sich die Zahnflanken nicht nur aneinander ab, sondern sie gleiten auch große Strecken. In Fig. 34 und 35 sind die Abnutzungsverhältnisse eingetragen (Ordinaten Produkt aus Normaldruck, spezifischem Gleiten und Drehzahl des Rades). Die wesentlich höheren Gleitarbeiten der Evolventenverzahnung an etlichen Stellen bewirken gegenüber der

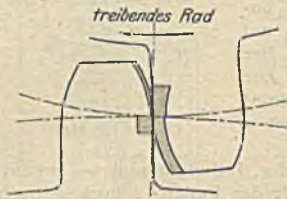


Fig. 34.

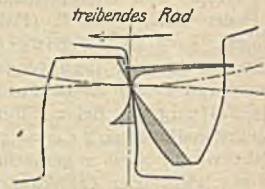


Fig. 35.

Zykloidenverzahnung eine größere und ungleichmäßige Abnutzung. Das Arbeitsrad (dauernd umlaufend) ist mithin das Zykloidenrad, das Krafterad (für aussetzende Arbeitsweise, Windwerke usw.) das Evolventenrad.

Berechnung der Zähne von Krafterädern. Es bezeichne außer dem bereits Festgesetzten:

b die Zahnbreite $= \varphi t$,

P den Zahndruck, bestimmt durch das Drehmoment $M_d = P \cdot r$,

N die zu übertragende Pferdestärkenzahl,

n „ zugehörige minutliche Drehzahl.

Aus der Biegebeanspruchung des einzelnen Zahnes ergibt sich als günstigste Breite $b = 2l = 1,4t$ und ferner als zulässiger Zahndruck $P = k b l$, wobei $k = 18 \div 21$ (entsprechend $k_b = 300 \text{ kg/qcm}$ für Gußeisen) genommen werden darf. Bei Stahlguß geht man bis zum Doppelten, bei geschmiedetem Stahl bis zum Dreifachen dieser Werte.

Arbeitsräder. Die Rechnung erstreckt sich auf zulässige Pressung zwischen den Berührungsflächen der Zähne und auf die Arbeit der Zahnreibung.

Für erstere erhält man $P = k_1 b l$, wobei aber k_1 verschieden von dem vorstehenden k ! Man wähle bei Zykloidenverzahnung

$$k_1 = 20 - \sqrt{n} \text{ für Gußeisen auf Gußeisen,}$$

$$k_1 = 0,4 \text{ bis } 0,5(20 - \sqrt{n}) \text{ für Gußeisen auf Holz.}$$

Etwaige Stöße, Verschmutzung der Räder ist durch entsprechende Ermäßigung von k_1 zum Ausdruck zu bringen.

Die Zahnreibungsarbeit wird nach Stribeck analog der Zapfenreibungsarbeit durch den Ausdruck berücksichtigt:

$$\frac{P \cdot n_1}{\varphi \cdot b} \leq w$$

(φ Eingriffsdauer, n_1 Drehzahl des kleinen Rades). Für Gußeisenräder ist dabei

für $n_1 = 90$ $w = 3330 \frac{P}{\varphi b} = 37$ und für $n_1 = 180$ $w = 4500 \frac{P}{\varphi b} = 25$.

Nach Lasche geht man mit w für Bronzestahl bis $8000 \div 10000$, für Rohhaut-Gußeisen bis $4000 \div 6000$, dabei $k = 8 \div 10$ bzw. $4 \div 6$ (Evolventenverzahnung, sorgfältigste Herstellung).

Ermittlung der Teilung aus N und n bzw. aus M_d

$$t = 10 \sqrt[3]{\frac{450 N}{\psi z k n}}, \quad t = \sqrt[3]{\frac{2 \pi}{\psi z k} M_d}.$$

Die Zahnweite für gewöhnliche Triebwerkkräder $b = 2t \div 3t$, bei Übertragung bedeutender Arbeitsgrößen $b = 5t$. Geringste Zähnezah 24. Übersetzungsverhältnis mit Rücksicht auf Einlaufen möglichst ein einfacher Quotient. Bei Verwendung von Holzkämmen in einem Rad Fig. 36 und 37 Zahnstärke im Teilkreis gewählt für das Eisenrad $s = \frac{16}{40} t$, für das Holzrad $s = \frac{23}{40} t$.

Der Arbeitsverlust von Zahnradern rechnet sich angenähert nach der Formel

$$\mathfrak{B} = \pi \mu \left(\frac{1}{z_1} \pm \frac{1}{z_2} \right) \varphi,$$

wobei φ die Eingriffsdauer $= \frac{\text{Eingriffsbogen}}{\text{Teilung}}$ bedeutet und $\mu = 0,3$ für un-



Fig. 36.

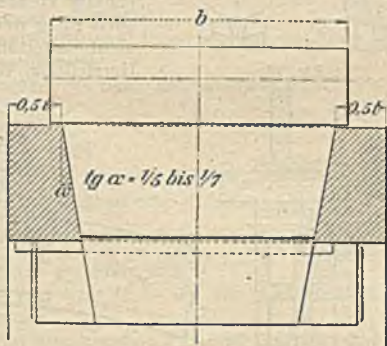


Fig. 37.

bearbeitete Zähne, 0,1 und weniger für bearbeitete und eingelaufene Zähne gesetzt werden kann. Das negative Vorzeichen gilt für Innenverzahnung.

Als mittleren Wert des Wirkungsgrades eines Zahnradepaares nehme man für die meist vorkommenden Übersetzungsverhältnisse 1 : 2 bis 1 : 6 und übliche Zähnezahlen 0,94 \div 0,95 an. Infolge der Lagerverluste sinkt der Gesamttriebewirkungsgrad auf den 0,97fachen Betrag, also auf 0,91 \div 0,93.

Stirnäder werden für schwere Betriebe auch mit Winkelzähnen hergestellt, d. h. die Zähne sitzen schraubenförmig auf dem Grundzylinder, und zwar auf der einen Seite der Mittelebene rechts, auf der anderen linksgängig gewunden. Ruhiger Gang und große Widerstandsfähigkeit, aber größerer Arbeitsverlust.

Der Radkörper (für größere Räder auch geteilt) erhält folgende Abmessungen (Fig. 38):

Kranzstärke $s = 0,5 t$ (dazu unter Umständen Mittelrippe),

Nabenlänge, möglichst groß, $l = b + 0,4 d$ und mehr (d Wellendurchmesser),

Nabenstärke $\delta = 0,4 d$ bis $0,8 d$.

Arme meist Kreuzquerschnitte ($s' = 0,8 s$ bis s), auch I-Querschnitt ($s' = 0,5 s$), Höhe h aus Biegungsberechnung ($P \gamma$), wobei der vierte Teil der Armzahl als kraftübertragend angenommen wird. Anzahl der Arme $i = \frac{1}{4} \sqrt{d}$ mm.

Keile s. S. 826.

Eine besondere Art Zahnäder für große Übersetzung (5 : 1 bis 50 : 1) ist das Grissongetriebe von Becker, Berlin-Reinickendorf (Fig. 39). Ein doppeltes Daumenrad greift in ein Rollenrad ein; an den Berührungsfächen beider tritt nur

wälzende Reibung auf, die gleitende ist auf die dünneren Achsen übertragen. Wirkungsgrad 0,8—0,9 und höher.

Kegelräder. Theoretisch wälzen sich zwei Kegel aufeinander ab, die sog. Grundkegel, mit Spitze in m (Fig. 40). Für die Verzahnung werden nur zwei Kegelstümpfe benützt. Die Verzahnung wird auf den zwei Ergänzungskegeln mit den Spitzen a_1 und a_2 aufgetragen.

Meist ist der Winkel, unter dem die Achsen sich schneiden, 90° , sog. Winkelräder. Satzräder gibt es nicht.

Im übrigen ist die Berechnung bezogen auf die mittleren Teilkreisdurchmesser wie für Stirnräder.

Hyperbolische Räder, Schraube und Schraubensrad. Bei hyperbolischen Rädern rollen sich zwei Drehungshyperboloide als Grundkörper aufeinander ab und berühren sich entlang der erzeugenden Geraden. Es kommen fast nur rechtwinklig kreuzende Achsen zur Ausführung, und auch diese werden fast nur als bewegungs- und nicht arbeitübertragend verwendet (schwierige Herstellung, teuer, großer Arbeitsverlust).

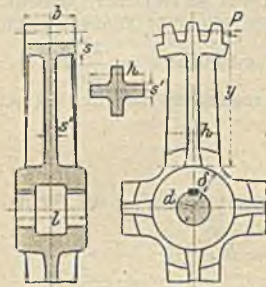


Fig. 38.

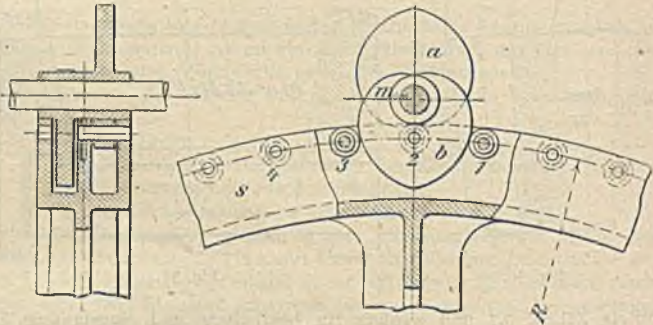


Fig. 39.

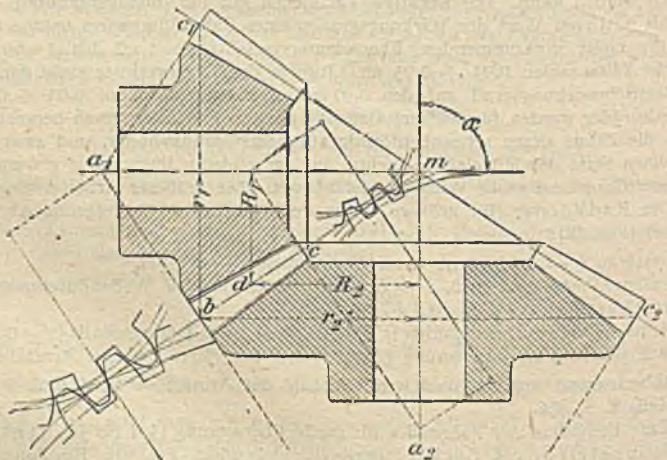


Fig. 40.

Große Verwendung haben die Schraubenräder gefunden, da sie in wirtschaftlicher Weise die hohe Drehzahl besonders von Elektromotoren weit herabzusetzen gestatten. Die Wellen kreuzen sich stets senkrecht. Zykloidenverzahnung ist möglich, Evolventen sind bevorzugt (Schraubenkörper geradflankig). Konstruktion im Mittelschnitt des Schraubenrades wie Stirnrad und Zahnstange (Neigung der Eingriffslinie 75°).

Zur Erzielung großer Anlageflächen ist das Schraubenrad meist mit konkaven Zähnen auf einem Hyperboloidgrundkörper ausgebildet, nur in untergeordneten Fällen schraubenförmige Zähne (geringe Übertragungsflächen).

Das Übersetzungsverhältnis ist bei z Zähnen des Schraubenrades:

für eingängige Schnecken $1 : z$ (Ganghöhe der Schnecke $h = t$),

„ zweigängige „ $2 : z$ („ „ „ „ $h = 2t$).

Das für die Schneckenwelle aufzuwendende Drehmoment M_d beträgt

$$M_d = (1 + \psi) P r \frac{h + 2\pi r \mu}{2\pi r - h \mu},$$

das am Schraubenrad wirkende $M_d = P \cdot R$, wobei

ψ Zuschlag für Lagerreibung $\sim 0,1$ (reichlich),

μ Reibungszahl bei Gußeisen auf Gußeisen 0,1 und weniger, bei Stahl auf Phosphorbronze 0,03 und weniger ist.

Der Wirkungsgrad des Schneckengetriebes ohne Lagerreibung ist

$$\eta = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg}(\alpha + \varrho)}$$

Bei Forderung der Selbsthemmung ist $\operatorname{tg} \alpha \leq 0,1$ zu nehmen. Die Berechnung der Zähne erfolgt wie bei Stirnrädern auf Festigkeit oder Abnützung bzw. Warmlaufen nach der Formel

$$P = k b l.$$

wobei b am Fußkreis des Schraubenrads gemessen ist.

Bei Rechnung auf Festigkeit ist $k = 18 \div 28$ für Gußeisenzähne, $k = 32 \div 50$ für Phosphorbronzezähne.

Bei Rechnung auf Abnützung bleibt man mit k je nach den Betriebsverhältnissen mehr oder minder weit unter der Hälfte der obigen Höchstwerte.

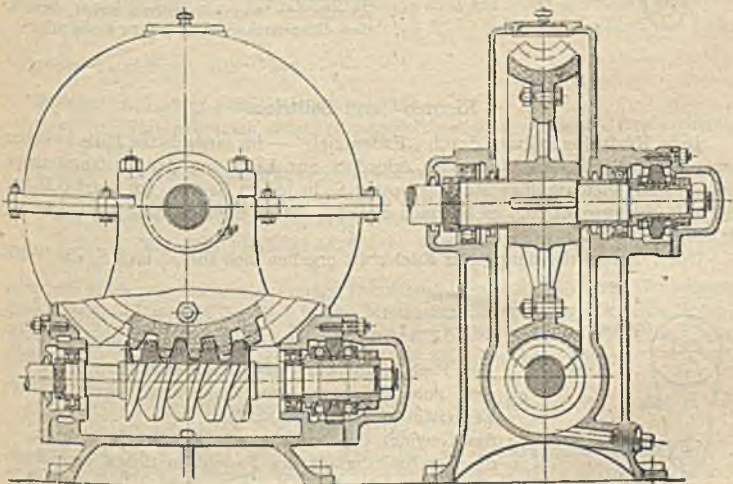


Fig. 41.

Der erzielbare Wirkungsgrad eines Schneckengetriebes ist von der Bauart der Schnecke abhängig — er steigt mit der Anzahl der Gänge —, von der Ausbildung und dem Zustand der Lager, von der Beschaffenheit der Gleitflächen und des Ols. Für den Rechnungsansatz kann man annehmen für eingängige Schnecken $\eta = 70 \div 75\%$, für zweigängige $\eta = 75 \div 80\%$, für dreigängige $\eta = 80 \div 85\%$. Geringste Zähnezah $z = 28$, geringste Übersetzung $1 : 6$. Fig. 41 gibt die Ausführung eines Schneckengetriebes mit Kugellagerung; Schnecke geschmiedeter Stahl, Radkranz Phosphorbronze, Radkörper Gußeisen. Ausführungen auch mit oben liegender Schnecke. Es empfiehlt sich, sofern saubere Ausführung gewünscht wird, das vollständige Getriebe von Sonderfirmen (Fr. Stoltzenberg & Co., Berlin-Reinickendorf, u. a.) zu beziehen.

Den Zahnrädern nahe verwandt sind die Reitungsräder, bei denen das Drehmoment lediglich durch Reibung übertragen wird. Zur Erzeugung dieser Reibung wird ein hoher Anpressungsdruck erforderlich (selbst bei keilförmiger Kranzausbildung für Gußeisen auf Gußeisen etwa 3,5fache Umfangskraft), der die Lager entsprechend belastet. Auch mittelbare Reibungsübertragung (durch zwischengelegte Riemen usw.) kommt zur Anwendung. Es ist für Gußeisen auf Gußeisen $\mu = 0,1 \div 0,15$, für Gußeisen auf Leder $0,2 \div 0,3$, für Gußeisen auf Holz $0,2 \div 0,5$.

Die Reibräder haben für eine Vorgelegebauart mit Erfolg Anwendung gefunden bei der die radialen Achsdrücke ausgeglichen sind, dem Zentratorgetriebe.

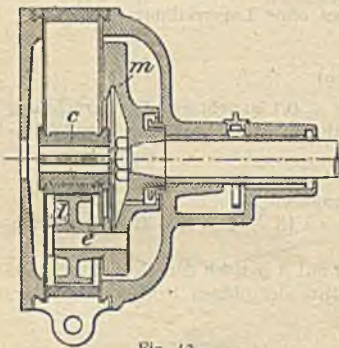


Fig. 42.

Fig. 42, eine Ausführung der Welter Elektrizitäts- und Hebezeugwerke, A.-G., gibt einen Achsschnitt. Die Antriebsrolle c sitzt auf der Welle des Elektromotors, an den das gezeichnete Gehäuse angebaut ist. Auf dem Antriebszylinder c einerseits, in der zylindrischen Lauffläche des Gehäuses andererseits wälzen sich mehrere Hohlringe ab, in die die als drehbare Rädchen auf fester Achse ausgebildeten Mitnehmer eingreifen, sie nahezu ausfüllend. Diese Räder übertragen die Drehbewegung auf die Mitnehmerscheibe der zweiten Welle, gleichzeitig den Abstand der Hohlringe regelnd. Durch Zusammenspannen des Gehäusezylinders wird der erforderliche Anpressungsdruck erzielt. Erreichbare Übersetzung $12 : 1$ bis $7 : 1$.

Riemen- und Seiltrieb.

Jede Kraftübertragung durch „Fadentrieb“ — im einfachsten Falle zwischen zwei parallellaufenden Wellen — erfordert zur Erzielung der Umfangsreibung eine gewisse gleichmäßige Ruhespannung S_0 in jedem Faden. Im Betrieb ändert sich die Fadenspannung, es ist nach Fig. 43 die zu übertragende Umfangskraft $P = S_1 - S_2$.

Unter Berücksichtigung der Fliehkraft ergeben sich für S_1 und S_2 die Werte

$$S_1 = P \frac{e^{\mu \omega_2}}{e^{\mu \omega_2} - 1} + q \frac{v^2}{g}, \quad S_2 = P \frac{1}{e^{\mu \omega_2} - 1} + q \frac{v^2}{g},$$

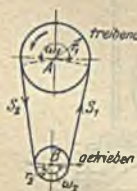


Fig. 43.

wobei μ den Reibungsbeiwert zwischen Faden und Scheibe, ω_2 den zum kleineren, umschlungenen Bogen gehörige Zentriwinkel (in Bogenmaß),

q das Gewicht des Fadens auf die Einheit in kg/m, v die Geschwindigkeit des Fadens in m/sek bezeichnet.

Ist weiter $q = q_1 f$ mit Fadenquerschnitt f in qcm und q_1 dem Gewicht von 1 m Faden von 1 qcm Querschnitt und

$n_1 = \frac{S_1}{f}$ der Normalspannung des Fadens, so kommt ferner

$$P = \left(\sigma_z - q_1 \frac{v^2}{g} \right) \frac{e^{\mu \omega_2} - 1}{e^{\mu \omega_2}} f \quad \text{oder} \quad P = k f .$$

Diese Formel gilt nur mit gewissen Einschränkungen (s. später). Die Spannung im Faden wird erzeugt:

- a) durch das Eigengewicht des Zugorgans (Durchhang nach Kettenlinie),
- b) durch Auflegen unter Dehnung im Ruhezustand unter Inanspruchnahme der natürlichen Elastizität des betreffenden Materials (auch Riemenspannschlitten am Motor),
- c) durch eine besondere Spannrolle, die auch den Umschlingungsbogen ω vergrößert.

Anordnung c kommt immer mehr in Aufnahme, da sie ein Mittel ist, die Fadenspannung unabhängig von der sich vergrößernden, bleibenden Dehnung des Zugorgans zu machen (s. Fig. 48). Die Elastizität des Fadenmaterials bewirkt einen Geschwindigkeitsverlust, der von der Dehnungszahl abhängt:

$$\psi = \varphi \frac{S_1 - S_2}{f} \alpha = \alpha \varphi k ,$$

$\varphi > 1$ Berichtigungsbeiwert, der die rechnerisch nicht erfaßbaren Umstände berücksichtigt. Das Übersetzungsverhältnis ist alsdann mit Annäherung (Fadenstärke = 0) $u = \frac{r_1}{r_2} (1 - \psi)$.

Als Reibungszahlen μ sind folgende Werte anzunehmen:

Lederriemen auf Holzscheiben,	etwas gefettet . . .	$\mu = 0,47$
„ „ Gußeisenscheibe,	sehr „ . . .	$\mu = 0,12$
„ „ „	etwas „ . . .	$\mu = 0,28$
„ „ „	feucht	$\mu = 0,38$
Hanfseil auf Eisentrommel		$\mu = 0,25$
„ „ Holztrommel		$\mu = 0,40$
Eisen- oder Stahldrahtseil auf Lederfutter		$\mu = 0,25$

Mit $\mu = 0,25$ und $\alpha = 2,8$ als Mittelwerte und bei sonst normalen Betriebsverhältnissen wird der Achsdruck im Betrieb $2 S_0 \approx 3 P$. Im Zustand der Ruhe vergrößert er sich um das Glied $q \frac{v^2}{g}$.

Riemen. Anordnung der Riemenantriebe:

1. offener Riemenbetrieb zwischen parallelen Wellen — gleiche Drehrichtung (Fig. 44),
2. gekreuzter (ganz geschränkter) Trieb zwischen parallelen Wellen — entgegengesetzte Drehrichtung, größere Umschlingung der Scheiben (Fig. 45),
3. halbgeschränkter Trieb zwischen Wellen, die sich unter 90° im Raume kreuzen (Fig. 46), viertelgeschränkter Riemen mit Kreuzung der Wellen unter 45° ,

oder mit Hilfe von Leitrollen unter Benützung der vorstehenden Grundlagen (Auflaufstelle jeder Scheibe muß in der Mittelebene der anderen Scheibe liegen). Eine Leitrolle mit (innerhalb gewisser Grenzen) beliebiger Einstellung im Raum gibt Fig. 47, eingerichtet zum Anbringen an Wänden oder Säulen.

Bezeichnet

f den Lederriemenquerschnitt in qcm, s die Stärke, b die Breite in cm,

D den Durchmesser der Treibscheibe in cm,

N die bei n minutlichen Umdrehungen zu übertragende Leistung in PS,

so ist für mittlere Verhältnisse (offener Riementrieb $\alpha \approx 2,8$, $\mu = 0,25$) im Mittel:

$$P = 10f .$$

Bei 5 mm Riemenstärke kann man die Kraft $k_1 = 0,5 k$, die auf 1 cm Riemenbreite übertragen wird, setzen:

für $D = 12$	20	50	100	200 cm
$k_1 = 2$	3,5	5	6	6,5 kg/qcm.

Geht man mit k_1 , besonders bei kleinen Durchmessern, höher, so hat der Riemen entsprechend kürzere Lebensdauer. Für senkrechten oder steilen Betrieb



Fig. 44.



Fig. 45.

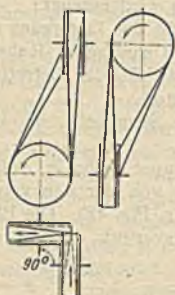


Fig. 46.

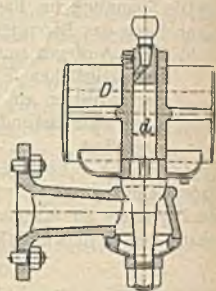


Fig. 47.

sind vorstehende Zahlen um 20% geringer zu wählen. Für rasch laufende Riemen kann mit k_1 etwa bis zum Doppelten gegangen werden; es ist zu nehmen:

	bei $v = 3$	10	20	30	40 m/sek
für $D = 50$ cm	$k_1 = 5$	7	9	10	10 kg/cm
$D = 100$ „		6	8,5	11	12 „
$D = 200$ „		6,5	9,5	12	13 „

Für Doppelriemen von 10 mm Stärke bei $D \geq 100$ cm 50 ÷ 60% mehr, bei $D \geq 200$ cm bis 70% mehr. Gekreuzte Riemen wegen der Verdrehungsanstrengung 10 ÷ 30% weniger, trotz größerem ω . Für große Geschwindigkeiten und Riemenbreiten sind gekreuzte Riemen überhaupt nicht anwendbar. Auch bei halbgeschränkten Riemen ist k mit Rücksicht auf die Abbiegung etwas geringer zu wählen.

Allgemein ist die Ungleichförmigkeit im Betrieb (Beschleunigen von Schwungmassen), Einfluß der umgebenden Atmosphäre, Abnutzung durch Gabelführung bei der Wahl von k zu berücksichtigen.

Gummi- oder Baumwollriemen rechnet man nach

$$P = 8 b s \text{ bis } 10 b s.$$

Aus der zu übertragenden Leistung errechnet sich die Breite des einfachen Riemens zu

$$b D = \frac{4500 N}{k_1 \cdot \pi n}$$

Scheibendurchmesser $D \geq 100$ s.



Fig. 48.

Übersetzungsverhältnis (ohne Riemen Spannrolle) nicht über 5 : 1, Wellenabstand für schmale Riemen unter 10 cm Breite am günstigsten ~ 5 m, für breitere ~ 10 m bis höchstens 18 m. Der Geschwindigkeitsverlust durch Gleiten ist mit $k = 10$ und $q = 2$ für neue Riemen ($E = 1250$) $\eta = 1,6\%$, für gebrauchte ($E = 2250$) $\eta = 0,9\%$.

Neuere Ausführungsart für größeres Übersetzungsverhältnis als 5 : 1 ist das Spannrollengetriebe Lenix der Berlin-Anhaltischen Maschinen-A.-G., Fig. 48 (sehr geringer Achsenabstand). Übersetzungsverhältnis bis 15 : 1. Achsen drücke klein, Umschlingungsbogen des kleinen Rades etwa doppelt so groß als sonst.

Riemenscheibe (Fig. 49): Kranzbreite $B = 1,1 b + 1 \text{ cm}$,
 Kranzstärke $s_1 = 0,005 D + 0,3 \text{ cm}$,
 Wölbhöhe $w = \frac{1}{4} \sqrt{B} \div \frac{1}{8} \sqrt{B}$.

Zylindrisch sind alle treibenden Scheiben zu machen, ferner solche für geschränkte Riemen und solche, auf denen Riemen verschoben werden. Armezahl wie bei den Zahnrädern, bei $B > 30 \text{ cm}$ zwei Arme nebeneinander. Armquerschnitt meist elliptisch. Material der Scheiben meist Gußeisen, öfters auch Holz (für untergeordnete Betriebe), Sonderbauarten aus gepreßtem Blech, mit schmiedeeisernen Armen.

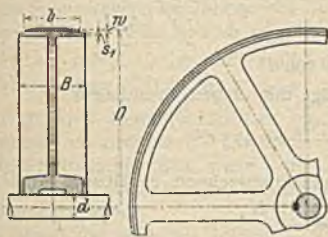


Fig. 49.

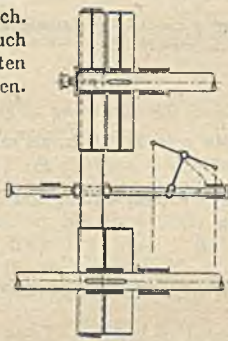


Fig. 50.

Zur Ausrückung eines Wellestranges wird Los- und Festscheibe auf der einen Welle und doppeltbreite Scheibe auf der anderen Welle verwendet. Mittels Gabelleitvorrichtung wird der Riemen verschoben, Fig. 50 (gute Schmierung der Losscheibe!).

Selltrieb. a) Drahtseile. Drahtseiltrieb ausschließlich nach Anordnung a (vorstehend S. 1837) gebräuchlich. Geringste Entfernung der Achsen 20 m, im Mittel Stützpunktentfernung 80 ÷ 125 m. Längere Triebe entweder mit Tragrollen — gezogenes Seil oben, ziehendes unten — oder mit Zwischenrollen (Fig. 51). Abweichungen des Seilzuges in der Wagerechten durch Leitrollen.



Fig. 51.

Gangbare Scheibendurchmesser $D = 1000 \div 2000 \text{ mm}$, Seildurchmesser $d = 10 \div 30 \text{ mm}$, bei $i = 42 \div 80$ Drähten von $\delta = 1,0 \div 2,0 \text{ mm}$ Stärke: Sonderanordnungen für kleine Scheibendurchmesser (Felten-Guillaume-Lahmeyer-Werke, Mühlheim a. Rh.).

Die Litzen, zu denen die Drähte zunächst zusammengewunden sind, legen sich schraubenförmig um eine Haufseele. Das Seil ist deshalb weit elastischer als das Drahtmaterial. $E = 700\,000$ gegenüber dem rd. Dreifachen des Drahtmaterials, schwedisches Holzkohleneisen oder Patentgußstahl (verzinkt). Die Schlußstelle des endlosen Seils wird durch Verspleißen (wechselseitiges ineinanderstecken und Verflechten der Litzen) hergestellt — 3 m Seil dazu erforderlich. Seile sind zu schmieren (gekochtes Leinöl). Wetterunempfindlich — im Freien verwendbar. Lebensdauer 2 ÷ 3 Jahre.

Der Durchmesser D der Seilscheibe soll das 150fache der Seilstärke d oder das 1500fache des Drahtdurchmessers δ betragen, anderenfalls sind besonders geschlagene Seile mit Drähten geringerer Stärke zu verwenden.

Außer der Normalspannung σ_1 ist noch die Biegungsanstrengung σ_2 zu berücksichtigen, die durch das Umschlingen um die Scheiben entsteht. Es ist dann die zulässige Beanspruchung

$$k_2 = \sigma_2 + \sigma_3 = \frac{S_1}{i \frac{\pi}{4} \delta^3} + \frac{3}{8} E \frac{\delta}{D}$$

und für Eisendrahtseile mit $k_2 = 1050 \text{ kg/qcm}$ als Höchstwert

$$\sigma_2 = \frac{S_1}{i \frac{\pi}{4} \delta^2} = 1050 - 750000 \frac{\delta}{D}$$

Weiter wird mit $D = 2000 \delta$; $i \frac{\pi}{4} \delta^2 = 0,42 \frac{\pi}{4} d^2$ (i Anzahl der Drähte), ferner $q = 0,35 d^2$, sowie $\mu = 0,25$ (gefütterte Scheiben) und $\omega = 2,8$

$$S_1 = 223 d^2 = k_1 d^2,$$

$$P = \left(\frac{k_1}{2} - 0,175 \frac{v^2}{g} \right) d^2.$$

Mit $v = 25 \text{ m/sck.}$ als mittlerer Wert wird

$$P = 100 d^2.$$

Die Ruhespannung des Seils beträgt mit obigen Grundlagen

$$S_0 = \frac{S_1 + S_2}{2} \approx 173 d^2.$$

Von der Leistung bei gegebener Drehzahl ausgehend, erhält man mit $D = \zeta d$

$$d^3 = \frac{4500 N}{\zeta \pi n}.$$

Da das Drahtseil nicht so elastisch ist wie der Lederriemen, muß an Stelle der elastischen Federung des Riemens zur Erzielung der Auflagespannung beim Seil die Veränderlichkeit des Durchhangs treten. Die Pfeilhöhe des Durchhangs ist bei l m Entfernung der beiden in gleicher Höhe liegenden Aufhängepunkte

$$y = \frac{q l^2}{8 S_1}.$$

Unter Umständen Längenänderung durch die Temperatur zu beachten. Geschwindigkeitsverlust infolge Gleitens ist verschwindend, Arbeitsverlust infolge Seilsteifigkeit und Zapfenreibung nach Grove 1,5% für jede Scheibe.

Meistbenützte Form der Seilscheibenrillen Fig. 52; Lederfütterung. Armquerschnitt elliptisch, wenn Gußeisen; auch größere Anzahl eingegossener Rundenisenstäbe.

b) Hanfseile. Betrieb mit Dehnungsspannung (wie Drahtseile) oder auch neuerdings mit Belastungsspannung (Fall a und b, S. 847). Achsentfernung



Fig. 52.

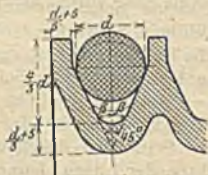


Fig. 53.



Fig. 54.

mindestens $6 : 8 \text{ m}$ und höchstens $20 : 25 \text{ m}$. Seil ist in der Regel rund (drei Litzen) Fig. 53 oder hat (Patent Bek) quadratischen Querschnitt Fig. 54. Für Verspleißen 3 m Seillänge erforderlich. Schmierung mittels besonderer Seilseife. Feuchtigkeit bewirkt Verkürzung, Austrocknen Längung des Seils. Haltedauer bis 6 Jahre. Material ist badischer Schleifhanf, Manillahanf und Baumwolle. Übliche Abmessungen $d = 20$ bzw. 25 bis 55 mm mit Abstufungen von 5 zu 5 mm. Durchmesser der Seilscheiben $D = 40 d$ bis $50 d$, nicht unter $30 d$, letzteres nur für den geschmeidigen badischen Schleifhanf. Bei Baumwollseilen $D = 20 d$. Übliche Rillenformen für kraftübertragende Scheiben Fig. 53 und 54. Für ersteren Fall wird die Reibungszahl durch

Keilwirkung vergrößert im Verhältnis $\mu : \frac{\mu}{\sin \beta + \mu \cos \beta}$, d. i. bei $\mu = 0,2$ im Verhältnis 1 : 1,7.

Da größere Leistungen mehrere Seile erfordern, ist es schwer, sie mit gleicher Dehnung aufzulegen, und bei der großen Dehnungszahl $\frac{100000}{40000} \div \frac{100000}{40000}$ (auf d

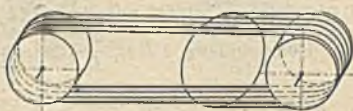


Fig. 55.

bezogen) muß man große Gleitverluste mit in Kauf nehmen. Abhilfe bringt hier der Kreisseiltrieb nach Fig. 55 mit einem geschlossenen Seil. Ein Nachteil ist allein, daß die ganze Anlage außer Betrieb gesetzt werden muß, wenn das Seil an einer Stelle schadhaft wird. Weglänge des Spannagens im Innern von Gebäuden 2,5%, außerhalb 3,0 ÷ 3,5%.

Berechnung. Für Betrieb mit Dehnungsspannung:

$P = 3 d^2 \div 4 d^2$, $D \geq 30 d$ und $\omega \leq 2,5$ } für mittlere Geschwindigkeit
 $P = 5 d^2 \div 6 d^2$, $D \geq 50 d$ und $\omega \leq 3,0$ } keit von 15 ÷ 20 m/sek.

Bei größeren Geschwindigkeiten ($v_{max} = 30$ m/sek) bis $P = 9 d^2$, große Durchmesser vorausgesetzt. Quadratseile Patent Bek $P = 6 s^2 \div 8 s^2$ für mittlere Geschwindigkeiten, wenn s die Seilstärke in cm bedeutet.

Für den Betrieb mit Belastungsspannung können obige Werte 25% höher angenommen werden.

Baumwollseile sind mit höchstens $P = 9 d^2$ für $D \geq 30 d$ zu belasten.

Der Geschwindigkeitsverlust bei Betrieben mit Dehnung ist an sich nicht erheblich, kann aber infolge der Verschiedenheit der Spannungen bei mehreren Seilen beträchtliche Werte annehmen. S_0 für neue Seile zu $40 d^2$ anzunehmen, $q \sim 0,075 d^2$.

Von der Leistung N Pferdestärken bei gegebener Drehzahl n ausgehend erhält man mit $P = 4,5 d^2$ und $D = \zeta d$ für $\frac{1}{3}$ Seile von d cm Durchmesser:

$$\frac{1}{3} = \frac{100000 N}{\pi \zeta d^3 n}$$

D. Maschinenteile zum Lastheben.

Hanfseile, Drahtseile, Ketten, deren Rollen und Trommeln.

Hanfseile. Bezeichnet

P die zulässige Belastung des Seils in kg,

R und D den Halb- bzw. Durchmesser der Seilrolle in cm (gemessen von Mitte zu Mitte Seil),

d und d_1 die Durchmesser des Seils und des Zapfens der Seilrolle in cm,

q das Gewicht für den lfdm. Seil in kg,

μ_1 die Zapfenreibungszahl,

so gilt für gewöhnliche Hebevorrichtungen und neue runde, ungeteerte Seile (fest geschlagen)

$P \leq 80 d^2$ oder angenähert $P \leq 1000 q$, sofern $D \geq 10 d$.

Lose geschlagene Seile bis herab zu $D \geq 7 d$ und $P \leq 60 d^2$.

Dabei ist die Arbeitslast P etwa $\frac{1}{8}$ der Bruchfestigkeit zu wählen.

Die Werte gelten für besten russischen Reinhanf, für besten Schleißhanf etwa 10 ÷ 15% mehr; für geteerte Seile 10 ÷ 15% weniger zulässig. Gangbare Seildurchmesser für Hebezeugseile 16 ÷ 52 mm mit zugehörigen Arbeitslasten von 200—2100 kg.

Die Rollen sind im allgemeinen fest oder lose (mit Längsbewegung, Fig. 56 a

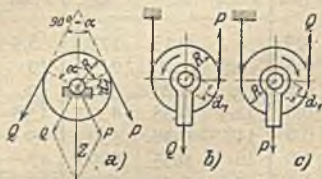


Fig. 56.

bis 56 c. Der Bewegungswiderstand einer Rolle besteht aus Seilsteifigkeit und Zapfenreibung. Erstere ist auf den Umfang der Rolle übertragen unter Zugrundelegung der Coulombschen Versuche proportional $\zeta \frac{d^2}{R}$, wobei $\zeta = 0,125$ bis 0,060, letztere beträgt mit $P \sim Q$ (P Antriebskraft und Q Last) und $\alpha = 180^\circ$ am Rollenumfang $2 P \mu_1 \frac{d_1}{D}$, so daß sich ergibt



Fig. 57.

$$\text{für feste Rollen } P = Q \left(1 + \zeta \frac{d^2}{R} + 2 \mu_1 \frac{d_1}{D} \right),$$

$$\text{für lose Lastrollen mit } Q \sim 2 P \quad \eta = \frac{R + \zeta d^2}{R + 2 \zeta d^2 + \mu_1 \frac{d_1}{2}}$$

$$\text{für lose Triebrollen mit } P \sim 2 Q \quad \eta = \frac{R - \mu_1 \frac{d_1}{2}}{R + \zeta \frac{d^2}{2}}$$

Im Mittel ist das Güteverhältnis η je nach Rollen- und Seildurchmesser 92 : 95% für feste und 92 : 97% für lose Rollen.

Querschnitt einer losen Rolle Fig. 57. Flächenpressung im Zapfen soll 60 : 70 kg/qcm nicht übersteigen. Für den Wirkungsgrad der Trommel gilt

$$\eta = \frac{1}{1 + \zeta \frac{d^2}{R} + \mu_1 \frac{d_1}{D}}$$

er schwankt im Mittel zwischen 93 und 96%.

Man läßt in der Endstellung stets einige Gänge aufgewunden, um die Seilbefestigung nicht zu sehr zu beanspruchen.

Drahtseile. Fig. 58 und 59 einige Querschnittsformen, wobei bei den letzteren sog. flachlitzigen, größere Auflageflächen vorhanden sind. Das Drahtseil wird durch Veränderung der Drahtstärke und Drahtzahl, sowie durch Verwendung verschiedensten Materials den mannigfachsten Anforderungen angepaßt. Die Drähte weisen Bruchfestigkeiten auf zwischen etwa 5500 kg/qcm geglähter Eisen- oder Bessemerdraht, 9000 : 12500 kg/qcm (Gußstahldraht — Mittelwert) bis 18000 : 19000 kg/qcm (besonderer Tiegelgußstahldraht). Drähte höchster Festigkeit nimmt man nur gezwungenermaßen, da die Zähigkeit sich entsprechend der Zunahme der Festigkeit vermindert.

Tafel für Flaschenzugdrahtseile mit verzinkten Drähten:

Dicke der Drähte im Seil d mm	72 Drähte			120 Drähte			180 Drähte			Kleinstes Trommel- und Rollen- durchmesser D mm
	Durchmesser des Seils d mm	Gewicht f. d. lfdm. kg/m	Bruchbelastung kg	Durchmesser des Seils d mm	Gewicht f. d. lfdm. kg/m	Bruchbelastung kg	Durchmesser des Seils d mm	Gewicht f. d. lfdm. kg/m	Bruchbelastung kg	
0,5	8	0,15	1720	8,5	0,22	2 880	11	0,34	4 300	200
0,6	9,5	0,20	2450	10	0,30	4 080	13	0,48	6 100	240
0,7	11	0,26	3310	12	0,43	5 500	15,5	0,65	8 200	280
0,8	12,5	0,38	4300	13,5	0,55	7 200	18	0,87	10 800	350
0,9	14	0,48	5500	15	0,70	9 240	20	1,10	13 800	400
1,0	16	0,55	6800	17	0,90	11 400	22	1,35	17 100	450
1,1	17,5	0,70	8200	19	1,05	13 680	24	1,65	20 500	500
1,2	19	0,80	9750	20	1,30	16 300	26	1,90	24 500	550

Mit den bei den Hanfseilen angewandten Bezeichnungen, sowie ferner mit i Anzahl der Drähte im Seil und δ deren

Durchmesser in cm, sowie $i \frac{\pi}{4} \delta^2 = f$,

α der Dehnungszahl des Drahtmaterials,

etwa $= \frac{1}{2150000}$, kommt

$$\frac{P}{f} + \frac{3}{8} E \frac{\delta}{D} = \frac{P}{f} + 800000 \frac{\delta}{D} \leq k_2.$$

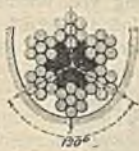


Fig. 58.

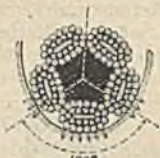


Fig. 59.

An Stelle $\beta = \frac{3}{8}$ kann bei besonders biegsamen Seilen auf $\frac{1}{4}$ herabgegangen werden. In der Formel darf ferner sein, höchstwertiges Material vorausgesetzt k_2 höchstens 1500 kg/qcm für Seile aus Eisendraht,

k_2	„	2000	„	„	„	„	„	Gußstahldraht bei Menschenförderung,
k_2	„	3500	„	„	„	„	„	Gußstahldraht bei Förderung toter Lasten.

Für Förderseile $D \geq 1000 \delta$; im Notfall bis $D = 500 \delta$ herab.

Aufzugsseile $D \geq 500 \delta$, notgedrungen $D \geq 400 \delta$.

Zugfestigkeit des ganzen Seils ist etwa 10% kleiner als die aus der Summe der Drahtfestigkeiten errechnete.

Rille der Seilrollen möglichst tief, um Herausspringen zu verhüten (Fig. 60), Selbstfestigung in der Trommel (Fig. 61).

Wirkungsgrad von Drahtseilrollen und -trommeln erfahrungsgemäß im Mittel $\eta = 0,96$.

Ketten. Gliederketten. Zu unterscheiden die kurz- und langgliedrige Kette nach Fig. 62a, b. Erstere teurer, aber die Glieder werden auf Trommeln und Rollen weniger auf Biegung beansprucht. Herstellung durch Schweißen der einzelnen, aus Rundeisen geschnittenen und gebogenen Stücke: Kopfschweißen (Stelle größter Krümmung) bei dünneren Ketten, Seitenschweißen (Stelle geringster Krümmung) bei stärkeren.



Fig. 60.

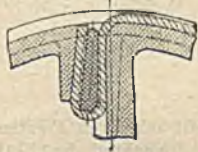


Fig. 61.

Ankerketten erhalten besonderen (größere Festigkeit und geringere Verschlingungsgefahr). Ferner gewalzte Ketten ohne Schweißung nach Klatte.

Gängige Krankketten mit Eisenstärken von $d = 5 : 50$ mm. Ketteneisen

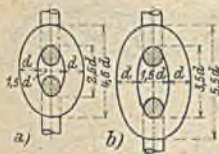


Fig. 62.

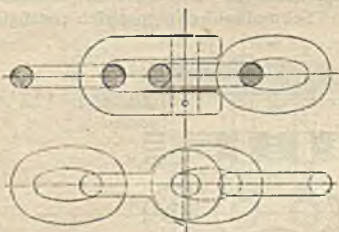


Fig. 63.

3500 : 3600 kg/qcm Festigkeit, 12 : 20% Dehnung. Zulässige Beanspruchung bei Krankketten etwa 640 kg/qcm, bei Ankerketten etwa 950 kg/qcm auf $2 \frac{\pi}{4} d^2$.

Bruchlast darf nicht unter 2400 bzw. 2700 kg/qcm betragen. Zulässige Belastung einer kurzgliedrigen Kette $P = 1000 d^2$ (d in cm), sofern $D \geq 20 d$ und sofern

größte Last selten gehoben wird. Dampfwindketten etwa $P = 500 d^2$. Kalibrierte Ketten zur Vermeidung von Formänderungen nur $P = \frac{5}{8} \cdot 1000 d^2 = 625 d^2$.

Fig. 63 Kettenschloß zur Wiederherstellung einer zerrissenen Kette.

Rollen der Gliederketten mit Rillen nach Fig. 64 oder 65 oder auch wie



Fig. 64.

Fig. 65.



Fig. 66.

die Trommeln mit kegelförmiger Abschrägung (um die Auflagerung mehr an die Enden der Glieder zu verlegen) Fig. 66. $D \geq 20 d$.

Gezahnte Kettenrolle (Kettennuß, Fig. 67) als Triebrolle für kalibrierte Ketten wird bei einfachen Hebezeugen oft verwandt. Bei z Zähnpaaren und einer Länge der Kettenglieder l ist der mittlere Halbmesser der Rolle

$$R = \sqrt{\frac{1}{4} \left(l \cotg \frac{90}{z} - d \operatorname{tg} \frac{90}{z} \right)^2 + \left(\frac{l+d}{2} \right)^2}$$

Kette muß den halben Umfang der Triebrolle umschlingen.

Verhältnis zwischen Kraft P und Last Q ist für die Rolle angenähert:

$$P = Q \left(1 + 0,4 \frac{d}{D} + 2 \mu_1 \frac{d}{D} \right)$$

(Kette geschmiert), für die Trommel:

$$P = Q \left(1 + 0,3 \frac{d}{D} + \mu_1 \frac{d}{D} \right)$$



Fig. 67.

Mit mittleren Werten $\eta = 0,96 \div 0,94$ für Triebrollen $\eta = 0,94$.

Nachteil der Kette als Zugorgan des Hebezeugs: Plötzlicher Bruch ohne vorherige Anzeichen, längt sich bei Überlastung und wird steif. Beim Drahtseil dagegen brechen erst einzelne Drähte, bevor ganze Litzen reißen; rechtzeitige Auswechslung daher möglich. Seil verdrängt in den Hebezeugen die Kette immer mehr.

Laschenkette. Die Gallsche Laschen- oder Gelenkkette (Zobel, Neubert & Co., Schmalkalden) eignet sich vorzüglich als Hebezeugkette bis zu den größten

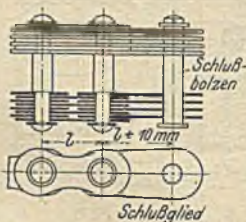


Fig. 68.

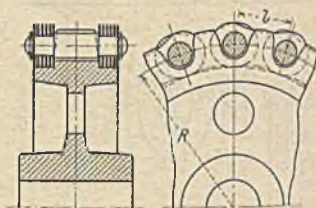


Fig. 69.

Lasten, listenmäßig von $100 \div 30000$ kg zulässige Belastung, Fig. 68; Triebrolle dazu Fig. 69 (die Laschen liegen auf den vorspringenden Rändern auf):

$$R = \frac{l}{2 \sin \frac{180}{z}}$$

wobei z die Zähnezah der Triebbrads. Mit einer Abänderung, die größere Auflagerflächen schafft, wird diese Laschenkette auch als Treibkette verwendet (bis 2,5 m/sek. Geschwindigkeit). z meist 10 und mehr, jedoch bis zu 7 herab.

Haken und Hakengeschirre, Greifzeuge. Einfacher Haken Fig. 70. Einstellbarkeit in Richtung der Kraft durch Kugelunterlagscheibe. Die stärkste Beanspruchung erfährt der Haken an der Stelle der größten Krümmung des Querschnitts GD durch Zug und Biegung. Die Biegebeanspruchung verteilt sich hyperbolisch¹⁾ über den Querschnitt mit dem Höchstwert innen (Zug). Daher Querschnitt meist (abgerundet) trapezförmig mit breiter Seite innen (Fig. 71). Die größten Zug- und Druckbeanspruchungen sind:

$$\sigma = \frac{Q}{f} + \frac{Q(a + e_1)}{J e_1}, \quad -\sigma_1 = -\frac{Q}{f} + \frac{Q(a + e_2)}{J e_2}.$$

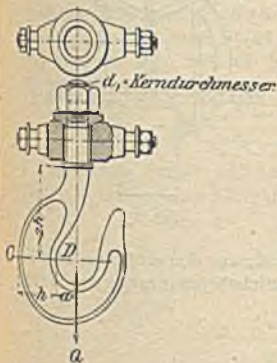


Fig. 70.

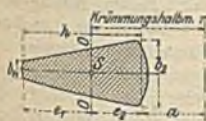


Fig. 71.

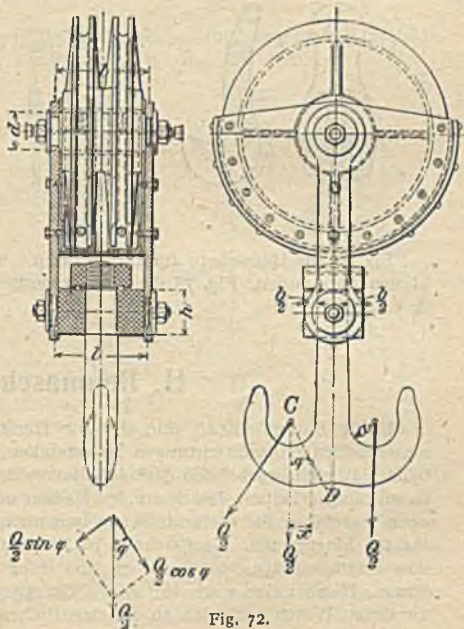


Fig. 72.

Nach Auswertung (s. Bach, Masch.-El.) erhält man mit dem Krümmungshalbmesser $r = a + e_1$, $h = 2a$, $b_1 = 3b_2$

für den Punkt D : $\sigma = +8,56 \frac{Q}{f}$

und „ „ „ G : $-\sigma = -3,99 \frac{Q}{f}$,

während wenn der Querschnitt GD einem geraden Stabe angehörte, die Anstrengung in beiden Punkten gleich und entgegengesetzt wäre $\sigma = \pm 6 \frac{Q}{f}$.

$k_2 = 1200$ kg/qcm für größere Haken, wenn größte Last selten gehoben wird, $k_2 \sim 900$ kg/qcm für kleinere Haken. Für den oberen runden Querschnitt wegen zusätzlicher Biegeanstrengung $k_2 \sim 600$ kg/qcm.

¹⁾ S. Bantlin, Beitrag zur Bestimmung der Biegungsspannung in gekrümmten, stabförmigen Körpern. Z. Ver. deutsch. Ing. 1901, S. 164 ff. (zeichnerische Ermittlung).

Fig. 72 zeigt einen Doppelhaken mit Hakengeschirr für Drahtseile. Der Schaft des Hakens ist auch auf Biegung zu berechnen, da einseitige Belastung eintreten kann. Um das Drehen schwerer Haken zu erleichtern, Kugellagerung.

Fig. 73 Haken, der sich an beliebiger Stelle in eine Kette einhaken läßt (Gebr. Sulzer, Winterthur).

Um bei Hebezeugen mit motorischem Triebwerk die Stöße beim Greifen der Last zu mildern, wird häufig in das Hakengeschirr (das gleichzeitig Belastungsgewicht für selbsttätigen Niedergang des Hakens enthält) eine Feder eingebaut.

Die Greifzeuge fassen die block- oder balkenförmigen Baustoffe unmittelbar, in der Formgebung daher dem Werkstück angepasst.



Fig. 73.



Fig. 74.

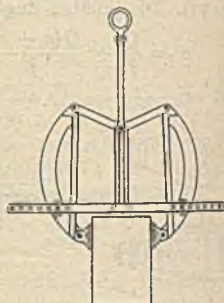


Fig. 75.

Fig. 74 die Holzschere für Baumstämme, Bohlen; aus den einfachen Teufelklauen entstanden, Fig. 75 die oft verwendete Kniehebelsteinzange von Wolff & Co., Heilbronn.

II. Baumaschinen.

Unter Baumaschinen sind die zur Herstellung von Bauten erforderlichen maschinellen Hilfseinrichtungen zu verstehen, die sich im allgemeinen nach den beim Bau sich ergebenden drei Arbeitsvorgängen einteilen lassen: Abtrag- bzw. Gewinnungsarbeiten, Transport der Massen und Bauteile und Aufbau, zu denen noch Maschinen für Instandhaltung und im weiteren Sinne für Ausstattung von Bauten hinzutreten. Nachstehend ist die Einteilung nach bestimmten Gruppen von Baumaschinen vorgenommen, die ihrer Arbeitsweise nach zueinander gehören. Hierbei sind auch Maschinen für Ausstattung von Bauten mit erwähnt, die ihrem Wesen nach sich an die eigentlichen Baumaschinen anschließen.

Lasthebemaschinen.¹⁾

Allgemeines.

Bezeichnet

Q die Nutzlast in kg, h die zugehörige Hubhöhe in m,

P die Antriebskraft in kg, s der zugehörige Weg in m in Richtung der Kraft,

P_0 die ideale Antriebskraft bei verlustfreiem Getriebe in kg mit gleichem Weg s ,

η den Wirkungsgrad der gesamten Anlage, der sich aus Teilwirkungsgraden η_1, η_2 usw. zusammensetzt,

¹⁾ Nach v. Ernst, Die Hebezeuge (Theorie und Kritik ausgeführter Konstruktionen), Berlin.

so ist

$$\eta = \frac{Q \cdot h}{P \cdot s} = \frac{P_0}{P}$$

und

$$\eta = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \dots \cdot \eta_n$$

Über diese Teilwirkungsgrade bei Schrauben, Zahnrädern, Seil- und Kettenrollen siehe vorstehend unter dem betr. Abschnitt. Der Systemwirkungsgrad ist möglichst hoch zu halten. Bei Maschinen mit Selbstsperrung, die gerade für Baumaschinen oft zu fordern ist, wird $\eta < 0,5$.

Die Probelast für neue Lasthebemaschinen beträgt das 1,2—1,5fache der Nennlast (erstes für größere, letzteres für kleinere Hebezeuge), für Personenaufzüge das 2 fache.

Lose bzw. feste Rollen (S. 851) lassen sich zu Rollenzügen vereinigen. Lastrollenzüge und Treibrollenzüge, je nachdem die Antriebskraft P den größeren oder kleineren Weg und die Last den kleineren oder größeren Weg zurückzulegen hat.

Beim gewöhnlichen Faktorenrollenzug, als Lastrollenzug meist Flaschenzug genannt (Fig. 76), ist für n Rollen $Q = n \cdot P_0$ und wenn $P = S_1 \cdot z_1 \cdot S_2 = z_2 S_2$ usw.

$$\eta = \frac{P_0}{P} = \frac{1}{n} \cdot \frac{z^n - 1}{z^n(z - 1)}$$

Rechnung ändert sich nicht, wenn Seil S_n an der unteren Flasche befestigt.

$$z_1 = 1 + \frac{0,06 d^2}{R} + \frac{\mu_1 d_1}{R}$$

für biegsame Hanfseile; für ungeschmierte Ketten:

$$z_2 = 1 + \frac{0,3 d}{R} + \frac{\mu_1 d_1}{R}$$

für geschmierte Ketten:

$$z_2 = 1 + \frac{0,2 d}{R} + \frac{\mu_1 d_1}{R}$$

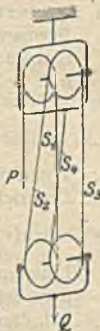


Fig. 76.



Fig. 77.



Fig. 78.

z für Drahtseilrollen wie für geschmierte Ketten, wenn $D \geq 500 \delta$; wie für ungeschmierte Ketten, wenn $D = 400 \delta$; δ bis 1 mm.

Verläßt das Seil den Rollenzug an einer losen Rolle (etwa zur Trommel gehend),

Fig. 77, so kommt $Q = (n + 1) P_0$ und $\eta = \frac{P_0}{P} = \frac{1}{n + 1} \cdot \frac{z^{n+1} - 1}{z^n(z - 1)}$.

Auch hierbei ist es gleichgültig, ob das Endseil an der oberen oder unteren Flasche befestigt ist.

Wird der beschriebene Faktorenflaschenzug als Treibrollenzug verwendet, so ändern sich die Formeln entsprechend (siehe Ernst, Hebezeuge, 1. Bd.).

Der Potenzrollenzug Fig. 78 wird nur als Treibrollenzug angewandt. Es ist einschließlich der Leitrolle D

$$\eta = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \dots \cdot \eta_n \cdot \eta_{n+1}$$

ferner

$$P_0 = 2^n Q \quad \text{und} \quad P = \frac{P_0}{\eta}, \quad \text{somit} \quad P = \frac{2^n Q}{\eta}$$

Sperr- und Bremswerke.

Die Zahn- und Klemmgesperre dienen dazu, den Rückgang aufgewundener Lasten zu verhindern.

Meist verwendete Form als Sperrrad mit äußerer Verzahnung (Fig. 79), auch mit innerer Verzahnung (Fig. 80). Beim Klemmgesperre Fig. 81 wird

der Klemmdaumen durch Reibung in Richtung der abwärtsgehenden Last be-



Fig. 79.



Fig. 80.



Fig. 81.

wegt, bis Klemmung eintritt. Es muß hierbei sein: $\operatorname{tg} \gamma < \mu$. Mit $\mu = 0,1$ bis $0,15$ kommt $\gamma = 5 \div 8^\circ$.

Bei eintretendem Verschleiß ist Durchdrücken zu befürchten. Mit Keilnutausführung bis $\gamma = 15^\circ$.

Bremsen, einzuteilen in gesteuerte (Hand-) Bremsen und selbsttätige Bremsen. Die einfachste ist die Klotz- oder Backenbremse, Figur 82. Erforderlich $\mu D \geq P$, damit wird

$$K a \geq \frac{P}{\mu} (b \pm \mu c).$$

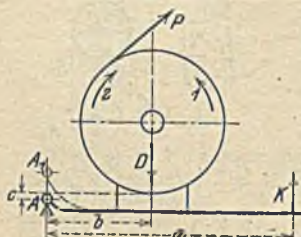


Fig. 82.

Vorzeichen + für Drehrichtung 1, - für Drehrichtung 2. Für Rechtsumlauf wird K negativ, wenn $\frac{b}{c} < \mu$ ist. Dasselbe tritt für Linksumlauf ein, wenn A nach A₁ auf die andere Seite der Tangente rückt. Das + Zeichen hat dann entgegengesetzte Geltung wie oben.

Die Bremsen sitzen fast stets auf Vorgelegewellen. In vollkommenerer Ausführung werden Doppelbacken angewandt, Fig. 83.

$\mu \leq 0,5$ für trockenes Leder oder Holz auf Eisen, $\mu = 0,18 \div 0,25$ für Eisen auf Eisen, und zwar für größere Geschwindigkeiten die kleineren Werte.

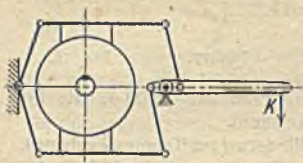


Fig. 83.

Die Bandbremse¹⁾, Fig. 84. Mit den eingetragenen Bezeichnungen erhält man für Bremsen mit der Bewegung $T_2 = T_1 e^{\mu \alpha}$ und, da $P \leq T_2 - T_1$, sowie $K a = T_1 b_1$, kommt

$$K \geq P \frac{b_1}{a} \frac{1}{e^{\mu \alpha} - 1}$$

Meist ist $\alpha = 0,7 \cdot 2\pi$; mit $\mu = 0,18$ (Stahlband mäßig geschmiert) folgt dann:

$$e^{\mu \alpha} = 2,21 \quad K \geq 0,83 P \frac{b_1}{a}$$

Für Bremsen entgegen der Bewegung ergibt sich

$$K \geq P \frac{b_1}{a} \frac{e^{\mu \alpha}}{e^{\mu \alpha} - 1} = 1,83 P \frac{b_1}{a}$$

¹⁾ Systematische Untersuchung und Berechnung der Bandbremse von Siebeck, Z. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 630.

Für Differentialbremsen nach Fig. 85 ist

$$K a = -T_1 b_1 + T_2 b_2 = P b_2 \frac{1 - \frac{b_2}{b_1} e^{\mu \alpha}}{e^{\mu \alpha} - 1} = P b_1 \frac{\frac{b_2}{b_1} - e^{\mu \alpha}}{e^{\mu \alpha} - 1}$$

dabei muß $\frac{b_2}{b_1} > e^{\mu \alpha}$ sein, um zu vermeiden, daß die Bremse als Klemmgesperre wirkt.

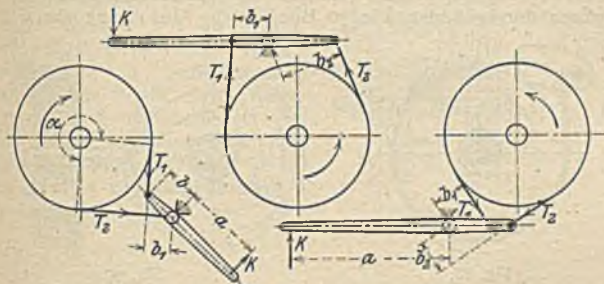


Fig. 84.

Fig. 85.

Fig. 86.

Für wechselnde Umlaufrichtungen Bandbremsen nach Fig. 86 auszuführen:

$$b_1 = b_2, K \geq P \frac{b}{a} \frac{e^{\mu \alpha} + 1}{e^{\mu \alpha} - 1}; \text{ mit obigen Werten wird } K = 2,65 P \frac{b}{a}.$$

Zur Erhöhung der Wirkung Bänder mit unterteilten Holzklötzen gefüttert.

Die Sperradbremsen stellen eine Verbindung einer der vorherbeschriebenen Bremsanordnungen mit einem Gesperre dar, bei der die Bremse im Ruhezustand und bei Aufwärtsbewegen der Last angezogen ist und beim Abwärtsgang der Last gelüftet werden muß. Die Relativbewegung zwischen Bremsscheibe und Getriebe findet beim Aufwinden der Last in dem eingefügten Klinken- (oder auch Daumen-) Gesperre statt. Die Bremsscheibe sitzt lose auf der Getriebewelle und wird für Abwärtsgang mittels des Sperrads mit ihr gekuppelt. Beim versehentlichen Loslassen der Bremse beim Abwärtsgang einer Last tritt Bremsung ein.

Fig. 87. Beckersche „Festbremse“, bei der die Kurbel für Lastsenken nicht ausgerückt wird.

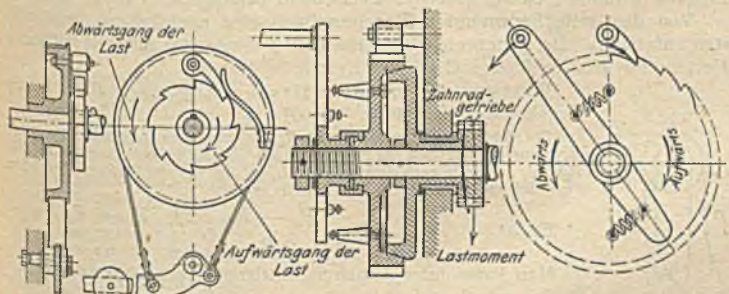


Fig. 87.

Fig. 89.

Sperrrad sitzt fest auf der Welle, Aufwärtsgang der Last läßt Bremsscheibe unberührt, zum Abwärtsgang ist Lüften der Bremse erforderlich. Das Klappern der Klinke kann durch die in Fig. 88, S. 860, angedeutete Ausbevorrichtung beseitigt werden, beim Abwärtsgang wird die Klinke wieder eingelegt.

Vollkommenere Ausführungen besitzen für Lastniedergang Ausrückvorrichtung der Kurbel; Unglücksfälle durch rasch umlaufende Kurbeln dadurch vermieden. Sicherheitskurbel von Weidtmann, Fig. 89.

Bei Linksdrehung der Kurbel wird unter Anspannung der beiden kleinen Spiralfedern eine axiale Verschiebung des linken Teils der Kegelfremse nach links und somit Lüften der Bremse bewirkt. Beim Loslassen der Kurbel erfolgt unter dem Einfluß der Federn Rückverschiebung des abgezogenen Bremskegels nach rechts und somit Bremsen.

Selbsttätigen Bremsen besonders als Schleuderbremser und Lastdruckbremsen durchgebildet. Fig. 90 Beckersche Ausführung einer Schleuder-

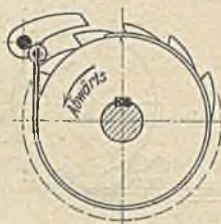


Fig. 88.

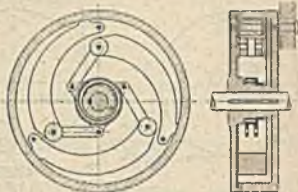


Fig. 90.

bremse. Durch Zwischenschaltung eines Sperradtriebes kann sie für Lastaufgang ausschaltbar gemacht werden. Die Bremse verzögert kleinere Lasten mehr als große, daher öfter mit Wechselvorgelage verwendet.

Anwendungsformen der Lastdruckbremse siehe Flaschenzüge, S. 861 ff.

Für die elektromotorisch angetriebenen Hebezeuge ist das Bremsen mittels des als Generator arbeitenden Elektromotors beliebt. Die dabei erzeugte elektrische Arbeit wird entweder in Widerständen als Wärme vernichtet oder an das Netz zurückgegeben.

Flaschenzüge, Winden, Motorwinden, Laufkatzen.

Der einfachste, meist verwendete Flaschenzug ist der Faktorenrollenzug (Lastrollenzug) S. 857. Zugorgan meist Hanfseil, auch Drahtseil und Kette. Hanfseile 10 : 40 mm stark, Flaschen 1—4 rollig, Last mithin 50 : 6000 kg. Wirkungsgrad je nach Rollenzahl und Seilstärke etwa 0,97 : 0,65. Der große Nachteil des einfachen Flaschenzuges ist, daß er keine Sperrvorrichtung besitzt, die die Last in der Schwebelage hält, ohne daß die Antriebskraft vorhanden ist. Klemmgesperre zur Behebung dieses Nachteils ähnlich Fig. 81 haben wenig Eingang gefunden, da sie großen Seilverschleiß bedingen.

Von den selbsthemmenden Flaschenzügen sind nachstehend die wichtigsten aufgeführt. Der gedrängten Bauweise halber verwenden fast alle kalibrierte Ketten, für größere Lasten Gallsche Ketten.

Westons Differentialflaschenzug nach dem Prinzip der chinesischen Winde, Fig. 91.

Die beiden Rollen mit R_1 und R_2 sind zusammengewogen. Beim Aufwärtsgang wickelt sich das rechte Lastseil auf der größeren verzahnten Rolle (R_2) auf, das linke von der kleineren ab, so daß aus der Differenz der beiden Wege sich die Verkürzung des Lastseils ergibt.



Fig. 91.

$$\text{Es ist} \quad \frac{P_0}{Q} = \frac{R_2 - R_1}{2 R_2} \approx \frac{1}{2} \cdot \frac{Z_1 - Z_2}{Z_2}$$

Man kann unter Annahme mittlerer Widerstandswerte setzen:

R_1	7	8	9	10	11	14
R_2	8	9	10	11	12	15
$\frac{P_0}{Q}$	0,0625	0,055	0,050	0,045	0,042	0,035
η	0,51	0,48	0,45	0,43	0,41	0,36

Nachteile sind der niedrige Wirkungsgrad, die großen Kettenwege und somit der starke Verschleiß der Kette. Für 1 m Hub 4 m Kette erforderlich. Übliche Tragfähigkeiten 250, 500, 1000, 1500 und 2000 kg.

Ward ändert den Westonschen Flaschenzug insofern ab (Fig. 92), als er unter Verzicht auf die Selbstsperrung R_2/R_1 größer macht und ein Sperrradgetriebe mit Lastdruckbremse einschaltet, die durch ein Antriebsketten und Kettenscheibe für den Abwärtsgang gelöst wird. Der Wirkungsgrad ist bedeutend besser als bei Weston. Mit den eingeschriebenen Bezeichnungen wird

$$\frac{P_0}{Q} = \frac{R_2 - R_1}{2R}$$

Die Flaschenzüge von Pickering und Eade erreichen die hohe Übersetzung des Westonschen durch Unkreisungsradgetriebe, haben jedoch wie diese den Nachteil besonders großer Arbeitsverluste, so daß sie nicht zu empfehlen sind.

Der Beckersche Schraubenflaschenzug (Fig. 93) verwendet eine steilgängige Schneckenradübersetzung und benutzt zur selbsttätigen Bremsung der Last in der Schwebe und bei Abwärtsgang eine vom Axialschub der Schnecke betätigte Drucklagerbremse.

Beim Aufwinden der Last wird der das Sperrrad tragende Hohlkegel durch die Reibung im Kegel mit der Schnecke gekuppelt und der Axialschub wird durch den als Spurzapfen mit seitlicher Führung ausgebildeten Ansatz des Sperrrads (der wieder in sich die Schneckenwelle lagert) auf die einstellbare Spurlagerschraube des Gehäuses abgegeben. Der Reibungshalbmesser ist dadurch sehr gering gehalten. Beim Abwärtsgang der Last muß das Bremsmoment der Kegelbremse, das proportional der Last ist, aber an sich verhältnismäßig gering gehalten wird, durch den Handantrieb überwunden werden.

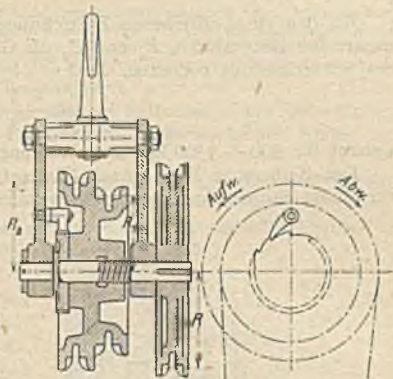


Fig. 92.

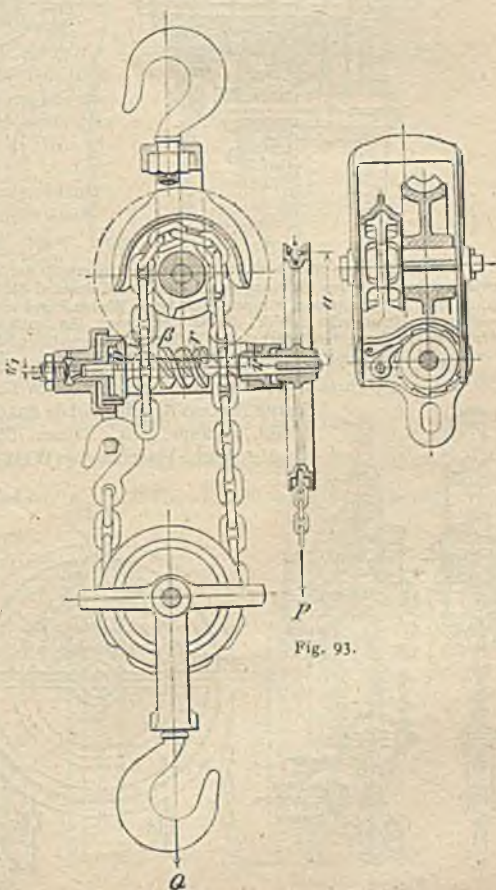


Fig. 93.

Mit den eingeschriebenen Bezeichnungen und wenn R der mittlere Halbmesser des Kettenrades, Z_1 und Z_2 die Gangzahl der Schnecke und Zahnzahl des Schneckenrads bedeuten, wird

$$\frac{P}{Q} = \frac{1}{\eta} \frac{1}{2} \frac{R}{a} \frac{Z_1}{Z_2}$$

Gebaut für 300 ÷ 7500 kg. Der Wirkungsgrad beträgt etwa 0,65.

Der Kohusche Flaschenzug (Briegleb, Hansen & Co., Gotha), Fig. 94, verwendet Stirnrädergetriebe und zylindrische Hemmwelle.

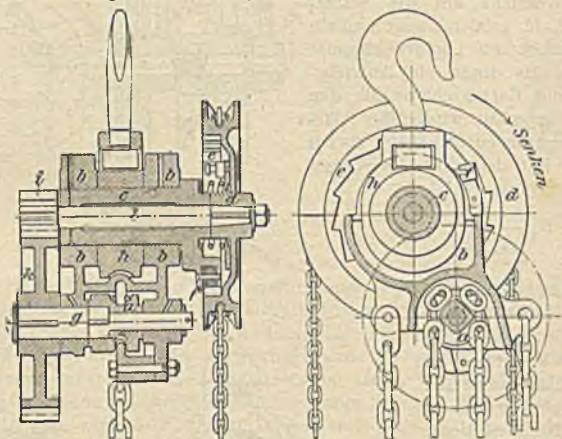


Fig. 94.

Bei Lastaufgang bewegt sich die Vollwelle l innerhalb der hohlen Hemmwelle c , wobei das zwischen beide Wellen im Antriebsrad eingebaute Sperrrad die Relativbewegung beider Wellen gestattet. Bei Lastsenken kuppeln sich beide Wellen l und c und der größere Reibungshalbmesser der Hemmwelle bewirkt die Selbstsperrung, die durch den Kettenantrieb überwunden wird. Zur Erhöhung der Sicherheit für die Selbsthemmung läuft die Hemmwelle auch in Holzlagern.

600 ÷ 4000 kg Nutzlast, Wirkungsgrad etwa 82 ÷ 85%.

Die aufgeführten Flaschenzüge erfordern auch für das Abwärtsbewegen des leeren Hakens Arbeit, und da das Getriebe stets eingeschaltet bleibt, geraume Zeit. Diesen Übelstand beseitigt der Morsche Flaschenzug (Wilhelmi, Mülheim-R.), Fig. 95.

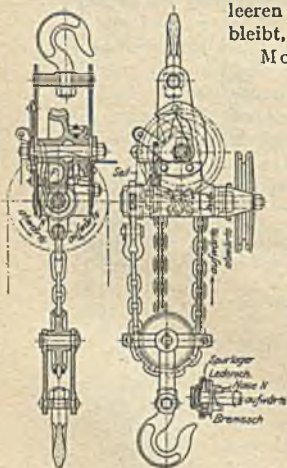


Fig. 95.

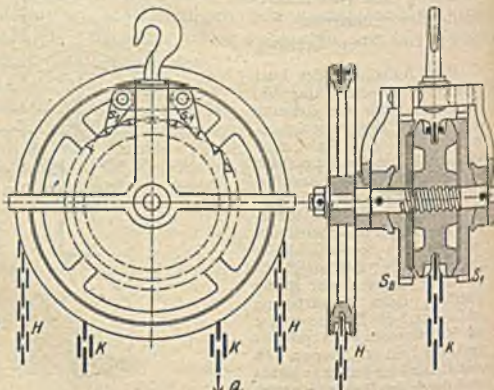


Fig. 96.

Mittels des Handsells kann die in einem drehbaren Rahmen gelagerte Schneckenwelle ausgerückt werden; eine Feder *F* hält sie in diesem Zustand fest, ein Zug am Handrad rückt die Schnecke mittels Nase *N* und Feder *F* wieder ein. Im ausgerückten Zustand können leichte Lasten mittels der Lastkette als losen Block mit etwa 20 facher Geschwindigkeit gehoben werden.

Ausgeführt für 500 ÷ 10000 kg Tragfähigkeit.

Seeligs Schnellhandaufzug mit beiderseitiger Selbsthemmung, Fig. 96, erspart auch das Abwinden des leeren Lastflakens, indem an beiden Enden der Lastkette ein Haken vorgesehen ist.

Die Kettenruß kuppelt sich nach beiden Seiten mittels der Kegelbremse an je ein Sperrrad. Die Sperräder gestatten jeweils nur für den Lastaufwärtsgang das Ausklinken.

Wirkungsgrad etwa 90%. Flaschenzug jedoch nur für kleinere Lasten, da die Zwischenschaltung einer losen Rolle nicht möglich ist.

Hebelwerke, aus der unmittelbaren Anwendung des Hebels sich entwickelnd.

Hebeladen, Fig. 97, zum Heben schwerer Lasten bei größeren Höhen.

Zugstange jedesmal um Teilung *l* gehoben, am Gerüst von neuem abgestützt, darauf das Hebelauge mit dem nächst tieferen Loch verbohrt. Langsames absatzweises Arbeiten.

Ein ähnliches Hebelwerk als Bohrröhrenhebelade, Fig. 98. Das Rohr wird beim Heben nach Art eines Klemmgesperres festgehalten. Eine besondere Zwischenabstützung ist hier nicht erforderlich.

Zahnstangenhebwerke werden als Wagen- und Schützenwinden verwendet. Die Wagenwinden (Fig. 99) haben bei 5000 ÷ 20000 kg Tragfähigkeit ein Eigengewicht von etwa 45 ÷ 100 kg, eignen sich vorzüglich sowohl zum Heben von Lasten, als auch zum Fortbewegen

auf ebener Bahn, zum Kanten schwerer Werkstücke und ähnlicher Arbeiten. Hub meist nur 330 ÷ 380 mm, bei größeren Lastwegen absatzweises Arbeiten mit neuen Stützpunkten.

Alle Winden besitzen Kopf- und Fußklaue (Krone und Krampe). In Fig. 99 ist $\frac{P}{Q} = \frac{1}{\eta} \frac{r_5 Z_1 Z_3}{R Z_2 Z_4}$, worin r_5 der Teilkreishalbmesser des Zahnstangenritzels, R der Kurbelhalbmesser, $Z_1 \div Z_4$ die Zähnezahlen der Zahnräder des

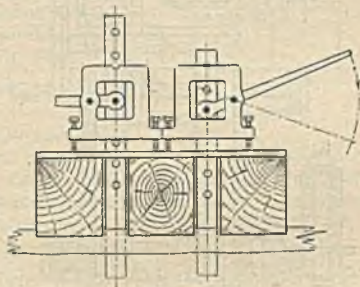


Fig. 97.

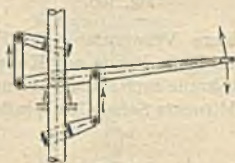


Fig. 98.

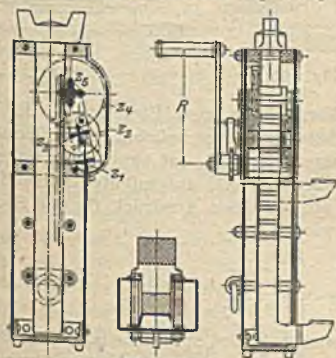


Fig. 99.

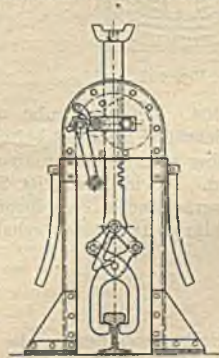


Fig. 101.

Vorgelages. η für Winden mit 1 Vorgelege etwa 0,75, für solche mit 2 Vorgelegen etwa 0,60. Die einzelnen getriebenen Teile meist außerordentlich hoch beansprucht, deshalb alle aus Schmiedeeisen und gut durchgeschmiedet, Räder gefräst und gehärtet.

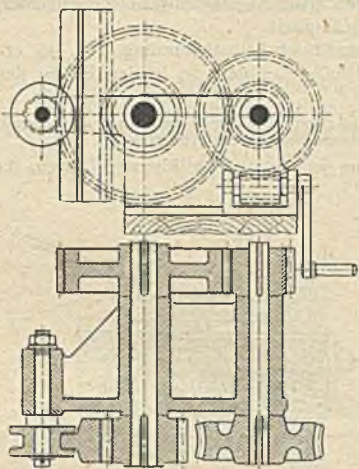


Fig. 100.

Fig. 100 Schützenwinde, wie sie bei Schleusen und Mühlgräben Verwendung findet. Fig. 101 Gleishebwinde, Bauart Obelhardt (Gregorius, Mühlbeim-R.). Hubkraft 3000, 5000 und 10 000 kg bei 200, 300 und 340 mm Hub. Mit besonderer Klaue zum Schienennägelnziehen verwendet. Vielfach Gleisheber vollständig profillfrei gebaut, dann aber nach reiner Hebel- oder Schraubenbauweise.

Weiteste Verbreitung als Baumaschinen haben die Schrauben gefunden. Sie werden bis zu beträchtlichen Tragfähigkeiten gebaut. Als Stützschrauben sind sie wegen der Knickgefahr in der Hubhöhe begrenzt, als zugbeanspruchtes Hebewerk erreichen sie große Lastwege.

Ausrüsteschraube Fig. 102, für allgemeinere Verwendung als Flaschenwinde ausgebildet, Fig. 103. Gehäuse meist Stahlguß, Krone auf Kugelstück drehbar. An Stelle des Kugelstücks mit Bohrungskreuz auch Ratsche, ermöglicht bei örtlicher Beschränkung schnelleres Arbeiten. Mitunter Schraubenspindel an Drehung verhindert, Antrieb durch Mutter.

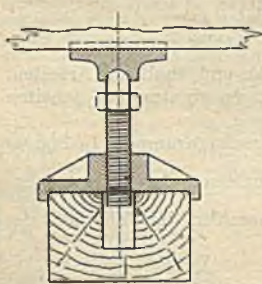


Fig. 102.



Fig. 103.

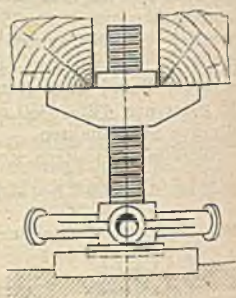


Fig. 104.

Fig. 104. Windeschraube mit Vorrichtung zum Einsetzen dreier Hebel.

Die Schraube gestattet bei einfachster Bauweise beliebig große Übersetzung. Da sie aber stets selbsthemmend ausgeführt wird, hat sie einen geringen Wirkungsgrad. Die in Abschnitt Schrauben (S. 827) aufgestellte Formel für den Wirkungsgrad ändert sich insofern, als noch der Ausdruck für die Spurlagerreibung hinzutritt, so daß erhalten wird

$$\eta = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg}(\alpha + \varrho) + \frac{\mu_1 r_1}{2r}}$$

(r_1 der Halbmesser und μ_1 die Reibungszahl des Spurzapfens.) Für die meist vorkommenden Steigungswinkel $\alpha = 4-5^\circ$ wird mit sonst üblichen Abmessungen

der Spurlagerung $\eta = 0,33-0,38$, wenn die Spindel gedreht wird und $\eta = 0,24$ bis $0,28$, wenn der Antrieb mittels Mutter erfolgt und gewöhnliche Spurzapfenlagerung angewandt wird. Werden zur Erzielung geringster Bauhöhe zwei Schrauben verwendet (Fig. 105), so wird der Wirkungsgrad noch niedriger:

$$\eta = \frac{r_1 \operatorname{tg} \alpha_1 + r_2 \operatorname{tg} \alpha_2}{r_1 \operatorname{tg}(\alpha_1 + \varrho) + r_2 \operatorname{tg}(\alpha_2 + \varrho)}$$

wobei r_1 und r_2 die mittleren Schraubenhalbmesser und α_1 und α_2 die zugehörigen Steigungswinkel. Der Wert $\eta = 0,34$ des Wirkungsgrades z. B. sinkt unter Beibehaltung gleicher Steigung für eine Drehung auf $0,22$.

Berechnung der Schrauben: Das Spindelgewinde, meist quadratischen Querschnitts, erhält eine Tiefe

$$t = \frac{h}{2}; h \text{ Ganghöhe. } h \approx \frac{d_1}{4} \text{ bis } \frac{d_2}{4}, d_1 \text{ und } d_2 \text{ innere}$$

und äußere Gewindedurchmesser, α ist dann ungefähr $4\frac{1}{2}^\circ$.

Zulässige Flächenpressung siehe unter Schrauben. Aus ihr bestimmt sich die Mutterhöhe. Für die Schraube tritt außer der Normalspannung eine vom Reibungsmoment herrührende Tangentialspannung auf, Formel für zusammengesetzte Beanspruchung (siehe unter Wellen, S. 838):

$$d_1 \geq \sqrt{\frac{Q}{k} \left(\frac{1,4}{\pi} + 0,65 \sqrt{\frac{16}{\pi^2} + \alpha_0^2 [5 \operatorname{tg}(\alpha + \varrho)]^2} \right)}, \quad \alpha_0 = \frac{k}{1,3 k_d} \approx 1,15$$

für Flußeisen und Flußstahl.

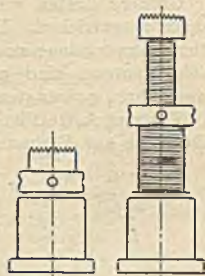


Fig. 105.

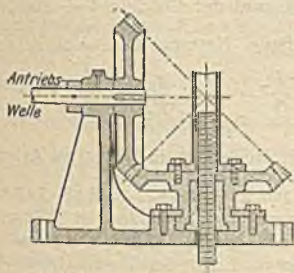


Fig. 106.

Die einfache Schraube ist auch zur Schraubenwinde in Form der Zahnstangenwagenwinde ausgebildet worden. Jedoch geringer Wirkungsgrad, bei großer Übersetzung noch nicht $0,3$.

Fig. 106 Schützenwindenantrieb mit Zugschraube, Fig. 107 Lokomotivhebebock, wie er auch bei Brückenhebungen, zum Pfählausziehen usw. benutzt wird.

Räderwinden werden die Windentriebwerke bezeichnet, die mittels Räder vorgelege auf eine meist wagerechte Trommel arbeiten (Windenwerke mit senkrechter Windentrommel siehe Spill S. 868). Sie haben sich aus der einfachen Haspelwinde entwickelt, wie sie

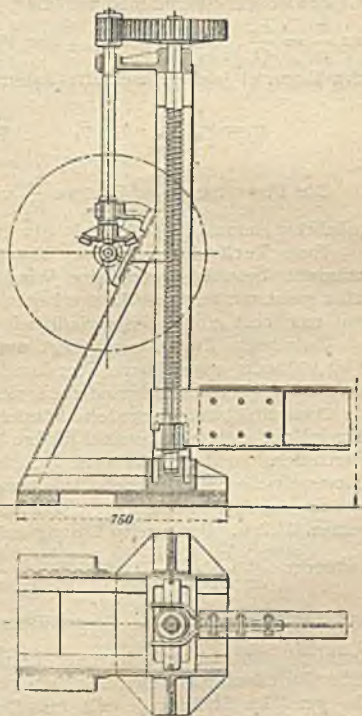


Fig. 107.

(mit Kurbelantrieb und mit Sperrklinke) bei Dreibäumen zum Röhreneinlegen in Gebrauch sind, Fig. 108.

Größere Lasten erfordern Übersetzungen mit einem, zwei und drei Zwischenrädern. Handangetriebene Winden kommen fast durchweg mit Stirnrädervorgelagen aus, für mechanische Antriebe, besonders für schnelllaufende Elektromotore, sind oft Schneckenräder mit ihren größeren Übersetzungen wegen ihres gedrängten Baues verwandt.

Vorgelegekette Fig. 109 mit R als Lastarm und a als Kraftarm ergibt ohne Rücksicht auf Verlust:

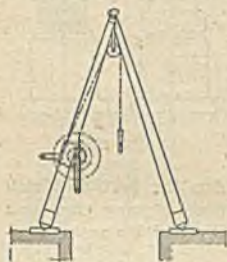


Fig. 108.

$$\frac{P_0 a}{Q R} = \frac{r_1 r_2 r_3}{R_1 R_2 R_3} = \frac{z_1 z_2 z_3}{Z_1 Z_2 Z_3}$$

wenn r_{1-3} und z_{1-3} die Teilkreisbahnmesser und Zähnezahlen der kleinen Zahnräder und R_{1-3} und Z_{1-3} die der großen Räder bezeichnen. Bei Handwinden für 1 Mann an 1 Kurbel Umfangskraft $P = 20$ kg, für 2 Mann an 1 Kurbel $P = 30$ kg

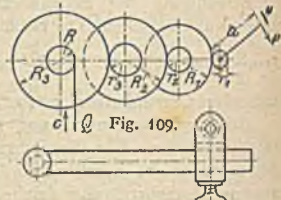


Fig. 110.

(Grifflänge $l = 350$ und 500 mm). Kraftarm $a = 350 \div 400$ mm. Das Geschwindigkeitsverhältnis von Last und Kraft ergibt sich aus $P_0 v = Q c$ zu $\frac{c}{v} = \frac{P_0}{Q}$. Bezeichnet η_{1-3} den Wirkungsgrad der Getriebe $1 \div 3$, η_4 den der Trommel (siehe Abschnitte Zahnräder, Seile, Ketten), so ist

$$\eta = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \quad \text{und} \quad \frac{P}{Q} = \frac{1}{\eta} \frac{r_1 r_2 r_3}{R_1 R_2 R_3} \frac{R}{a}$$

Die Übersetzungsverhältnisse $\frac{r_1}{R_1}$ usw. mit Rücksicht auf günstiges Arbeiten möglichst einfach $\frac{1}{2}, \frac{1}{3}, \frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{10}$, nur gezwungen $2:3, 2:5, \dots, 3:5, 3:7$ usw.

Eine Veränderung des Übersetzungsverhältnisses ist häufig erwünscht, besonders wenn eine Winde für eine große Höchstlast gebaut ist, aber meist mit mittlerer Last arbeitet, ebenso wird man den leeren Haken stets mit möglichst großer Geschwindigkeit auf- oder abwinden wollen.

Zu diesem Zwecke verwendet man Kurbeln mit verstellbarem Kraftarm Fig. 110 oder ausrückbare Vorgelege oder endlich Motoren, bei denen Drehmoment und Drehgeschwindigkeit sich selbsttätig entgegengesetzt verändern.

Ausrückbare Vorgelege können entweder entstehen durch Umsetzen der Kurbel auf eine der Trommel nähere Vorgelegewelle (nicht zu empfehlen) oder durch Schalten der Kurbelwelle auf die verschiedenen Vorgelegewellen bzw. die Trommelwelle selbst mittels Axialverschiebung der Räder r_1, r_2 oder r_3 , oder endlich durch Einrücken verschiedener Übersetzungsverhältnisse zwischen denselben Wellen. Die zweite Lösung zeigt Fig. 111. Gesamtübersetzung ist hier

entweder $\frac{r_1 r_2 r_3}{R_1 R_2 R_3} \frac{R}{a}$ oder $\frac{r_1' r_2}{R_2 R_3} \frac{R}{a}$ oder $\frac{r_3'}{R_3} \frac{R}{a}$. Die dritte Lösung ist

aus Fig. 112 ersichtlich. Gesamtübersetzung $\frac{r_1 r_2}{R_1 R_2} \frac{R}{a}$ oder $\frac{r_1' r_2}{R_1' R_2} \frac{R}{a}$. Meist

begnügt man sich mit letzterer Lösung. Die Last kann hier bei ausgeschalteter Kurbelwelle mit Bremse allein gesenkt werden. Durch eine Stellfalle wird die gewählte Stellung jeweils festgehalten. Die Bremse muß stets auf einer nicht ausrückbaren Welle sitzen.

Übersetzung für ein Räderpaar nicht über 1:8. Bei größerer Gesamtübersetzung als 1:32 drittes Vorgelege, und zwar zunächst lose Rolle, wo-

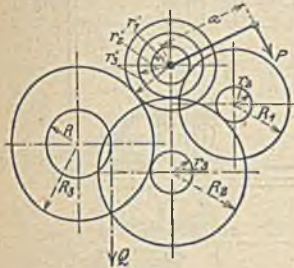


Fig. 111.

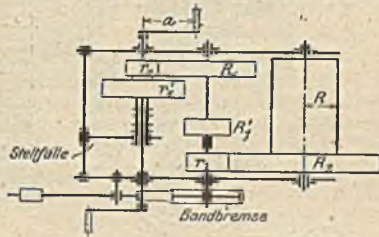


Fig. 112.

durch Übersetzung 1:64 erreichbar. Kleinste Zähnezahl $z = 10$ für Handwinden, für mechanisch angetriebene mit starkem Betrieb $z = 20$. Beim Entwerfen ist vom kleinen Rad auszugehen.

Die Kraftgeschwindigkeit schwankt bei Menschenantrieb zwischen 0,5 und 1,0 m/sek, im Mittel etwa 0,8 m/sek.

Für mechanisch angetriebene Winden kann als Lastgeschwindigkeit etwa gelten:

- für große Lasten (10000 kg und mehr) $c \leq 0,1$ m/sek,
- „ kleinere „ (5000 kg und weniger) $c \leq 0,5 \div 1,2$ m/sek,

letztere besonders für Krane für Massengüter. Je größer die Förderhöhe, desto größer auch c . Die für den Motor erforderliche an der Welle abgebbare Leistung N in PS ergibt sich zu $N = \frac{Q \cdot c}{75 \cdot \eta}$.

Gesamtwirkungsgrade einer Räderwinde für Vollast

bei einfachem Vorgelege	87 ÷ 89%
„ zweifachem „	79 ÷ 83%
„ dreifachem „	72 ÷ 77%

Drahtseile und Hanfseile angenommen. Kette ebenso wie besonders starke Seile um 2% geringerer Wirkungsgrad. Bei Platzmangel verwendet man Schneckenräderübersetzung, womit man in einem Getriebe bis 1:40 und mehr erreichen kann, wobei jedoch ein geringerer Wirkungsgrad in Kauf genommen werden muß.

Ausführungsbeispiele für Räderwinden.

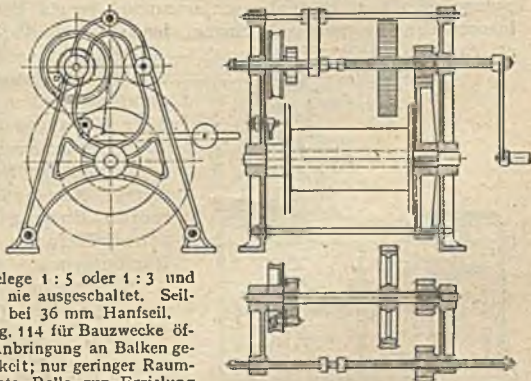


Fig. 113. Bockwinde für 1000 kg Tragfähigkeit; einfaches oder doppeltes Vorgelege 1:5 oder 1:3 und Sperrradwelle wird dabei nie ausgeschaltet. Seiltrommel 240 mm Durchmesser bei 36 mm Hanfseil.

Konsolwinden nach Fig. 114 für Bauzwecke öfters verwendet, da auch zur Anbringung an Balken geeignet. 200 ÷ 600 kg Tragfähigkeit; nur geringer Raumbedarf. Kalibrierte Kette; feste Rolle zur Erzielung reichlicher Umschlingung des Kettenritzels; Sperrradbremse mit Schleuderbremse verbunden.

Fig. 114.

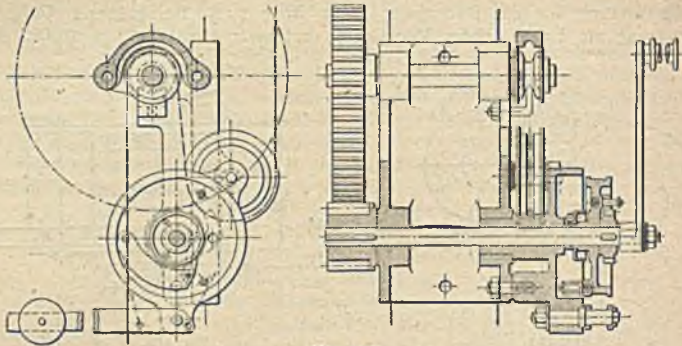


Fig. 114.

Als allgemein für Bauten verwendbares Windwerk ist die Baulokomobile mit Windwerk — Lokomobilfördermaschine, fahrbare Dampfwinde — herausgebildet worden. Auf vierrädrigem Untergestell — zwei Räder davon bilden ein Deichsellenkgestell — sitzt eine einzylindrige Dampfmaschine mit stehendem Dampfkessel mit Quersiedern (Lachapelle). Von ersterer — 4 bis 6 PS, 150 ÷ 200 minutliche Umdrehungen — wird unter Zwischenschaltung einer lösbaren Reibkupplung ein Windwerk mit Seiltrommel getrieben, das für sich gebremst werden kann. Größte Zugkraft am Trommelumfang (meist 250 mm Durchmesser) beträgt gewöhnlich 500 ÷ 1000 kg, zugehörige Seilgeschwindigkeit 0,4 ÷ 0,7 m/sek, Fassungsvermögen der Trommel meist 200 m Seil (in mehreren Lagen); mit zunehmendem Trommelhalbmesser entsprechend Abnahme der Zugkraft. Auf der Kurbelwelle sitzt einerseits ein Schwungrad, das als Riemenscheibe benutzt wird, oder noch eine besondere Riemenscheibe kleineren Durchmessers, von denen aus Betonmischer, Wasserhaltungen od. dgl. Antrieb erhalten können, auf der anderen Seite häufig ein Spillkopf von etwa 250 kg Höchstzugkraft für Wagenverschiebearbeiten und ähnliche Zwecke. Kohlenverbrauch 2 ÷ 3 kg für die PS-Stunde. Gewicht der ganzen Lokomobile etwa 1900 ÷ 2800 kg.

Für besonders schwere Arbeiten werden die fahrbaren Dampfwinden auch mit etwa der doppelten Leistung ausgeführt: 10—12 PS, umsteuerbare Zwillingmaschine bis 2500 kg Zugkraft an der Trommel. Bisweilen ist eine Schleuderpumpe angebaut. Dampfmaschinenantrieb wegen Betriebssicherheit für Baulokomobilen am gebräuchlichsten, jedoch auch Verbrennungskraftmaschinen als Antrieb (Brennstoffverbrauch — Benzin — etwa 0,3 ÷ 0,4 kg für die PS-Stunde), neuerdings auch Elektromotoren. Letztere erfordern geringste Wartung; nachteilig für allgemeine Verwendung ist Verschiedenheit der Stromart und Spannung.

Firmen für Baulokomobilen: Düsseldorf Baumaschinenfabrik, Allgemeine Baumaschinenbedarfsgesellschaft Leipzig, Menck & Hambrock, Hamburg u. a.

Sonderbauart der Lastfördermaschinen sind die Spills. $Q = S e \mu \alpha$ ergibt für die erforderliche Anspannung des ablaufenden Seils bei dreifacher Umschlingung und $\mu = 0,2$ (Hanfseil auf Gußeisen) $S = 0,023 Q$. Trommel konoidisch, damit Seil nicht auf ihr entlang wandert.

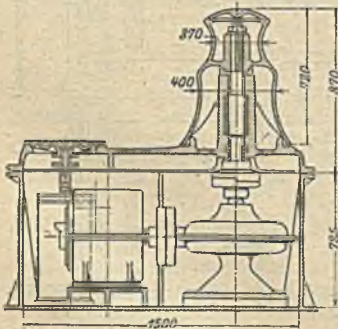


Fig. 115.

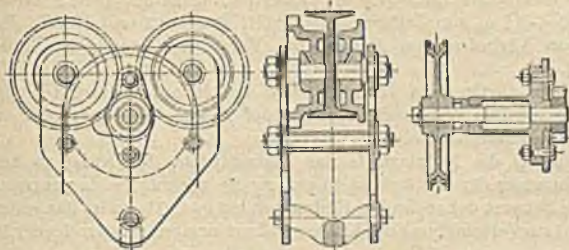


Fig. 116.

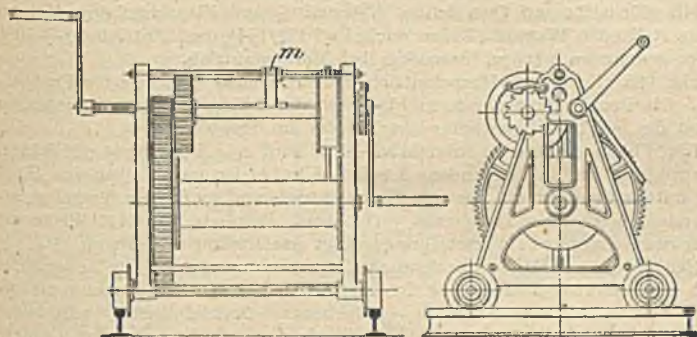


Fig. 117.

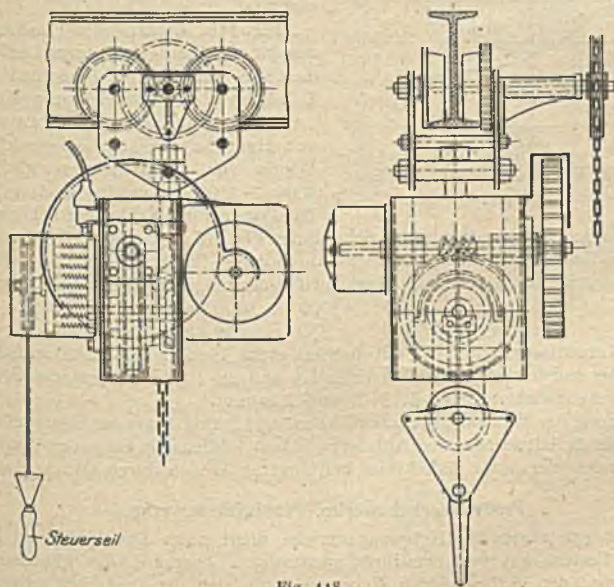


Fig. 118.

Fig. 115 elektrische Spillwinde der Benrather Maschinenfabrik; 500—5000 kg Zugkraft, $80 \div 15$ m/min Seilgeschwindigkeit, Motor 12 und 18 PS. Besonders benutzt zum Verholen von Wagen bei Vorschubbewegungen (Stapelplätze, Zweigleise).

Laufkatzen dienen zum Vorfahren von Lasten auf wagerechter oder wenig geneigter Bahn. Das Windwerk ist entweder lösbar angehängt oder organisch mit der Katze zusammengebaut.

Bezeichnet Q die Nutzlast, G das Eigengewicht der Katze in kg, d den Zapfendurchmesser der Laufachsen in cm, μ_1 die zugehörige Zapfenreibungszahl $= 0,1$, f den Beiwert der rollenden Reibung in cm $\approx 0,03$, so ist das erforderliche Drehmoment zur Verschiebung der Katze aus Zapfenreibung und rollender Reibung:

$$M = PR = (Q + G) \left(\mu_1 \frac{d}{2} + f \right) = (Q + G) w_1 R.$$

Mit Rücksicht auf Quergleiten, Nebenstirn- und Flanschreibung des sich schräg stellenden Wagens (Kräne nach Fig. 133/134) muß Antrieb $30 \div 50\%$ größer genommen werden, besonders bei Motorenantrieb.

Fig. 116. Katze mit Haspelantrieb und einfachem Vorgelege für Flaschenzüge. Die Benutzung der unteren Flanschen des I-Trägers zu Laufschiene gestattet die beliebige Befestigung des Trägers am Tragwerk.

Für Überladegerüste, Baulaufkrane u. ä. wird eine Bockwinde mit Rädern versehen und die so entstandene Laufkatze entweder unmittelbar von Hand oder mittels eines (meist nur aus Kurbelantrieb und einfachem Vorgelege bestehenden) besonderen Triebwerks verschoben. Beispiel: Fig. 117, Winde mit einfachstem Laufwerk; Verschiebung erfolgt unmittelbar von Hand.

Neuerdings kommt der mechanische Antrieb immer mehr zur Anwendung. Auch der einfache Flaschenzug ist hierfür mit dem Elektromotor als gegebenem Antriebsmittel ausgebildet

worden, da er bei geringem Gewicht auf kleinem Raum unterzubringen ist und bequeme Zuführung der Energie gestattet.

Fig. 118. Elektrischer Flaschenzug, vereint mit handgetriebenem Laufwerk, das auf den unteren Flanschen eines I-Trägers läuft. Bezeichnung Motorlaufwinden, auch wenn Laufwerk von Hand angetrieben. Die gezeichnete Winde von Gese-Bremen wird für $1000 \div 7500$ kg größte Last gebaut. Die Winde für 3000 kg hat bei den ver-

schiedenen Belastungen die aus den Schaulinien Fig. 119 ersichtlichen Geschwindigkeiten und Energieverbrauch — Gleichstrommotor — (leerer Haken etwa dreifache Hubgeschwindigkeit wie Vollast). Leergewicht der Flaschenzüge (ohne Laufwerke)

bei 1000 2000 3000 5000 kg Nutzlast

170 230 350 510 kg.

Die Katzenfahrgeschwindigkeit beträgt etwa 35; 25; 25 und 20 m/min bei Vollast, der zugehörige Verbrauch 1; 1; 1,5 und 2,5 PS bei obigen vier Größen, Vollastgeschwindigkeit dabei 3; 3; 2 und 2 m/min.

Steuerung der Winden für Bauzwecke mittels herabhängender Steuerschleichen, die auf die Schaltwalzen der Anlasser wirken. Zuleitung entweder durch ein freihängendes biegsames Kabel oder bei längeren Wegen durch Gleitkontakt.

Preßwasserhebwerke, Preßlufthebwerke.

Als Energieträger für Hebezeugantriebe dient auch Druckluft und Preßwasser. Erstere hat vermöge ihres gasförmigen Zustands die Fähigkeit zu expandieren; der Verbrauch im Hebezeug kann sich der Lastgröße selbsttätig

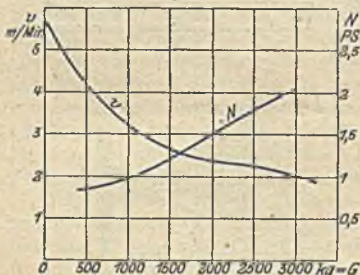


Fig. 119.

anpassen. Das unelastische Preßwasser bedingt in Anlagen mit zentraler Erzeugung für jeden Arbeitsgang des Hebezeugs gleichen Arbeitsverbrauch, gleichgültig wie groß die geförderte Last ist. Wenn trotzdem die Druckluft im allgemeinen wenig Verbreitung für gewöhnliche Hebezeuge gefunden hat, so rührt das besonders daher, daß bei der Druckerzeugung große Arbeitsverluste in Gestalt der Verdichtungswärme auftreten und für die üblichen Pressungen (2–6 kg/qcm Überdruck), Lasten und Geschwindigkeiten die Arbeitszylinder beträchtliche Abmessungen erhalten. Die Arbeitsgefäße für Preßwasser dagegen können beliebig klein gehalten werden, da Pressungen bis 50 kg/qcm (in Zentralanlagen) und bis 400 kg/qcm (in Einzelantrieben) gängig sind.

Die Preßwasser-Hebeböcke bzw. Fußwinden besitzen vor den mechanischen den Vorzug, daß auf kleinstem Raum beliebig große Übersetzungen zwischen Last und Kraft erzielt werden können. Das Arbeitsverfahren ist dabei wirtschaftlich, weil sich der erforderliche Druck nach der zu fördernden Last richtet.

Wirkungsgrad $\eta \approx 75\%$
für höhere Laststufen.

Fig. 120 zeigt die Ausführungsweise einer sogen. Daumenkraft für große Lasten bis 200 t, Hub 180 mm, Gewicht 270 kg.

Die mit dem Händel angetriebene einfach wirkende Pumpe drückt das Wasser aus dem angebauten Vorratsraum in den Arbeitszylinder. Gegen diesen ist der Tauchkolben durch Lederstulp abgedichtet, er besitzt möglichst lange Führung im Kolben, der bei etwas exzentrischer Belastung größere Arbeitsverluste verursacht. Man wähle daher eine 25–50% stärkere Größe, als errechnet.

$$\text{Das Kräfteverhältnis ist } \frac{Q}{P} = \eta \frac{R}{r} \left(\frac{D}{d}\right)^2,$$

wenn R und r die Hebelarme am Pumpenhändel, D und d die Durchmesser der beiden Kolben sind. Senken der Last durch Herstellen eines Nebenauslasses mittels des Entleerungsventils.

Erfordernis: Wasser reinster Beschaffenheit, bei Frostgefahr Glycerin oder Spiritus. Glycerinzusatz bedenklich wegen Gefahr der Häutchenbildung an den Ventilen, wodurch gutes Aufsitzen fraglich.

Preßwasserhebeanlagen. Einzelanlagen mit besonderem Antrieb selten, da sie keine wirtschaftlichen Vorteile bieten. Mit Vorteil wird Preßwasser öfter zur Energieverteilung verwendet. In einer Zentrale wird das Wasser auf einen bestimmten Druck p gebracht und an die einzelnen Verbrauchsstellen geleitet.

Wirkungsgrad des Hebezeugs
 $\eta = \frac{QH}{pFh}$, wobei H Lasthub, h Treibkolbenhub, F Treibkolbenfläche. Wenn pF konstant bleibt, sinkt η mit abnehmender Last.

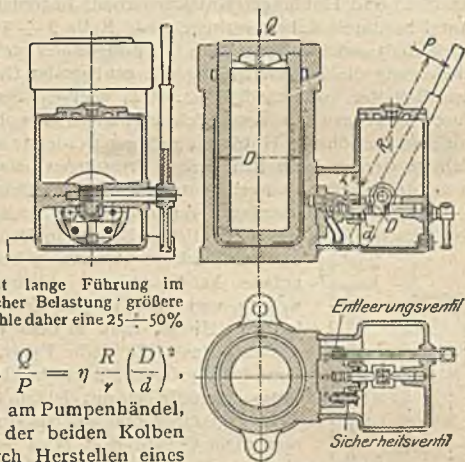


Fig. 120.



Fig. 121.

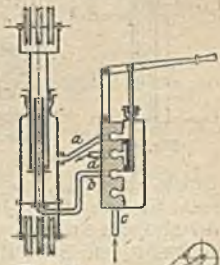


Fig. 122.



Fig. 123.

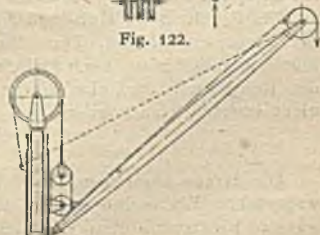


Fig. 124.

Zur Abhilfe hat man die Kolbenfläche F veränderlich gemacht: a) Gruppenkolben, Fig. 121 ($F = 1f; 2f$ oder $3f$); b) Teleskop-Treibzylinder, Fig. 122 ($F = f_c - f_b$, Druckwassereintritt durch a ; $F = f_c$: Eintritt durch b ; $F = f_b$: Eintritt durch a und b); c) Differentialkolben, Fig. 123, mit zwei Kraftabstufungen.

b) hat den Nachteil einer innenliegenden Stopfbüchse, aber den Vorteil gedrängter Anordnung; c) wird auch als Doppeltauchkolben ausgeführt. Auch die Übersetzung zwischen Kolben und Last ist in Abstufungen veränderlich gemacht worden, um für geringe Lasten hohe Wirtschaftlichkeit zu erzielen.

Der Antrieb ist entweder unmittelbar (der Treibkolben greift unmittelbar an Lastbühne an, der untere Teil einer Kranachse ist selbst als Treibkolben ausgebildet od. dgl.) oder mittelbar unter Verwendung von Seilen oder Ketten mit festen und Treibrollen. Im letzteren Falle meist umgekehrter Flaschenzug (Treibrollenzug) nach Fig. 76—77 oder auch Potenzrollenzug, Fig. 124.

Beim direkten Antrieb Hubgeschwindigkeit (Durchflußverlust in Steuerkanälen) und Hublänge (Knicksicherheit) begrenzt; Übersetzung des indirekten Antriebs durch Arbeitsverluste (jede Rolle $2 \div 3\%$) beschränkt.

Tote Gewichte sind beim Preßwasserbetrieb erforderlich, um beim Lastniedergang die Zylinderfüllung mit genügender Geschwindigkeit hinaus- und in den Behälter zurückzudrücken. Das überschießende Eigengewicht wird meist durch Gegengewicht ausgeglichen (Fig. 125), wobei durch das Kettengewicht auch der in höheren Hublagen geringer werdende statische Wasserdruck berücksichtigt werden kann (bei großen Pressungen belanglos). An Stelle der Gegengewichte bei Platzmangel hydrostatischer Ausgleich.

Bei allen Zentralanlagen verwendet man Speicher (Akkumulatoren), die für den verschiedenen augenblicklichen Bedarf an Druckwasser ausgleichend wirken

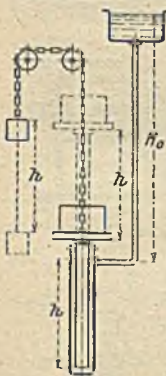


Fig. 125.

und eine kleine Reserve geben. Pumpenanlage kann dadurch kleiner angelegt werden und über längere Zeiten dauernd laufen. Hierin, d. h. in dem Wegfall der Anfahrverluste für jede Fahrt, liegt der Grund der größeren Wirtschaftlichkeit von Preßwasseraufzügen mit elektrischem Pumpwerk gegenüber rein elektrisch angetriebenen. Die Grenze liegt etwa bei 3,5—4 m Hub, darüber ist der rein elektrische Antrieb wirtschaftlicher.

Die Speicher sind gewichtsbelastet, Beispiel Fig. 126; nur bei Platzmangel wird das Gewicht durch Dampfgegendruck, Druckwindkessel und andere Aushilfen ersetzt. Häufig werden zwei Druckwasserspeicher vorgesehen und der eine auf einen etwas ($2 \div 4\%$) geringeren



Fig. 126.

Druck eingestellt, so daß dieser bis zur Erschöpfung des schwereren stets volle Füllung hält. Jeder Speicher schaltet seinen Pumpenantriebsmotor in der höchsten Stellung selbsttätig ab, nahe der Tiefstellung ebenso wieder an.

Die Regelung der Hub- und Senkgeschwindigkeit geschieht durch Bemessung der Steuerkanäle bzw. Durchflußöffnung des Steuerorgans (meist einfacher Muschelflachschieber, auch zylindrischer Schieber oder Ventil). Auch bei Bruch der Rohrleitung darf eine gewisse Höchstgeschwindigkeit der sinkenden Last nicht überschritten werden.

Kran.

Die Krane vereinigen Lasthebevorrichtung mit der des Lastversetzens in wagerechter Ebene und werden, abgesehen vom Antrieb (Hand-, Dampf-, Preßwasser-, Elektromotoren-) eingeteilt in solche mit Ausleger und solche mit Bühne.

Unter ersteren unterschieden: Drehkrane mit senkrechter Drehachse und Scherenkrane mit wagerechter Kippachse. Die Drehkrane zerfallen nach Bau- und Verwendungsart in freistehende (mit fester und beweglicher Säule, Drehscheibenkrane), Konsolkrane (Bau-, Speicher-), fahrbare Krane (Eisenbahn-, Lokomotiv-), Voll- und Halbportalkrane, Hammerkrane und weitere Sonderbauarten. Bei den Laufkranen läuft die Bühne entweder auf hochgelegenen Laufschielen, oder sie ist mit dem Laufgerüst verbunden, und läuft auf tiefer liegender Unterstützung (Bockkran, Baugerüstkran). Hierher gehören auch die Hochbahn- und Seilbahnkrane (siehe Massenfördereinrichtungen). Die für Hafenanlagen verwendeten Scherenkrane werden als feststehende Land- und als Schwimmkrane ausgebildet.

Drehkrane. Fig. 127 ein einfacher Schwenkarm für Hochbauten (Gauhe, Gockel & Co., Oberlahnstein). Säule fest an einem Balken angeschellt, Strebe und Schließe leicht einhängbar, während des Betriebes aber gegen Lösen geschützt. Nur für kleine Lasten.

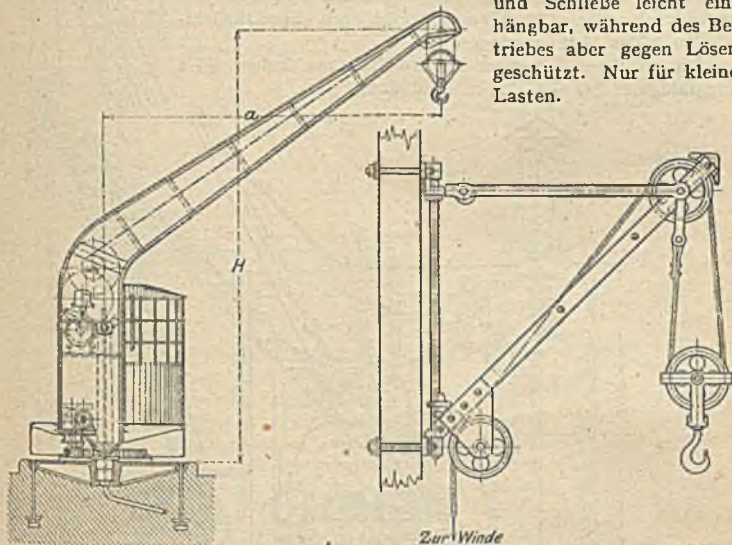


Fig. 128.

Fig. 127.

Ähnlicher Schwenkarm mit selbsttätiger Einschwenkvorrichtung in der gehobenen Stellung von H. de Fries, Düsseldorf.

Fig. 128 Ausführung eines freistehenden Auslegerdrehkrans v. Herm. Findeisen, Chemnitz.

Feststehende Säule, eingelassen in einen achtmrigen gußeisernen Stern mit Ankerschrauben an den äußeren Ecken. Alle Teile des Auslegers sitzen über Erdboden, leicht nachsehbar (im Gegensatz zu den früher üblichen Fairbairn-Schachtkränen). Der gebogene Vollwandausleger stützt sich einestheils mittels eines Hals- und Spurlagers gegen das obere zapfenförmig ausgebildete Ende der Kransäule, andererseits mittels eines einfachen Gleitlagers (mitunter auch Rollen) gegen eine zylindrische untere Lauffläche der Säule, so daß es frei hängt. Das ganze Hubwerk samt Elektromotor ist zwischen den Stehblechen des Auslegers eingebaut und wird von dem äußeren (oberen) Gurtblech gegen Witterungseinflüsse geschützt. Nach Abnahme des senkrechten Stücks ist das Windwerk zugänglich. Der untere Teil des Auslegers besitzt nur ein Winkelleisenstabwerk. Auf der Motorwelle des Hubwerks sitzt eine Backenbremse, die durch Gewichtshebel für gewöhnlich festgezogen ist und durch einen Hubmagneten bei Stromdurchgang gelüftet wird. Auf der zweiten Vorgelegewelle ist außerdem eine selbsttätige Fliehkraftsenkbremse (in Zeichnung nicht sichtbar). Das Drehwerk besitzt als Antrieb einen außen angebauten Elektromotor, der auf ein liegendes Schneckenrad arbeitet. Von diesem wird ein Zahnradvorgelege mit senkrechter Welle getrieben, dessen Ritzel in den auf dem Armstern festen Zahnkranz eingreift. Auf Motorwelle ebenfalls Klotzbremse mit Gewichtbelastung und Lüftmagnet; außerdem Lüftung mittels Fußhebels. Führerstand mit Schalttafel durch Häuschen auf angebaute Plattform vollständig wettergeschützt; Last dem

Führer stets vor Augen. Zuleitung des elektrischen Stroms durch Bohrung der Kransäule; Abnahme mittels Schleifringen am oberen Ende der Säule. Ausführung für Eisenbahnzwecke mit $H = 7,0$ m und $a = 5,5$ m; Tragfähigkeit 2,5 t; Trommel 400 mm Durchmesser. Stahldrahtseil von 15 mm Durchmesser.

Auslegerkrane meist nur bis etwa 20 t. Für größere Lasten sind Scheren- oder Hammerkrane vorzuziehen.

Fig. 129 fahrbarer Eisenbahndrehkran mit Dampfbetrieb (Wilke & Co., Braunschweig). Drehscheibenbauart: zentrierender Königstock, Stahlgußlaurollen, 1800 mm Laufkreisdurchmesser. Der Kran — 3000 kg Tragfähigkeit bei 6,5 m Ausladung — hat veränderliche Ausladung (bis 12 m), Hubgeschwindigkeit ~ 22 cm/sek, Drehbewegung $1,6 \div 1,9$ Umläufe/min, Fahrgeschwindigkeit 38 bis 46 m/min. Dampfmaschine: 2 Zylinder von je 180 mm Zylinderdurchmesser und 240 mm Hub, 200 Umdr./min. Kessel mit eingeschweißten Quersiedern, 10 qm Heizfläche, 8 kg/qcm Betriebsdruck. Fig. 130 Wendegetriebe mit Spreizkeileinschaltung des Reibungsrings.

Die größten derartigen Eisenbahnkrane haben 25 t Tragfähigkeit bei 6,5—7,5 m Ausladung.

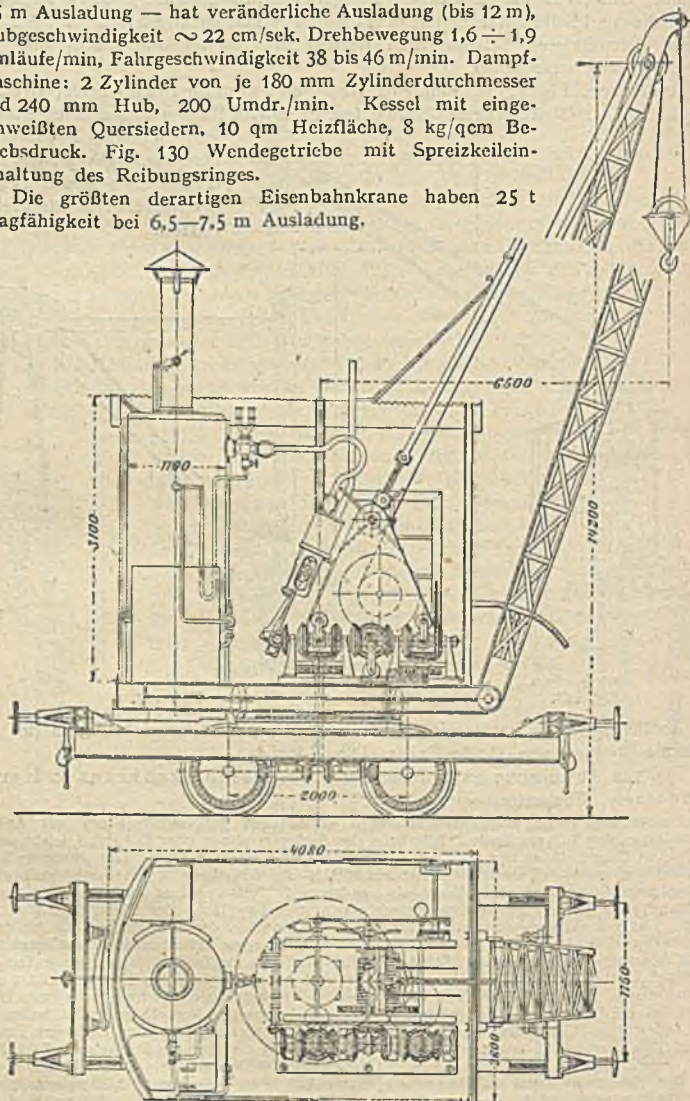


Fig. 129.

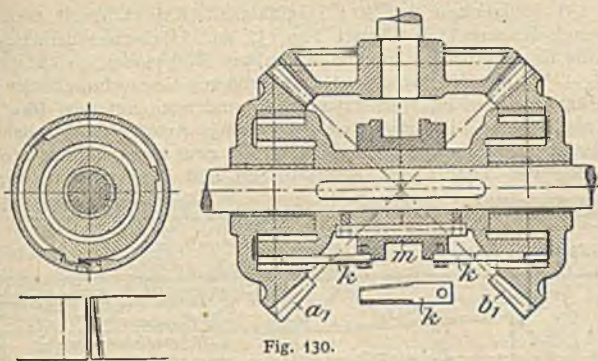


Fig. 130.

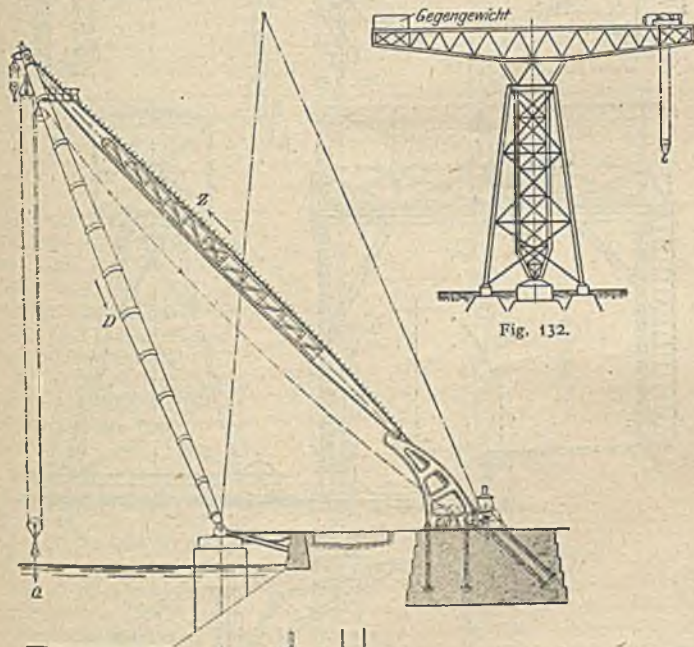


Fig. 132.

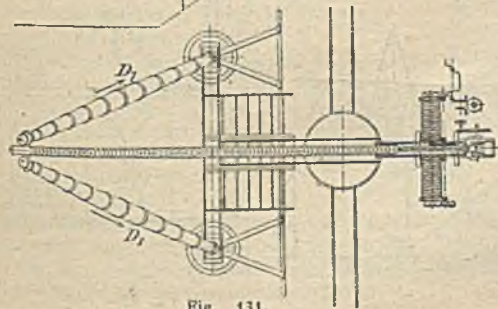


Fig. 131.

Fig. 131 Scherenkran mit 50 t Tragfähigkeit (Kaiserl. Werft, Danzig). Das Gerüst eines Hammerkrans deutet Fig. 132 an. Höchstlast derartiger Krane 150 t. Alle Krane größerer Tragfähigkeit haben Hilfswinden für kleinere Lasten (etwa $\frac{1}{5} \div \frac{1}{10}$ der Höchstlast), die mit größeren Geschwindigkeiten arbeiten.

Laufkrane finden im Werkstattbetrieb und auch auf dem Bau breiteste Anwendung, sowohl mit Handbetrieb, wo geringe Arbeitsgeschwindigkeiten genügen, als auch mit motorischem Antrieb, und zwar meist mit Elektromotoren. Verwendung von Trieben mit endlosem Seil und durchgehender Welle geht

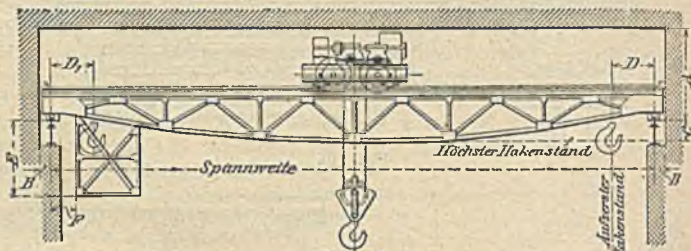


Fig. 131.

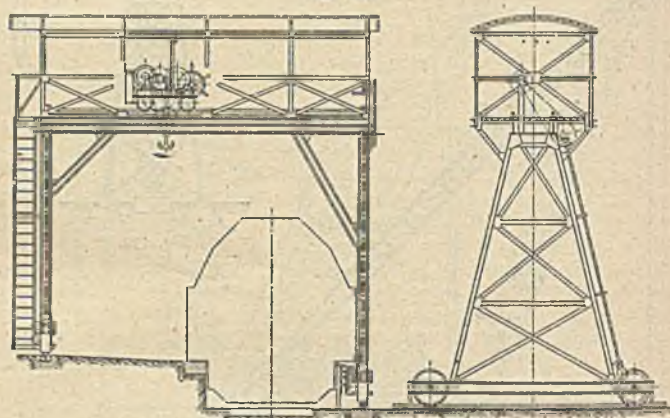


Fig. 134.

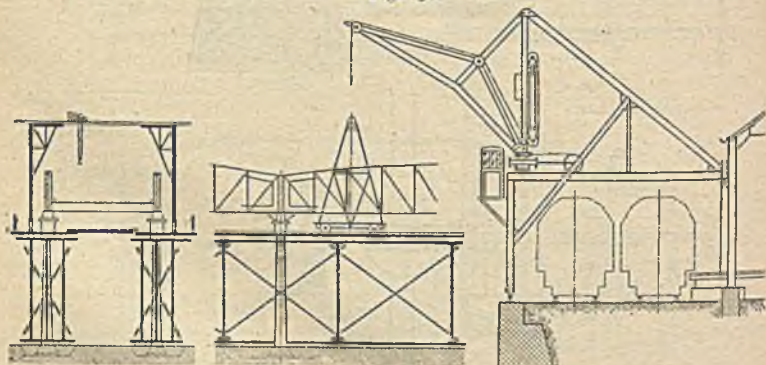


Fig. 135.

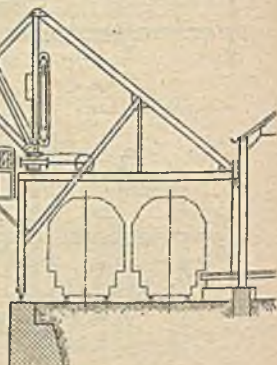


Fig. 136.

wegen der großen Arbeitsverluste und des großen Verschleißes mehr und mehr zurück. Einfache Verhältnisse: nur Hubwerk maschinell betätigt, meist erhält jedes Triebwerk einen eigenen Motor. Schaltwalzenanlasser entweder im

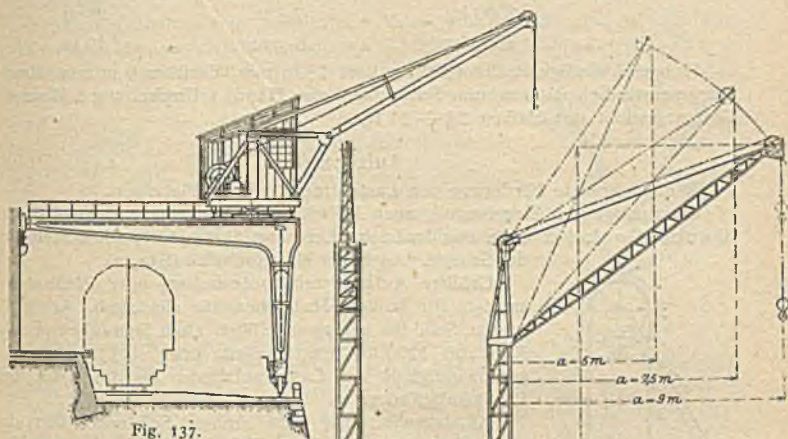


Fig. 137.

Führerhaus vereinigt, wo sie unmittelbar betätigt werden, oder an den Hub- bzw. Fahrwerken angebaut und unmittelbar oder mittels Steuerscheibe und herabhängender Steuerselchen betätigt.

Fig. 133 Dreimotorenlaufkran der Benrather Maschinenfabrik. Für die Größen von 5000; 10 000 und 25 000 kg Tragfähigkeit Geschwindigkeiten für Heben 4,5; 4,0 und 3,0 m/min, für Fahren der Katze 30; 30 und 20 m/min, der Bühne 90 ÷ 70; 80 ÷ 65 und 65 ÷ 45 m/min (je nach Spannweite — 8 ÷ 25 m).

Fig. 134 Bockkran, ein fahrbares Überladegerüst. Hier nur Hubwerk elektromotorisch getrieben, während Verschiebewegungen der Katze und des Gerüsts von Hand erfolgen. Für Brückenaufstellung werden derartige Bockgerüste oft verwandt, Fig. 135.

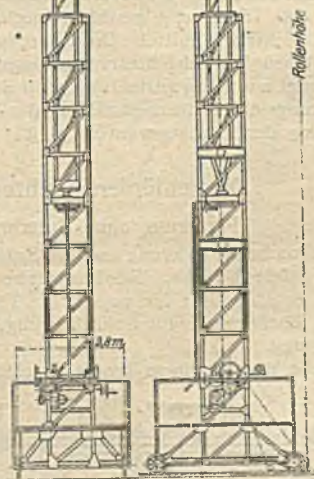


Fig. 138.

Eine Vereinigung von Bock- und Drehgerüstkran bilden die meist als Halbportalkrane ausgebildeten Hafenspeicherkräne; Fig. 136 ein Preßwasserkran, Fig. 137 ein elektrisch betriebener. Ersterer nach der Schwenkarmbauart, (Derrick), letzterer ein reiner Drehkran.

Hierher gehört auch der Turmdrehkran als Ersatz für Baugerüstwinden, Fig. 138. Ausführung: H. Rieche, Kassel. Meistverwandte Ausführung:

Tragfähigkeit	3000 kg	Ausladung	5 m	Rollenhöhe	26 m
„	2000 kg	„	7,5 m	„	24 m
„	1500 kg	„	9 m	„	19 m

Hubgeschwindigkeit bis 1000 kg Last 25 m/min, darüber 9 m/min, Kranfahrgeschwindigkeit 40 m/min, Schwenken (von Hand) 1 Umdrehung 2 Minuten. Gesamtgewicht mit Ballast 23 ÷ 24 t.

Aufzüge.

Rein senkrechte Förderung von Lasten meist mittels Plattform.

Baufzüge für Ziegelsteine, auch Kübel, nach Fig. 139 mit Gliederkette (Gauhe, Gockel & Co.); Handantrieb. Leistungsfähigkeit etwa 800 Steine in der Stunde. Auch mit Hängeschalen (Stotz).

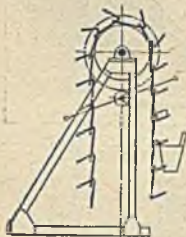


Fig. 139.

Größere Aufzüge mit motorischem oder Preßwasserantrieb, für größere Hubhöhen nur elektrisch. Antriebsorgan: Seil, für geringere Höhen auch Schraubenspindel. Meist bis 1200 kg Tragfähigkeit, 0,2 ÷ 0,3 m/sek Hubgeschwindigkeit bei Lastenaufzügen, bis 1,5 m/sek bei Personenbeförderung.

Antriebswindwerk (fast immer Schneckenräder) in einer Kammer neben dem Fuß des Aufzugschachts oder auf dem Aufzugsgerüst aufgebaut. Von der toten Last der Bühne und der Nutzlast etwa 0,4 ÷ 0,5 durch Gegengewichte ausgeglichen, die neben der Bühne im Schacht auf und ab pendeln (bei Preßwasseraufzügen wird nur ein Teil des toten Gewichts ausgeglichen), elektrische Aufzüge daher auch für Niedergang arbeitverbrauchend. Wirkungsgrad des gesamten Aufzugs unter 0,4. Steuerung geschieht mechanisch durch Steuerstange oder -seil oder rein elektrisch mittels Druckknopfsteuerung. Die Sicherheitsvorkehrungen bestehen in Schachttürverschlüssen (Offenstehen einer Tür verriegelt den Aufzug) und Fangvorrichtungen für Seilbrüche: Klemmkeile zwischen Korb und Führungsschiene für Feststellung der Bühne, auch Fliehkraftbremsen zur Beschränkung der Höchstgeschwindigkeit.

Massenfördereinrichtungen¹⁾.

Förderung ohne Unterbrechung.

Für ununterbrochene Förderung kommen Schnecken, Kratzer, Schwingförderrinnen, Gurtbänder, Becherwerke und Kübelketten zur Verwendung. Erstere drei meist für wagerechte Förderung, Gurtbänder auch für wenig geneigte, Becherwerke für Steilförderung; Kübelketten vereinigen Steil- und Flachförderung.

Die Schnecke läuft in einem Trog und schiebt mittels der Schraubenfläche



Fig. 140.

Fig. 141.

Fig. 142.

das kleinstückige Fördergut vorwärts. Schraubenfläche voll (Fig. 140), Flacheisenspirale (Fig. 141) oder auch aus Schraubenflügeln bestehend (Fig. 142).

¹⁾ Nach Hanffstengel, Die Förderung von Massengütern. Berlin. 1908. Siehe auch Buhle, Massentransport. Stuttgart. 1908.

Förderleistungen bei Schnecken von 600 mm Durchmesser etwa 75 cbm/Std., dabei 45 Umgänge/min. Kleinere Schnecken bis 100 minutliche Umgänge. Geringer Platzbedarf und niedrige Anschaffungskosten, verwendet für kleine Förderlängen.

Kratzer. Scheiben- oder stabförmige Mitnehmer bewegen sich geradlinig in einer entsprechend ausgestalteten Rinne und schieben das Fördergut vor sich her. Das Zugmittel bildet einen Kreislauf und überträgt die Bewegung von einer An-

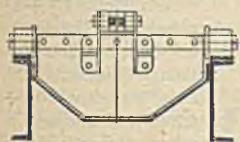


Fig. 143.

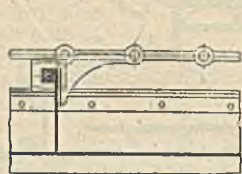


Fig. 144.

triebscheibe auf die in gleichen Abständen an ihm befestigten Mitnehmer. Einige Formen der Rinne und Mitnehmer Fig. 143 und 144; an Stelle der Scheibe auch Rechen oder Schleppstäbe. Schwereres grobstückiges Fördergut zwei Ketten.

Bei Kratzern und Schnecken geschieht der Abwurf durch einfache Entleerungsöffnungen im Rinneboden. Arbeitsgeschwindigkeit $v = 0,25 \div 0,75$ m/sek. Größte Leistung der Link-Beltkratzer mit 610×254 mm Schaufeln 150 t/Std. Kohle bei $v = 0,51$ m/sek.

Schwingeförderrinnen. Eine Rinne ist an einen festen Unterbau mit parallelen Stahlfedern angelenkt, die in der Ruhelage einen Winkel (α bis $\approx 20^\circ$) mit der Senkrechten einschließen. Durch einen einfachen Kurbeltrieb ($n = 300$ bis 500 in der Minute) wird die Rinne in schnelle wagerechte Schwingungen versetzt, wobei sie auch senkrecht auf und ab schwingt.

In der Anordnung nach Fig. 145 (Ausführung Gebr. Commichau, Magdeburg) wird der Kern des Förderguts bei der gezeichneten Linksbewegung beschleunigt. Infolge der Aufwärtsbewegung der Rinne übt es dabei einen senkrechten Massen- druck aus, der den Gleitwiderstand vergrößert. Beim Rückgang kehrt sich zufolge

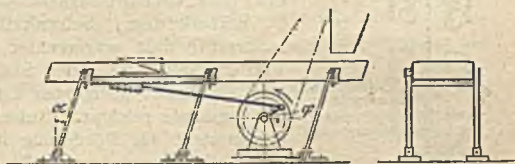


Fig. 145.

der Abwärtsbeschleunigung der Rinne die Richtung dieses Auflagerdruckes um, seine Größe kann die des Gewichts vom Fördergut erreichen. Der Gleitwiderstand des Kerns aus dem senkrechten Massendruck beeinflusst allein die Bewegung des Förderguts.

Die Propellerrinne von Markus, Köln läßt das Fördergut sich lediglich in der Wagerechten bewegen, benutzt aber für den wagerechten Antrieb „Wurfgetriebe“ mit geringer Vorwärts- und großer Rückwärtsbeschleunigung.

Fördergeschwindigkeit $0,10 \div 0,20$ m/sek, Leistungen je nach Breite der Rinnen ($200 \div 1000$ mm) und Schichthöhe ($25 \div 57$ mm) $2,7 \div 40,5$ cbm/Std. Sehr betriebssicher, geringe Anschaffungskosten, geringerer Arbeitsverbrauch als Kratzer und Schnecke.

Gurtförderer. Kreislaufende Förderbänder, (Fig. 146), als Hanfgarngurte, Kamelhaarriemen, Baumwolltuchriemen, für schweren Betrieb Balla- und Gummigurte, entweder flach oder gewölbt (Fig. 147) über Rollen geführt. Abgabestelle meist ein verschiebbarer Abwurfwagen, selten Abstreicher. Abstand der

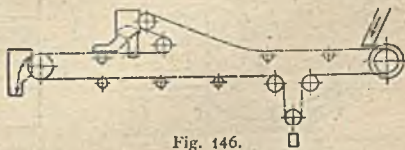


Fig. 146.

Stützrollen $2 \div 2,5$ m bei flachen Bändern, $1,1 \div 1,6$ m bei muldenförmigem Gurt mit schweren Lasten. Steigung bei Kohle auf Gummi höchstens

28° bei stetiger Förderung, 23° bei unterbrochener. Förderlängen weit über 100 m.

Bandgeschwindigkeit bei Getreide $2 \div 3,5$ m/sek, Kohle $1,5 \div 2,5$ m/sek, Einzellasten $0,8 \div 1,5$ m/sek. Leistungsfähigkeit bei Bandbreiten von $0,3 \div 1,2$ m und 2 m/sek Geschwindigkeit für Steinkohle $15 \div 350$ t/Std mit flachem Band (muldenförmiges reichlich

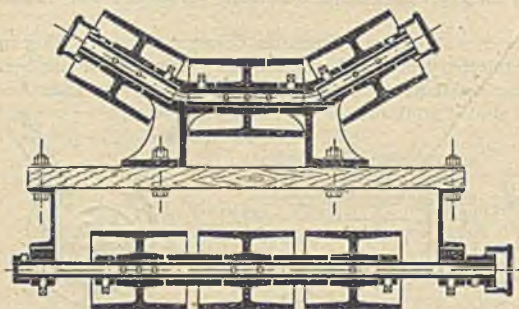


Fig. 147.

das Doppelte). Lebensdauer des Bandes oft recht gering, nur bei bestem Baustoff und sorgfältiger Anlage befriedigend (keine Hitze, möglichst trocken). Deshalb mitunter Gliederbänder an Stelle der Gurte.

Becherwerke, vielfach als senkrechte Zubringer für Gurte und Schnecken, Fig. 148. Becherform je nach Fördergut, damit möglichst vollständiger Ausguß erfolgt.

Zugmittel bilden Kette, Gurt und Seil (letzteres selten). Antrieb im Kopf, Spannvorrichtung im Fuß des Becherwerks. Fördergeschwindigkeiten für Kohle $1,2-0,6-0,3$ m/sek, je nach Korngröße, mehliges feinkörniges Gut bis 3 m/sek. Für Kohle übliche Becherinhalte $15 \div 100$ l bei $400 \div 800$ mm Breite, Leistung bei $0,4$ m/sek Geschwindigkeit $\sim 8,5 \div 82$ t/Std.

Kübelketten, Schaukelbecherwerke. Vereinigen senkrechte mit wagerechter Förderung (auch schräg), Förderbehälter an jeder Stelle in einer zur Aufnahme von Fördergut geeigneten Lage, wird nur an der Entleerungsstelle gekippt. Unterschieden werden Schaukelbecherwerke für Förderung in einer senkrechten Ebene und beliebig raumbewegliche.

Von ersteren als Beispiel das Huntsche Kettenbecherwerk (J. Pohlig, Köln), Fig. 149.

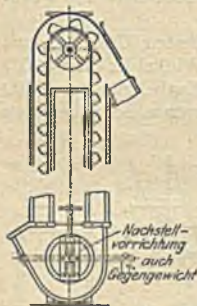


Fig. 148.

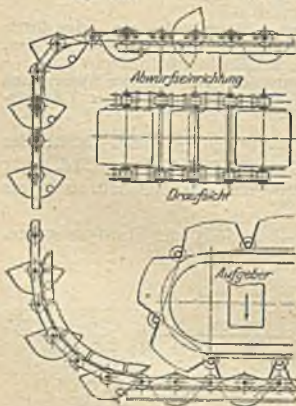


Fig. 149.

Becher zwischen zwei Laschenketten aufgehängt, innerhalb deren die Laufrollen sitzen. Aufgabestelle mit besonderer Vorrichtung zur Vermeidung der Spaltverluste (umlaufendes spaltloses Trichtersystem). Entleerung durch Schwenken der Eimer infolge Abrollen von seitlich an den Eimern angebrachten Röllchen an einem Anschlag mit Leitschiene. Die Rolle eilt der Bechermitte voran, um großen Kippwinkel zu erzielen.

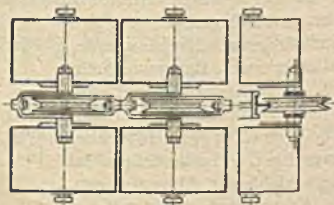


Fig. 150.

Leistungen von $10 \div 80$ t/Std.; $0,15 \div 0,20$ m/sek. Ähnlich auch das Seilbecherwerk von Bradley (B. A. M. A. G.) ohne besondere Aufgabevorrichtung.

Raubbewegliche Kübelketten entweder mit Aufhängung der Kübel in einem Rahmen, dem durch Lenker Beweglichkeit in der Wagerechten verliehen wird (Bousse, Schenk) oder Kübel geteilt, beidseitig an einer Rollenkette hängend, die um ihre Achse verdrehbar gemacht ist (Bleichert), Figur 150. Letzteres erzielt besonders geringe Bewegungswiderstände.

Allgemeine Anordnung nach Figur 151. Wenn Spannvorrichtung erforderlich, am besten in Ecke D. Genügt das Gewicht des Kettenstücks AD zur Überwindung der Bewegungswiderstände in AB, Antrieb nach B, um Kettenbelastung kleiner zu halten.

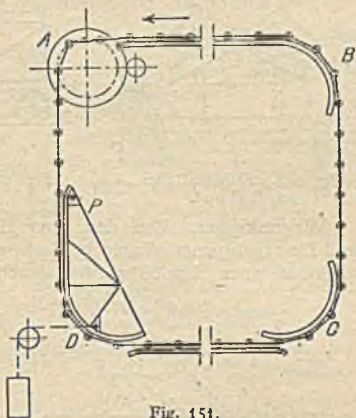


Fig. 151.

Schaukelbecherwerke werden meist nur für Kohlenförderung verwendet, oft gleichzeitig auch für Ascheförderung mitbenutzt.

Förderung mit Unterbrechungen.

Hierher gehören zunächst alle Sonderbauarten von Wagen für bequeme und schnelle Entleerung, die in Bauzügen laufen oder auch von Hand verschoben werden — Flachbodenschnellentlader, Kastenentleerer, Kastenwagen mit Boden-, Seiten- und Stirnklappen, Muldenkipper, Zapfenkipper, Selbstentlader mit Seiten- und Bodenentleerung durch Klappen oder Schieber der verschiedensten Ausführungen — ferner als besondere Entleerungsvorrichtungen die Wagenkipper, weiter zwei- und einschienige Bahnen mit Ketten- oder Seiltrieb, endlich Kran-sonderbauarten mit Kübel- oder Greiferbetrieb, mit Seil oder Elektromotor als Zugmittel.

Von erstaufgeführten Wagenarten Fig. 152—159 die Hauptvertreter.

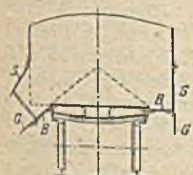


Fig. 152. Flachbodenschnellentlader (Talbot).

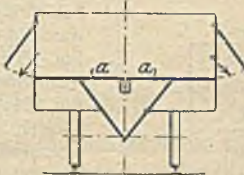


Fig. 153. Kastenwagen mit Seiten- und Bodenklappen.

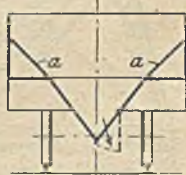


Fig. 154.



Fig. 155. Muldenkipper (Arth. Koppel).

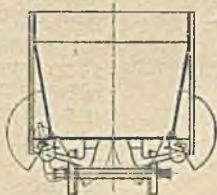


Fig. 156. Bodenentleerer (Orenstein u. Koppel).

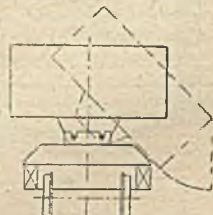


Fig. 157. Zweizapfenkipper mit Seitenklappen.

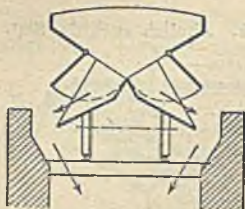


Fig. 158. Selbstentlader von Talbot.

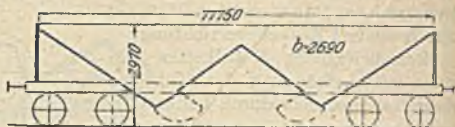


Fig. 159. 38-t-Bodenentleerer der Bayr. St.-E. B.

Wagenkipper. Von den zwei Hauptgattungen, Stirn- und Seitenkipper, sind für regelspurige Wagen in Europa nur die ersteren in Verwendung. Wagen wird auf einer Kippbühne (im durchgehenden oder Endgleis) mittels haken-

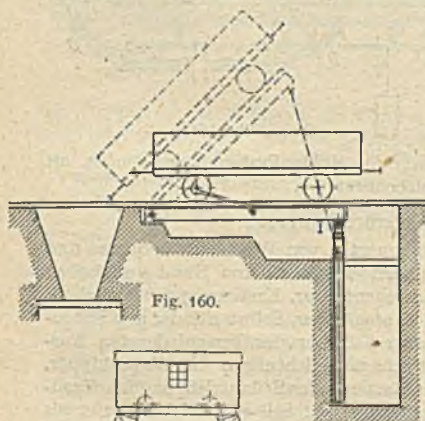


Fig. 160.

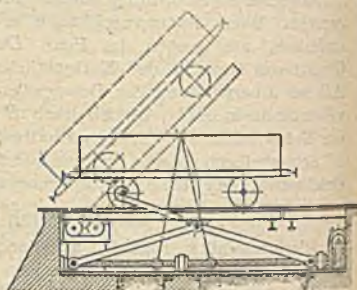


Fig. 161.

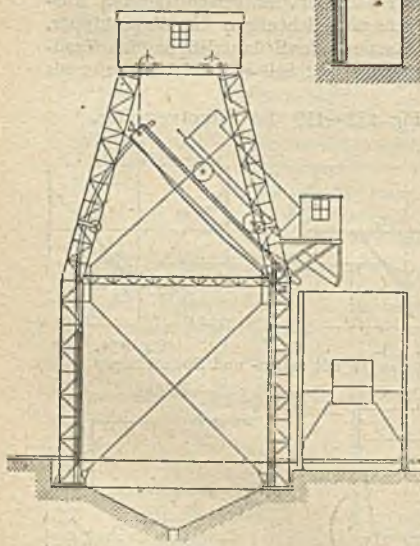


Fig. 162.

förmiger Fangvorrichtung festgemacht, mit ihr gekippt (unter Umständen vorher hochgewunden) und durch die Stirnwand entleert. Im durchgehenden Gleis eingebaute Kipper erfordern besondere Spaltüberdeckung, wenn Kippachse über Schienenoberkante liegt. Schienengleicher Kipper mit Preßwasserantrieb (Unruh & Liebig), Fig. 160; mit Kniehebelantrieb (Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg), Fig. 161; mit Hubwerk für feste Hubhöhe (10,8 m) verbundener elektrischer Aufzugkipper (Benrather Maschinenfabrik), Fig. 162. Leistungsfähigkeit ist durch die Zeit des Auf- und Abbringens der Wagen auf die Bühne begrenzt, etwa 1,5 Min. und mehr, Entleeren selbst für schienengleiche Kipper mindestens 2,5 Min., so daß 15 20-t-Wagen in der Stunde für gewöhnlich eine Höchstleistung darstellen, beim Aufzugkipper etwa 7 Wagen in der Stunde (Hubgeschwindigkeit ≈ 10 cm/sek, Heben und Senken $\approx 6,5$ Min.).

Die zweischiennigen Bahnen für Massengüterbewegung sog. Förderbahnen mit Einzelantrieb als Menschenkraft, Pferde-, Dampf-, Benzin-, Druckluft- und

elektrischen Lokomotiven seien hier nur erwähnt (Druckluftlokomotiven besonders für Tunnelbauten, wo Luftverschlechterung vermieden werden

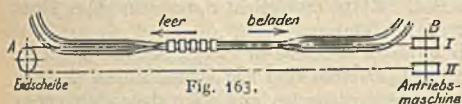


Fig. 163.



Fig. 165.

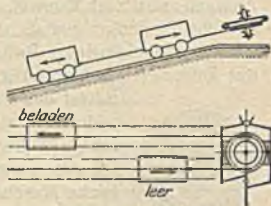


Fig. 164.

muß). Bei Zugmittelantrieb — meist Drahtseil, seltener Kette — laufen die Förderwagen von 500 ÷ 1000 kg Inhalt einzeln oder auch in Zügen in Pendel- oder Ringbetrieb. Förderung mit Seil und Gegenseil (Fig. 163); kommt Antrieb nach A, Förderung mit Vorder- und Hinterseil — zwei Antriebsmaschinen. Bremsbergförderung (Fig. 164), wenn der beladene Wagen den leeren aufwärts zieht. Ringbetrieb (Fig. 165) mit endlosem Seil, an das die Wagen beliebig angeschlagen werden.

Der Antrieb des Zugmittels geschieht entweder durch ledergeführte Scheibe (oder mit besonderer Klemmenvorrichtung) mit einfacher Umschlingung — Winkel α bis $1,5\alpha$ — oder mit mehrfacher Umschlingung, aufgelöst durch Gegenseiben in einem Mehrfachseilbetrieb (Fig. 166), um die axiale Verschiebung des Seils beim Aufwinden in mehreren vollen Windungen zu vermeiden — besondere Spannvorrichtung erforderlich. Kettenantriebe erhalten

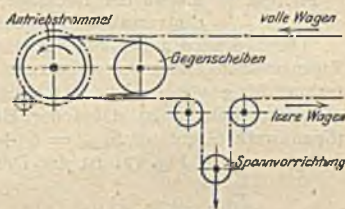


Fig. 166.



Fig. 167.



Fig. 168.

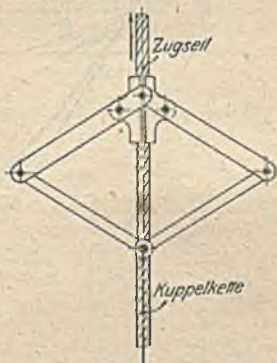


Fig. 169.

nachstellbare Greifdaumen, um der Längung der Kette gerecht zu werden.

Vorrichtung zum An- und Abschlagen der Wagen: Oberliegende Kette wird in einfache Gabelmitnehmer eingelegt, untenliegende erhält Nasen, die sich hinter die Achsen legen. Als Mitnehmer für glatte Seile ist die gekröpfte Gabel am gebräuchlichsten (Fig. 167), bis 10% Steigung. Darüber hinaus Seilschlösser mit kräftigem Schluß: Fig. 168 für Oberseil, Fig. 169 für Unterseil. Zum Aufhalten losgekuppelter Wagen werden auf Steigungen Fangvorrichtungen eingebaut.

Förderleistung bei Ringbetrieb: $z = \frac{3600 v}{a}$, wenn z die Zahl und a der Abstand (m), v die Geschwindigkeit (m/sek) der geförderten Wagen.

$$Q = 3,6 \frac{g}{a} v \text{ (t/Std.)}$$

wenn Q die Gesamtfördermenge, g das Gewicht einer Ladung in kg.

$$a = 10 \div 20 \text{ m.}$$

Für Dauerbetrieb bestimmte Anlagen erhalten meist Ringbetrieb, vorübergehende für Bauzwecke oft Pendelbetrieb (geringere Anlagekosten). Bei Anlagen mit viel Kurven nur Seil. Kette ermöglicht durch sein hohes Eigengewicht Einsenkungen sicherer zu durchfahren.

Die einschienigen Bahnen zerfallen in solche mit fester Schiene und solche mit Drahtseil als Unterstützung. Die ersteren sind fast ausschließlich ein Hilfsmittel des Fabrikbetriebs geworden und seien daher hier nur erwähnt, letztere kommen allgemeiner und infolge ihrer Anpaßfähigkeit an das Gelände auch für Bauzwecke zur Anwendung.



Fig. 170.

Als Tragmittel kommt neben dem gewöhnlichen Spiralseil (siehe Maschinenteile, S. 852) und dem verschlossenen das halbverschlossene (Fig. 170) immer mehr in Aufnahme. Die Formdrähte der Decklage haben einfachere Querschnittsform als die des verschlossenen Seils und werden beim Ziehen mehr geschont.

Das Seil wird außer auf Zug durch die Spannung der Spannwerke und des Eigengewichts durch die wandernde Last auf Biegung beansprucht¹⁾. Man berechnet für gewöhnlich das Seil lediglich auf Zug mit fünffacher Sicherheit. Bei geneigten Bahnen ist dabei der Höhenunterschied h mit zu berücksichtigen (Spannwerk G unten), $S_{max} = G + q_s \cdot h$, wobei q_s das Eigengewicht des Seils in kg/m. Nach Fig. 171 ist der Durchhang aus dem Eigengewicht angenähert

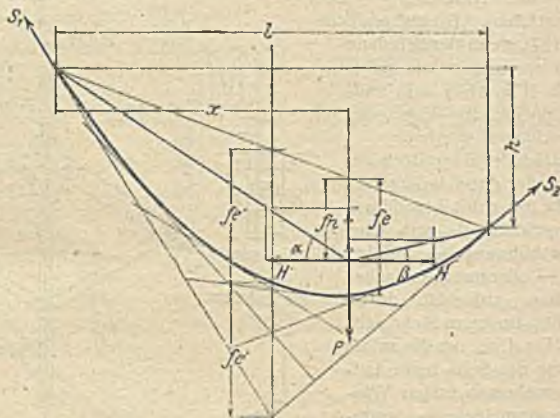


Fig. 171.

(Parabel) $f_e = \frac{q_s x(x-l)}{2H}$, in der Mitte $f'_e = \frac{q_s l^2}{8H}$; der Durchhang aus

Eigenlast P $f_n = \frac{Px(l-x)}{Hl}$ bzw. für die Mitte $f'_n = \frac{Pl-x}{H} \frac{f_e}{2}$ und f_n sind zu addieren. Kupplung zweier Seile mittels konischer Hülsen, in denen sich die Seilenden keilschlüssig festziehen.

Meist Seil am oberen Ende verankert, am unteren mit Gewichtspannwerk gespannt (über Rollen, wo häufig Kette). Lange Bahnen Zwischenspannwerke. Knicke der Seilbahnlinie mittels Seil selbst nur in senkrechter Ebene möglich. Knicke in wagerechter Ebene erfordern Zwischenschaltung fester Schienenstücke, wie an den Endpunkten. Ausführung einer hölzernen Stütze für untenliegendes Zugseil (Fig. 172), einer eisernen für obenliegendes Zugseil (Fig. 173). Übliche Stützentrifnung $70 \div 100$ m, Stützhöhe $7 \div 8$ m. Größter Durchhang muß Durchfahren hochbeladener Wagen noch gestatten. Bei tiefen Geländeeinschnitten

¹⁾ Siehe Isaachsen, Z. Ver. deutsch. Ing. 1907, S. 652 ff.

Spannweiten von mehr als 1000 m. Größte Steigung bis 45°. Bei Wegeüber-

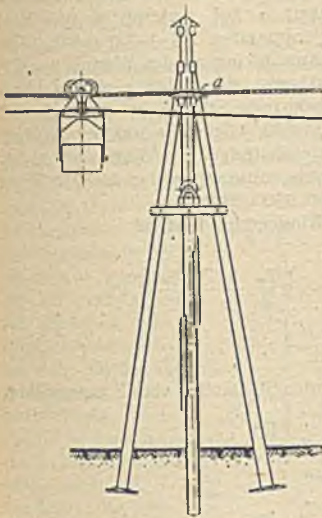


Fig. 172.

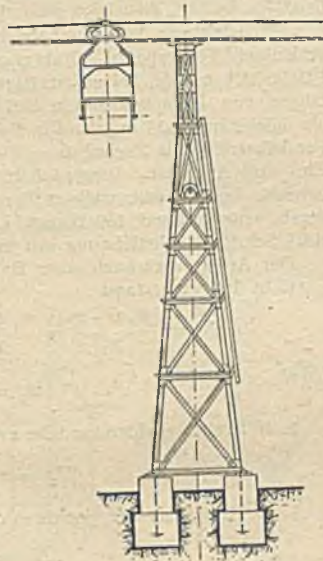


Fig. 173.

gängen oder Bahnkreuzungen zum Schutze gegen herabfallende Stücke Schutz-
netze oder -dächer.

Der Wagen (Bleichert), Fig. 174, besteht aus Kasten, Gehänge und Laufwerk mit Kupplung. Für körniges

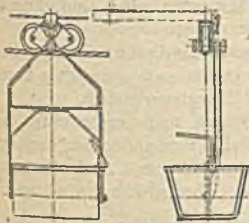


Fig. 174.

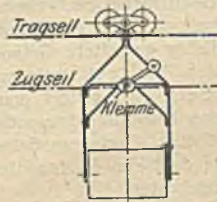


Fig. 175.

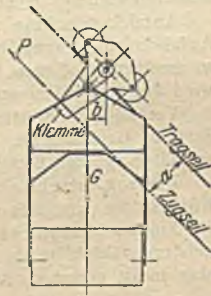


Fig. 176.

Fördergut wird der Kasten meist als Kippmulde ausgebildet (selbsttätige Entleerung an festem oder verschiebbarem Anschlag). Angriffspunkt des Zugseils früher meist am Gehänge (Fig. 175), neuerdings am Laufwerk (Bleichert), wie aus Fig. 172 bis 173 ersichtlich, bei großen Steigungen nach Fig. 176 mit Gegenmoment der Last gegen Abheben des Wagens von den Schienen ($P a$ abhebend, $G b$ Gegenmoment). Fig. 177, die Obach'sche Schraubenkupplung (Pohlig).

Bei dieser dient das Steilgewinde b zur schnellen Annäherung beider Klemnhälften, Gewinde c mit geringer Steigung zum Festziehen mit großer Kraft; selbsttätig entkuppelnd.

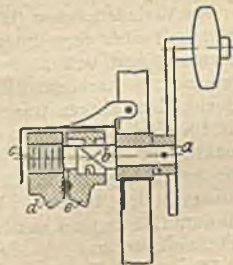


Fig. 177.

Die neue Bleichertsche Kupplung für untenliegendes Zugseil ist eine Lastdruckklemme (je größer die Last, desto fester packend); selbsttätig entkuppelnd durch Entlasten der Räder.

Förderleistung bei Ringbetrieb für Schüttgut nach Formel wie bei zweiseitiger Förderbahn. Fahrgeschwindigkeit v bei Ankuppeln von Hand 1,0 bis 1,5 m/sek, bei selbsttätigen Kuppelapparaten 2,5 ÷ 3,0 m/sek. Umfahren von Leitscheiben am Seil wegen Ausschwingens des Wagens $v = 0,75$ bis höchstens 1,25 m/sek, für Beladen während der Fahrt $v \approx 0,25$ m/sek. Pendelbetrieb mit Zugseil $v = 4 \div 6$ m/sek freie Strecke, $v = 1 \div 2$ m/sek Ein- und Ausfahrt. Wageninhalt $g = 300-800$, höchstens 1000 kg für Ringbetrieb, bei Pendelbetrieb größere Lasten. Zeitfolge der Wagen bis 20 Sek. herab, entsprechend 180 Wagen i. d. Stunde, ausnahmsweise bis 250 Wagen (14,5 Sek.). Höchstleistung mit einer Bahn 250 t/Std.

Der Arbeitsverbrauch einer Bahn mit Ringbetrieb besteht

1. in Rollwiderstand

$$N_1 = \frac{w_1 G \cdot v}{75} = \frac{w_1 Q \cdot L}{270} \left(1 + 2 \frac{g_0}{g} + \frac{7,2 q_1 v}{Q} \right) \text{ PS,}$$

worin

$$w_1 = \frac{2f + \mu d}{D};$$

2. in Drehungswiderstand der z mitlaufenden Stützrollen vom Eigengewicht g ,

$$N_2 = z \mu g_r \frac{d'}{D'} \frac{v}{75} \text{ PS.}$$

3. in Hubarbeit der gesamten Förderlast

$$N_3 = \frac{QH}{270} \text{ PS;}$$

diese ist bei Abwärtsförderung negativ;

4. in Widerstand der Antriebs-, Spann- und Leitrollen des Zugseils N_4 (siehe Maschinenteile. S. 851 ff.), der sich nach der Art der Anlage richtet.

Antriebsmaschine und Zugmittel werden durch Massenwiderstände beim Anfahren und ungewöhnliche Widerstände (Schnee und Eis) bedeutend über die so errechneten Kräfte beansprucht, so daß Zuschläge erforderlich sind; Zugseil wird auf Zug allein mit 8—10facher Sicherheit berechnet.

Vorteil der Drahtseilbahn vor der zweiseitigen Standbahn: Geringer Bedarf an Grundfläche, beliebig gestaltete Gelände lassen sich geradlinig überschreiten, größte Steigungen (bis 1:1), geringerer Energieverbrauch.

Die sog. englische Seilbahn gehört dem Wesen nach mehr unter die Kübelketten usw., da keine besondere tragende Bahn vorhanden ist, sondern das Zugseil hierzu benutzt wird. Geringere Belastung und somit auch geringere Leistungsfähigkeit als die deutsche Drahtseilbahn, dabei größere Abnutzung, aber meist geringere Anlagekosten.

Verladebrücken, Förderkübel, Selbstgreifer.

An Verladebrücken (Hochbahnkränen) werden zur Förderung von stückigem Fördergut über Stapelplätze oder im Überladebetrieb (Schiff-Eisenbahn-Landfuhrwerk) und von Erdmassen über Bauplätzen Kübel oder Selbstgreifer verwandt, je nachdem die Füllung des Gefäßes von Hand oder selbsttätig geschieht. Die Katzen tragen entweder den Antrieb für Betätigung dieser Gefäße und für Verfahren in sich oder übermitteln ihn nur durch Seil von einem festen Punkte der Brücke auf die Gefäße. Seltener befindet sich auf der Brücke eine zweigleisige Standbahn mit Selbstentladern, die aus Füllrümpfen beladen werden, welche letztere wiederum durch Selbstgreiferdrehkrane oder ähnliche Fördermittel bedient werden. Die Richtung der Förderung ist bei diesen meist nicht umkehrbar.

Die Kübel Fig. 178 und 179 geben für Erdmassen verwendete Fördergefäße wieder.

Ersterer für zwei Ketten (Hub- und Entleerungskette), letzterer mit festem Auslöser (am Ausleger des Krans angelegte Gabel, die in die Eindrechung des Gleitstücks eingeschoben den Festpunkt für die Kibelwandung abgibt; bei Nachlassen des Hubseils öffnen sich die Bodenklappen, das Gefäß entleert sich).

Für Kohlen, Erze und anderes stückiges Gut sind meist Kübel nach Fig. 180 in Benutzung, die nach Auslösung selbsttätig kippen und sich nach Entleerung ebenso wieder aufrichten.

Die Selbstgreifer¹⁾ werden für Schüttgut verwandt, in besonderen Fällen eignen sie sich auch für Bodenbewegung. Sie besitzen zumeist zwei symmetrische Hälften, die durch das Zugmittel unter Zuhilfenahme von Flaschenzügen, Differentialtrommeln, Zahnrad- und Hebelübersetzungen u. a. und stabförmigen Lenkern gegenseitig so verschoben werden, daß ein Aufgreifen mit Schließen und entsprechend ein Öffnen mit Entleeren zwangsläufig bzw. kraftschlüssig stattfindet. Je nach Anzahl der Zugmittel unterscheidet man Ein- und Mehrseilgreifer, je nach der Art des

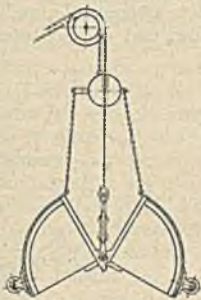


Fig. 178.



Fig. 179.

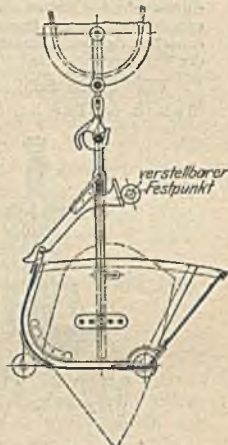


Fig. 180.

Zugmittels Seil- und Kettengreifer, endlich ergeben sich nach der Anordnung der Schaufeldrehachsen oder überhaupt des zugrunde gelegten geometrischen Gebildes: Greifer mit einer oder zwei innenliegenden festen Drehachsen, mit beweglicher gemeinsamer innerer Drehachse — letztere innerhalb oder außerhalb der Schaufel liegend — und endlich Greifer mit zusammengesetzten Dreh- und auch Gleitbewegungen — kinetische Ketten mit 6, 8 und mehr Gliedern — sowie als besondere Bauart drei- und vierschalige Greifer.

Der Priestmangreifer (Fig. 181), die erste bewährte, auch heute noch

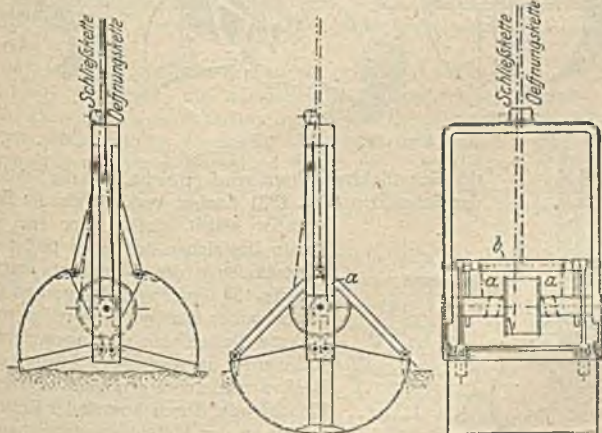


Fig. 181.

¹⁾ Siehe auch Richter, Elektrisch betriebene Bagger- und Verladeeinrichtungen. Z. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 577 ff.

gebrauchte Bauweise (Menck & Hambrock, Altona). Zwei innere feste Drehachsen, zwei Ketten; die Schaufelschneiden machen fast reine Drehbewegung und schneiden das Fördergut ohne wesentliche Lagenänderung aus, daher besonders für zähflüssigen Schlamm, tonigen Boden geeignet.

Griffvorgang Anziehen der Schließkette und Abwickeln von großer Trommel, dadurch Aufwickeln der Ketten *a* auf kleinen Trommeln derselben Welle und Heranziehen der Welle *b*, von der aus mittels Druckstangen die Schaufeln gegeneinander bewegt werden. Heben durch Anziehen der Schließkette mit Nachschleppen der Öffnungskette. Entleeren durch Feststellen der Öffnungskette und Nachlassen der Schließkette.

Für große Schließkraft wird dieser Greifer von Bleichert, Leipzig und Menck & Hambrock, Hamburg nach Fig. 182 mit Weglassung des Gestells und Einfügen eines mehrfachen Flaschenzugs zwischen oberem Verbindungsstück der Druckschließen und der Schaufeldrehachse gebaut.



Fig. 182.

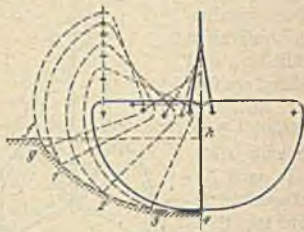


Fig. 183.

Durch Verlegen der gemeinsamen inneren Drehachse aus der Achse der Schaufelzylinder heraus nach oben oder durch Anwendung zweier außen liegender

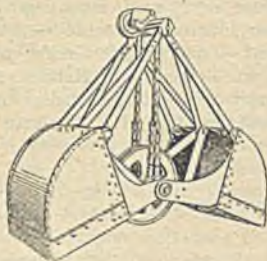


Fig. 184.



Fig. 187.

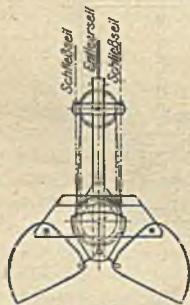


Fig. 185.



Fig. 186.

den Schaufeldrehachsen wird erreicht, daß die Schließkurve der Schneiden (Fig. 183) flacher verläuft als die Schaufelzylinder selbst, dafür aber eine größere Breite bestrichen wird; es findet ein Zusammenziehen des Förderguts statt.

Fig. 184 Greifer der Hayward Co., mit gemeinsamer Drehachse, Greifer mit zwei äußeren Drehachsen verlangen einen festen Rahmen; ausreichendes Öffnen beider Hälften wird durch genügend schwere untere Flasche oder durch Angriff der Entleerungsketten an der Außenhaut der Schaufeln erreicht. Fig. 185 Seilgreifer von Bleichert (Knickebel für Öffnen), Fig. 186 Greifer der Benrather Maschinenfabrik (mit umgekehrtem Knickebel — große Schließkraft), in Fig. 193 Greifer der

Düsseldorfer Maschinenbau-A.-G. vorm. Losenhausen, Düsseldorf, mit fester Trommel und unrunder Scheiben. Als Vertreter der mehrschaligen Bauart Fig. 137 der nach seinem Aussehen „orange peel“-Greifer benannte amerikanischer Herkunft (Link Belt Engineering Co., Philadelphia, auch W. Fredenhagen, Offenbach). Die spatenförmige Ausbildung der Schaufeln macht ihn zum Ausheben von wurzeldurchsetztem Boden, auch großer Steinblöcke geeignet; der runde Querschnitt gestattet das Absenken von Brunnen. Sie werden schwer und teurer als zweischalige gleichen Fassungsvermögens.

Einseilgreifer besitzen dieselben Grundformen wie die mit zwei Zugmitteln, jedoch nur ein Schließseil (Kette). Gemeinsam ist allen Einseilgreifern die Abhängigkeit von einer der Höhe nach mitunter verstellbaren Auslösevorrichtung, die die Aufhebung der Verriegelung beider Schaufeln in der Geschlossenstellung bewirkt, so daß diese sich öffnen und das Fördergut freigeben können. Der Greifer muß in geöffneter Stellung niedergelassen werden und kann sich erst schließen, nachdem er auf dem Fördergut einen neuen Stützpunkt gewonnen hat. Der Einseilgreifer ist damit von vornherein in seiner Arbeitsweise beschränkter als der mit zwei Zugmitteln. Er findet seltener Anwendung als dieser, da er schwerer und empfindlicher ist, sowie etwas langsamer arbeitet. Er erfordert jedoch nur ein einfaches Windwerk.

Besondere Gesichtspunkte für die Beurteilung von Selbstgreifern:

1. Art der Schneidenschließkurve (Aufhängepunkte ruhend gedacht), entsprechend auch Eignung für die verschiedenen Förderstoffe.

2. Schneidendruck auf das Fördergut beim Schließvorgang für die einzelnen Schaufelstellungen. Beim Beginn des Schließens soll die dem Eingraben der Schneiden entgegenwirkende Zugkraft im Seil möglichst gering sein, am Ende des Schließens muß der Schneidendruck zur Zertrümmerung eingeklemmter Stücke ausreichen. Daher Anwendung von Flaschenzug- und Differentialtrommelübersetzungen, von Kniehebeln, unrunder Scheiben u. a.

3. Leergewicht und Fassungsvermögen. Ersteres aus Punkt 2 heraus mitbedingt. Das übliche Fassungsvermögen beträgt $1,0 \div 2,5$ cbm. äußerst 0,6 und 6,5 cbm; für erstere schwankt das Leergewicht zwischen 1200 und 1900 kg.

4. Größte Ausladungsmaße des Greifers in der Wagerechten für Öffnungsstellung; wichtig bei Arbeiten durch beschränkte Öffnungen hindurch.

5. Arbeitsgeschwindigkeiten und damit Gesamtleistungsfähigkeit. Mittlere Höchstleistungen von Verladebrücken mit Selbstgreiferbetrieb $150 \div 200$ t/Std., größte etwa 400 t/Std.

6. Vorkkehrungen gegen Verdrehen: Mehrfachaufhängung.

Die Kette war früher das ausschließliche Zugmittel bei mäßigen Arbeitsgeschwindigkeiten. Vorteile: unempfindlich und ausdauernd; Nachteile: plötzliches Reißen ohne äußere Anzeichen, Lärm beim Arbeiten. Die großen Arbeitsgeschwindigkeiten neuerer Maschinen haben dem Seil Eingang verschafft; bei Führung über die ganze Brücke einzig mögliches Zugmittel. Im Betrieb teurer als Kette, und besonders gegen Verschmutzung empfindlich. Daher im Greifer selbst häufig noch Ketten.

Die Hub- und Fahrtriebwerke unterscheiden sich je nach Anwendung eines festen Führerstandhauses, einer Laufkatze mit an- oder eingebautem Führerstand, ferner nach Eignung für Kübel- bzw. Einseil- oder Zweiseilgreifer und endlich nach der Verwendung des Übertragungsmittels: Seil, Kette (nur für Führerstandlaufkatzen oder Drehkräne), elektrischer Kontaktleitung und des Antriebs: Dampfmaschine, Elektromotor und Preßwasser (als Zwischenmittel). Als besondere Anforderung sind neben genügender Leistungsfähigkeit und höchstmöglichem Gesamtwirkungsgrad stoßfreies Arbeiten, für Selbstgreifer im besonderen die Möglichkeit des Hebens und Senkens im geöffneten Zustand zu nennen. Größte Leistungsfähigkeit erfordert Seiltrieb mit feststehender Winde.

Fig. 188 Seilführung eines Schrägbahnkranes mit Einseilgreifer (Bleichert):

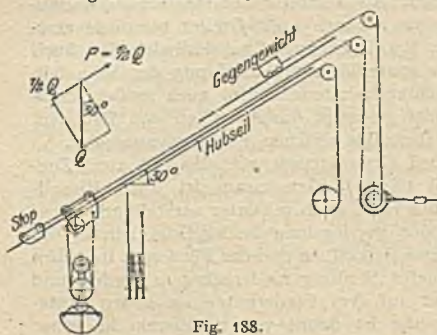


Fig. 188.

ein Hubseil mit $P = \frac{Q}{2}$, da Greifer in einer losen Rolle hängend; bei 30° Bahnneigung Komponente aus Gewicht und Seilzug längs der Bahn sich ausgleichend. Verschiebbarer Anschlag (Stop), aufwärts durch Gegengewicht, abwärts durch Katze mitgenommen, durch Bremse festgestellt. Amerikanische Einseilschrägbahnkrane von Temperley, Brown und Mc Myler (s. Ernst, Hebezeuge, Bd. 1, Abschnitt 4 C, Fig. 1). Allgemeine Anordnung eines Seiltriebs für

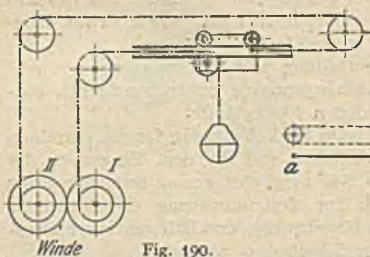


Fig. 190.

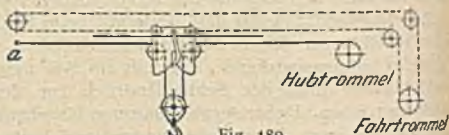


Fig. 189.

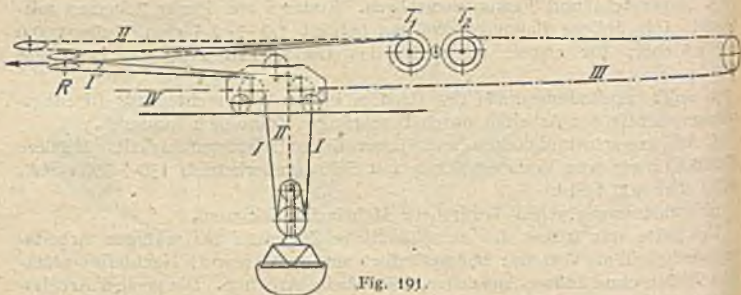


Fig. 191.

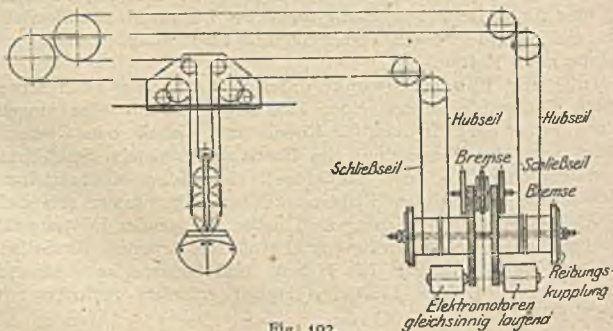


Fig. 192.

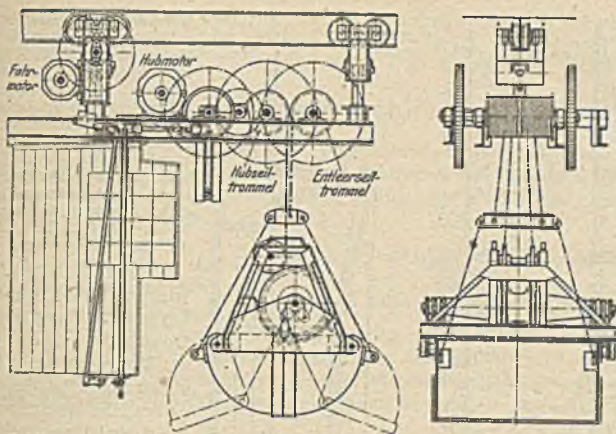


Fig. 193.

Abnutzung, wenn Seil spannungslos bei eingehängter Flasche. Fig. 190 Zweiseilkran mit Greifer. Für Heben und Senken Trommel I allein umlaufend, für Fabren Trommel I und II gemeinsam; die eine wickelt so viel Seil auf als die andere abwickelt.

Fig. 191 und 192, Seilführung für Zweiseilgreifer.

In ersterer wird die Schließbewegung durch eine besondere Winde hervorgebracht, die die Rollen R längs der Bahn verschiebt (Seil IV, Hilfsseil von T₂ ausgehend). In Fig. 192 sind die beiden von besonderen, nur in einer Drehrichtung antreibenden Motoren bewegt

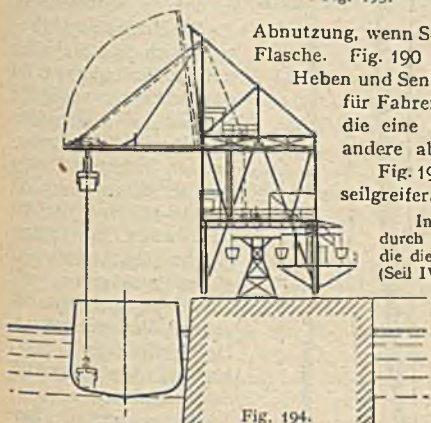


Fig. 194.

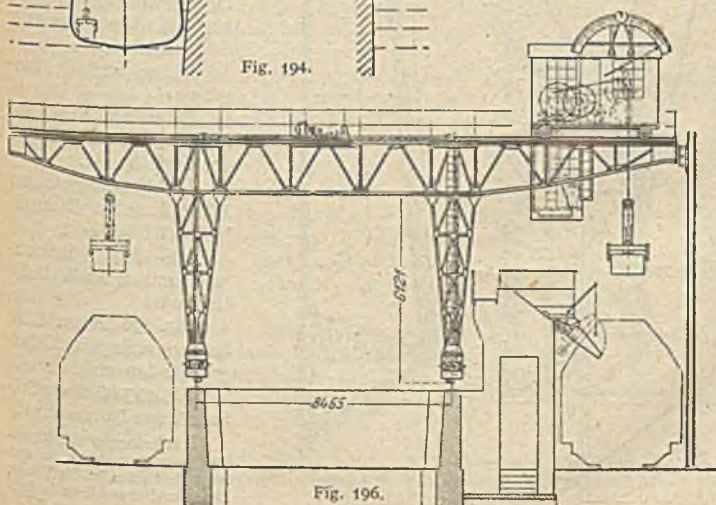


Fig. 196.

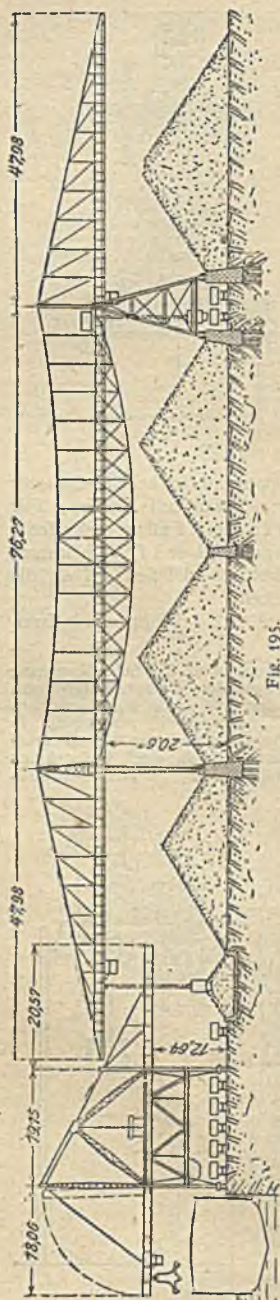


Fig. 195.

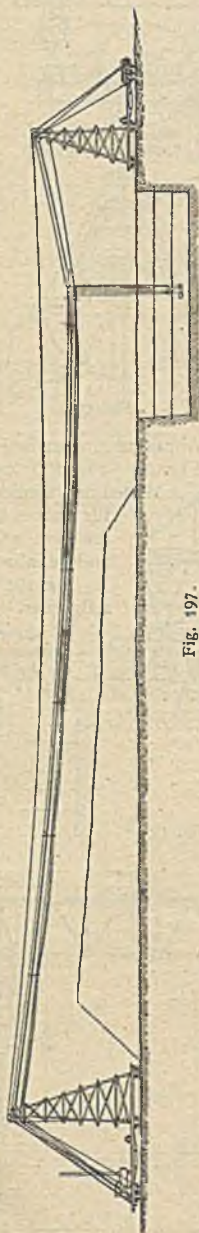


Fig. 197.

Winden durch ein Planetengetriebe miteinander gekuppelt. Heben: beide Motoren laufen, Reibkupplungen eingerückt; Senken: Motoren abgestellt, äußere Bremsen auf Nebenwelle in Tätigkeit; Öffnen: Bremsen auf Hauptwellen fest, Reibkupplungen ausgerückt, Senkbewegung der Schließseile; Fahren: Reibkupplungen eingerückt, nur mittlere Bremse auf Nebenwelle fest, der eine oder der andere Motor läuft.

Fig. 193 elektrisch betriebene Führerhaus-Laufkatze (2,2 t Tragfähigkeit, Losenhausen).

Von elektrischen Fernsteuerungen ist die Bleichertsche beachtenswert: 1 Arbeitsleitung, 1 Steuerleitung an Entladestellen.

Die Hochbahnkrane teilen sich ein in Brücken- und Seilbahnkrane. Bei den Brückenkranen ist für ausreichende Beweglichkeit (Pendelstützen) zu sorgen, da Untergrund selten genaue Schienenlage gewährleistet und der Antrieb beider Füße nie ganz gleichmäßig. Ausleger über Hafen aufklappbar oder zurückverschieblich. Oft werden Verladekrane mit Drahtseilbahnen vereint: Nachteil: Umladen mittels Schütttrichter.

Einige wichtige Bauarten:

Bis zu etwa 30 m waggerechter Förderung Portal-drehkran häufig.

Fig. 194 Uferkran mit Überladung in Drahtseilbahn (Bleichert).

Fig. 195 Brückenkran mit Schnellentlader (Brown).

Fig. 196 Lokomotivbekohlungsanlage mit Selbstgreifer, Losenhausen.

Fig. 197 fahrbarer Seilbahnkran, Panamakanal.

Sonderformen der Massenfördereinrichtungen siehe auch folgende Werke: Dr.-Ing. Claus, Der Umschlagverkehr in Bau-

materialien auf den Berliner Wasserstraßen und die Zweckmäßigkeit der Verwendung mechanischer Entladevorrichtungen für den Ziegeltransport. Berlin 1910. — Aumund, Die Verladung von Massengütern im Eisenbahnbetrieb. Z. d. V. d. Ing. 1909, S. 1437 ff. mit Wirtschaftlichkeits-schaubildern.

III. Baggermaschinen.

Unterschieden werden nach der Verwendung Naß- und Trocken- oder Erdbagger, nach der Arbeitsweise Baggermaschinen mit unterbrochener und ununterbrochener Förderung. Praktisch werden sie nach den gebräuchlich gewordenen Formen eingeteilt in

- | | |
|-------------------------------------|------------------------------|
| 1. Greiferbagger | } unterbrochene Förderung. |
| 2. Schaufelgräber oder Löffelbagger | |
| 3. Eimerkettenbagger | } ununterbrochene Förderung. |
| 4. Saugpumpenbagger | |

Die Greifer- und Eimerkettenbagger werden sowohl für Trocken- als auch für Naßbaggerung, die Saugpumpenbagger nur als Fluß- bzw. Seebagger verwendet. Die Baggermaschinen dienen sämtlich dem Abtrag und gegebenenfalls auch der Förderung von Erdmassen (einschließlich felsigen Bodens).

Trocken- oder Erdbagger.¹⁾

Greiferbagger s. vorigen Abschnitt S. 1877 ff. Eignen sich auch zum Arbeiten unter Wasser.

Der Schaufelgräber oder Löffelbagger hat sich in Amerika aus der handbedienten sog. indischen Baggerschaufel (0,01 ÷ 0,02 cbm Inhalt) entwickelt. Kennzeichnende Teile: Löffel oder Schaufel, steuernder Stiel und Zugmittel zur Erzeugung des Schneidendrucks zum Eingraben. Bei den maschinell betriebenen großen Schaufeln kommt noch Bodenklappe mit Entriegelungsantrieb zum Entleeren und Schwenkausleger zum Seitwärtsfördern des Bodens sowie auf Schienen laufender Unterbau zum Vorwärtsbewegen des ganzen Maschinensatzes dazu.

Bauweisen neuerer Ausführungen: a) Λ -Rahmenform. Im vorderen Teil des Wagens stehender Λ -Rahmen, nach hinten durch Zugbänder gehalten, an seiner Spitze mittels Halslager Zugband für Ausleger angreifend. Dieser stützt sich in besonderem Fußlager am Untergestell ab — amerikanische Bauart.

b) Drehscheibenform; entsprechend einem Scheibendrehkran ist Ausleger mit Windwerken und Schutzhaus auf Rollen gegen Unterbau drehbar.

Drehscheibenschaufel wagerecht um 360° schwenkbar, erstere nur um 190 ÷ 210°. Drehscheibenform mehr für leichtere Schaufeln. Antrieb Dampf oder Elektrizität.

Arbeitsweisen: Baggern vor Kopf oder Einschnittbaggerung, Fig. 198. und Seitenbaggerung, Fig. 199. Bei ersterer Massenabfuhr erschwert, daher 3 Gleise, bei letzterer ein durchgehendes Gleis und gegebenenfalls noch ein Stumpfgleis. Herstellung von Gräben erfordert Baggern von rückwärts.

Leistungsfähigkeit: Schwere der Ausführung drückt sich im Gesamtgewicht der ganzen Schaufel aus: leichtere Ausführung, 18 t (auch auf Landstraßenrädern laufend), übliche schwere Ausführung: 60 ÷ 70 t, schwerste bis 100 t. Löffelin-

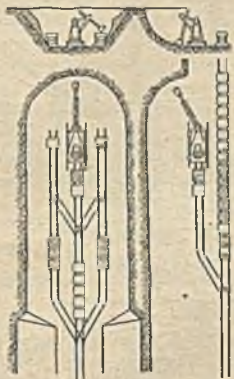


Fig. 198.

Fig. 199.

¹⁾ S. a. Richter, Die Eimerkettenbagger. Z. Ver. deutsch. Ing. 1908, S. 1701 ff. und Richter, Elektrisch betriebene Bagger. Z. Ver. deutsch. Ing. 1909, S. 940 ff. und 1910, S. 577 ff.

halt von $1,0 \div 4,8$ cbm für einen Bagger. Es ist praktisch, mehrere Schaufeln vorrätig zu halten zur Anpassung an die verschiedenen Bodensorten. Größte seitliche Ablagerung bis 18 m — übliche Einschnittbreite schwerer Schaufeln $18 \div 20$ m — größte Hubhöhe für Ausschüttung 9 m — üblich $5 \div 6$ m, Fig. 200.

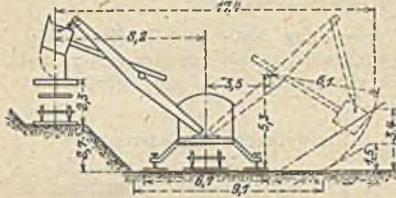


Fig. 200.

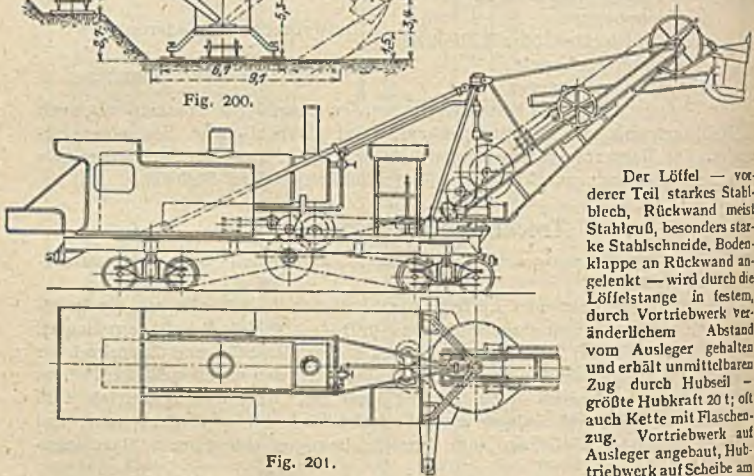


Fig. 201.

Der Löffel — vorderer Teil starkes Stahlblech, Rückwand meist Stahlreiß, besonders starke Stahlschneide, Bodenklappe an Rückwand angelenkt — wird durch die Löffelstange in festem, durch Vortriebwerk veränderlichem Abstand vom Ausleger gehalten und erhält unmittelbaren Zug durch Hulseil — größte Hubkraft 20 t; oft auch Kette mit Flaschenzug. Vortriebwerk auf Ausleger angebaut, Hubtriebwerk auf Scheibe am Auslegerfuß, die gleich-

zeitig dem Angriff der Schwenkketten dient. Schwenkmotor gibt auch Fahrtrieb.

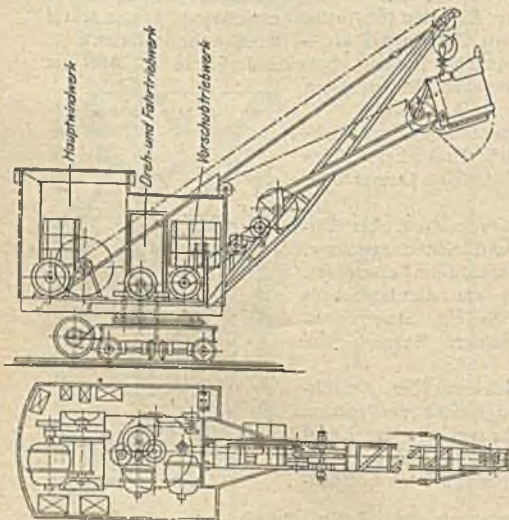


Fig. 202.

Dreimotorenantrieb üblich zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit, Einmotorenantrieb nur für sehr kleine Bagger. Schutzhaus häufig über ganzen Unterbau wegreichend. Größere Schaufeln stets Lokomotivkessel, kleinere auch stehenden. Am Fußpunkt des Λ -Rahmens Abstütz Ausleger zur Erhöhung der seitlichen Standsicherheit. Fig. 202 elektrischer Löffelbagger von Menck und Hambrock. Drehscheibenbauart mit 3 Motoren. 1 cbm-Löffel, Ausladung 6,2 m, größte Ausschüttweite und -höhe 6,6 bzw. 4,55 m, größte Hubkraft am Löffel 8300 kg, Spurweite 2070 mm. Hubmotor 50 PS, Vorschubmotor 30 PS

Schwenkmotor 15 PS. Hubseiltrommel Bremsbandkupplung, daher schnelles Senken des leeren Löffels. Gesteuerte Löffelklappe — allmähliches Öffnen. Keine besonderen Seitenstützen, da in sich standsicher, dadurch Löffel für Vorrücken beweglicher. Elektrischer Antrieb gestattet die Schaufel bei geringem Eigengewicht sehr leistungsfähig zu machen; 1 Mann Bedienung für Triebwerke selbst gegen 2—3 bei Dampfschaukel (Maschinist, Heizer, Klappenwärter); hochwertiges Triebwerk gegenüber kleinen Auspuffdampfmaschinen und Wegfall der Abkühlungsverluste während der Pausen. Hubseil wird auch unmittelbar zum Heben größerer Felsblöcke benutzt. Verschiedene Ausführungsgrößen s. nachstehende Tafel.

Schaufelbagger von Menck und Hambrock, Hamburg.

Bauart	E	FI	FII	G	H	I	K
Löffelgröße Fassung cbm	1,0	1,3	1,6	2,0	2,5	3,1	3,75
Größe Windekraft t	8,3	10,4	12,75	16,0	20,0	25,0	30,0
Ausladung m	6,2	6,7	7,25	7,8	8,4	9,0	9,65
Löffelverschlebung rd. m	3,0	3,2	3,45	3,7	4,0	4,3	4,8
Größe Ausschütthöhe — Unterkante offene Löffelklappe bis S. O. . m	4,55	4,91	5,31	5,7	6,15	6,6	7,08
Größe Schnittweite = 2 × Ausleger bei ganzer Ausladung m	12,4	13,4	14,5	15,6	16,8	18,0	19,3
Größe Ausschüttweite bis Unterkante geöffneter Klappe m	6,6	7,1	7,7	8,3	8,6	9,6	10,3
Gewicht rd. t	28,7	34,45	42,0	50,0	59,1	70,6	85,0
Theoretische Leistungsfähigkeit ¹⁾ bei 3 Spielen i. d. Min. cbm/Std.	180	235	290	360	450	560	675

¹⁾ Zur Ermittlung der wirklichen Durchschnittsdauerleistung nehme man den Wirkungsgrad für Bodenklasse I $\eta = 0,40$, II $\eta = 0,33$, III $\eta = 0,20$.

Eimerkettenbagger. Kennzeichen: endlose Kette mit Grab- oder Schürfeimern, eine gerade oder geknickte Leiter mit zwei oder mehreren Umlenkprismen, Antriebsturas und Stützrollen zur Aufnahme des Kettengewichtes in senkrechter Ebene und des wagerechten Schubs. Man unterscheidet Hoch- und Tiefbagger, je nachdem über oder unter der Aufstellungsebene Massen gewonnen werden. Der Tiefbagger verlangt ein angenähert ebenes Gelände zur Verlegung des Baggergleises, der Hochbagger stellt sich die Aufstellungsebene selbst her. Beim Tiefbagger stets offener Kübel, ohne eigentlichen Boden und ohne Rückwand, die sich nach-unten entleeren; bei tonigem Erdreich Ausschneidevorrichtung möglich, Fig. 209. Durch Eimerform Umlaufrichtung der Kette festgelegt. Graben beim Aufwärtsgang. Hochbagger auch geschlossene Eimer, Abtrag beim Aufwärtsgang; bei offenen Eimern Abgraben beim Abwärtsgang. Durchfahrbagger und Seitenschütter, je nachdem die Abfuhrwagen durch den Bagger hindurch oder neben ihm entlang gefahren werden. Bei allen neueren Bauweisen ist die Eimerleiter nur in einer Ebene senkrecht zum Gleis beweglich; eine ältere Ausführung hat Leitersystem schwenkbar, ähnlich der Schaufel. Arbeitende Seite der Eimerkette entweder frei durchhängend oder geführt. Ersterer Ausführung plötzlichen Hindernissen (Steinen, Baumstämmen usw.) gegenüber nachgiebig. Bei größeren Tiefen und gebrochenen Profilen, ebenso bei zähem Ton geführte Kette erforderlich. Leiter in älteren Tiefbaggern gerade und um den hochgelegenen Antriebsturas drehbar, in neueren stets nahe dem Unterstützungspunkt auf den Schienen angelenkt. Je nach Bedarf sind noch weitere Knicke in der Leiter zur Herstellung von Kanalsole, Bermen oder Brechpunkten in der Böschung vorzusehen. Hochbagger erhalten meist weit kürzere Leiter, die an einen Ausleger angelenkt ist, Fig. 205. Nachstellvorrichtung der Kette an unterer Umlenkrolle mittels Spannschlitten.

Größe Förderhöhe einer Stufe beim Tiefbagger 16 m, beim Hochbagger mit geschlossenen Eimern 5 m, mit offenen Eimern 10 m und mehr. Böschung bis etwa 1:1.

Förderleistung $Q = 3600 \frac{v i}{m t}$, wobei v Kettengeschwindigkeit (mit Rücksicht auf Verschleiß $v = 0,7 \div 1,0$ m/sek), i Eimerinhalt in cbm ($i = 0,100 \div 0,280$ cbm üblich), m Anzahl der Kettenglieder auf 1 Eimer, meist 4, bei größeren Baggern 6; t Kettenteilung in m ($t = 0,30 \div 0,35$ m üblich); $s = m t$ Eimerabstand in m.

Marktgängig sind die Bauweisen für 240, 180, 120, 90 und 60 cbm stündliche Höchstleistung in leichtem Boden, in schwererem sinkt die Leistungsfähigkeit bis auf etwa die Hälfte. Die erste Größe wird fast nur als Durchfahrtbagger ausgeführt, ihr Gesamtgewicht schwankt zwischen 70 und 120 t. Die größeren Bagger laufen auf 3 Schienen, 2 auf der Kettenseite, 1 auf der Gegengewichtsseite; die Gesamtlast verteilt sich auf 5 \div 6 Achsen auf jeder dieser Schienen.

Fig. 203 ein großer Dampfbagger für 12 m größte Baggertiefe der Dresdener Maschinenfabrik und Schiffswerft Übigau. Die Kettenleiter zur

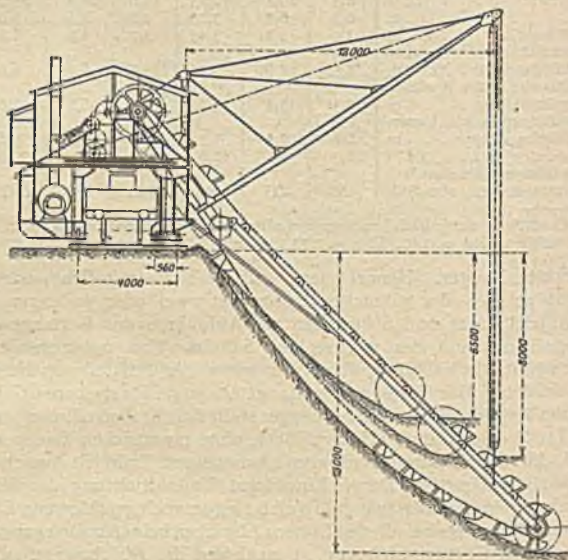


Fig. 203.

Unterstützung der leer abwärts gehenden Eimerkette hängt mittels zweier zur Milderung der Stöße abgederten dreifachen Flaschenzüge an einem starren Ausleger von 12 m Ausladung. Das beim Ausschütten der Eimer am Antriebssturas nicht in den Schütttrichter gelangende Fördergut gleitet auf einer Rutsche an die oberste Grabstelle der Eimerkette zurück und wird dort wieder gefaßt. Antriebwillingsmaschine, 200 minutliche Umläufe, mit Zahn- und Kegelräderübersetzungen nach den Abgabestellen. Preßwasserreibkupplung für Turas-antrieb zur Abfederung der Stöße infolge Massenwirkungen. Dampfkessel landseitig überhängend als Gegengewicht für Auslegermoment. Fig. 204 ein Schüttkastenbagger für 120 cbm/Std. in Lokomobilform, der unter Verwendung einer andern Kette mit geschlossenen Eimern gleichzeitig zur Hochbaggerung benützt werden kann (Gebr. Sachsenburg, Roßla).

Fig. 205 ein Hochbagger mit Dampftrieb; geschlossene Eimer. Drehscheibenanordnung auf Portalgerüst für Durchfahrt der Abförderungswagen.

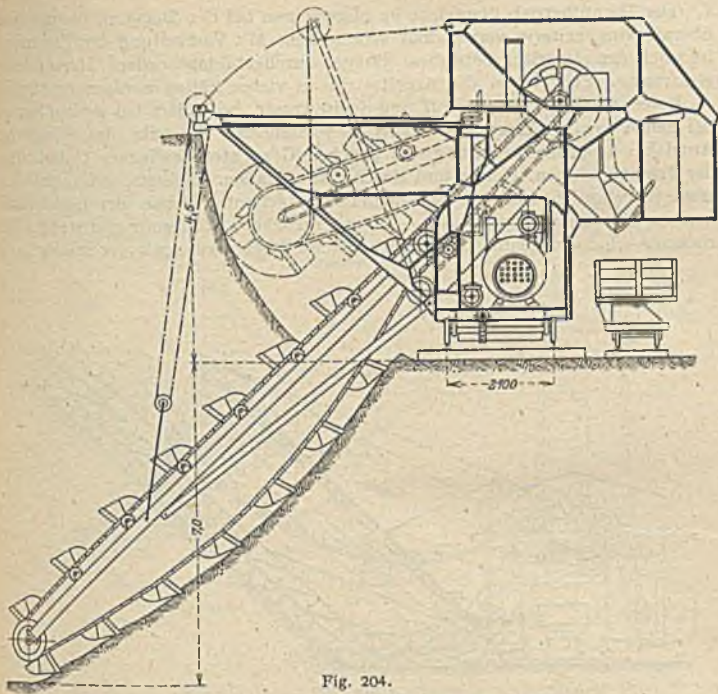


Fig. 204.

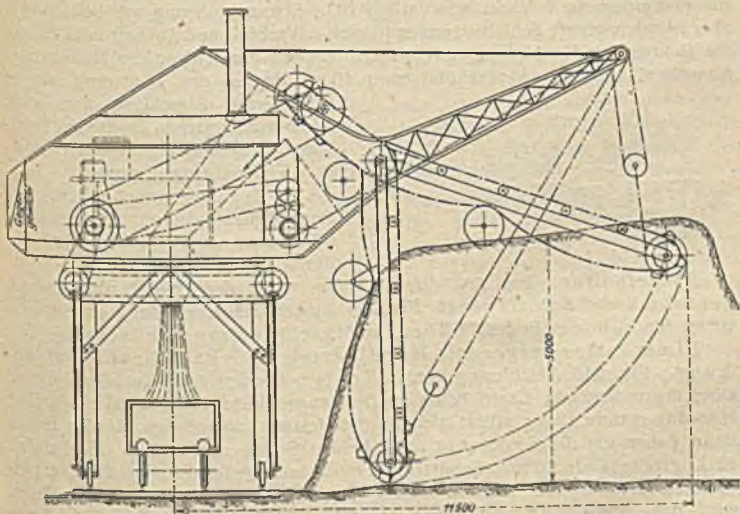


Fig. 205.

Der Dampfbetrieb überwiegt im allgemeinen bei den Baggern, die möglichst überall ohne weiteres verwendbar sein sollen. Mit Verbreitung der Elektrizität ist auch der elektrisch betriebene Bagger durchgebildet worden. Heranführung elektrischer Energie an die Arbeitsstelle in vielen Fällen weniger umständlich als Beschaffung von Brennstoff und Speisewasser, besonders bei großen Bauten, bei denen sowieso elektrische Zentrale vorhanden. Vorteile des elektrischen Antriebs: Leistungssteigerung bei gleichen Gewichten, geringere Unterhaltung der Triebmaschinen, Heizer und Maschinist entfallen. Elektrische Bagger bis zu etwa 800 cbm theoretische Stundenleistung gebaut. Wegen der Gleichmäßigkeit der Motorenbeanspruchung — ununterbrochene Förderung und stetiges Vorücken — hat der Einmotorenantrieb gleiche Berechtigung wie der mit drei oder

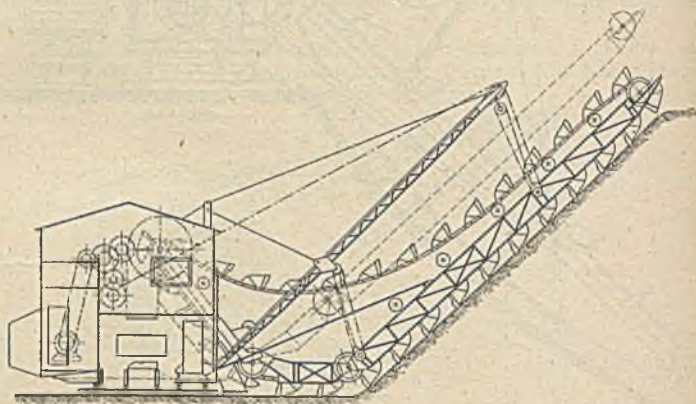


Fig. 206.

vier Motoren (bei letzterem mechanische Betätigung der Schüttklappe, für die sonst mindestens 1 Mann erforderlich ist). Stromzuführung am besten durch oberirdisch verlegte Schleifleitungen (Gleich-, Wechsel- und Drehstrom). Fig. 206 ein elektrischer Hochbagger mit offenen Eimern der Lübecker Maschinenbaugesellschaft. Abtraghöhe etwa 10 m, Beginn der Förderung mit der punktierten Strecklage der Leiter.



Fig. 207.

Einmotorenantrieb. Zweiteilige Knickleiter macht den Bagger für Hoch- und Tiefenabtrag geeignet.

An den Bagger wird mitunter eine Bandfördereinrichtung für Damman-schüttung angebaut, Fig. 207. Dadurch Gegengewicht erspart.

Einzelheiten. Fig. 208 offener Baggereimer der Dresdener Maschinenfabrik und Schiffswerft, Fig. 209 Ausschneidevorrichtung am Antriebs-turas, für klebrigen Boden, Lübecker Maschinenbaugesellschaft.

Eimerkettenbagger mit Handbetrieb für Schachtbrunnenabsenkung. Fig. 210 Ausführung von C. Tobler, Borsigwalde. Kurbelwellen- und Oberturaswellenlager sitzen beide an der langen Führungsmuffe der Leitrohre. Nur das erstere Lager stützt sich in den festen Lagerböcken ab, der Bagger kann daher um die Senkrechte nach beiden Seiten auspendeln. Eimerinhalt 12 l, größte Tiefe 20 m. Schütterinne muß nach jeder Eimerentleerung fortgezogen werden, um Eimerdurchgang zu gestatten. Bei motorangetriebenen wird das durch Knickung der Kettenführung oben vermieden, feststehende Rinne.

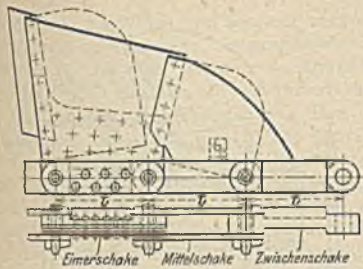


Fig. 208.

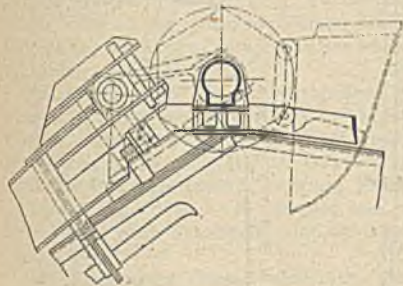


Fig. 209.

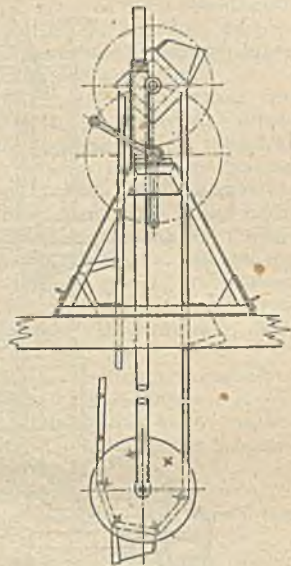


Fig. 210.

Naßbagger.¹⁾

Alle Naßbaggermaschinen sind als selbständig schwimmende Einheit ausgebildet. Sie dienen zur Schaffung und Erhaltung von Fahrrinnen. Vorläufer der größeren Maschinen: Baggerschaufel, auch auf Schiffskörpern eingebaut und mittels Windwerk bewegt; Baggerhaken, Sandlote, Sackbagger 0,01–0,02 cbm Inhalt; Sackbohrer; indische Schaufel; Ramm- und Sandpumpe.

Die Eimerkettenbagger eignen sich für Arbeiten in fast allen Bodenarten, zum Ausbaggern eines genauen Fahrrinnenprofils, von Dockgruben, Hafeneinschnitten, auch von Einschnitten ins trockene Land hinein — er baggert sich frei. Der Wirkungsgrad ist infolge der Schwere und Vielgliedrigkeit der Kette, des großen verlorenen Hubs der geförderten Massen gegenüber dem Saugbagger nicht besonders gut. Weiterer Nachteil ist die Störung der Arbeit durch Wind und Wellen und die Behinderung der Schifffahrt besonders in engen Fahrrinnen durch die erforderliche Vertauung. Abförderung der Massen durch Prähme oder Schuten, die längsseits am Bagger anlegen, selten — besonders für seetüchtige Bagger, bei denen das Anlegen der Prähme Schwierigkeiten macht — eingebaute Laderäume (Hopper) mit Bodenentleerung durch Klappen oder für Entleerung durch besondere Spüler.

Schiffstorn geschlossen oder mit offenem Schlitz (sich frei baggernd). Arbeitsweise: Scheren — Pendelbewegungen zum Strom mit allmählichem Vorücken gegen den Strom — und Pflügen — wiederholtes Vorwärtsarbeiten von jeweils 30–40 m mit allmählichem Verschieben seitwärts — dabei wird der Bagger zwischen Vorder- und Hinterseil und meist vier Seitenseilen gehalten. Außergewöhnliche Höchstleistungen von Eimerbaggern 1000 und 2000 t/Std. (Suezkanal und Schwarzes Meer), größter Eimerinhalt dabei 1 cbm. Übliche Leistung moderner Bagger in Sand 350–600 cbm/Std. bei Eimerinhalt von 550–600 l.

¹⁾ S. a. Paulmann und Blaum, Neuere Baggerkonstruktionen. Z. Ver. deutsch. Ing. 1909, S. 969 ff. und 1910, S. 657 ff.

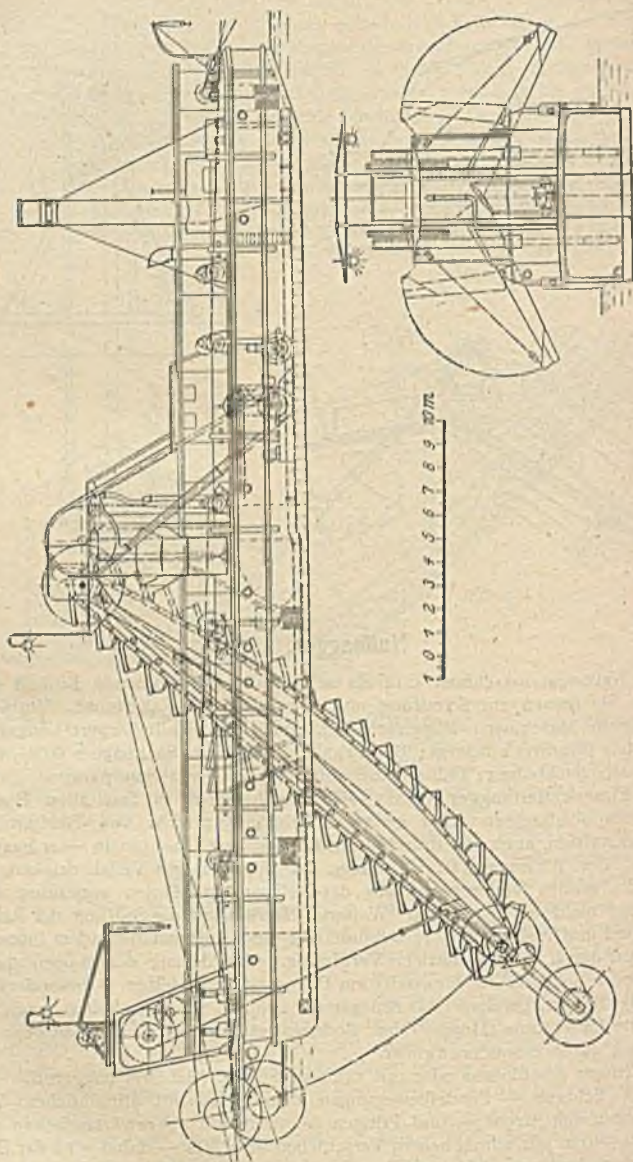


Fig. 211.

Arbeitstiefen 12, 14, 16 m, größte 20 m, öfters Eimerleiter für verschiedene Tiefen verlängerbar. 12÷20 Eimerschüttungen in der Minute. Leistung der Hauptmaschine etwa 200 PSi bei 150 minutlichen Umdrehungen. Schiffsabmessungen: Länge 43÷46 m bei offener Prähmform (geschlossene meist mehr), Breite 7,3÷8,5 m, Tiefgang 1,5÷3 m; Oberturas 8,2÷9,5 m über Wasser. Bagger

für Stellen, die Wind- und Seegang ausgesetzt sind, erhalten meist geschlossene Schiffsform und größeren Tiefgang sowie eigenen Antrieb zur Erhöhung der Seetüchtigkeit. Zur Ermöglichung der Durchfahrt durch niedrige Brückenöffnungen verschiedenlich Bagger auch mit niederlegbarem Leiterbock ausgeführt.

Fig. 211 ein Eimerbagger der Bremer Baugesellschaft, gebaut von Smulders, Schiedam, für 480/320 cbm/Std. bei 11/14,5 m Arbeitstiefe. Offene Prahmform; eine zweigliedrige Eimerkette, größte Steigung 45° mit Rücksicht auf Stöße durch Wellenbewegung; fünfseitiger Oberturas mit einem Zahnrad und einem Riemenvorgelege. Letzteres gibt dem Getriebe die Elastizität bei plötzlich eintretenden Hindernissen (Baumstämme, Steinblöcke), sonst nachgiebige Kupplung erforderlich. Grundriß zeigt Windenanordnung für Vorder- und Hinterseil und für die 4 Tauc zum Verholen nach der Seite. Besatzung für jede Schicht 1 Baggerführer, 1 Maschinist, 1 Heizer und 2–10 Arbeiter.

Als weitere Bagger bauende Firmen des Festlands sind besonders zu nennen: Lübecker Maschinenbaugesellschaft, Lübeck; Mannheimer Maschinenbau-A.-G.

In Amerika ist der Schaufelgräber für Unterwasserbaggerungen öfters angewandt, entsprechend der Trockenbaggerung auch bei gerölligem Gut verwendbar. Am Panamakanal bis 10 m Tiefe mit Löffelinhalt bis 5 cbm; ungewöhnliche Größe: Schaufel der Osgood Dredge Co. mit 7,65 cbm Schaufelinhalt bis 19,8 m arbeitend. Leistung 3000–3300 cbm/Tag.

Dem Zwecke nach — Beseitigung von Hindernissen der Fahrrinnen — gehören hierher auch Felsenbohr- und Sprengschiffe, s. z. B. Z. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 497 ff.

Die Saugbagger eignen sich nur zur Förderung halbflüssiger Massen (Schlamm, Modder) oder von Massen, die vom fließenden Wasser aufgenommen werden (Sand, Kies, leichter Ton, Mergel). Festlagernde Bodenarten (Klaj, Darg, Lehm, fester Ton) müssen durch besondere Schneidwerke erst gelöst und zerkleinert werden. Das Mischungsverhältnis Fördergut: Wasser schwankt in weiten Grenzen, meist 1:6—1:2. Anordnung: Vom am Schiffskörper beweglich angebrachten Saugarm mit entsprechendem Saugkopf am unteren Ende führt die Saugleitung zur Kreiselpumpe, die anschließende Druckleitung gibt das Fördergemisch entweder in die eingebauten Laderäume, oder in seitlich des Baggers liegende Schuten aus, oder endlich leitet sie es nach Bedarf beliebig weit (bis 2000 m) unmittelbar an die Ausgußstelle an Land. Die meisten seetüchtigen Bagger haben eigene Laderäume, da das Verladen in Schuten bei bewegtem Wasser sehr schwierig ist; vielfach haben sie Spüleinrichtung, um das Ladegut an Land zu spülen; mitunter sind sie auch für den eigentlichen Spülbetrieb hergerichtet (s. Spüler). Saugarm liegt (im Gegensatz zur Eimerkette) häufig seitlich, um die senkrecht zur Schiffsmittellebene die Seitenwand durchdringende Saugrohrachse schwenkbar; für die Fahrt abnehmbar, auf Deck gelagert. Im Mittelschiff gelagertes Saugrohr — öfter auch mehrere symmetrische — im offenen oder geschlossenen Schlitz (daher auch Freibaggern möglich). Das Druckrohr der Spüleinrichtung verläßt das Schiff seitlich über Deck (deutsche Bauweise) oder am hinteren Ende, entgegengesetzt zum Saugarm nahe der Wasserlinie (amerikanische Bauart), Anschluß jeweils beweglich mittels Kugelstück, biegsame Rohrleitungsstücke u. a.

Arbeitsweise (Scheren und Pflügen) wie beim Eimerbagger, ersteres auch mit Kreisbögen und Haltepfähle am hinteren Ende, bei letzterem arbeitet man im Schlick während des Vor- und Zurückholens, im Sand nur während des Vorholens gegen den Saugkopf.

Baggerleistung je nach den besonderen Anforderungen sehr verschieden; die größte bisher erreichte beträgt 6000 cbm/Std. Sand aus 21 m Tiefe („Leviathan“, 4 seitliche Sauger, 6000 cbm Fassungsvermögen der Laderäume); mittlere Leistungen für Bagger deutscher Flußmündungen 250–800 cbm/Std., übliche Arbeitstiefe bis 15 m; Laderauminhalt gleich dem 0,3–1,0fachen der

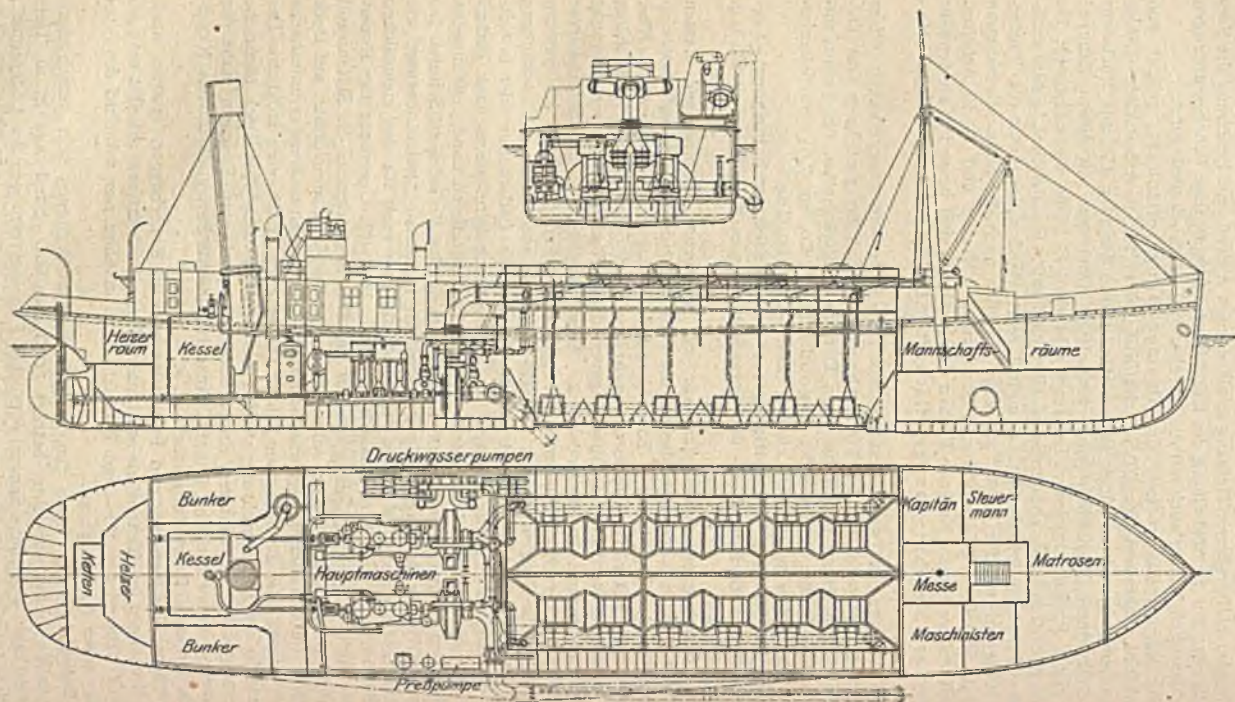


Fig. 212.

Stundenleistung. Maschinen — häufig Pumpe und Schraube gleichzeitig antreibend (Einrückkupplung) — 100 ÷ 900 PS (höchst 1500), Fahrgeschwindigkeit bis 10 Knoten (höchst 16 Knoten). Tiefgang beladen nicht über 4 m. Fig. 212 Anordnungszeichnung eines Saugbaggers der Hamburger Bauverwaltung, gebaut von dem Stettiner Oderwerke, 820 cbm/Std. leistend (mit einer Pumpe, zweite als Ausbille; beim Drücken an Land unter Umständen beide Pumpen arbeitend); Laderäume 650 cbm, Entladung entweder durch Bodenklappen oder an Land zu drücken (Rohrleitungen in Zeichnung weggelassen). Losspielen durch Druckwasserleitung oben am Schacht entlang. Bodenklappe durch Preßwasserwinden gestellt, seitliche Schieber zu den Absaugrohren von Hand von Laufstegen aus.

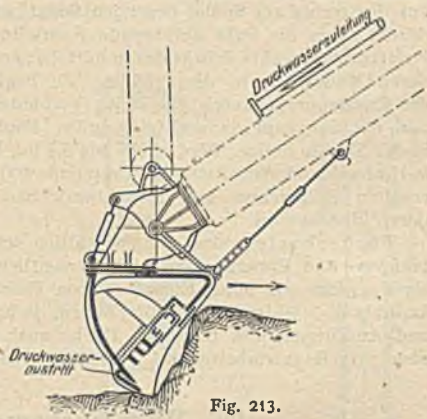


Fig. 213.

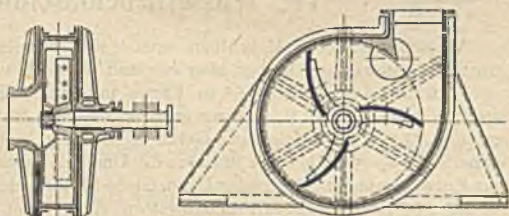


Fig. 214.

Einzelheiten.
Saugkopf bei leicht fließenden Bodenarten nur grobes Schutzgitter vor der erweiterten Öffnung, unter Umständen Druckwasserspülung; bei festgelagerten

Bodenarten entweder Schleppkopf mit einer breiten Schneide, an der Druckwasser eingespült wird (Fig. 213, Bauart Frühling) oder drehendes Rührschneidwerk. Pumpe; Bauart muß der großen Beanspruchung Rechnung tragen, daher einfachste Form, 3 ÷ 5 Flügel, weitestgehende Auswechselbarkeit, beste Baustoffe (nur Stahlguß und Flußeisen). Fig. 214 Pumpe der Stettiner Oderwerke. Steinkasten vor der Pumpe zur Ablagerung größerer Steine.

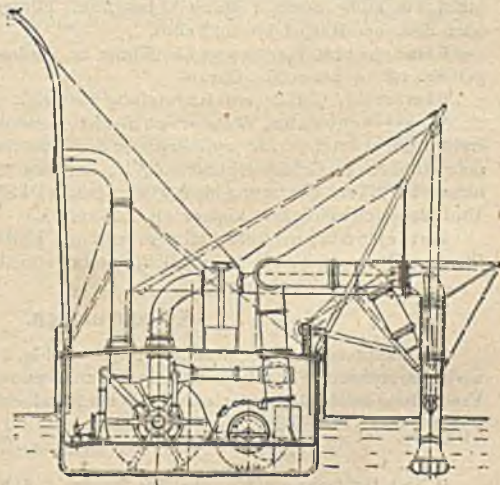


Fig. 215.

Zur Erzielung größtmöglichen Verwendungsbereichs werden Eimer- und Saugbagger in einem Schiff vereinigt (eine Antriebsmaschine für jeweils nur eine Betriebsart).

Ein wichtiges Hilfsmittel zur Übernahme des Baggerguts von Eimer-

baggern oder zur Absaugung aus den Prähmen und Förderung an Land bilden die Spüler oder Schutensauger. Eine Hauptpumpe in Fig. 215 links saugt aus der rechts am Spüler liegenden Schute ein Gemisch (1 : 12 ÷ 1 : 7) ab und drückt es in die links abführende Rohrleitung landseitig hoch. Die kleinere Zusatzpumpe rechts drückt das unmittelbar am Boden entnommene Zusatzwasser durch Mundstück in die Prähme. Zu Beginn der Arbeit wird Wasser von der Zusatzpumpe durch das kleine Verbindungsrohr in das Saugrohr gedrückt und der Saugkopf dadurch eingespült. Förderleistung in Sand 200 ÷ 600 cbm in der Stunde üblich, Förderhöhe bis 8,5 m. Förderweite bis 2000 m (2 Pumpen in Hintereinanderschaltung), Förderpumpe 400 ÷ 900 PS. Spüler für Eimerbagger erhalten Fulltrichter mit Schneidwerk und Zusatzwasser meist unmittelbar durch Bodenventil.

Förderkosten sind außerordentlich schwankend, allgemein bei Kreisel-pumpen- und Eimerbaggern nicht wesentlich verschieden. Angegeben werden als Baggerkosten ohne Einschluß von Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals 6 ÷ 50 Pfg. für 1 cbm Boden, je nach Bodenart, Förderhöhe, Größe und Ausnützung des Baggers. (Siehe auch Mitteilungen über Betriebsergebnisse von Baggerarbeiten im Zentralbl. d. Bauverwaltung 1910 bis 1913).

IV. Wasserhebemaschinen.¹⁾

Vorläufer neuerer Maschinen, meist mit offenen Gefäßen arbeitend, der einfachen Anordnung halber aber hier und da noch verwendet, sind:

Wurfschaufel, 1,0 ÷ 1,5 m Länge mit Stiel. Förderung bis 0,9 m hoch und 1,8 m weit. Zur Förderung größerer Mengen als Schwingungsschaufel ausgebildet, 2,7 m hohes Gerüst. Gefäß 0,6 m lang, 0,3 m breit, 0,2 m tief. Drei Arbeiter 13 ÷ 17 mkg/sek. Wurfrad, Umkehr unterschlächtiger Wasserräder, zur Entwässerung tiefliegender Landstriche bis zu bedeutenden Größen verwendet (Windrad-, Dampftrieb); Schaufelform (gekrümmt oder gerade) so, daß kein Schlag gegen das Wasser entsteht. Radmitte 0,3 ÷ 1,0 m über höchstem Wasserstand (Hubhöhe $H = 1 ÷ 4$ m, $D = 5 ÷ 10$ m), Lieferungsgrad bis 95%. Umfangsgeschwindigkeit 1,25 ÷ 2,5 m/sek.

Handeimer, Holz, Leder, Segeltuch; 10 l Inhalt; 15 mal Füllen und Heben auf 1,2 m Höhe durch 1 Mann: 3 mkg/sek. Für größere Hubhöhen an Stange oder Seil, bei Haspel bis 0.12 cbm.

Eimerkette, Kastenwerk, Eimer an endloser Kette, die über Trommel geführt ist. η bis 0,65. Daraus

Eimerrad, Gefäße am Radumfang befestigt.

Wasserschraube, Wasserschnecke, Schraubenflächen an starrer Achse, erstere ohne, letztere mit zylindrischer Ummantelung. Schraube nur für kleinere Hubhöhen, Größte Hubhöhe 4,5 m, Neigung 30 ÷ 33°, 3 ÷ 5 gängig. Durchmesser bis 2,3 m, Förderung bis 0,93 cbm/sek, 15 PS für 1 m Hubhöhe. $\eta = 0,84$ Umfangsgeschwindigkeit kleiner als 2,25 m/sek.

Kettenpumpe; Rohr, in dem endlose Kette mit Scheibenkolben läuft. Bis 4 m Höhe, meist bis 75 mm lichte Rohrweite (bis 100 l/Min. fördernd).

Kolbenpumpen.

Die hauptsächlich angewandten Bauarten Fig. 216 bis 220. Fig. 216 einfach wirkende stehende Tauchkolbenpumpe (Plungerpumpe). Auch liegend ausgeführt. Verbindung zweier liegender oder stehender einfach wirkender bildet die doppelt

wirkende. $Q = \frac{F s n}{60}$ Fördermenge (cbm/sek, wenn F und s in qm und m)

¹⁾ Nach Hartmann u. Knocke, Die Pumpen, 3. Aufl., bearb. v. H. Berg; auch Handbuch der Ing.-Wissenschaften I. Abt., 4. Bd.

für die einfach wirkende Pumpe. Für alle Pressungen verwendbar, Ventile gut nachzusehen.

Fig. 217. Hubpumpe mit Ventilkolben. $Q = \frac{F s n}{60}$.

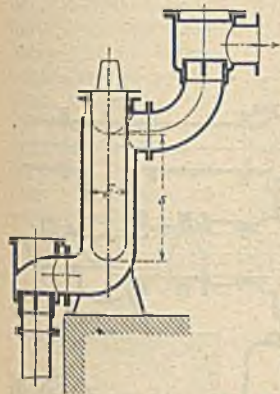


Fig. 216.

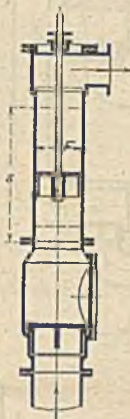


Fig. 217.



Fig. 218.

Fig. 218. Hubpumpe mit Rohrkolben. $Q = \frac{F s n}{60}$. Geringste Wasserab-

lenkung, aber Ventile schlecht nachsehbar, zwei Stopfbüchsen. Als Brunnen- und Abteufpumpe verwendet.

Fig. 219. Doppelt wirkende Scheibenkolbenpumpe, gleicherweise auch liegend ausgeführt. Scheibenkolben eignen sich infolge der Abdichtungsschwierigkeiten nicht für große Druckhöhen. Doppelt wirkende Pumpen ergeben für Hin- und Rückgang annähernd gleichen Arbeitsaufwand, während er für einfach wirkende sich wie Saug- und Druckleistung verhält. Gleiche Arbeiten für Hin- und Rückgang erreicht man mit nur 2 Ventilen bei den Differentialpumpen, Fig. 220, die stehend und liegend, mit Plunger- und Scheibenkolben gebaut

werden. $Q = \frac{F s n}{60}$. Wasserwerks- und Wasserhaltungsmaschinen, wie auch die vorbeschriebenen doppelt wirkenden.

Berechnung: Bei einer tatsächlichen Fördermenge von G kg entsprechend Q_e cbm/sek — $G = Q_e \gamma$ (γ das spezifische Gewicht) — ist unter Zugrundelegung einer Geschwindigkeit von v_1 m/sek in der Saugleitung, von v_2 m/sek in der Druckleitung und der sonstigen Verhältnisse der Fig. 221 die manometrische Leistung in mkg/sek.

$$Q = Q_e(p_d - p_s) + G(h_s'' + h_o') = Q_e(p_d - p_s + (h_s'' + h_o') \gamma),$$

worin
$$p_s = p_s' - (h_s + h_o') \gamma - \frac{v_1^2}{2g} (1 + \Sigma \zeta_1) \gamma$$

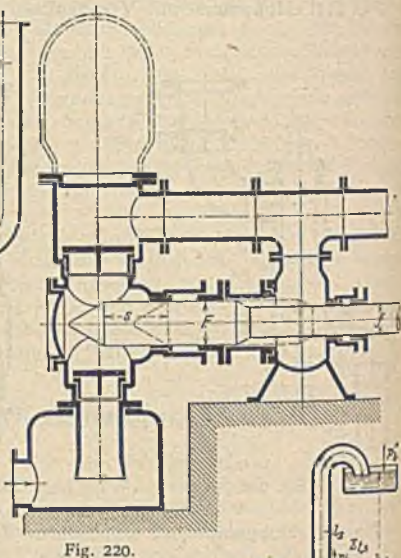
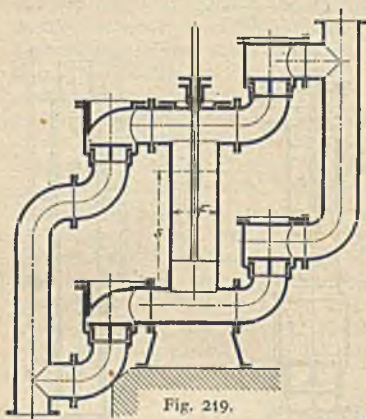
und
$$p_d = (h_d - h_o'') \gamma + p_d'' + \frac{v_2^2}{2g} (1 + \Sigma \zeta_2) \gamma.$$

Dabei ist p_s' und p_d'' der Druck der Atmosphäre an den betreffenden Stellen in kg/qm, p_s und p_d der mittlere Druck im Saug- und Druckwindkessel in kg/qm, $H = h_s + h_d$ die Förderhöhe in m, $h_o' +$ wenn über, — wenn unter Pumpenmitte.

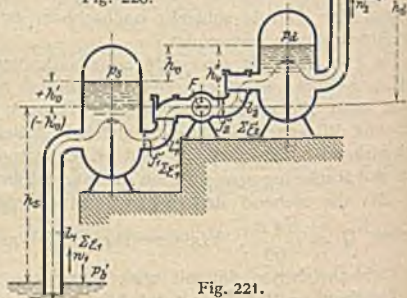
Aus den vorstehenden Gleichungen kommt

$$Q = Q_e \gamma \left[h_d + h_s + \frac{v_1^2}{2g} (1 + \Sigma \zeta_1) + \frac{v_2^2}{2g} (1 + \Sigma \zeta_2) \right].$$

Windkessel — in Fig. 216—219 weggelassen — werden eingefügt, um nicht die ganze Wassersäule der Saug- und Druckseite jeweils der ungleichförmigen Kolben-



geschwindigkeit entsprechend beschleunigen zu müssen, sondern nur die kurzen Fäden zwischen Windkessel und Pumpe. Vor dem Saugwindkessel und hinter dem Druckwindkessel findet annähernd gleichmäßiges Fließen statt. In jedem Falle (ob mit oder ohne Windkessel) muß der Augenblickswert des Druckes auf den Kolben größer sein, als der zur Überwindung der Widerstandshöhen (Saugen: Atmosphärendruck größer als statische Saughöhe + Geschwindigkeits- und Fließwiderstandshöhe + Saug- bzw. Druckhöhe der Massenträgheitskräfte; Drücken:



Atmosphärendruck + statische Druckhöhe (auch negativ!) + Geschwindigkeit und Fließwiderstandshöhen + Druck- bzw. Saughöhe der Massenträgheitskräfte) erforderliche. Die größte Drehzahl ergibt sich bei Vorhandensein von Windkesseln nach Fig. 221 aus

$$c_m \cdot n = \frac{60(p_s \pm h'_0 \gamma - h_\sigma \gamma)}{l'_1 \frac{F}{f'_1} \gamma \left(1 \pm \frac{r}{L}\right)} \quad \text{für Saugen.}$$

und aus

$$c_m \cdot n = \frac{60(p_d \pm h''_0 \gamma - h_\sigma \gamma)}{l'_2 \frac{F}{f'_2} \gamma \left(1 \pm \frac{r}{L}\right)} \quad \text{für Drücken}$$

(letzteres fast stets größer als für Saugen). Fließwiderstände in p , und p_d vorhanden. Hierbei ist $c_m = \frac{s \cdot n}{30}$ (s Kolbenhub in m, n minutliche Drehzahl).

$$\frac{l'_1 \gamma}{g} r \omega^2 \left(1 \pm \frac{r}{L}\right) \frac{F}{f'_1} = \frac{l'_1 \gamma}{g} \frac{\pi^2 n^2 r}{30^2} \left(1 \pm \frac{r}{L}\right) \frac{F}{f'_1} \approx l'_1 \gamma \frac{c_m n}{60} \left(1 \pm \frac{r}{L}\right) \frac{F}{f'_1}$$

die Trägheitskraft eines Wasserfadens von 1 qcm Querschnitt und der Länge l_1 bzw l_2 im Verbindungsrohr Windkessel-Pumpe bezogen auf den Kolbenquerschnitt, im inneren oder äußeren Totpunkt (beim Verhältnis $r : L$ von Kurbelhalbmesser und Kurbelstanglänge), h_σ eine Sicherheitsdruckhöhe gegen Abreißen. Fig. 222 und 223 gibt maßstäblich die Schaubilder einer stehenden Pumpe ohne Windkessel mit $n = 60$, $r = 0,075$ m, $L = \infty$, $d = 0,075$ m, $h_1 = 4,25$ m, $h_2 = 5,15$ m und derselben mit Windkesseln mit $h_1 = 6,95$ m,

$h_1'' = -0,46$ m,

$h_2'' = +0,35$ m.

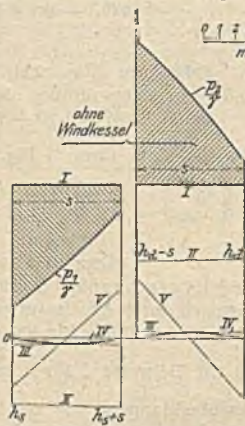


Fig. 222.

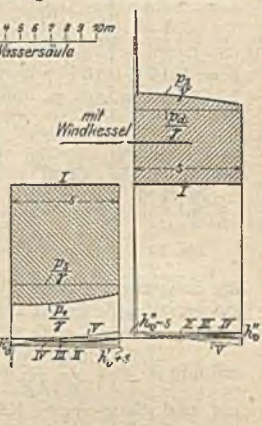


Fig. 223.

Linie I ist der Atmosphärendruck, II die Saug- bzw. Druckhöhe, III die Ventilwiderstandshöhe, IV die Fließwiderstandshöhe, V die Massenwiderstandshöhe. Aus den Schaubildern ist ersichtlich, daß ein Abreißen (Wasser- und Ventilschlag) im Anfang des Saughubes und am Ende des Druckhubes zu befürchten ist.

Die größtmögliche Saughöhe hängt von dem schwankenden Barometerdruck ab. Er ändert sich mit der Höhe über Meer wie folgt:

Höhe über Meer	m	0	100	200	400	1000
Luftdruck p_b der Atmosphäre	m Wassersäule	10,33	10,20	10,07	9,81	9,00

Ferner hängt die größte Saughöhe von der Spannkraft des Dampfes a_1 ab, die der betr. Temperatur des Wassers entspricht.

Es ist bei t° C

	0	10	20	40	60	80	100	
Spannkraft a_1 des Dampfes in	m Wassersäule	0,06	0,12	0,24	0,75	2,02	4,82	10,33

Das betreffende a_1 ist vom p_b der Formeln abzuziehen, falls es nicht zu vernachlässigen ist. Außerdem ist die im Wasser befindliche Luft zu berücksichtigen, so daß für gewöhnliche Fälle Saughöhen über 8 m bedenklich werden.

Widerstände ζ :

1. Eintritt: Rohr stumpf zylindrisch endigend, $\zeta = 0,5$, Saugkorb je nach Ausführung $\zeta \geq 1,0$.

2. Glattes Rohr $\zeta = \lambda \frac{l}{d}$ (l und d in m!). Gebräuchliche Formel von Lang

$$\lambda = 0,020 + \frac{0,0018}{\sqrt{v \cdot d}}$$

ergibt zwischen $d = 0,05$ m und $v = 0,5$ m/sek und $d = 0,30$ m und $v = 3,0$ m/sek Werte von $\lambda = 0,031$ bis 0,022. Etwaigen Rohransatz berücksichtigen, bis 100%!

3. Krümmer von 90° , je nach Verhältnis Durchmesser zu Krümmungshalbmesser 0,39—0,88 $\zeta = 0,14$ —0,23.

4. Ventile. In $h_v = \zeta \frac{c_1^2}{2g}$ (Durchflußwiderstand) ist

$$\zeta = \alpha + \beta \left(\frac{d_1}{h}\right) + \gamma \left(\frac{d_1}{h}\right)^2 \quad \text{oder} \quad \zeta = \alpha + \beta \left(\frac{d_1^2}{(\pi d_1 - i s) h}\right)^2$$

wobei d_1 der Ventildurchmesser und h die Hubhöhe. Tellerform Fig. 224 ohne untere Rippenführung:

$$h = \frac{d_1}{10} \div \frac{d_1}{4}; \quad \alpha = 0,55 + \frac{4(b_1 - 0,1 d_1)}{d_1}; \quad b_1 = \frac{d_1}{10} \div \frac{d_1}{4};$$

$\beta = 0,15 \div 0,16$; $\gamma = 0$. Tellerform Fig. 224/225 mit Kippenführung:
2. Gleichung mit α um $0,8 \div 1,6$ faches größer als bei Ventil ohne Rippen,

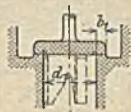


Fig. 224.



Fig. 225.

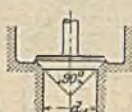


Fig. 226.

$\beta = 1,70 \div 1,75$, $\gamma = 0$. Kegeltumpfform, Fig. 226. $h = \frac{d_1}{10} \div \frac{d_1}{4}$;

$\alpha = 2,6$; $\beta = -0,8$; $\gamma = 0,14$. Dazu noch Öffnungswiderstand am Hubbeginn, der besonders für die Druckseite sehr groß werden kann, für

die Saugseite zwischen 0,5 und 1,5 m schwankt. Durchflußarbeit geringer für gesteuerte Ventile (meist aufgewogen durch Arbeitsaufwand für Steuerungsantrieb).

Nachstehend ebdne Tafel er Verlusthöhen für 100 m Rohrlänge infolge Rohrreibung $h_r = \lambda \frac{100 v^2}{d} \frac{g}{2g}$ und der Beiwerte ζ für normale Rohrkrümmen, Schieber und Saug- bzw. Rückschlagklappen, wie sie bei einer großen Pumpen-

firma in Gebrauch ist (Werte h_r etwas geringer als nach Lang).

Der Lieferungsgrad η_g beträgt für beste große Pumpen $\eta_g = 0,97 \div 0,99$,

für mittelgroße gute Pumpen $\eta_g = 0,90 \div 0,95$,

für kleine gute Pumpen $\eta_g = 0,85 \div 0,90$.

$$Q_c = \eta_g Q = \eta_g \frac{F s n}{60} = \eta_g F \frac{c_m}{2} \text{ (für einfach wirkende Pumpen).}$$

Der hydraulische Wirkungsgrad ist $\eta_h = \frac{H}{H + H_w}$, H_w darin die mittlere

Widerstandshöhe (s. Schaubild, woraus $\frac{p_i}{\gamma}$ gewonnen werden kann, auch Indikatoraufnahme). $\eta_i = \eta_g \cdot \eta_h$ indizierter Wirkungsgrad, mechanischer

$\eta_m = \frac{G(H + H_w)}{75 N}$. Gesamtwirkungsgrad $\eta = \eta_g \cdot \eta_h \cdot \eta_m$, für gut ausgeführte Pumpen $\eta = 0,80 \div 0,85$ ($\div 0,88$). Antriebsarbeit $N = \frac{G H}{75 \eta}$.

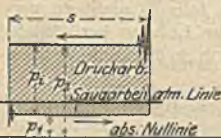


Fig. 227.

Mit $\eta = 0,75$ ist Q_h in cbm/Std. $N \approx \frac{Q_h H}{200}$.

Nach dem Indikatordiagramm (Fig. 227) berechnet

sich $N = \frac{N_i}{\eta_m} = \frac{F s p_i n}{\eta_m 75 \cdot 60}$. 1 kg Dampf leistet

in guten Pumpenanlagen 30000 \div 40000 mkg Arbeit (gehobenes Wasser).

Ausführungsform von Ventilen: Fig. 224/226 Tellerform, Fig. 228 mehrspaltiges federbelastetes Ringventil, Fig. 229 Lederklappe (rund), Fig. 230 runde Gummiklappe. Besondere Betriebsvorrichtungen: Nasses Ansaugen vor Inbetriebsetzen durch Füllen der Saugleitung und des Pumpenraumes mit Wasser (meist aus der Druckleitung), wenn Fußventil vorhanden. Trockenes Ansaugen durch Verringern der Druckarbeit (Hilfsdruckventil, das beim Anlauf gegen die Atmosphäre zu drücken gestattet, oder Entleerung der Druckleitung) oder mittels Dampfjektor. Zur Erzeugung der Luftmenge im Druckwindkessel (da unter Druck, nimmt das geförderte Wasser Luft auf) wird ein Schnüffelventil unter dem Druckventil angebracht, auch Lufteinlaßschraube unter dem Saugventil oder besonderer Luftfüllapparat im Nebenschluß zum Druckventil; die im Saugwindkessel infolge des Unterdrucks sich abscheidende

Tafel der Wassermengen Q und des Druckhöhenverbrauches h_r und h_w in Rohrleitungen.

Wassergeschw. c in m/sek.	Geschw.-Höhe c^2 in m W.-S. $h_e = \frac{2g}{c^2}$	Q-Wassermenge in L/Min. Verlusthöhe durch Reibung h_r in m/100 m Leitung	Innerer Rohrdurchmesser in mm											
			40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200	250
			0,50	0,013	Q h_r	37,7 0,855	58,9 0,708	84,8 0,59	115,5 0,506	150,8 0,443	190,9 0,394	235,6 0,354	368,1 0,283	530,1 0,236
0,60	0,018	Q h_r	45,2 1,222	70,7 0,977	101,8 0,814	138,6 0,698	181 0,611	229 0,542	282,7 0,489	441,8 0,391	636,2 0,326	865,9 0,279	1131 0,244	1767 0,195
0,70	0,025	Q h_r	52,8 1,606	82,5 1,285	118,7 1,071	161,6 0,918	211,1 0,803	267,2 0,713	329,9 0,643	515,4 0,514	742,2 0,428	1010 0,367	1320 0,321	2062 0,257
0,80	0,033	Q h_r	60,3 2,038	94,2 1,630	135,7 1,359	184,7 1,165	241,3 1,019	305,4 0,906	377 0,815	589 0,652	844,2 0,543	1155 0,466	1508 0,408	2356 0,326
0,90	0,041	Q h_r	67,9 2,517	106 2,013	152,7 1,678	207,8 1,438	271,4 1,258	343,5 1,119	424,1 1,007	662,7 0,805	954,3 0,671	1299 0,576	1697 0,503	2651 0,403
1,00	0,051	Q h_r	75,4 3,042	117,8 2,433	169,7 2,028	230,9 1,738	301,6 1,521	381,7 1,354	471,2 1,217	736,3 0,973	1060 0,811	1443 0,696	1885 0,608	2945 0,487
1,25	0,080	Q h_r	94,2 4,553	147,3 3,643	212,1 3,036	288,6 2,602	377 2,277	477,2 2,027	589,1 1,821	920,4 1,457	1325 1,214	1804 1,042	2356 0,911	3682 0,729
1,50	0,115	Q h_r	113,1 6,345	176,7 5,076	254,5 4,230	346,3 3,625	452,4 3,172	572,6 2,816	706,9 2,538	1105 2,030	1590 1,692	2165 1,448	2827 1,269	4418 1,015
1,75	0,156	Q h_r	131,9 8,413	206,2 6,731	296,9 5,609	404,1 4,808	527,8 4,207	668 3,747	824,7 3,365	1289 2,692	1856 2,244	2526 1,927	3299 1,683	5154 1,346
2,00	0,204	Q h_r	150,8 10,750	235,6 8,599	339,3 7,166	461,8 6,143	603,2 5,375	763,4 4,780	912,5 4,300	1473 3,440	2121 2,867	2886 2,458	3770 2,150	5891 1,720
2,50	0,319	Q h_r	188,5 16,240	294,5 12,99	424,1 10,830	577,3 9,279	754 8,119	954,3 7,221	1178 6,495	1841 5,116	2651 4,330	3608 3,714	4712 3,248	7363 2,598
3,00	0,459	Q h_r	226,2 22,720	353,4 18,18	508,9 15,150	692,7 12,980	904,8 11,360	145 10,140	1414 9,089	2209 7,271	3181 6,059	4330 5,217	5655 4,545	8836 3,636

Bewerte ζ für die Verlusthöhen $h_w = \zeta \cdot h_e$ in normalen Rohrkrümmern und Absperrorganen.

Normale Rohrkrümmer	135°	$\zeta k_r'$	0,067	0,068	0,069	0,070	0,071	0,073	0,074	0,076	0,078	0,081	0,084	0,091
	90°	$\zeta k_r''$	0,135	0,136	0,138	0,140	0,142	0,145	0,148	0,152	0,156	0,162	0,168	0,182
Norm. Rohrschieber offen		$\zeta v'$	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,09	0,09	0,09	0,09	0,08	0,08
Normale Saugklappe		$\zeta v''$	12,00	10,00	9,00	8,50	8,00	7,50	7,0	6,50	6,00	5,6	5,20	4,40
Norm. Rückschlagventil		$\zeta v'''$	22,00	18,00	15,00	12,00	10,00	9,00	8,00	7,00	6,50	6,00	5,50	4,50

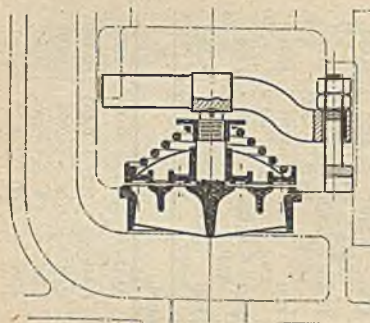


Fig. 228.

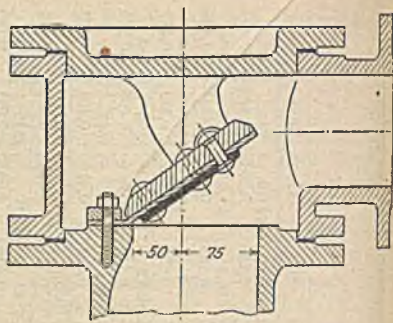


Fig. 229.

Luft läßt man allmählich mit durch die Pumpe absaugen. Änderung der Lieferungs menge durch Regelung der Drehzahl oder Öffnen der Umlaufleitung des Druckventils.

Die Ausführungsformen der Kolbenpumpen schließen sich den Fig. 216 bis 220 gegebenen grundsätzlichen Anordnungen eng an. Eine für Bauzwecke viel verwandte Abart ist die Membranpumpe von Hamelrath und Schwenzer, Düsseldorf, Figur 231;

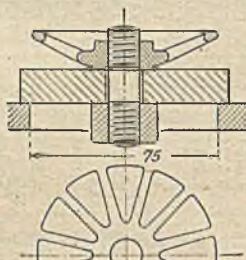
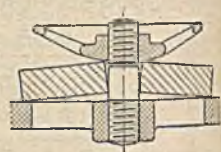


Fig. 230.



Gummikugel, Tellerdruckventil mit Gummidichtung und unterer Rippenführung, Kolben-Gummimembrane. Letztere fordert öfters Erneuerung, die praktischen Vorteile (leichte Nachsehbarkeit der Ventile; Unempfindlichkeit gegen verunreinigtes Wasser) haben ihr trotzdem große Beliebtheit erwirkt.

Neben den üblichen mit Kurbelgetriebe (Handkurbel, Riemen-, Dampf- und auch Elektromotorantrieb) geregelten Pumpen sind besonders für Kesselspeisepumpen auch Kolbenpumpen mit Antriebsvorrichtungen in Abhängigkeit von der geradlinigen Kolbenbewegung auf dem Markt, ein- und zweigliedrig (Voit, Strube, Worthington Odessa u. a.).

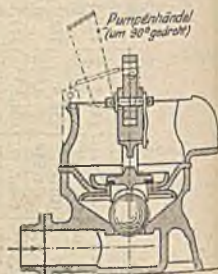


Fig. 231.

Schleuder- und Kreiselpumpen (Zentrifugalpumpen).

Den Übergang zwischen Kolben- und Kreiselpumpen bilden die Kapselpumpen (Rotationspumpen), bei denen mittels reiner Drehbewegung jeweils ein eingekapseltes Volumen Flüssigkeit gefördert und absatzloses Strömen erreicht wird.

Während bei den Kolbenpumpen vom Kolben ein direkter Druck auf das Wasser ausgeübt wird, wird das erforderliche Druckgefälle in den Schleuderpumpen dadurch erzeugt, daß der Flüssigkeit im Laufrad unter unmittelbarer Ausnützung der Drehbewegung der Antriebmaschine eine Strömungsenergie aufgedrückt wird, die im Druckteil der Pumpe (Leitkanal) in Druck umgesetzt

wird. Für eine bestimmte Ausführung sind Drehzahl, Fördermenge und Druckhöhe voneinander abhängig, während bei der Kolbepumpe nur die Drehzahl die Fördermenge bestimmt.

Man unterscheidet Schleuderpumpen ohne und mit besonderer Leitkanalschaufelung (Fig. 232 und 233), erstere für geringere Druckhöhe übliche Ausführung — Niederdruckpumpen bis 20, höchstens 25 m Förderhöhe —, letztere (auch Turbinenpumpen genannt) höherwertige Ausführung, für Förderhöhen über 25 m allein verwendet; mit einem Laufrad meist bis 40 m (höchst 150 m), größere Druckhöhen (bis 750 m) mit hintereinander geschalteten Rädern — mehrstufige Pumpen. Ausführung mit wagerechter und senkrechter Welle.

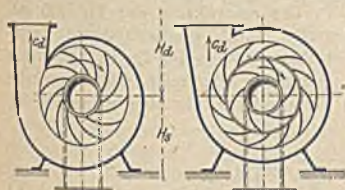


Fig. 232.

Fig. 233.

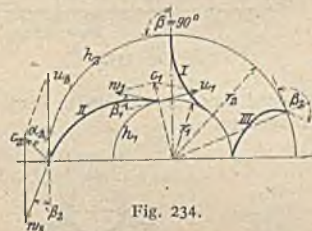


Fig. 234.

Die Steigerung der Flüssigkeitspressung im Rad infolge der Drehung — Änderung der relativen Energiegrößen — ist (Fig. 234)

$$h_2 - h_1 = \frac{u_2^2 - u_1^2}{2g} + \frac{w_1^2 - w_2^2}{2g} - h_r$$

(h_r Druckhöhe der Reibungsverluste in m Wassersäule, wie alle übrigen Glieder der Gleichung), wobei $F_1 w_1 = F_2 w_2$ (F_1 und F_2 Ein- und Austrittsquerschnitte des Laufrads). Die für 1 kg Flüssigkeit geleistete hydraulische Arbeit ist gleich der Änderung der absoluten Energie vermindert um die Verlusthöhe der Reibung:

$$A_h = \frac{c_2^2 - c_1^2}{2g} + h_2 - h_1 + h_r = H(1 + \zeta) + \frac{c_d^2}{2g}$$

Für die Saughöhe gilt als Sonderbedingung

$$H_s < A - A_t - \sum \zeta_i \frac{c_i^2}{2g} - \frac{c_1^2}{2g}$$

Geschwindigkeiten in Leitungen c_1 und $c_2 = 1,25 \div 2,25$ m/sek für Niederdruck-, $= 2 \div 3$ m/sek für Hochdruckpumpen.

Schaufelform: Vorwärts gekrümmt ($\beta \leq 90^\circ$) geringere Drehzahl bei gleichem Raddurchmesser, daher für Hochdruckpumpen zurückgezogene Schaufel (bis $\beta = 10^\circ$). Niederdruckpumpen — große Drehzahlen, kleines c_2 aber großer Spaltdruck.

Wirkungsgrad:

$$\text{hydraulisch} \quad \eta_h = \frac{H}{H(1 + \zeta) + \frac{c_d^2}{2g}};$$

$$\text{manometrisch} \quad \eta_{\text{man}} = \frac{\gamma Q_e \left(H + H_w + \frac{c_d^2}{2g} \right)}{75 N}$$

$$\text{insgesamt} \quad \eta = \frac{\gamma Q_e H}{75 N}$$

Bei Versuchen wird meist der manometrische bestimmt: Pressung vor und hinter Pumpe mittels Manometer gemessen (dazu statische Höhe zwischen beiden

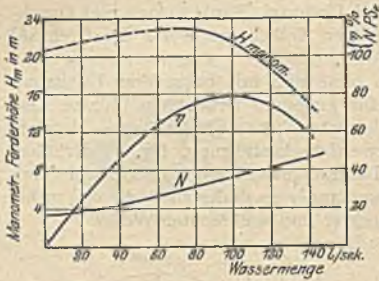


Fig. 235.

(fliegend oder Außenlager). Gußeiserne Grundplatte für den gesamten Maschinensatz.

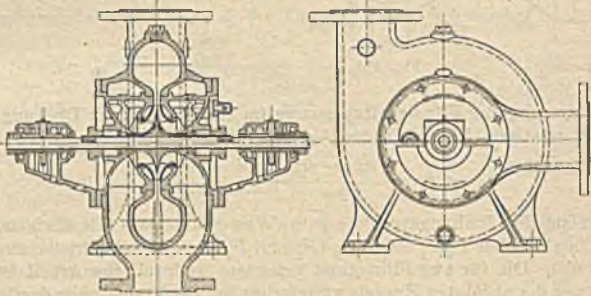


Fig. 236.

Fördermenge Q l/min	Lichter Rohr­durch­messer mm	Minutliche Drehzahlen (fette für Drehstrom)							
		2380	1960	1600	1450	1180	965	725	580
Gesamtförderhöhen H von ... bis ... m je nach Laufraddurchmesser									
250/340	60	7/10,8	4,5/7	3/4,7					
450	70	9,5/14,8	6,5/10	4,2/6,5	3,5/5,4				
780	90	13,5/21	9/13,6	6,2/8,7	5/7,8	3,3/5,1			
980	100	19/29,6	13/20,3	8/13,2	7/10,9	4,7/8,3			
1580	125	27/40	18/28	12/18,7	10/15,6	6,5/10,1	4,5/7		
2300	150		26/40	18/28	15/23,4	10/15,6	6,5/10,1	3,6/5,6	
3250	175			24/37,4	19,0/30,6	13,3/20,7	9/13,6	5/7,8	3,2/5
4300	200			31/40	26/40	17/26,5	11,3/17,6	6,4/10	4,1/6,4
7000	250					25/39,2	16,4/25,6	9/13,6	5,9/9,1
10450	300						25,6/40	14,5/22,6	9,2/14,3

Motorleistung nach Formel $N = \frac{\gamma Q H}{4500 \eta} + 20-30\% \text{ Zuschlag}$

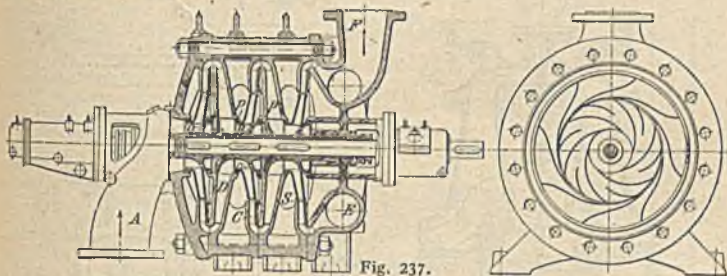
Im Schnitt zweierlei Ausführungen, untere für gewöhnliche Fälle, obere mit auswechselbaren Schutzbüchsen für die Welle. An Stelle eines Leitkanals sog. Diffuser (daher kein Spiralgehäuse). Stopfbüchsen gegen Luftansaugen druckwassergedichtet (mittels der gezeichneten Bohrungen im Gehäuse).

Fig. 237 dreistufige Turbinenpumpe von C. H. Jäger & Co., Leipzig. Einseitiger Einlauf, nahezu vollständige axiale Entlastung vom Strömungs-

Manometern) ergibt den Klammerausdruck. Bei guter Ausführung $\eta_{\text{max}} = 0,55 \div 0,75$, bei mehrstufigen Pumpen bis 0,82 und mehr; Schau­linie Fig. 235 $\eta_h = 0,80 \div 0,62$.

Ausführungsformen. In nachstehender Tafel eine Reihe markt­gängiger Schaufler der Firma We­gelin und Hübner, Halle (Abteil­ung Wolff und Meinel). Antrieb in der Anordnung der Fig. 236 ent­weder durch Elektromotoren unmit­telbar (Drehzahlen für Drehstrom fett gedruckt) oder mittels Riemenscheibe

druck (Bohrung o in Schaufeln, Dichtungsringe p), restlicher axialer Schub durch Kammlager links vom Einlauf aufgenommen.



Sonderausführungen: Kreiselpumpen mit stehender Welle für Be- und Entwässerungszwecke, Bohrlochpumpen, Abteufhochdruckpumpen für Bergwerke (Pumpe mit Elektromotor mit stehender Welle als Ganzes im Schacht versenkbar)¹⁾.

Luftdruckpumpen.

Nur beschränkt angewandt, da wenig wirtschaftlich. Borsigsche Mammutpumpe (Fig. 238), durch das dünnere Rohr eingeführte Preßluft bewirkt Hebung der Flüssigkeit im größeren Steigrohr infolge Bildung von Luftkolben. Vorteil: Unempfindlichkeit gegen Beimengungen und Verunreinigungen; enges Schachtrohr selbst für größere Tiefen; Wirkungsgrad aber gering, etwa 0,3 und weniger; besondere Luftpumpanlage erforderlich. Für wagerechte Förderung wenig geeignet²⁾.



Dampfdruckpumpen (Pulsometer).

Arbeiten wie Kolbenpumpen; Kolbensaug- und Druckkraft durch Dampf- und Überdruck ersetzt. Fig. 239 eine der ziemlich gleichartigen Ausführungsformen, Hochdruckpulsometer von Gebr. Körting. Der Dampf drückt, durch die Pendelklappe gesteuert, abwechselnd das in den hinteren Kammern stehende Wasser durch Druckventile in das Steigrohr, bis er sich an dem durch Bohrungen des wagerechten Rohres eingespritzten Wasser kondensiert und nach Umsteuern der Pendelklappe durch den erzeugten Unterdruck die Kammer wieder voll Wasser saugt. Schnüffelventile zur Erzeugung eines Luftpuffers gegen Wasserschläge. Bis 13 m Förderhöhe mit 0,115—5,4 cbm/min, bis 53 m Förderhöhe mit 0,43—2,25 cbm/min gebaut. Saugen bis 7 m mit gleicher Leistungsfähigkeit (kaltes Wasser). 1 kg Dampf leistet 3000—5000 mkg, höchst 8000 mkg. Temperaturerhöhung 2° C bei 10 m Förderhöhe.

Wasserstrahlpumpen, Pumpen mit schwingender Wassersäule.

Mit gleichförmigem Fließen entsprechend den Dampfstrahlpumpen; geringer Wirkungsgrad (0,25 und weniger). Mit absatzweisem Arbeiten, der Stoßwider, nach Fig. 240. Das Wasser von Druckhöhe h_1 fließt aus dem unter Druck P stehenden Ventil V_1 aus, gewinnt dabei eine Geschwindigkeit, wodurch das

¹⁾ Siehe Z. Ver. deutsch. Ing. 1901, S. 148, 506, 1445 ff.; 1902, S. 341, 1233 ff.; 1904, S. 1003; 1905, S. 807; 931, 1181 ff.; 1909, S. 1049, 1148 ff.; 1911, S. 15, 52, 571; 1913, S. 1005, 1052, 1856, 1901; Bohrlochpumpen im besonderen: 1911, S. 571, 690; 1913, S. 321.

²⁾ Siehe Z. Ver. deutsch. Ing. 1898, S. 981; 1909, S. 545 ff.

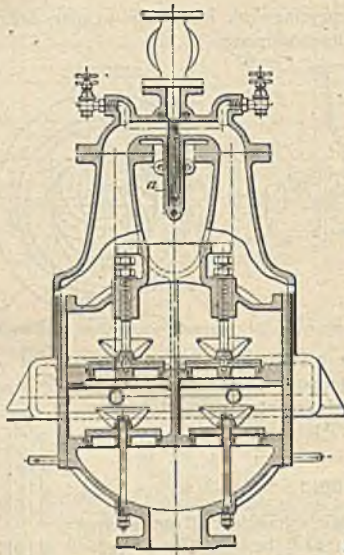


Fig. 240 a.

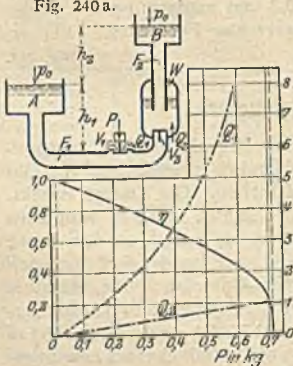


Fig. 240 b.

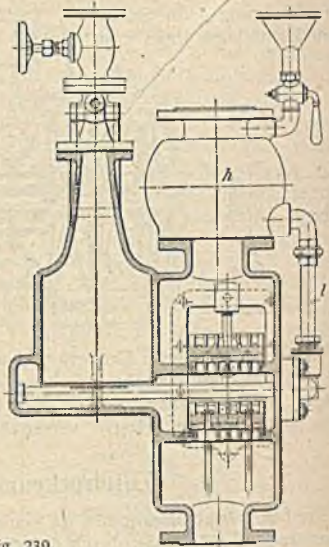


Fig. 239.

Ventil V_1 geschlossen wird. Die bewegte Wassersäule von Behälter A bis Ventil V_1 gibt nun ihre Strömungsenergie (die kurze Wassersäule zwischen V_1 und V_2 mitreißend) durch Förderung einer Menge Q_2 ($< Q_1$) in den Windkessel W bzw. Behälter B unter Überwindung der Druckhöhe $h_1 + h_2$ und der Ventil- (V_2) und Fließwiderstände. Bei gleichen Verhältnissen (F_1, F_2, h_1, h_2) ändern sich Q_1, Q_2 und η mit P nach Schaulinie Fig. 240 b (Beispiel)¹⁾. Daher Belastung P einstellbar. η nimmt mit wachsendem $h_2:h_1$ beträchtlich ab. Ausgeführte Größen zwischen $Q_1 = 3 \div 7$ bis $50 \div 100$ l/min (Möller & Blum, Berlin; Hilpert, Nürnberg).

Hierher gehört auch der Hydropulsator²⁾ und die Humphrey-Gaspumpe³⁾.

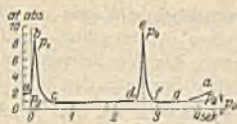
Ersterer — Erfinder Baurat Abraham. Berlin — ähnelt dem Stoßwider, nur daß die selbsttätig arbeitenden Ventile durch zwangsläufige Steuerung ersetzt sind, die das Fallrohr wechselweise mit Abfluß und Steigrohr verbinden. Wirkungsgrade von $65 \div 80\%$. Ausführende: Ottenseer Eisenwerke A. G. Anwendungsgebiet: Ent- und Bewässerung von Ländereien.

Die Humphreypumpe vereint Gasmotor mit Pulsatorpumpe unmittelbar. Fig. 241 a/b.

In Fig. 241 a ist die Druck-Weg-Schaulinie nebengezeichnet, in Fig. 241 b die Druck-Zeitlinie dargestellt. Im zylindrischen Pumpenkopf sind Einlaßventile E und Auslaßventile A eingebaut, die wechselweise beim Eintritt von Unterdruck öffnen. Saugklappen S verbinden den Arbeitsraum mit dem Zufluß bei Unterdruck und trennen beide bei Überdruck.

¹⁾ Siehe auch Lorenz, Theorie des hydr. Widders. Z. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 88 ff.
²⁾ Z. Ver. deutsch. Ing. 1911, S. 268, 1384.
³⁾ Z. Ver. deutsch. Ing. 1911, S. 268, 1852; 1913, S. 385, 942.

Arbeitsvorgang: Punkt *a*: Im Kopf ist verdichtetes Gasgemenge vorhanden. *ab* Drucksteigerung nach Zündung. *bc* Ausschwingen der gesamten Wassersäule mit Expansion der Verbrennungsgase. *cd*: Infolge Unterdruckes Nachsaugen von Wasser und Frischluft aus Ventilen *A*. Verzögerung der Wassersäule und Wiedereinschwingen. In *d* Schließen der *A*-Ventile. *de* Verdichten des Restes Frischluft-Verbrennungsgas. *e/* Wiederaus-schwingen unter Einwirkung von p_1 . *fg* Öffnen der *E*-Ventile unter dem Unterdruck der ausschwingenden Säule, Ansaugen von Frischgas. *g* Verdichten des Frischgas-Luftgemenges auf Druck p_1 . Wiederholung des Arbeitskreises.



Druck—Zeit—Linie

Fig. 241 b.

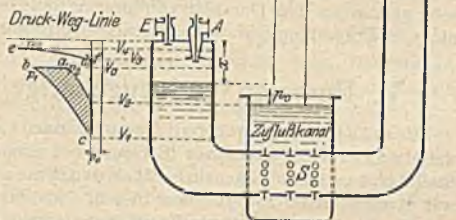


Fig. 241 a.

Bisher Pumpen bis 10 m Förderhöhe ausgeführt. Größte Liefermenge bei 9 m Förderhöhe 2,75 cbm/sek. Dabei im Dowson-Generator

gewährleistet Verbrauch 0,5 kg Anthrazit (8000 Kal.) für 1 PSStd. entsprechend 540 000 mkg Arbeit für 1 kg Brennstoff (Hamburger Wasserwerke: 1 kg Steinkohle [6500 Kal. ?] erzielt 362 000 mkg Arbeit in gehobenem Wasser). Ausführende: in England Pump and Power Co., in Deutschland Siemens-Schuckert Werke, Berlin.

Dampfstrahlpumpen (Ejektoren, Injektoren).

Der aus einer Düse strömende Dampf hoher Geschwindigkeit gibt seine

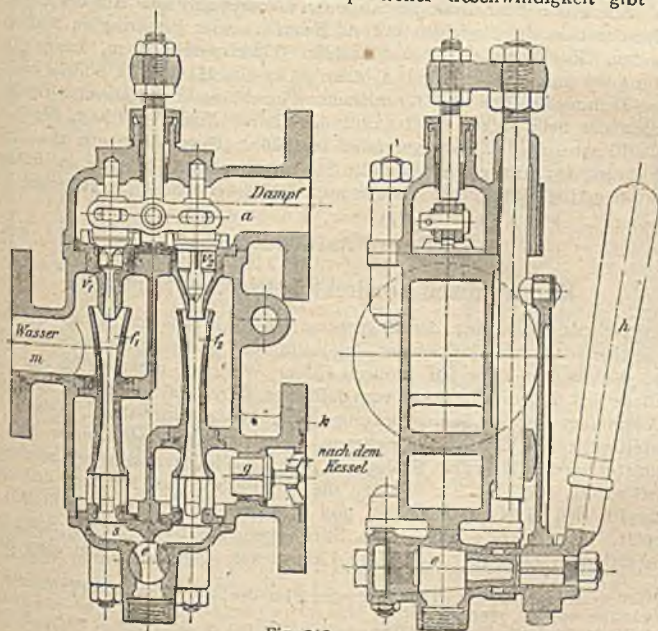


Fig. 242.

Strömungsenergie an das umgebende Wasser ab, dieses auf eine Geschwindigkeit beschleunigend, die in einer Auffangdüse in Druck umgesetzt wird. Die Saugwirkung entsteht durch das Verdichten des Dampfes im Ringraum vor der Dampf Düse. Je nachdem Saugwirkung oder Druckwirkung überwiegt oder beide einzutreten haben, verschiedene Bauweise, aber mit gleichen Hauptteilen. Fig. 242 Körtings Universalinjektor¹⁾ mit hintereinander geschalteten Zweidüsenätzen. Dampfventilchen und unterer Hahn werden durch einen und denselben Hebel bewegt. Grenzen der Leistungsfähigkeit: 6,5 m Saughöhe bei kaltem Wasser und Förderung zufließenden Wassers von 70° C. Wirkungsgrad gut unter Beachtung der Temperaturerhöhung des Mischwassers, ohne diese sehr gering, so daß Dampfstrahlpumpen für Förderung allein im Dauerbetrieb nicht in Frage kommen. Für Kesselspeisung gut geeignet.

V. Rammen und zugehörige Hilfsmaschinen.²⁾

Vorläufer der größeren Rammaschinen mit geführtem Rammbär sind die Handrammen: Hammer (Schlegel) aus Eiche oder Buche, bis 12 kg schwer, Stiel bis 1 m lang. Eigentliche Handrammen, ein Holz- oder Gußeisenklotz mit Armen (etwa 25 kg) oder Bügeln (50 ÷ 60 kg). Mitunter Führungsstange auf Pfahl aufgeschraubt zur Erzielung genauen Auftreffens.

Zugramme. Bär wird genau geführt an einer oder an bzw. zwischen zwei Läuferferruten (Mäkler), die auf einem Schwellwerk in Dreieck- oder Viereckform mittels Streben aufgestellt sind — Fortbewegung auf untergeschobenen Walzen — mitunter auch Läuferferruten durch bewegliche Strebe- und Seilanker (Kopftaue) gehalten (Stützramme). Damit ist die Grundform der modernen Rammen gegeben. Bär früher 300 ÷ 400 (600) kg üblich, seit Überwiegen der motorgetriebenen Ramme für schwere Arbeiten nur noch in leichterer Ausführung, meist 100 ÷ 250 kg; meist Eiche, auch Buche oder Gußeisen. Antriebsseil über Rolle im Kopf des Gerüsts geführt. Auf der Gegenseite des Bärs werden die Zugseile mittels Kranztau oder Eisenring an das Seil angebunden. Zugseile enden in Knebeln (Durchmesser 4 cm, Länge 30 cm). Leistung bei anhaltender Arbeit 1 Mann 15 kg (im Hauptseil), übliche Hubhöhe 1,2 m (Trommelschläge 1,6 ÷ 1,7 m hoch. 15 Schläge in der Minute. Große Abnutzung des Seils wegen Gleiten auf der Rolle. Zum Aufrichten der Rammpfähle Flaschenzug an Ausleger oder Triebkopf (Querbalken mit zwei Rollen) zur Führung des Aufzuges, Winde an Streben angebaut. Zugrammen einfachster Form für geringe Rammenleistungen noch öfters verwendet (Straußpfähle u. a.).

Neuere Ausführungen.

Kunstrammen (indirekt betriebene Rammen).

Fortschritt gegenüber der Zugramme durch Einführung eines Windwerks mit Drehantrieb zum Hochwinden des Rammbärs und vergrößerte Schlagenergie durch Heben des Bärs auf größere Höhe. Während ursprünglich das aufgewundene Seil und die Trommel vom fallenden Bären mitbewegt werden mußten — Verminderung der Schlagwirkung durch Massenwiderstände, Reibung und SeilstEIFigkeit — haben die neueren Kunstrammen freifallenden Bär; das Zugmittel wird nach jedem Schlag auf dem umgekehrten Weg wie beim Heben zurückgeholt, oder der Bär wird an die endlose, in einer Richtung umlaufende Kette für den Hub angeschlossen und in bestimmter Höhe zum Freifall entkuppelt. Für erstere geschieht das Entkuppeln des Bärs von der Katze meist selbsttätig am höchsten Punkt der Läuferferruten durch Anlaufen eines Hebels

¹⁾ Siehe auch Schrauff, Untersuchungen über den Arbeitsvorgang im Injektor. Z. Ver. deutsch. Ing. 1909, S. 788 ff.

²⁾ Nach Handbuch der Ing.-Wissenschaften, IV. Teil, 1. Bd. 1897 u. 1910.

an einen Anschlag, wodurch der den Haken am Bär fassende Fallblock (Gebiß) auslöst, oder willkürlich in beliebiger Höhe mittels Seilzugauslösung. Der Gütegrad der Ramme wird durch das tote Gewicht des Fallblocks, das zum Zurückziehen des leeren Seils ausreichen muß, sowie den dadurch eintretenden Zeitverlust beeinträchtigt. Daher meist nur für kleinere Leistungen, Antrieb handbetätigte einfachste Winde.

Übliche Bärgeichte 400—1000 kg, Fallhöhe 4 m, 45—18 Schläge in der Stunde bei der handbetriebenen Kunstramme.

Dampfkunstrammen

(auch mitunter elektrisch angetrieben), entweder mit rücklaufendem Seil — an Stelle der einfachen Bockwinde der Handkunstramme tritt Dampfwinde (bis 4000 kg Zugkraft ausgeführt, 4 m Fallhöhe, 3—9 Schläge minutlich), der Rücklauf wird durch Einbau einer Kupplung beschleunigt — oder mit endloser Kette. Bei letzterer — Fig. 243 Kunstramme (Kettenramme) von C. Tobler,

Borsigwalde — wird der aufsteigende Strang zwischen oder unmittelbar hinter den Läuferuten parallel zu diesen geführt. Den Antrieb erhält die Kette durch eine passende Kettenscheibe auf dem Windwerk mit nur einer Drehrichtung. Die Kupplungsvorrichtung ist ein im Bär, Fig. 244, gelagerter wagrecht verschiebbarer Riegel, der mittels eines durch Hebel und Steuerseil drehbaren Exzenters in die Lücken der Laschenkette eingeschoben werden kann, wodurch der Rammbar an die Kette angeschlossen ist und mitgenommen wird. Die Auslösung geschieht durch Antreffen des abgebogenen Gegenhebels der Exzenterwelle an einen Anschlag an der Läuferute, wodurch der Riegel zurückgeschoben wird.

Das Fassen des Rammbars seitlich von der Schwerlinie bedingt Reibungsverluste (bis 25% der gesamten Hubarbeit). Einige

Bauweisen (Eassie, Reden) verlegen den Angriffspunkt des Bären an der Kette unmittelbar über dessen Schwerpunkt, indem sie in einem besonderen sog. Fallblock die Kette, die im unteren Teil wegen des freifallenden Bären hinter diesem liegen muß, nach vorn ablenken. Hier wird der Bär mittels gummigefederter Haken an die Kette angeschlagen. Nach Auslösung fällt der Fallblock dem Bär so schnell nach, als die



Fig. 243.

Kette.

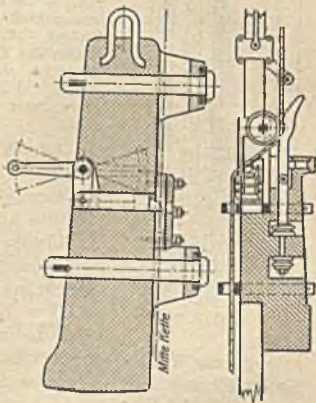


Fig. 244.

Fig. 245.

Kettenablenkung gestattet, Fig. 245.
Bärgeicht bei Dampfkunstrammen 800—1800 kg, Hubgeschwindigkeit 0,3 bis 0,4 m/sek, Maschinenleistung 3 ÷ 8 PS, Schlagzahl in der Minute 11—12 bei etwa 1,5 m Fallhöhe. Bedienungspersonal: 1 Maschinist, 1 Heizer (auch in einer Person), 1 Rammmeister, 2 Pfahlsetzer. Die Kettenramme ist denen mit

rücklaufendem Seil an Leistungsfähigkeit überlegen, Nachteil aber starke Beanspruchung der Kette (Betriebsstörung infolge von Brüchen), Schwierigkeit beim Schrägrammen (Kettendurchhang), Unmöglichkeit des Tieframmens mit nach unten verlängerten Läuferferruten (wegen unterer Umlenkrolle).

Unmittelbar wirkende Dampframme.

Die erste brauchbare von Nasmyth, heute nicht mehr gebaut.

Sie zeigt bereits die allen neueren unmittelbaren Dampfrahmen grundsätzlich eigene Ausführung, daß die eigentliche Rammmaschine — als Bär ausgebildeter Zylinder und Kolben mit Kolbenstange — sich mittelbar oder unmittelbar auf dem Pfahlkopf bzw. dessen Schlaghaube abstützt und mit dem eindringenden Pfahl mitsinken kann. Dadurch werden bei Einstellung auf volle Schlagkraft alle Hitzen gleichstark — von höchster Höhe an beginnend —. Diese Ausführung verleiht dem Schlagsystem völlige Selbständigkeit (bis auf Zuleitung mittels biegsamen Hochdruckdampfschlauchs vom Dampfkessel), so daß es auch mitunter mit ganz leichter Führung (Läuferferruten 2 Gasrohre) verwendet wird. Von einem Dampfkessel werden dann öfters eine ganze Reihe von Rammen gespeist.

Gegenwärtig werden in Deutschland nur noch zwei grundsätzlich verschiedene Ausführungsformen allgemein verwendet: Die Lacoursche, Fig. 246, und die Menck und Hambrocksche, Fig. 247. Ähnliche Erstauführung von Riggerbach. Bei der ersteren (gebaut von der Düsseldorf-Baumaschinengesellschaft) stützt sich der Kolben mittels Kolbenstange unmittelbar auf den Pfahlkopf ab, bei andern erst auf einer kräftigen Schlagscheibe, die auf dem Pfahlkopf anliegt.



Fig. 246.

Der Dampf, zugeführt durch den oberen Zylinderdeckel, wirkt auf die obere Kolbenseite und tritt durch den Dreiwegehahn im Zylinderdeckel wieder zurück ins Freie. Auf der Unterseite des Kolbens wird Luft durch das obere größere Rohr während des Blüspiels eingesaugt und ausgestoßen. Die Verdichtung der Luft nach Abschluß der größeren Öffnung bildet eine elastische Hubbegrenzung — das kleine Röhrchen am Zylinderboden dient zum Kondenswasserablaß und hindert die Verdichtung infolge seines großen Strömungswiderstandes nicht wesentlich. Schraube dient zum Feststellen des Kolbens. Kolben führt sich mittels zweier angelegener Arme an den Läuferferruten. Steuerung Dreiwegehahn, der durch Hebel und Seiltrieb gedreht wird. Da der Steuerhebel die Kolbenbewegungen stets mitmacht, ist ein geschlossener Steuertrieb nötig.

Der Vorteil dieser Ramme ist die außerordentliche Einfachheit. Nachteilig ist besonders, daß der Schlauch die Bewegung des Kolbens mitmachen muß, daher Gummi für ihn notwendig, der Anwendung überhitzten Dampfes verbietet. Der starke Verschleiß des Schlauchs wird durch drehbaren Anschluß (Menck und Hambrock) eingeschränkt. Ferner größerer Dampfverbrauch infolge starker Kühlung des Zylinders durch eingesaugte Luft. Das dadurch in erhöhtem Maße niedergeschlagene Wasser gelangt an Kolbenstange entlang auf den Pfahl und den Kopf: verminderte Schlagleistung. Bei schmaler Stützfläche für die Kolbenstange (Spundwände) kann diese leicht einmal abrutschen. Trotz dieser Mängel ziemlich oft verwendet, besonders auch für leichte Arbeiten.

Übliche Ausführungsgrößen (Menck und Hambrock, Hamburg; C. Tobler, Borsigwalde) 450 ÷ 1200 kg Bärge wicht, Hubhöhe des Bärs 900 ÷ 1300 mm, Heizfläche des zugehörigen Dampfkessels 3 ÷ 12 qm, Schlagzahl 30 ÷ 40 in der Minute. Kleinste und größte Ausführungen von Menck und Hambrock mit 275 und 6700 kg Fallgewicht.

Fig. 247, neue Menck- und Hambrocksche Bauart, besitzt wie die neue Lacoursche feststehenden Kolben, die Kolbenstange ist jedoch nach oben herausgeführt, die Abstützung auf dem Pfahlkopf geschieht mittelbar durch eine hinter dem Bär zwischen den Läuferuten liegende, auf dem Pfahlkopf mit einem vorspringenden Daumen auflagernde starke Flacheisen-schiene.

Der Dampf wird durch die hohle Kolbenstange zugeführt, das Steuerventil liegt im Kolben selbst. Beim Anheben des Bärzylinders tritt Frischdampf über den Kolben, beim Schlag entweicht der Abdampf zunächst in den freiwerdenden Zylinderraum unter dem Kolben (den Kolben und Zylinder vor zu weitgehender Abkühlung schützend) und dann durch die vordere untere Öffnung ins Freie. Im Kopf der Kolbenstange ist die Steuerstange abgedichtet geführt und gelenkig an den im Kopfstück gelagerten Steuerhebel angeschlossen. An seinem geraden Teil greift das vom Rammer bediente Steuerseil an, mittels des winklig nach unten abgebogenen Endes des Steuerhebels und der mit dem Bär verbolzten Steuerschiene ist für selbsttätige Absperrung des Frischdampfes gesorgt. Der Zeitpunkt des Ventilschlusses und somit die Hubböhe des Bärs kann durch Verschieben der steuernden Kante auf der Steuerschiene den Bedürfnissen entsprechend verändert werden. Da der Schlauchanschluß im Kolbenstangenkopf nur dem Eindringen des Pfahls zu folgen hat, kann Metallschlauch (wegen Rostens am besten Bronze) verwendet und mit Heißdampf gearbeitet werden, wodurch die Niederschlagsverluste bedeutend verringert werden.

Durch diese Anordnung sind sämtliche Nachteile des Lacourbärens vermieden. Die Ausführungsgrößen besitzen Fallgewichte von 250 bis 6000 kg; üblich sind besonders Bär-gewichte bis 500 kg als Kleindampf-rammen an besonders leichten Gerüsten, von 2400 kg als Reihen-Betonpfahlramme und von 3200 und 4000 kg als Universal-Betonpfahlramme. Der Hub steigt mit dem Bär-gewicht und ist bis 2500 mm ausgeführt worden. Die Schlagzahl beträgt minutlich $30 \div 50$ bei vollem Hub.

Mitunter wird auch der Frischdampf zur Erhöhung der Schlagleistung benützt (Smulders, Schiedam u. a.), das Rammbärsystem wird dadurch leichter, der Mechanismus büßt etwas an Einfachheit ein.

Die Heißdampf-Patent-Universalbetonpfahlramme von Menck und Hambrock, Fig. 248, vereinigt in weitestgehendem Maße arbeitssparende Hilfseinrichtungen in sich und erreicht dadurch besonders große Leistungsfähigkeit.

Der Rammbar hat 4000 kg Fallgewicht bei 1230 mm Hub (meistgängige Größe); 32 minutliche Vollhöhe, bei halbem Hub 44. Gerüst ist für 18 m Stützhöhe — Schienenoberkante bis Unterkante hochgezogener Bär — gebaut, durchweg aus Eisenfachwerk, nur Läuferuten Holz. Das Bärssystem ist zwischen zwei langen Gleitschienen verschiebbar, die aus Profilleisen zu-

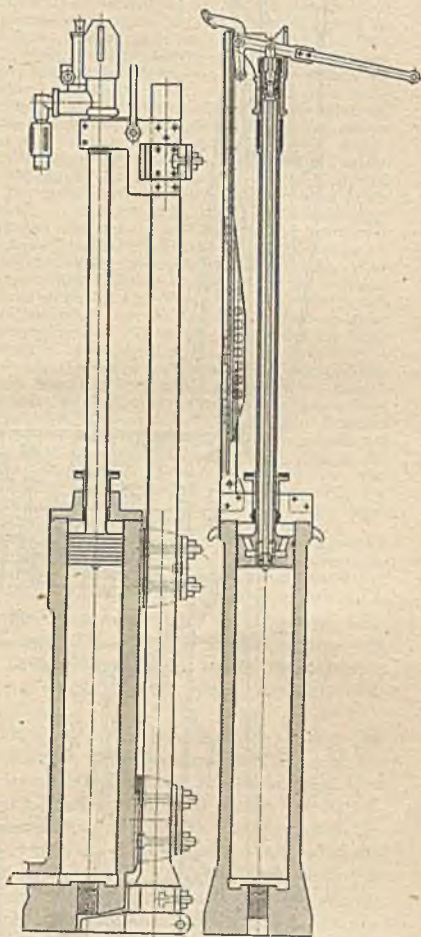


Fig. 247.

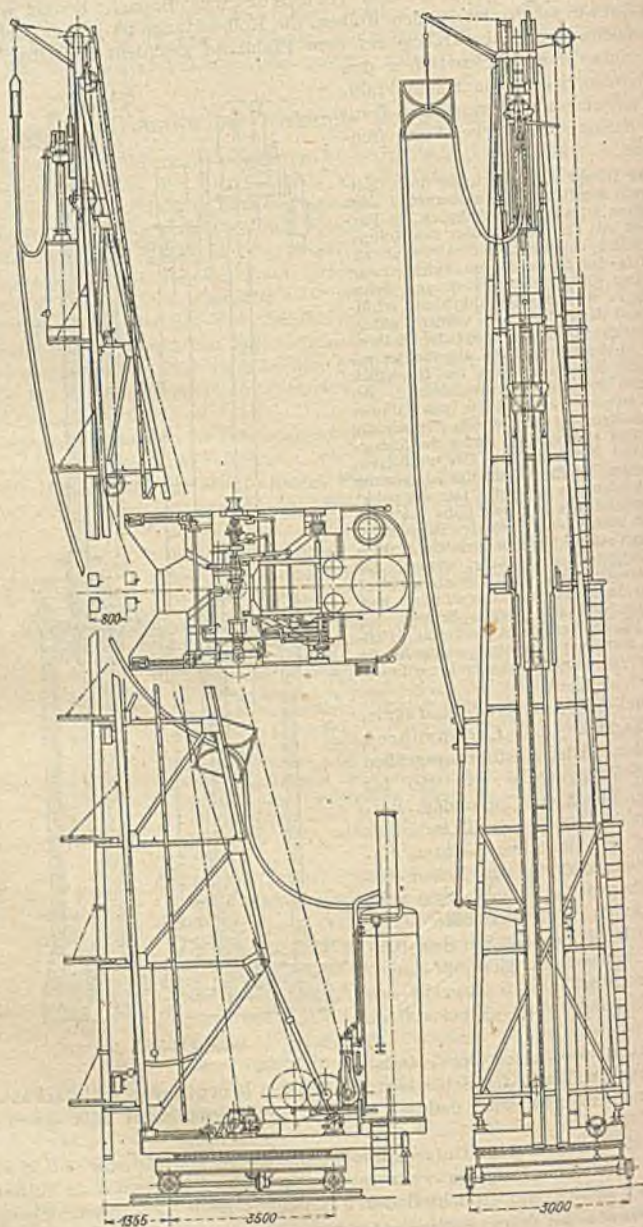


Fig. 248.

zusammengesetzt sind und sich an den Läuferuten, diese teilweise umfassend, führen. Mittels einer am Steuerungskopf des Bären angreifenden losen Rolle sind dieser und die eisernen Gleitschienen aufwindbar oder herablaßbar. Letztere bilden eine Verlängerung der Läuferuten nach unten und ermöglichen ohne weiteres Arbeiten unter Grund. Die zugehörige feste Rolle der Aufzugsvorrichtung des Bären sitzt im Kopfe der einen Läuferute, der Befestigungspunkt des Seilendes am Kopf der anderen Läuferute. Als Aufzugsvorrichtung der Betonpfähle dient ein ganz ähnlicher Rollenzug, dessen Flasche eine besonders große lose Rolle besitzt, damit die Seilenden den Rammbär zwischen sich einschließen können, und dessen Festpunkt und Festrolle sich unmittelbar neben den Läuferuten in Höhe des ersten Gerüstquerverbandes befinden. An den unteren Eckpunkten der trapezförmigen Schilder der Flasche sind die Hakenketten befestigt, die an der Schlaghaube des Pfahls angreifen. Dieser wird dadurch mit Spitze nach unten hochgewunden, so daß er bequem gestellt werden kann. Das genaue Einstellen der Spitze auf die bestimmte Einschlagstelle geschieht unter Benutzung der Drehvorrichtung des oberen Rahmens auf dem unteren (drehscheibenartig) und der Fahrvorrichtung des unteren. Weicht ein Pfahl während des Rammens aus der senkrechten Richtung aus, so kann zur Erzielung axialer Schläge wie auch für das Schrägrammen von vornherein das Gerüst geneigt werden, und zwar nach vorn bis zu 1:10, nach hinten bis 1:3. Zu diesem Zweck sind einmal die vorderen Stützpunkte des Gerüsts im Schlitten zurückziehbar, andererseits können die Schlußzugstreben nach den hinteren Ecken des Oberrahmens verlängert oder verkürzt werden (drehbare Schraubenspindel mit Mutter im unteren hinteren Gerüstknotenpunkt). Ein Pendel zeigt die Neigung an. Alle diese Bewegungen sind maschinell auszuführen (Schalthebel am Maschinenstand). Während des Hochwindens des Pfahls hängt die Jungfer mittels Ketten am Bär, so daß sie nach dem Setzen des Pfahls — die Schlaghaube wird durch eine möglichst klemmfreie Führungsvorrichtung an die Läuferuten angebunden — ohne Zeitverlust auf die Schlaghaube niedergelassen werden kann. Zwischenschaltung eines elastischen Preßguts (Sackleinen, Holzwolle) zur Schonung des Pfahlkopfes. Der Dampfschlauch hängt in zwei bogenförmig gestalteten Wiegen — Schlauchsätteln —, von denen die dem Kessel nächstgelegene am Gerüst fest (aber drehbar) angeordnet ist, während die andere mittels eines Seils, das über den Schwenkarm am Gerüstkopf, eine unten im Gerüst feste und eine obere mit dem Rammbärsystem bewegliche lose Rolle geführt ist, selbsttätig dem sinkenden Bär nachfolgt. Das Steuerseil bildet einen Kreislauf mit oberer fester Rolle am Ausleger und unterer loser Belastungsrolle. Der Rammer steht auf kleinen Klappkonsolen, die in Höhe jeder Querverbindung angebracht sind, und kann so der Schlaghaube möglichst nahe sein. Der Bär kann mittels dreier Riegel, die durch ein Seil verbunden sind, das am Führerstand endigt, von hier aus an drei Stellen verriegelt werden. Ein Spillkopf auf einer der Wellen des Triebwerks zur Leistung beliebiger Zugarbeit vervollkommennt die maschinelle Anrüstung. Viele der beschriebenen Einrichtungen sind patentiert.

Die mit Naßdampf betriebene Antriebsmaschine ist ein stehender Zwilling, der Kessel ist ein sog. Lachapellekessel stehender Bauart mit eingeschweißten Quersiedern in der Feuerbüchse (die sich durch Mannlöcher von außen leicht reinigen lassen) und aufgebautem Überhitzer (für den eigentlichen Rammdampf). Das Gesamtgewicht der betriebsfertigen Ramme beträgt 38,5 t.

Die andern gebräuchlichen Rammsysteme unterscheiden sich von der Universalramme in der Ausbildung des Gerüsts. Die Reihenbetonpfahlramme von Menck & Hambrock besitzt keine Drehbewegung und keinen maschinellen Fahrtrieb. Ihre Leistungsfähigkeit ist nur etwa die Hälfte von der der Universalramme.

Die Rammen sind den verschiedenen Sonderzwecken angepaßt worden und werden dementsprechend bezeichnet: Ramme für Simplexpfähle — mit besonderer Vorrichtung zum Ausgießen der Vortreibrohre; Kanalisationsramme — mit besonderem Unterwagen, der auf Schienen zu beiden Seiten des Kanalausschnitts läuft; die Ramme erhält Verschiebung auf dem Unterwagen senkrecht zum Kanal; Kranramme — Läuferuten am Ausleger eines Drehscheibenkrans —; Baugrundstößelramme zum Einschlagen von Löchern zum Verdichten des Baugrundes, die nachher mit Beton ausgefüllt werden — Spitz-, Rund- und Flachstößel —; Kleindampfrahmen zum Arbeiten an ganz leichten Gerüsten — dreibockartige oder Ω -förmige Gasrohre mit Kopftauen zum Halten.

Als Gesichtspunkte für die Wahl einer bestimmten Bauart der Ramme gelte folgendes:

Das Bärgewicht (bei Rammen ohne Oberdampf) soll mindestens gleich dem des Pfahls sein. Bei allgemeiner Verwendung empfiehlt sich daher die Wahl eines möglichst schweren Bären, dessen Schlagleistung durch Anwendung geringer Hübe klein gehalten werden kann. Kurze dicke Pfähle erfordern schwere Schläge, lange Spundbohlen und lange dünne Pfähle schnellfolgende leichte Schläge. Mitunter ist die Einfachheit der Bauart von Wichtigkeit, da eine einfache Ramme von ungelerten Leuten bedient werden kann. Die hochentwickelten Dampfrahmen erfordern eingearbeitetes Personal, um gut ausgenützt zu werden.

Hilfsmaschinen



Fig. 249.



Fig. 250.

nung — Pfahl wird mit Greifring oder Greifzange angefaßt, oder unter Verwendung eines Hebewerks für gradlinige Bewegung: 2 Topfschrauben, Preßwasserhebeböcke, (Lokomotiv-) Windenböcke oder ähnliche (s. Hebezeuge). Der Pfahl wird dabei entweder mit Schellband oder mit Ketten angefaßt.

für den Rambetrieb selbst sind Spülpumpen, die mitunter auf die Ramme aufgebaut sind, meist aber selbständige Einheiten bilden (fabri- bare Dampfkessel mit Pumpma- schine).

Zur Beseitigung der Pfähle dienen entweder Sägen — Abschnelden möglichst tief unter Wasser oder unter Grund — oder Ausziehvorrichtungen. Die Sägen sind als Pendelsägen, Fig. 249, oder Kreis- sägen, Fig. 250, ausgebildet. Das Ausziehen geschieht entweder unter Benutzung eines Hebels als Wucht- apparat in verschiedenster Anord-

VI. Gesteins-(Tunnel-)bohrmaschinen.

Die für das „Bohren“ verwendeten Arbeitsmethoden und -maschinen sind verschieden, je nachdem ein Bohrloch senkrecht in die Tiefe oder nahezu wago- recht vorgetrieben werden soll. In beiden Fällen bedient man sich des eigent- lichen, drehenden Bohrens für milden Boden bzw. milde Gesteinsarten (rolliges Gebirge) und des Stoßbohrens für das feste Gestein (gebräuche, fest, höchst fest).

Das eigentliche Tiefbohren (Niederbringen von Bohrlöchern zur Untersuchung der Erdreichschichten, Abteufen von Schächten größerer Tiefe und Weite) bildet eine Sonderwissenschaft des Bergmanns, deshalb hier unberücksichtigt. Erwähnt sei nur die allgemein verwendete

Handtiefbohrvorrichtung zur Untersuchung des Baugrundes, wie sie von Tecklenburg angegeben. Fig. 251 *a*—*s*: *a* Bohrgriff, *b* Gestänge (je 2 m lang, 1 Stück 1 m lang zum Auswechseln und als Spatschaft verwendet), *c* Teller- bohrer, *d* Schappe (Löffelbohrer), *e* Schwert- und Flachmeißel (mitunter auch Kreuzmeißel — 4 Schneiden — oder Kronenbohrer — 6 Schneiden), *f* Spiral- bohrer, *g* Schneckenbohrer, *h* Kolbenmeißel (Breachstange), *i* Schlammbüchse (Ventilbüchse, Schlammöffel), *k* Gestängewirbel, *l* Abfanggabel, *m* Gestänge- schlüssel, *n* Dreheisen, *o* Schutzröhren (zum Verrohren des Bohrlochs), *p* Rohr- eisen, *q* Schaufel, *r* Schurfhaue (Flachhammer), *s* Spitzhaue (-hammer). Für einmänniges Arbeiten und Tiefen bis etwa 10 m genügen meist *a* bis *e*, *m*, *n* und unter Umständen *i*, für größere Tiefen bis 30 m 2 Mann erforderlich und übrige Werkzeuge, dazu ein leichter dreibeiniger Bohrbock mit Rolle von 3 m Höhe. Lochdurchmesser der in den Fig. 251 *d*—*i* gegebenen Bohrer nach Aus- führung der Düsseldorfer Baumaschinenfabrik Büniger & Leyrer 35 mm (bei anderen herunter bis 22 mm). *q*—*s* bilden einfache Schurfwerkzeuge. Ge- wicht des vollständigen Geräts \approx 60 kg.

Verwendungsgebiet der einzelnen Geräte: Tellerbohrer *c* für geringe Tiefen im trockenen Sand und leichten Lehm, Schappe *d* an Stelle von Tellerbohrer bei größeren Tiefen, außerdem im feuchten Sand und Lehm; sehr feuchten Ton, Letten, leichtem Schiefertone; Spiralbohrer *f* für weniger

feuchten Ton, Letten, Lehm und leichten Schiefertone, außerdem zum Auflockern von festliegenden Kiesen und Sanden; Schappe d'' für feuchte fette Letten und Tonarten; Schneckenbohrer g für sehr zähe Tonarten, Holzige Schichten im Kohlengebirge, Torf, Moor; Flachmeißel e^1 für trockene Lehm- und Tonarten, leichtes Gestein (Braun- und Steinkohle); Schwertmeißel e^2 für feste Gesteinsarten, sonst auch wie Flachmeißel; Schlammbüchse i für nassen flüssigen Sand und Lehm, sowie für die durch die anderen Bohrer zerstoßenen Erdarten in flüssigem Zustand (Bohrschmand); Kolbenmeißel h dient zum Vordrängen von einzelnen Steinen im Bohrloch. Zugießen von Wasser in das Bohrloch stets zu empfehlen. Die Schutzröhren sind für Arbeiten im schwimmenden Gebirge, besonders für Löcher größerer Tiefe. Die Bohrer des Handbohrapparats finden sich in größeren Abmessungen für Bohrlöcher zu Straußpfählen, zu Grundwasserabsenkbrunnen usw. wieder. Die in Tunnelbau und Bergwerksbetrieben verwendeten Gesteins-Bohrmaschinen¹⁾ lehnen sich zum größten Teil (Benutzung der Schlagwirkung) an die Arbeitsweisen des Handbohrens an: Arbeiten mit zwei Werkzeugen (Gezäh), Bohrer und Fäustel (Schlägel) und Wurfbohren (1 Werkzeug). Arbeitsaufwand im ersten Falle $4,7 \div 7,7$ mkg, davon nutzbar zur Gesteinszertrümmerung 4—7%. Beim Wurfbohren entfällt der Verlust von rund 28% bei Übertragung der Schlagenergie vom Fäustel auf die Bohrstange.

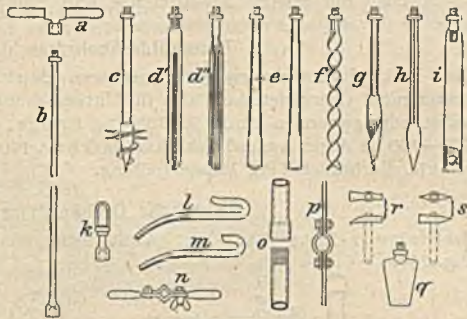


Fig. 251.

Die Bohrmaschinen bezwecken wie das Handbohren die Herstellung eines Bohrlochs größerer Tiefe (1—1,5 m) und geringen Durchmessers zur Aufnahme der Sprengladung. Sie unterscheiden sich nach Arbeitsweise in Dreh- und Stoßbohrmaschinen (und Schrämmaschinen oder Schlitzer, die aber im Tunnelbau fast nie verwendet werden) und nach Antriebsmittel in Preßwasser-, Preßluft- und elektrisch getriebenen Bohrmaschinen. Die Grundlage der Stoßbohrmaschinen bildet das Wurfbohren, für die preßluftgetriebenen jedoch hat sich in Anlehnung an das Handschlagbohren mit zwei Gezäh noch ein leichtes Handwerkszeug herausgebildet, der Preßluftbohrhammer. Die eigentlichen Bohrmaschinen sind stets an ein Gestell gebunden, die Bohrhämmer werden freihändig bedient.

Drehbohrmaschinen.

Arbeitsweise verschieden nach Zustand des Gesteins und des Werkzeugs:

- a) schabende Angriffswirkung — Diamantbohren —, große Drehzahl des Bohrers, geringer Anpressungsdruck;
- b) keilend wirkender Angriff — Bohrer mit ausgeprägten Schneiden (Schlangenbohrer, Brandtscher Schneidenbohrer) — großer Anpressungsdruck, geringe Drehzahl des Bohrers. Die Schlangenbohrer, Fig. 252,

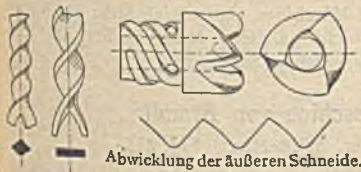


Fig. 252.

Abwicklung der äußeren Schneide.

Fig. 253.

¹⁾ S. a. Herbst, Die Gesteinsbohrmaschinen und ihre neuere Entwicklung. Z. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 257 ff.; Schüller, Über maschinell betriebene Gesteinsbohrungen. Z. d. östr. I. u. A. V. 1909, Nr. 9—11; Heine, Bau, Lötung und Betrieb langer Alpentunnels. Bull. d. int. Eisenb. Kongr. Verb. 1910, Nr. 7, S. 3197.

für mildes Gestein, Brandtsche Bohrkronen, Fig. 253, für härtestes Gestein geeignet.

Antrieb nur mittels Elektromotor und Preßwasser erprobt.

Diamantdrehbohrmaschinen

(mit Elektromotorenantrieb) für größeren Betrieb wegen zu hoher Betriebskosten nicht verwendet, wohl aber für Untersuchungslöcher geeignet, da der Kern vollständig gewonnen wird. Ausführung Lange, Lorcke & Co., Brieg a. O.: 100—400 kg Anpressungsdruck, 400—600 bzw. 1400—1500 Umdrehungen in der Minute, Verbrauch 1 PS, Wasserspülung.

Elektrische Drehbohrmaschine

der Siemens-Schuckert-Werke mit angebautem Motor für mildes Gestein, Fig. 254.

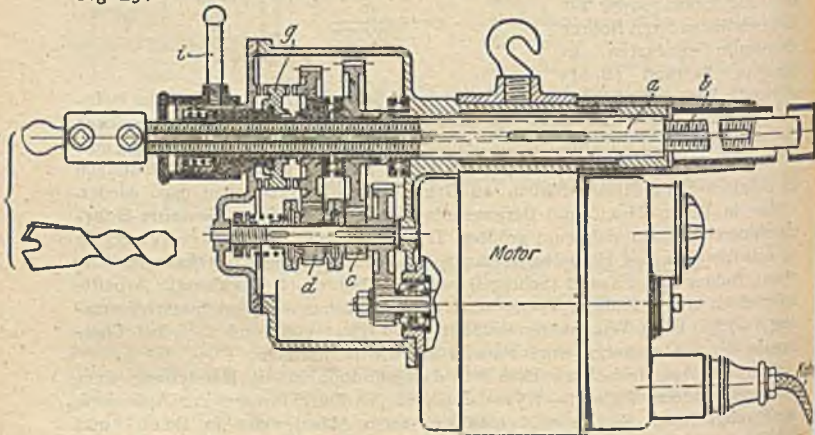


Fig. 254.

Antrieb der Spindel *b* durch Zahnradpaar *c* (kleines Rad fest auf Vorgelegewelle), Hülse *a* und Feder und Nut — Rechtsdrehung. Vorschub durch Mutter *h* mit Linksgewinde, die sich — durch auf ihr verschiebliche aber drehungsgesicherte Hülse mit Klauenkuppelstück *g* mit Rädertriebe *d* gekuppelt — schneller dreht als Hülse *a*. Rad *d* ist von Rad *c* nur mittels Reibkupplung mitgenommen. Dadurch wird erreicht, daß der Vorschub sich selbsttätig verringert, wenn bei vergrößerter Reibung zwischen Spindel und Mutter infolge erhöhtem Widerstand im Bohrloch *d* gegen *c* gleitet. Wenn die Mutter *h* durch *g* (mittels Handgriff *i*) mit dem Gehäuse gekuppelt, *h* also festgestellt wird, so wird die Spindel mit größerer Geschwindigkeit zurückgezogen.

Verbrauch $1 \div 1.5$ kW, Drehzahl und Vorschub müssen der Gesteinsart von vornherein angepaßt werden. Ganz gleiche Ausführung auch mit getrennt aufgestelltem Motor und Verbindung durch biegsame Welle: Bohrmaschine leichter und geringer Platzbedarf vor Ort. Die Maschinen eignen sich nicht für Bohren nach unten, da Bohrmehlentfernung nicht möglich. Meist benutzt für Kalk, Steinsalz, Minette, Kalkmergel, Kohle, weichen Sandstein.

Preßwasserbohrmaschine von Brandt

(gebaut von Gebr. Sulzer, Winterthur) Fig. 255.

Der Antrieb für die Drehbewegung besteht in 2 Druckwasserkolbenmotoren, die mit 90° versetzten Kurbeln auf die Schneckenradwelle arbeiten. Sie steuern sich wechselweise mittels der Kolbenschieber e_1 und der gekreuzten Rohrkanäle d_1 und d_2 . Druckwassereintritt bei d_1 ; Arbeitsfläche für Vorwärtsgang des Kolbens Ringfläche vom Kolben *g*, für Rückwärtsgang Ringfläche vom Kolben e_2 . Steuerkolben e_1 verbindet entweder d_1 mit d_2 , dadurch Vorwärtsdruck auf Kolben *g* der anderen Maschine gebend oder d_1 mit Abfluß d_2 , dadurch Zylinder-

raum / der anderen Maschine entlastend. Abfluß d_2 (fehlt in Zeichnung) ist mit dem innersten Bohrzylinder verbunden. Abwasser dient der Spülung des Bohrmehls. Schnecke i dreht mittels Wurmrad den Hohlzylinder l , der sich — wagrecht um Zapfen l schwenkbar — gegen die Spannsäule abstützt. Im Zylinder sitzt längsverschieblich, aber gegen Drehung gesichert der Vorschubzylinder m . Er bewegt sich unter Preßwasserdruck vorwärts (Leitung q_1). q_2 bringt

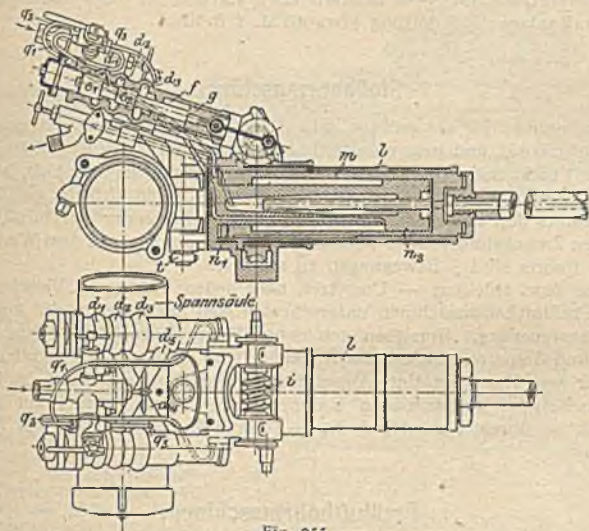


Fig. 255.

Preßwasser in den von Dichtung n_1 und n_2 abgeschlossenen Ringraum zum Zurückziehen des Kolbens (dabei wird die hintere Druckfläche des Vorschubzylinders mit Abfluß q_2 verbunden). Die wagerechte Spannsäule ruht mittels senkrechten Schwenkzapfens auf einem Bohrwagen auf Schienen, durch den sie leichte Höhenstellbarkeit erhält; Festklemmen erfolgt durch Preßwasser. 2 ÷ 4 Bohrer auf eine Säule gleichzeitig in Betrieb. Wasserverteiler auf dem Schwenkhebel des Bohrwagens, verbunden einerseits durch die Endleitung mit der endgültigen (jedesmal beim Schießen zu entfernen), andererseits durch gelenkige sog. Kettenschläuche mit den einzelnen Maschinen.

Bohrkronen erhält 2 ÷ 5 Zähne mit entsprechenden Schneidwinkeln, je nach Gesteinsart, Durchmesser 65 ÷ 85 mm. Minutliche Drehzahl des Bohrers 4 ÷ 6 (im harten), bis 9 (in weichem Gestein). Anpressungsdruck eines Bohrers bis 15 t. Löcher werden mit absatzweiser Verzögerung (Simplon 84—70 mm Durchmesser) gebohrt.

Der Wasserdruck und Leistungsverbrauch richtet sich nach der Gesteinsart, und zwar ist

für Gesteinsart	Erforderlicher Wasserdruck in kg/qcm	Leistungsverbrauch vor Ort für 1 Maschine PSe
milde: Mergel, milder Sandstein	30 ÷ 40	11 ÷ 14
fest: milder Granit, Kieselschiefer	50 ÷ 60	17 ÷ 20
sehr fest: Quarzit, Basalt, Porphy	70 ÷ 120	24 ÷ 27

wobei der Wasserverbrauch einer Maschine zu nur etwa 1 l für 1 Sekunde Bohrzeit angesetzt (Tauertunnel 1^{3/4} l). Im Maschinenhaus für jede Bohrmaschine vorzuziehende Leistung bedeutend größer (Tauertunnel: bei 3 ÷ 4 Maschinen im Betrieb Druckabfall in der meist 80 mm i. L. starke Leitung ∞ 2 kg/qcm für jedes km, dazu Wirkungsgrad der Preßpumpenanlage, so daß die im Maschinenhaus zu haltende Antriebsleistung das 1,9fache der vor Ort erforderlichen betrug, 45 PSe für jede Maschine). Der Wirkungsgrad der Maschine selbst ist 0,09 (Haasse).

Zu dem Leistungsaufwand tritt der Verbrauch von Bohrerstahl (Tauertunnel 10,5 kg zu je 1,85 M. für 1 Stollenmeter). Die Gesamtanlage erfordert ein Druckwasserwerk mit Pumpen und Speicher sowie Hochdruckrohrleitung (patentgeschweißt oder nahtlos gewalzt) von 80 — 100 mm lichter Weite; Anlagekosten bei Stollenvortrieb mit 3—4 Bohrern etwa 180 000 M. ohne Rohrleitung und Wasserkraftanlage; Rohrleitung etwa 10 M. f. d. lfm.

Stoßbohrmaschinen.

Antriebsmittel für die größere Zahl Ausführungen Preßluft, für einige Bauweisen Elektrizität, und zwar unmittelbar und mittelbar. Jene (sog. Solenoidbohrmaschinen) nicht mehr marktgängig (große Erwärmung der Maschine, besondere Antriebsdynamo), die mittelbar angetriebenen bedienen sich des gewöhnlichen Elektromotors und einer Stahlfeder oder zweier pendelnder Preßluftsäulen als elastischen Zwischenmittels. Sämtliche Maschinen beruhen auf dem Wurfbohren.

Dem Bohrer sind 3 Bewegungen zu erteilen:

Schlag bzw. Rückzug — Umsetzen nach jedem Schlag — Vorschub.

Die Preßluftbohrmaschinen unterscheiden sich besonders in der Ausbildung der Schlagsteuerung. Umsetzen geschieht allgemein mittels Drallspindel und -mutter und Gesperre während des Rückzugs vom Kolben. Der Vorschub neuerdings nur von Hand betätigt (Anpassung an Verschiedenartigkeit des Gebirgs-Gefühlssache): im feststehenden Rahmen festgelagerte Spindel mit Gewinde verschiebt — durch Kurbel gedreht — den Zylinder entlang einer Prismenführung.

Preßluftbohrmaschinen.

Ziele der Durchbildung sind: Große Leistungsfähigkeit (Schlagleistung und Rückzugskraft!) hohe Betriebssicherheit bei geringem Gewicht und geringem Platzbedarf, Unempfindlichkeit gegen Staub und Nässe, rücksichtslose Behandlung, Bohrerverklemmung im Loch, geringer Verschleiß und Unabhängigkeit von Druckschwankungen und Kolbenstellung (beim Anlassen). Schlagleistung bei sinus-

förmiger Schwingungsgeschwindigkeit (allgemein gültig): $N = 0,0031 G l^2 \left(\frac{n}{1000}\right)^2$

in PS, wobei G Gewicht der gesamten Schwingungsmasse in kg, l Kolben-Arbeits-hub in cm, n Schwingungszahl in der Minute. Aus dem erfahrungsgemäß erforderlichen Arbeitsaufwand zur Zertrümmerung von 1 ccm Gestein (für Granit ~ 85 kgm, für mittelharten Gneis ~ 50 kgm, für Dolomit ~ 40 kgm, für Sandstein ~ 25 kgm) und der nach obiger Formel erreichbaren Arbeitsleistung (1 mkg = $\frac{1}{75}$ PS sek) kann der Wirkungsgrad des Arbeitens bestimmt werden. Nicht zu verwechseln hiermit der Wirkungsgrad der Maschine, das Verhältnis zwischen erzielter Schlagleistung und Verbrauch an Druckluft (elektrischer Arbeit), wobei die Verluste der Druckerzeugung im Verdichter und der Leitung einzuschließen sind. Dieses η sinkt für Preßluftbohrer bis 0,03 (beste Maschinen — Bauart Gatti, Bosrucktunnel — 0,25 — 0,30), wobei besonders der Anteil des Kompressors hervortritt — η zwischen indizierter Dampfleistung und der in der Preßluft enthaltenen je nach Güte des Kompressors 0,70—0,50—0,35 für beste — unvollkommene — fehlende Abkühlung.

Die Bauarten unterscheiden sich in der Steuerung und je nach Verwendungszweck in der Größe: Hub, Kolbendurchmesser, Gewicht, Schlagzahl. Die Umsteuerung geschieht bei den neueren Maschinen durch einen mehrfachen Kolbenschieber oder einen solchen in Verbindung mit Muschelschieber (auch Kugelschieber), dessen Umstellung wieder durch die Druckluft mittels vom Hauptkolben für Zu- oder Austritte freigegebener Kanäle bewirkt wird. Maschinen mit selbststeuernden Kolben (der also zugleich Steuerkolben ist) bedingen Kurzhubig-

keit, Anwendungsgebiet also beschränkt. Mechanisch- (unvollkommen) zwangsläufige Steuerung mittels Hebel und Anläufen auf der Kolbenstange neuerdings wegen hoher Unterhaltungskosten (Massenschläge) verlassen.

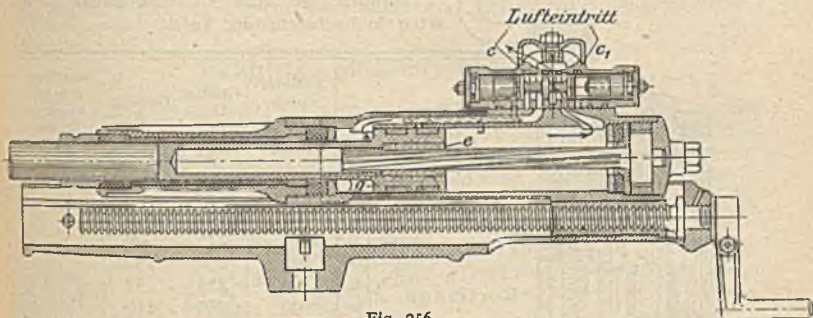


Fig. 256.

Beispiele. Fig. 256 Meyer'sche Bohrmaschine (Rud. Meyer, Mülheim a. Ruhr) mit Kolbenschiebersteuerung, Fig. 257 (schematisch).

In der oberen Stellung (Fig. 257) Drucklufteintritt links, Bewegung des Kolbens nach rechts; Schieber durch Überdruck auf innere Bohrungsfläche der mittleren Scheibe rechts festgehalten, bis Kolben Bohrung von b_1 links freimacht (punktuelle Stellung). Dadurch Druckluft auf äußere Ringfläche rechts (größer als innere Bohrungsfläche), Schieber nach links geschoben: Wechsel der Strömungsrichtung, Bewegungsumkehr. Schlagbewegung untere Stellung. Die axial unverschieblich, aber drehbar gelagerte Drallspindel trägt Sperrklinkenscheibe (siehe Schnitt Fig. 259), die beim Kolbenvorgang sich ausklinkend rechts dreht, beim Rückgang sich an den Zähnen des Gehäuses sperrt und Bohrerumsetzen bewirkt, Vorschub mittels festgelagerter unterer Spindel.

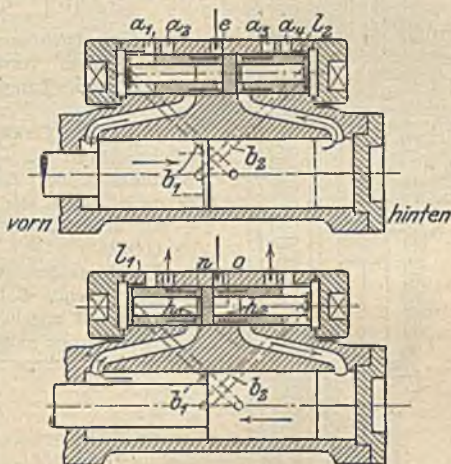


Fig. 257.

Meyersche Maschinen haben sich im Lötchbergtunnel bewährt.

Fig. 258 neue Bauart der Bohrmaschine von P. Hoffmann mit Differentialkolbenschieber (Vorgänger mit hohlem Kolbenschieber als „Wärwolf“ im Bosrucktunnel bewährt).

Maschine vereint Kolbenelbststeuerung (Umsteuerung für den Schlag) mit besonderer Kolbenschiebersteuerung. In gezeichneter Stellung Kolbenbewegung nach rechts; Beginn der Umsteuerung: Bohrungen o nach der Kolbenhöhlung vom Auspuff p (über b und kleine Ringfläche im Schieber) abgesperrt, Druckluftzutritt über große Schieberringfläche, Kanal a , Bohrungen o und d zur hinteren Kolbenfläche und durch e auch zur hinteren Schieberfläche f_1 geöffnet. Dadurch Umsteuerung des Schlebers und Hauptkolbens. Schlagbewegung: Vordere Kolberringfläche durch a_1 , kleine Schieberringfläche mit Auspuff p verbunden, unmittelbare Zustromung von Arbeitsluft durch große Schieberringfläche und anfangs a , nachher b . Sobald Bohrungen o links von b , Expansion, bis o vor q . Hierdurch Auspuff der Arbeitsluft hinter dem Kolben und Entlastung der großen Vollfläche f_1 des Steuerkolbens, wodurch dieser in gezeichneter Stellung zurückgeht. Kurze Kompression und Umkehr des Hauptkolbens.

Firmen anderer neuer Bauarten: Duisburger Maschinenbau-A.-G., vorm. Bechem & Keetmann, Fröhlich & Klüpfel, Barmen, G. Korfmann, Witten-

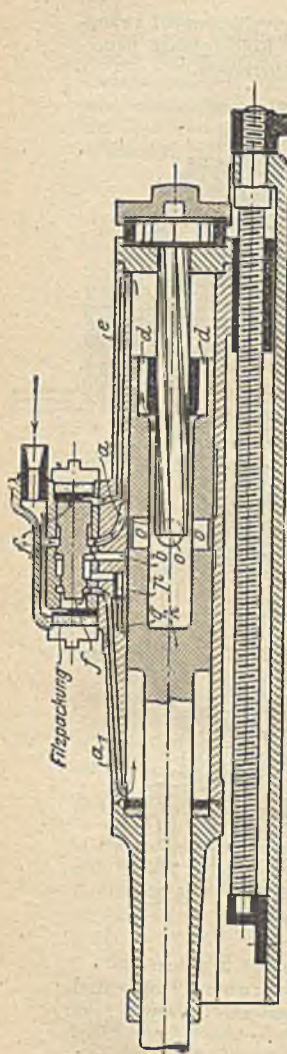


Fig. 258.

Ruhr, Flottmann & Co., Bochum-Herne (Kugelsteuerung), Rubrtaler Maschinenfabrik (Schwarzsche „Triumph“-Maschine).

Hauptgrößen und Gewicht einiger Bauarten in nachstehender Tafel.

Bauart	Zylinder-	Größter	Gewicht	Bemerkung	
	durch-				Hub
	messer				
	mm	mm	kg	m = mit o = ohne Bohrer- kupplung	
Meyer . . .	a	60	210	60	m
	b	90	280	130	
Flottmann	a	70	215	90	m
	b	100	250	150	
Korfmann	a	60	225	52	o
	b	90	350	110	
Hoffmann	a	65	170	55	o
	b	95	250	120	

Größter Durchmesser von etwa 120 mm in Steinbruchbetrieben verwendet, größter gebräuchlicher Hub 400 mm. Langhubige Maschinen besonders für hartes Gestein. Für Arbeiten in klüftigem Gestein ist wegen der Verklebungen auf genügend große Rückzugskraft zu achten (Ringfläche ausreichend, Klemmkraft der Bohrerkupplung!). Schlagzahlen je nach Größe der Maschine und Hublänge 350 ÷ 500 in der Minute, besonders leichte Maschinen bis 600.

Für Maschinen von 80 mm Kolbendurchmesser können folgende Bohrleistungen (in zertrümmertem Gestein) und zugehörige Verbräuche von Luft von 5 kg/qcm Druck gelten:

Gesteinsart	Luft-	Bohrleistung	Bohrleistung
	verbrauch		
	auf 1 ccm	auf 1 l	Bohrleistung
	Bohr-	Preßluft	Bohrleistung
	leistung	ccm	ccm/min
	l		
Fester Tonschiefer, milder Sandstein . . .	3 ÷ 6	0,17 ÷ 0,33	500 ÷ 1000
Fester Sandstein, zäher Kalk	10—15	0,07 ÷ 0,10	200 ÷ 400
Gneis, Porphy, Quarzit, Quarzkonglomerat .	20 ÷ 30	0,03 ÷ 0,05	100 ÷ 150

Der Bohrlochdurchmesser liegt zwischen 35 und 56 mm, die Bohrfortschritte sind mithin für obige drei Gesteinsarten 20 ÷ 50, 10 ÷ 20 und 3 ÷ 8 cm/min. Die praktisch beim Arlberg- und Bosrucktunnel erzielten Zeiten für 1 m Bohrloch einschließlich Aufstellen und Bohrerwechsel schwanken zwischen 23 und 32 Minuten, beim Löttschbergtunnel Nordseite 13 Minuten, Südseite 35 Minuten. Bei diesem bohrt 1 Maschine 325 m (Nordseite) bzw. 105 m (Südseite) bis zum Auswechseln.

Angewendeter Betriebsdruck vor Ort 5 ÷ 7,5 kg/qcm, für 1 Maschine sind hier 8 ÷ 10 PS zu rechnen, am Kompressor 15 ÷ 20 PS und mehr. Das mittlere Güte-

verhältnis (Wirkungsgrad) zwischen Bohrleistung und indizierter Dampfleistung des Verdichterantriebs beträgt etwa 0,05. Ursache des geringen Wertes: Verluste der Verdichtungsarbeit, Strömungs- und Undichteverluste der Leitung sowie des Motors, Wärmeverluste der Arbeitsumsetzung und innere Reibung im Motor.

Elektrische Stoßbohrmaschinen.

Der Solenoidbohrer¹⁾ hat keine größere Verbreitung gefunden; Ursache: große Erwärmung, größerer Energieverbrauch als bei den Elektromotorgetriebenen, geringe Rückzugskraft, Erfordernis einer besonders gebauten Antriebsdynamo. Erfolgreich ist dagegen die mit Elektromotor (meist angebaut) angetriebene Kurbelstoßbohrmaschine der Siemens-Schuckertwerke, Fig. 259.

Anwendung des gewöhnlichen Elektromotors ermöglicht durch Einführung einer starken Feder zwischen Bohrer und Getriebe.

Der Motor arbeitet unter Zwischenschaltung eines Stirnrädervorgeleges auf einen Kurbeltrieb, der einen Schlitten in einem Rohrgehäuse in schwingende Bewegung versetzt. Zwischen die Böden dieses zylindrischen Schlittens und einen Bund am Bohrerenschaft (Federteller) sind die zwei Stahlfedern als elastische Zwischenmittel der Kräfteübertragung eingespannt. Zur Erzielung einseitiger Anlage der Zähne und Verminderung des Klapperns ist am großen Zahnrad ein Schwungrad angeordnet; für den Fall von Bohrer-Verklemmung ist zur Vermeidung

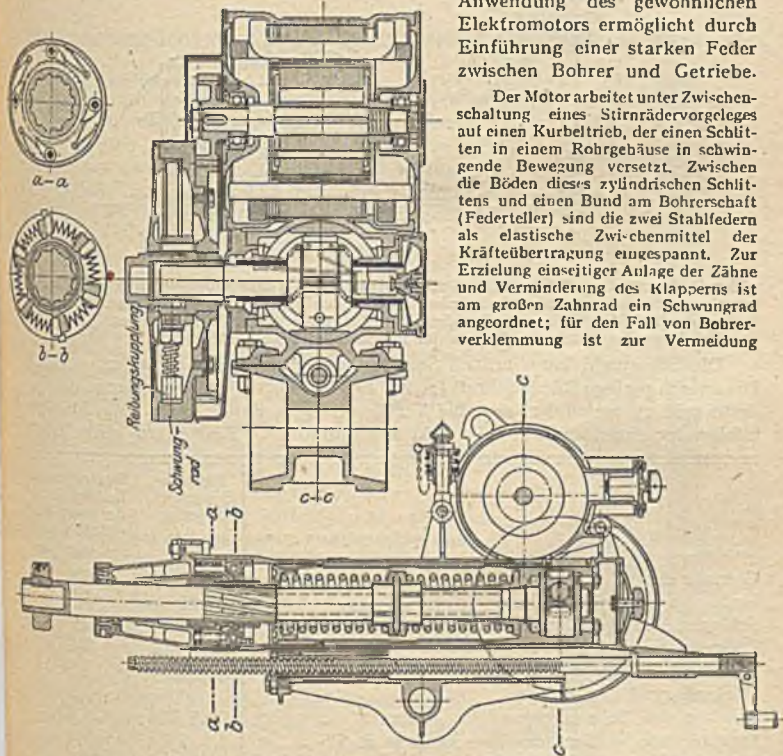


Fig. 259.

unvollständiger Spannungen in das Schwungrad eine Spreizung-Reibungskupplung eingebaut, die beim Kräfteestau nachgibt. Umsetzvorrichtung und Vorschub wie üblich.

Bemerkenswert die große Rückzugskraft (größer als bei allen anderen Bohrern), daher für zerklüftetes Gestein besonders geeignet. Übliche Größe: 1 PS²⁾. Einzelwerte siehe nachstehende Tafel.

¹⁾ Siehe Z. Ver. deutsch. Ing. 1901, S. 1492ff.

²⁾ Nach Mitteilung der Siemens-Schuckertwerke wird die 2 PS-Maschine infolge der geringeren Handlichkeit nicht mehr gebaut. 3 PS-Bauart für ein Felsenbohrschiff siehe Z. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 497.

Die elektropneumatische „Pulsator“-Bohrmaschine der Ingersoll Rand Co. New-York (Temple-Bohrer), Fig. 260, ersetzt die Stahlfedern durch Preßluftsäulen.

Die Druckluftbohrmaschine *c* ohne eigentliche Steuerung ist mittels zweier weiter, etwa 3 m langer Schläuche mit zwei Zylindern des Pulsators *b* verbunden, in denen zwei einfach

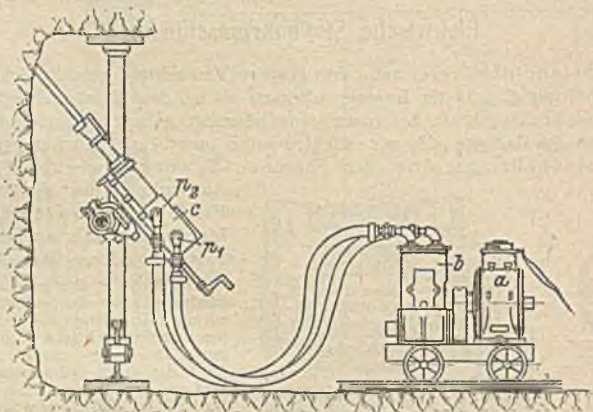


Fig. 260.

wirkende gegenläufige Kolben spielen, mittels Doppelkurbel und Vorgelege vom Motor *a* angetrieben. Die schwingenden Luftsäulen treiben den Stoßbohrer synchron an. Der eine Kolben des Pulsators ist zweistufig, der Ringraum bildet eine Hilfspumpe zur Erzeugung und Erhaltung des Drucks im System (im Ruhezustand 2 kg/qcm).

Die Schlagzahl kann mittels Schalter (auf dem Motor) verändert werden. Die an sich geringe Rückzugkraft (≈ 200 kg — je kürzer und enger der Schlauch, desto größer) vermindert sich bei Verklemmungen immer mehr. Maschine ist infolge der einfachen Bauweise sehr unempfindlich. Einzelwerte siehe Tafel.

	Siemens-Schuckert-Werke 1 PS	Elektropneum. Templebohrer der Ingersoll Rand Co.
Gewicht der schwingenden Teile kg	21,3	33,3
Hublänge bei voller Arbeit mm	75	188
Schlagzahl in der Minute	520	425
Bohrerleistung in PS $N =$	0,52	2,8
Verbrauch in PS	1,3	5,5
Wirkungsgrad des Bohrers	0,4	0,5
Gewicht der Bohrmaschine / des Motors kg	91,5/52,2	125/400
Bruttoleistungsverbrauch eines Bohrers in PS	1,4	8,0
Rückzugkraft kg	640	200

Leistungen: Kurbelstoßmaschinen bei verschiedenen österreichischen Tunneln (verschiedene Kalke und Schiefer) 1 m Bohrloch einschließlich Aufstellen und Bohrerwechsel (40—50 mm Durchmesser) in 20,4 ÷ 25,2 Minuten entsprechend 63 ÷ 77 cm/min. Luftfederbohrmaschine (in hartem Eisenstein) 1 m Bohrloch (45 mm Durchmesser) in 18 Minuten entsprechend 88 cm/min.

Zubehör. Die Spannsäulen — meist hohler Schaft mit innenliegender Schraubenspindel zum Verspannen — wegen Bewegungsfreiheit möglichst senkrecht anzuordnen, tragen bis zwei Bohrmaschinen. Der Spannkolben gestattet Schwenken um die Spannsäule und eine zu ihr senkrechte Achse, so daß beliebige Raum-

einstellung möglich. Für Aufbruchbohrung senkrecht nach unten auch Freigestell mit 3 oder 4 gewichtsbelasteten Füßen. Bohrer ganz aus Stahl. Kopf: einfache Schneide (Meißelbohrer) am gebräuchlichsten, da große Schlagwirkung und einfaches Erneuern — Kreuzbohrer, Z-Bohrer. Zuschärfungswinkel meist um 70°. Schaft, üblich achtkantig, nicht unter 20 mm Durchmesser. Es ist jeweils ein Satz Bohrer mit Längenabstufung entsprechend Maschinenvorschub erforderlich. Bohrerkupplung mit Schraubenanzug (Fig. 262) oder keilschlüssig selbst anziehend. Einfachste Art Fig. 261: zum Lösen Keil in Querloch eingetrieben; Schläge senkrecht zur Achse schädlich.



Fig. 261.



Fig. 262.

Vergleichsgesichtspunkte der verschiedenen Bohrmaschinenbauarten.

Brandtsche Maschine. Vorteile: Anpaßfähigkeit an Gesteinsart, leichte Bedienung, keine Stöße, daher geringe Ausbesserungsbedürftigkeit, kein Staub, zerstäubtes Wasser zum Niederschlagen des Dynamitrauches verwendbar.

Nachteile: Sehr hohe Kosten der Gesamtanlage und hoher Kraftbedarf, mithin teurer Betrieb.

Anwendungsgebiet: Sohlstollenbohrer sehr langer Tunnel, wo billige Wasserkräfte vorhanden.

Preßluft-Stoßbohrmaschine: Vorteile: Kräftige Stoßwirkung, einfache Bedienung, mäßige Ausbesserungskosten, Lüftung und Abkühlung der Arbeitsstelle durch verbrauchte Arbeitsluft, Verwendung der Druckluft zu Nebenzwecken (Bohrhämmer, Wasserhebung — Mammutpumpe, s. d. — Bohrmehlentfernen durch unmittelbares Ausblasen oder Wassereinspritzung).

Nachteile: Geringer Wirkungsgrad, großer Kraftbedarf an der Antriebsmaschine, hohe Gesamtanlagekosten, teure Zuleitung (daher mitunter bei günstigen Temperaturverhältnissen fahrbarer Elektrokompresseur in möglichster Nähe der Arbeitsstelle — bei kleinem Behälter leicht große Druckschwankungen).

Elektrische Kurbel- und Luftfeder-Stoßbohrmaschinen: Vorteile: Guter Wirkungsgrad und sehr geringer Arbeitsverbrauch der Gesamtanlage bei geringen Anschaffungskosten, Möglichkeit rascher Beschaffung und Inbetriebsetzung der Anlage (besonders rein elektrische Maschinen), große Beweglichkeit infolge Energiezufuhr durch Kabel.

Nachteile: Verhältnismäßig hohe Ausbesserungskosten der Kurbelstoßmaschinen, besonders wenn nicht unter geschulter Bedienung arbeitend, bei der Luftfedermaschine Unmöglichkeit, eine größere Anzahl Maschinen auf engem Raum gleichzeitig arbeiten zu lassen.

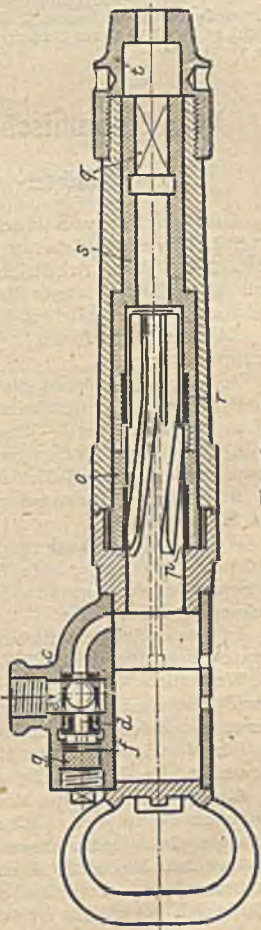


Fig. 263.

Vor- und Nachteile der einzelnen Maschinenarten sind nicht derart, daß einer der unbestrittene Vorrang gebührt, örtliche Verhältnisse und sonstige besondere Umstände haben für die Wahl den Ausschlag zu geben.

Bohrhämmer (Schlagbohrmaschinen).

Haben sich als Handwerkszeug als Ersatz des Handschlagbohrens für Aufbruchs- und sonstige Nebenarbeiten eingebürgert, teilweise auch an leichtem Gestell mit Vorschubvorrichtung verwendet. Umsetzen mittels Handgriff. Schlagzahlen 1200 ÷ 2000 in der Minute bei kleinen bewegten Massen, dadurch beachtliche Leistungen. Da Bohrer selbst ohne wesentliche Bewegung ist, Bohrmehlfentfernung besonders zu behandeln: Absaugen mittels frischluftgespeisten Ejektors und Niederschlag unter Wasser, Verwendung von Schlangenbohrern, auch Wasserspülung. Im ersteren und letzteren Fall Hohlbohrer. Steuerung sehr einfach, häufig Kolben selbststeuernd.

Beispiel: Fig. 263, Bohrhämmer von Flottmann mit Luftspülung in zwei Ausführungen für leichteres und schwereres Gestein (Zylinderdurchmesser 55 und 64 mm), Hub 70 mm, Gewicht 15,5 und 35 kg für Löcher von etwa 30 mm Durchmesser. Schwerere Bauart mit Stütze zu verwenden.

VII. Betonmischer und andere Hilfsmaschinen.

Mörtel- und Betonmischmaschinen.

Das Mischen von Hand ist nur bei geringen Mengen wirtschaftlich. In 10 Std. können 12 Arbeiter etwa 15 ÷ 20 cbm Beton erzeugen. 1 cbm kostet etwa 2 ÷ 3 M. an Arbeitslöhnen. Die Maschinen erzielen ein gleichmäßigeres und mithin höherwertiges Mischgut, sie sind deshalb häufig selbst für kleinste Leistungen vorgeschrieben.

Die Mischmaschinen teilen sich ein in zwei grundsätzlich verschiedene Gruppen:

A. Mischer, in denen die Mischung durch Zusammenschütten erzielt wird. Diese Bauweisen unterscheiden sich wieder in

- a) Freifallmischer — Zusammenschütten in aufeinanderfolgenden Stufen;
- b) Mischer mit drehendem Behälter (Trommel, Zylinder oder Kegel) — Zusammenschütten in wiederkehrendem Kreislauf.

B. Mischer mit zwangsweiser Mischung, Durchkneten oder Durchschaufeln des Mischguts.

Weitere Unterscheidungsmerkmale geben die geometrische Anordnung — senkrechte und wagerechte Achse — und die Durchbildung des Knetorgans — Schaufeln, schlingenförmiger Löffel, Schraubenflügel, bandförmige Schraube (Schnecke), Knetwalzen. —

In diesen Gruppen finden sich Maschinen mit ununterbrochenem und mit absatzweisem Betriebe.

Wesentliche Unterschiede in der Ausbildung weisen auch die Entleerungsvorrichtungen auf: Schieberauslauf, Drehung der Trommel, Kipptrommel oder Birne, dauernd offener Auslauf bei Mixern mit ununterbrochenem Betriebe.

Für Mörtel werden nur Maschinen mit zwangsweiser Mischung, Gruppe B, verwendet, die dann häufig auch der Betonbereitung dienen können.

Allgemein erzielen die Mischer unter B in gleichen Zeiten eine innigere Mischung als die unter A. Läßt man die Mischer unter A, b etwas länger arbeiten, kann ein gleich hochwertiges Mischgut erzeugt werden wie bei ersteren. Die zwangsweisen Mischer besitzen dafür einen etwas höheren Arbeitsverbrauch als die zwangsfreien. Freifallmischer mitunter gegenüber den anderen Bauarten als nicht gleich zuverlässig erachtet und behördlicherseits nicht zugelassen.

Alle größeren Mischer besitzen ein ziemlich gleichartig durchgeführtes Aufgabelbewerk mit mechanischem Antrieb, ebenso zeigt die Wasserzumeßvorrichtung keine großen Abweichungen bei den verschiedenen Mixchern. Große Maschinen besitzen öfters ein besonderes Windwerk zum Antrieb eines Betonauzugs, mitunter auch ein Spill zu Wagenverschiebezwecken und eine Pumpe zur Wasserförderung (für den Mischer selbst und in höhere Stockwerke).

Aus der großen Zahl verschiedener Bauweisen sind nachstehend einige der verbreitetsten wiedergegeben.

Vertreter der Gruppe A, b.

Fig. 264 größerer Patent-Betonmischer von Gauhe, Gockel u. Co., Ober-

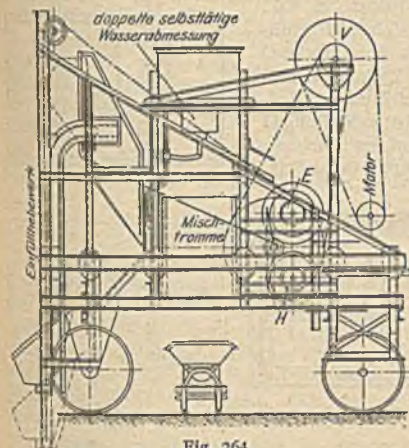


Fig. 264.

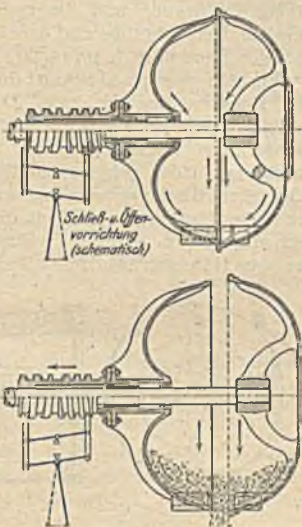


Fig. 265.

lahnstein a. Rh. Absatzweises Arbeiten, zwangsfreies Mischen.

Um wagerechte Achse drehende Trommel mit Wendschaufeln (Mitnehmern) im Innern zur Erhöhung der Mischleistung, Abstreifer im Innern zum selbsttätigen Reinigen. Entleeren während des Ganges durch zylindrischen Schieber, der mittels eingerückten Daumens selbsttätig öffnet. Einfüllbewerk — in zentralen Vorfülltrichter ausziehend — von Winde *E* angetrieben; eingebaute Bauwinde *H* für Betrieb eines Aufzugs u. dgl. Beide Reibradkupplung und Sperrradtriebe zum schnellen Senken. Antrieb von stehendem Benzinmotor (in Schutzgehäuse) aus über Vorgelege *V*.

Bedienung der eigentlichen Maschine 1 Mann auf eingebaute Bühne in Höhe des oberen Querrahmens.

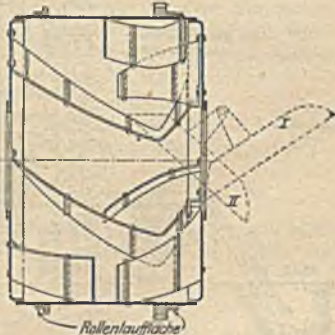


Fig. 266.

Baugrößen:

Trommelfüllung	1	75	100	150	250	375	500	750	1000
Schndl. Leistung bei 40 Füllungen cbm	3	4	6	10	15	20	30	40	
Motor (mit Beschickungshebewerk und Aufzugswindwerk)	PS	4	5	7	10	15	20	15 ¹⁾	18 ¹⁾

Die Firma baut auch Mischer gleicher Arbeitsweise mit zylindrischen oder kegelförmigen Mischbehältern mit geneigter Achse, in denen das Mischgut axial

¹⁾ Ohne Aufzugshebewerk.

vorwärts schreitet. Bemerkenswert ist dabei die Abmeßvorrichtung mittels dreier an einem würfelförmigen Vorbaukasten angebauter Kippmulden, die gleichzeitig in den Fülltrichter entleeren. Hauptunterschied gegen die vorbeschriebenen Mischer: tieferliegende Einfüll- und Entnahmestellen.

Fig. 265 Mischtrommel der Allgemeinen Baumaschinenbedarfsgesellschaft, Leipzig. Die Einfüllung geschieht durch einen Trichter rechts, die Entleerung durch Verschieben des linken Trommelteils nach links mit der rechtsgängigen Schraube und des rechten Riegels, Schließen der Trommel mit der linksgängigen Schraube und dem linken Riegel. Stündliche Höchstleistungen der gängigen Baugrößen 7, 10, 14, 20 cbm bei 150, 250, 333 und 500 l Trommelfüllung.

Fig. 266 zeigt einen Schnitt durch die Trommel des Ransome-Mischers (Ph. Deutsch & Co., Berlin). Das Mischgut wird durch einen Einfülltrichter von links aufgegeben, in der Trommel durch verschieden geformte an den Zylindermantel angeheftete Bleche zusammengeworfen und schließlich in die Klappmulde gehoben, die es in Stellung II nach außen leitet. Stellung I während des Mischens. Geringer Höhenverlust, daher Trommel in niedrig-

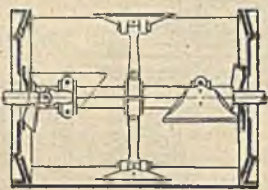


Fig. 267.

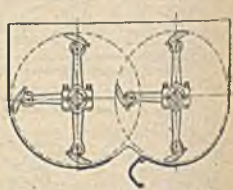
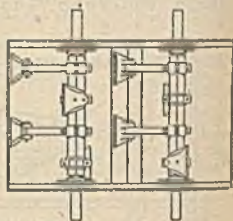


Fig. 268.

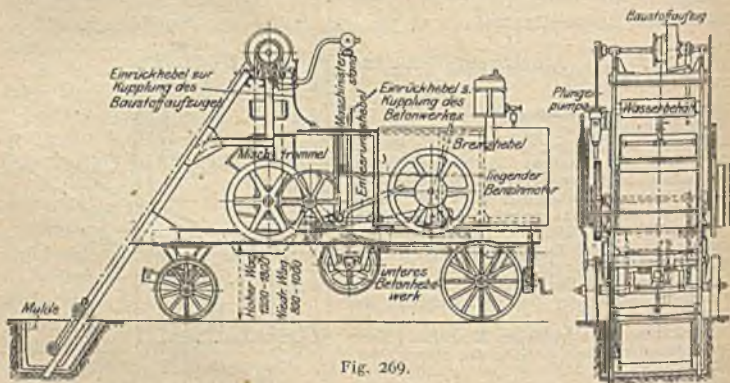


Fig. 269.

rädigen Wagen auf 4 Rollen gelagert. Übliche Größen: Einzelfüllung 60, 150, 300, 600, 900 und 1200 l, dabei garantierte stündliche Mindestleistung 2, 4, 8, 16, 24 und 32 cbm.

Vertreter der Gruppe B.

Fig. 267 und 268 geben die grundsätzliche Anordnung der Mischtrommel mit Drehschaufeln sämtlicher Maschinen des Kgl. Bayrischen Hüttenamts Sonthofen (nach A. Kunz, Kempen) wieder, die einfach wirkende für kleinere Mischer mit 100 und 150 l Füllung, die doppelwirkende für größere Mischer mit 220, 300, 420, 600 und 750 l Füllung. Die zugehörigen stündlichen Leistungen

sind 3,5, 5, 7, 9, 13, 18 und 22 cbm. Der Einbau im fahrbaren Rahmen nach Fig. 269: 150 l-Größe, niederer Rahmen, liegender Benzinmotor, Riementrieb nach Vorgelegewelle, von hier einmal Zahnradübersetzung nach Mischerwelle und von dieser Kettentrieb nach oberer Welle mit Reibkupplung und Sperradgetriebe für Einfüllhebewerk und mit angebauter Plungerpumpe zur Wasserförderung, andererseits nach untergebaute Windwerk für Bauaufzug (700, 1200 oder 1800 kg Zugkraft — je nach Baugröße — und 25 m/min Seilgeschwindigkeit). Ausführung auch mit Windwerk auf oberer Welle für geringere Leistungen. Beide Male Reibungskupplung und Sperradbremse für schnelles Lastsenken.

An Stelle der Entleerungskappen findet sich öfters die Kipptroganordnung: Trommel wird mit Einfüllöffnung nach unten gedreht und so entleert; Mischwelle läuft dauernd: Gauhe, Gockel & Co.; Wolf & Co., Guben.

Für Mörtelmischer — feinkörniges Mischgut — baut das Sonthofener Werk Trommeln mit zwei drehenden, teilweise durcheinandergreifenden Rahmen. Mischwirkung für Mörtel auch bei Schaufelarmmischern gleichgut erzielbar, aber bei Rahmenflügeln kürzere Mischdauer.

Für feinkörniges Mischgut sehr häufig Schneckenrührer, entweder in stehenden Trichtern (nach oben weiter) oder leicht geneigten Halbzylindern, meist Mischer mit ununterbrochenem Betrieb; 4—6 cbm stündlich bei Motorenbetrieb.

Wasch-, Sieb- und Sortiermaschinen.

Einfachste Reinigungsvorrichtung: Durchziehen des Sandes oder Kieses durch fließendes Wasser — langer Bottich mit Wasserzutritt und -abfluß an den Längsseiten — oder treppenförmig angeordnete Kästen, durch die die Massen entgegen dem Wasserstrom durchgezogen werden, genügen häufig.

Eigentliche Waschmaschinen sind als geneigte drehbare zylindrische Trommeln mit feinen Sieben ausgebildet, durch die die ausgeschlammten lehmigen Bestandteile abfließen können. Fahrbar oder auf Festgerüst, Hand- oder Motorenantrieb (≈ 1 PS).

Sieb- und Sortiermaschinen zur Trennung von grobem Geröll, Kies, Sand:

a) mit mehreren wenig geneigten ebenen Sieben für verschiedene Korngröße, übereinander eingebaut in einen Kasten, dem Schüttelbewegung erteilt wird,

b) mit zylindrischer oder wenig kegelförmiger drehbarer Trommel: Mantel aus Sieben gebildet, meist drei Abschnitte verschiedener Maschenweite.

Lochung 65—10—2 mm. Leistungen 25—50—300 cbm/Tag.

Wasch- und Sortiermaschine auch vereinigt (Gauhe, Gockel & Co.), Leistung 2,5 cbm/Std. bei Handbetrieb, 6—10 cbm/Std. bei Maschinenbetrieb (2—3 PS).

Steinbrechmaschinen.

In einem starken Gehäuse (Fig. 270) — längliches Rechteck, unten und oben offen — sitzen die beiden Hartgußbrechbacken, der eine fest, der andere um eine obere Querachse pendelnd aufgehängt. Das untere Ende dieses letzteren Backens wird durch einen exzenterangetriebenen Kniehebel dem festen Backen mit großer Kraft genähert und leistet dabei die Brecharbeit. Beim Auseinandergehen der Backen rutscht neues Brechgut an die Arbeitsstelle. Spaltweite durch Nachstellen des einen festen Kniehebelstützpunkts während des Brechens veränderlich. Schwere

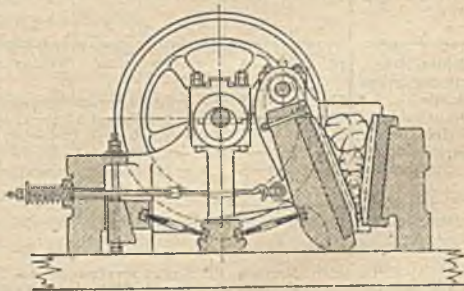


Fig. 270.

Schwungräder zu beiden Seiten des Gehäuses auf Exzenterwelle, Riemenscheibenantrieb. Steinbrecher auch fahrbar. Leistung bei Schotter (50 ÷ 60 mm große Stücke) 2 ÷ 12 cbm/Std. bei einer Brechmaulbreite von 300—600 mm und einem Verbrauch von 5 ÷ 20 PS. Größere Zerkleinerung ergibt entsprechend geringere Leistung.

VIII. Dampfkessel.¹⁾

A. Allgemeine Angaben.

Der Zweck der Dampfkessel ist Dampferzeugung. Merkmale sind: für Leistungsfähigkeit die stündlich für 1 qm Heizfläche erzeugte Dampfmenge — dabei Raumbeanspruchung von Bedeutung —, für Güte die durch 1 kg Brennstoff erzeugte Dampfmenge — Verdampfungszahl x —, wobei Heizwert des Brennstoffes, Speisewasser- und Dampftemperatur zu beachten. Güte besser nach Wirkungsgrad η beurteilt:

$$\eta = \frac{\text{Wärmemenge (in Kal.) im erzeugten Dampf}}{\text{Wärmemenge (in Kal.) im verbrauchten Brennstoff}}$$

$$\eta = \eta_1 \cdot \eta_2, \quad \text{wolin}$$

η_1 Wirkungsgrad der Feuerung = 0,80—0,93,

η_2 Wirkungsgrad der Heizfläche, für feststehende Kessel = 0,61—0,87.

I. Die Verbrennung.

Für die bei guter Verbrennung entwickelbare Wärmemenge ist die chemische Zusammensetzung des Brennstoffes ausschlaggebend. Brennbare Bestandteile im Brennstoff sind: Kohlenstoff C, Wasserstoff H, Schwefel S und Verbindungen dieser Stoffe. In Kohle außerdem: Sauerstoff O und Stickstoff N und Verbindungen derselben. Vor der Verbrennung werden zunächst das Wasser, die Stickstoff- und Schwefelverbindungen und die Kohlenwasserstoffe verschiedenster Art als Gase ausgetrieben bzw. verdampft. Zur vollkommenen Verbrennung ist genügend hohe Temperatur und entsprechender O-Uberschuß erforderlich, sonst unvollkommene Verbrennung mit Rauchentwicklung (Rauch ist Gemisch von unverbranntem C aus den Kohlenwasserstoffen [Ruß] und kondensierten Kohlenwasserstoffen [Teerdämpfe] und Kohlenoxyd CO in den Abgasen.

Chemische Zusammensetzung, Heizwert und Verdampfungszahl einiger Brennstoffe.

	Chemische Zusammensetzung (in Gewichtsprozenten)							Heizwert λ in Kal.	bei $\eta = 70\%$ Verdampfungszahl $x =$
	C	H	N	S	O	Wasser W	Asche A		
Lufttrockenes Holz	35—45	4—6	0—0,2	—	33—37	12—22	0,4—0,8	3000—3600	3,0—3,4
Mitteldeutsche erdige Braunkohle . . .	23—34	2—3	0,2—0,45	0,4—2,5	8—11	42—58	4—8	1800—3500	2,0—3,5
Böhm. Braunkohle . . .	45—58	3,7—4,3	0,55—1	0,4—1,5	9—13	20—28	2,5—6,5	4200—5500	4,0—6,0
Sächs. Steinkohle . . .	65—72	4—5	0,9—1,5	0,5—2	6—10	4—10	3—14	5900—6300	6,3—7,0
Schles. Steinkohle . . .	70—75	4,3—4,7	1,1—1,3	0,5—1,2	8—10	3—6	2,5—10	6600—6800	7,2—7,8
Westfäl. Steinkohle . . .	71—82	4—5	1,4—1,7	0,7—1,5	3—6	1,5—5	3—12	6800—8300	7,8—8,5
Koks	80—95	0,2—1,5	0,4—1,5	1—1,5	1—4	2—10	5—15	6000—8000	4,5—8,0
Briketts Steinkohle . . .	65—80	3,8—4,3	0,6—1	1,4—1,7	3—7	2—10	8—12	6000—7700	6,1—7,0
Briketts Braunkohle . . .	49—55	4—4,8	0,5—0,7	1—3	13—20	12—20	8—10	4400—4900	4,8—5,0

¹⁾ Siehe auch Normen für Leistungsversuche an Dampfkesseln und Dampfmaschinen. Näheres siehe Herre, Die Dampfkessel; Tetzner, Die Dampfkessel; Schlippe, Der Dampfkesselbetrieb.

Aus der chemischen Zusammensetzung kann der Heizwert angenähert nach der sog. Vereinsformel bestimmt werden:

$$h = 8100 C + 29000 \left(H - \frac{O}{8} \right) + 2500 S - 600 W.$$

Genauere Ermittlungen werden mit Verbrennungsbombe und Kalorimeter ausgeführt (meist bei gleichzeitiger Aufstellung von Elementaranalysen durch sachverständige Chemiker).

Die Verdampfungszahl x folgt aus der Beziehung $\eta = x \cdot \frac{i}{h}$ zu $x = \eta \cdot \frac{h}{i}$, wobei i = Wärmehalt des Dampfes ¹⁾ ($\leftarrow 665 \text{ WE} \rightarrow$).

Trotz der Verschiedenheit des Heizwertes bzw. der Verdampfungsziffer weichen für mittlere Verhältnisse die Preise für die Wärmeeinheit nicht allzuviel voneinander ab, die Frachtkosten geben den Ausschlag. Als Überschlagswert kann der Preis für 1 t Dampf zu 2.0 ÷ 2.25 M. angenommen werden.

Auf Grund der Elementaranalyse folgt die zur Verbrennung von 1 kg Brennstoff theoretisch erforderliche Luftmenge (mit 0,23 Gewichtsteilen O und 0,77 Gewichtsteilen N) aus den Molekulargewichten zu:

$$L = \frac{8C + 8H + S - O}{0,23} \text{ kg} \quad \text{oder} \quad L' = \frac{L}{1,25} \text{ cbm,}$$

für irgendeine Temperatur t der Luft ist

$$L_1 = \frac{R \cdot T}{p} \cdot L = \frac{29,272 (273 + t)}{10333} \cdot L \quad (R = \text{Gaskonstante der Luft}).$$

Da Mischung von Gasen und Luft nicht genügend innig stattfindet, muß zur Erzielung vollkommener Verbrennung ein m -faches der theoretischen Luftmenge zugeführt werden. Für deutsche Braunkohlen ist etwa $m = 1,3$ bis $1,5$, für deutsche Steinkohlen $m = 1,7$ bis $1,9$.

Die Verbrennungsgasmenge G (in cbm bei 0° und 760 mm Q.-S.), welche 1 kg Brennstoff liefert, ergibt sich aus der Beziehung:

$$G = \frac{C}{0,536 c} + \frac{9H + W}{0,804},$$

die aus den Molekular- und spezifischen Gewichten abgeleitet ist. Es bedeuten: C, H, W den Gewichtshalt des Brennstoffs an C, H, W, c den Raumgehalt der Heizgase an Kohlendioxid.

2. Rostfläche und Heizfläche.

Es bezeichne:

R die gesamte, R_f die freie Rostfläche in qm,

H die wasserberührte Heizfläche des Kessels in qm,

B die von der Kesselanlage verbrauchte Brennstoffmenge in kg/Std.,

D die erzeugte Dampfmenge in kg/Std.

Die Eigenart eines Kessels wird gekennzeichnet durch die Größe der Verhältniszahlen:

$D : H$ Quantitative Verdampfung,

$D : B$ Verdampfungszahl x (qualitative Verdampfung),

$B : H$ Heizflächenbelastung,

$B : R$ Rostflächenbeanspruchung,

$H : R$ Verhältnis von Heizfläche zu Rostfläche.

Die erforderliche Rost- bzw. Heizfläche eines Kessels kann rechnerisch aus der für B erforderlichen Luftmenge $m \cdot L_1$ und der Geschwindigkeit v der Luft

¹⁾ Werte für i sind in Mollier, Tabellen und Diagramme für Wasserdampf, enthalten.

durch die freien Rostspalten ermittelt werden. Angenähert ist sie aus den folgenden Angaben zu bestimmen:

für	$D : H = 25$	22,5	20	16	14	12	10
ist	$H : R = 20$	25	30	40	50	60	70

Die Werte gelten für $B : R = 80$, $h = 7500$ Kal. und Dampf von 600 Kal. Erzeugungswärme.

Bei Betrieb ohne Vorwärmer und Überhitzer und bei Steinkohlenfeuerung ist weiter ungefähr:

	$B : R$	$H : R$	$D : B$	$D : H$	η_1	η_2
für mäßigen Betrieb (neue Anlagen unter gewöhnlichen Verhältnissen)	70	25—33	7,3	20	0,85	0,75
für flotten Betrieb (Lokomobilen)	100	20	5,9	29	0,80	0,65
für angestregten Betrieb (Schiffskessel)	150	33	6,4	29	0,80	0,72
für sehr angestregten Betrieb (Lokomotiven)	350—500	40—70	6,0	46	0,80	0,65

Für $B : R$ kann bei Verwendung von Koks der $\frac{2}{3}$ fache, von Braunkohlen der 1,5—2,5fache, von Holz der 1,33fache Wert aus obenstehenden genommen werden.

$B : H$ für	langsame	normale	lebhaft Verbrennung
bei Steinkohlen	2	3	5
bei Braunkohlen	5,55	8,75	12,85

Dabei Wirkungsgrad der Heizfläche um so größer, je kleiner $B : H$, oder auch je kleiner $D : H$, z. B. ist für

$D : H = 10$	15	20	25	30
$\eta = 80$	75	70	63	58

Vorwärmer nützen entweder die Wärme im Abdampf von Auspuffdampfmaschinen oder die in den Abgasen der Kesselanlage (im letzten Zuge) aus, wenn diese höher ist, als zur Zugerzeugung im Schornstein erforderlich. Bei Rauchgasvorwärmern Führung des Gasstroms mit dem Wasserstrom (Gleichstrom) oder diesem entgegen (Gegenstrom). Die Heizfläche eines Abgasvorwärmers bei Ausnutzung eines Temperaturgefälles von T_1 bis T_0 und Vorwärmung des Speisewassers von t_0 auf t_1 ist angenähert:

$$H_0 = D \cdot \frac{2(t_1 - t_0)}{k(T_1 + T_2 - t_1 - t_0)}$$

Hierin k = Wärmedurchgangszahl für 1 qm Heizfläche und 1° Temperaturunterschied.

$k = 10 - 20$ für gut zu reinigende Vorwärmer (selbsttätige Reinigung), sonst $k = 5$. Größere Werte bei Gegenstrom und großen Gasgeschwindigkeiten (aber größerer Widerstand).

Bei Vorwärmung des Speisewassers durch Abdampf (im Gegenstrom zum Wasser durch ein kupfernes Rohrbündel geleitet) $k \approx 700$.

In den Vorwärmern wird das Wasser auf 80—100° (unter Umständen 130°) vorgewärmt, wobei T_2 durchschnittlich $\approx 150^\circ$.

Überhitzer. Vorteile der Überhitzung: Nachverdampfen des im Dampf enthaltenen Wassers, Raumvergrößerung des Dampfes, Verminderung der Kondensationsverluste (Dampfveredelung).

Heizfläche des Überhitzers angenähert zu bestimmen aus der Beziehung

$$H_u \left(\frac{T_1 + T_2}{2} - \frac{t' + t}{2} \right) k = D [c_p (t' - t) + w (606,5 - 0,717 t)] .$$

Hierin bedeutet:

H_u die Überhitzerheizfläche,

D Menge des zu überhitzenden Dampfes in kg/Std.,

w dessen Gehalt an mitgerissenem Wasser ($\approx 2\%$),

T_1 Temperatur der Heizgase vor dem Überhitzer in $^{\circ}\text{C}$,

T_2 Temperatur der Heizgase hinter dem Überhitzer in $^{\circ}\text{C}$,

t Sättigungstemperatur des Dampfes in $^{\circ}\text{C}$,

t' Überhitzungstemperatur des Dampfes in $^{\circ}\text{C}$.

k Wärmedurchgangszahl ($k = 10 - 12,5$),

c_p spezifische Wärme des Dampfes $\leftarrow 0,6 \rightarrow$, genaue Werte siehe Mollier, Tabellen und Diagramme für Wasserdampf.

3. Heizkanäle.

Die Heizkanäle sind unter Beachtung ihrer Befahrbarkeit so zu gestalten, daß sie möglichst innige Berührung der Heizgase mit der Kesselheizfläche herbeiführen. Größe des Querschnittes der Züge so zu wählen, daß die Geschwindigkeit der Heizgase in ihnen bei natürlichem Luftzug nicht über 6 m/sek, besser nur 3–4 m/sek beträgt.

Bei Anordnung von drei gemauerten Feuerzügen und mittlerer Beanspruchung der Rostfläche ($B : R = 60 - 120$) ergibt sich der Querschnitt des letzten Zuges und des Fuchses (anteilig) zu $\approx 0,25 R$. Querschnitt des zweiten bzw. ersten Zuges das 1,25–1,5fache, bzw. 1,5–1,75fache des Querschnittes des letzten Zuges. Über den Feuerbrücken, an den Einbauten in die Feuerzüge oder in den Heizröhren bei Heizröhrenkesseln, wird der Querschnitt auf $\frac{1}{6} R$ bis $\frac{1}{8} R$ herabgesetzt. An Stellen, wo die Heizgase ihre Richtung ändern, sind die Querschnitte entsprechend zu vergrößern.

Ist G der Rauminhalt der aus 1 kg Brennstoff gebildeten Gasmenge der zugehörigen Temperatur entsprechend (siehe früher),

φ das Verhältnis des Zugquerschnitts zur gesamten Rostfläche,

so ist die Geschwindigkeit v_g der Heizgase in den Zügen:

$$v_g = \frac{B}{R} \frac{G}{3600 \varphi} \quad (v_g \text{ in m/sek}) .$$

4. Dampfkesselschornsteine.¹⁾

Bezeichnet:

d_u bzw. d_o den unteren bzw. oberen lichten Schornsteindurchmesser in m,

h_s die Schornsteinhöhe in m (über der Rostfläche),

h_w den durch die Heizgase im Schornstein erzeugten Druckunterschied in mm Wassersäule, die sog. Zugstärke,

so ist nach v. Reiche angenähert:

$$d_o = 0,1 B_1^{0,4} \quad \text{und} \quad h_s = 0,00277 \left(\frac{B_1}{R} \right)^2 + 6 d_o .$$

Für B_1 ist die größtmögliche Brennstoffmenge (30% Zuschlag zu B), für R die gesamte Rostfläche in qm einzusetzen.

$h_w = 0,646 h_s$ (h_w in mm Wassersäule, h_s in m) und $d_u = d_o + 0,0016 h_s$ bis $d_o + 0,02 h_s$.

Rücksichten auf die Standfestigkeit können entsprechende Vergrößerung von d_o nötig machen.

¹⁾ Vgl. G. Lang, Der Schornsteinbau; H. v. Reiche, Anlage und Betrieb der Dampfkessel.

Zur Verhütung der Rauchbelästigung Schornsteinmündung mindestens 3 m höher als der höchste First von Wohngebäuden im Umkreise von 250 m (kleinste Schornsteinhöhe erfahrungsgemäß etwa 18 m).

Genügt der Zug eines Schornsteins nicht oder werden entweder minderwertige Brennstoffe — Kohlschlamm, Koksstaub — oder schwer brennbare — Anthrazite — verfeuert, so kann durch Unterwindgebläse oder saugendes Dampfstrahlgebläse oder vorteilhaft durch Schwabachsche Saugzuganlage Abhilfe geschaffen werden.

Die Blechschornsteine werden aus übereinandergreifenden Schüssen von oben 3—5 mm, unten 6—8 mm Blechdicke — je nach Durchmesser und Höhe — zusammengesetzt. Der Durchmesser d_2 der oberen Mündung ist für dieselbe Feuerung $\frac{4}{3}$ mal so groß zu nehmen als bei gemauertem Schornstein.

Durchmesser von Lokomobilschornsteinen bei Auspuffbetrieb gleich dem 1—1,5fachen Dampfzylinderdurchmesser, ihre Höhe über dem Ausblaserohr gleich dem 6—7fachen Schornsteindurchmesser.

B. Wichtigste Dampfkesselbauarten.

I. Hauptmerkmale.

Zu unterscheiden nach der Aufstellungsart:

1. ortsfeste Kessel, an Arbeitsorte fest und dauernd eingebaut;
2. bewegliche Kessel (Lokomobil-, Lokomotiv- und Schiffskessel, Kessel für Schiebebühnen, fahrbare Dampfkranne usw.);

nach der Form:

- a) Walzenkessel,
- b) Flammrohrkessel,
- c) Heiz- oder Feuerröhrenkessel,
- d) Wasserröhrenkessel,
- e) kombinierte Kessel, gebildet durch Vereinigung der unter a—d angeführten Kesselarten.

a) **Walzenkessel.** Ein oder mehrere Zylinder von verhältnismäßig großem Durchmesser (einfache oder mehrfache Walzenkessel). Beanspruchung auf inneren Druck. Vorzüge: Großer Wasserraum, große Verdampfungsoberfläche, leichte Reinigung, selten Ausbesserungen. Geeignet für Betriebe mit stark schwankender Dampfentnahme und bei kesselsteinhaltigem Speisewasser. Nachteile: Sehr langsame Verdampfung, große Grundflächenbeanspruchung.

b) **Flammrohrkessel.** Ein großer, auf inneren Druck beanspruchter Zylinder, durchdrungen von ein, zwei oder drei auf äußeren Druck beanspruchten Flammrohren. Diese meist als selbstversteifte Rohre — Wellrohre (Fox und Morison), Stufenrohre (Paucksch), Quersiederrohre (Galloway) — ausgeführt. Die selbstversteiften Rohre führen gleichzeitig Wirbelung der Heizgase und somit bessere Wärmeabgabe an die Rohrwände herbei. Vorteile: Großer Wasserraum, verhältnismäßig größere Verdampfungsoberfläche, daher noch trockenerer Dampf als bei Walzenkesseln. Möglichkeit, bei hochwertigen Brennstoffen Feuerung im Flammrohr anzuordnen und daher Wärme gut auszunutzen (Einstrahlung). Ausbesserungen selten. Nachteile: Großer Kesseldurchmesser, daher starke Bleche, großes Kesselgewicht, hoher Preis; Grundflächenbeanspruchung groß; bei eintretendem Wassermangel werden die von den heißesten Gasen bestrichenen Flammrohre zuerst vom Wasser entblößt; langsame Verdampfung. Geeignet für Betriebe, wo stark schwankende Dampfentnahme Großwasserraumkessel bedingt, wo ein schnelles Anheizen nicht erforderlich, größere Betriebspausen selten und wo auf geringe Ausbesserungsbedürftigkeit der Anlage zu sehen ist.

c) Heiz- oder Feuerröhrenkessel. Ein großer, auf inneren Druck beanspruchter Zylinder wird von vielen, verhältnismäßig engen, auf äußeren Druck beanspruchten Röhren — den Heiz-, Feuer- oder Siederöhren — durchzogen. Vorteile: Dampferzeugung rasch, Raumbeanspruchung und Eigengewicht verhältnismäßig gering. Deshalb gut geeignet für öfteres, schnelles Anheizen und für bewegliche Kessel (Lokomobil- und Lokomotivkessel fast nur Heizröhrenkessel). Nachteile: Wasserraum nicht groß, deshalb bei starker Dampfentnahme Schwankungen der Dampfspannung; verdampfende Wasseroberfläche kleiner als bei vorgenannten Kesseln, Feuchtigkeitsgehalt des Dampfes daher größer; leicht Undichtheiten infolge der vielen Dichtungsstellen der Röhren an den Stirnwänden; reines Speisewasser erforderlich, da Innenreinigung sehr mühsam.

d) Wasserröhrenkessel. Eine größere Anzahl verhältnismäßig enger, auf inneren Druck beanspruchter, außen von den Heizgasen umspülter Röhren ist an einem oder an beiden Enden durch Wasserkammern verbunden und mit einem walzenförmigen Oberkessel vereinigt. Vorteile: Geringes Gewicht, geringe Grundflächenbeanspruchung, schnelle Dampferzeugung, guter Wasserumlauf, daher gute Wärmeausnutzung, Anwendbarkeit hoher Dampfspannungen, geringe Ausbesserungskosten, weil einzelne Röhren leicht auswechselbar. Nachteile: Erzeugung nassen Dampfes, weil verdampfende Wasseroberfläche klein (durch Einbau von Überhitzer zu beseitigen), Schwankungen der Dampfspannung bzw. Überkochen bei starker Dampfentnahme infolge kleinen Wasserraums, Empfindlichkeit gegen schlechtes Speisewasser (tritt bei den neueren Steilröhrenkesseln kaum noch hervor).

e) Kombinierte Kessel. Suchen durch Vereinigung von Heizröhren- oder Wasserröhrenkesseln mit Großwasserraumkesseln in mit Erfolg die Nachteile beider Kesselarten auszugleichen, ihre Vorteile zu vereinen.

Die für vergleichende Beurteilung der Kesselarten wichtigsten Zahlen sind in folgenden zusammengestellt. Dabei bedeutet:

- F_h die vom Kessel beanspruchte Grundfläche in qm,
 J_h den Dampfraum des Kessels in cbm,
 W_h den Wasserraum des Kessels in cbm,
 O_h die verdampfende Wasseroberfläche in qm,
 G_h das Gewicht des Kesselkörpers in kg.

Alle Zahlen auf 1 qm Heizfläche bezogen.

Kesselart	F_h	J_h	W_h	O_h	G_h
Walzenkessel (einfach ein Oberkessel u. 2 Unterkessel)	1,2 —1,5	0,11 —0,16	0,26 —0,40	0,56 —0,51	180—230
	0,48 —0,52	0,06 —0,08	0,27 —0,33	0,18 —0,22	120—140
Flammrohrkessel (1 Flammrohr 2 Flammrohre)	0,50 —0,60	0,075—0,09	0,18 —0,23	0,25 —0,26	170—200
	0,45 —0,50	0,08 —0,10	0,17 —0,22	0,22 —0,23	200—220
Heizröhrenkessel (einfach, ortsfest, mit Unterfeuerung einfach beweglich, mit Innenfeuerung oder ortsfest Zweiflammrohrkessel u. Heizröhrenkessel)	0,28 —0,32	0,04 —0,05	0,07 —0,08	0,075—0,10	100—180
	0,20 —0,25	0,05 —0,06	0,10 —0,12	0,125—0,15	80—125
	0,14 —0,16	0,03 —0,035	0,10 —0,11	0,075—0,10	90—160
Wasserröhrenkessel (Verbindung der Röhren an einem Ende durch 1 Kammer Verbindung der Röhren an beiden Enden durch 2 Kammern Garbekessel (Steilröhrenkessel) Doppelgarbekessel)	0,10 —0,15	0,04 —0,07	0,075—0,10	0,075—0,175	90—140
	0,075—0,25	0,05 —0,075	0,075—0,15	0,10 —0,175	70—150
	0,11 —0,19	0,02 —0,027	0,055—0,062	0,025—0,04	90—150
	0,085—0,095	0,02 —0,025	0,065—0,075	0,085—0,095	80—140

Die Berechnung der Kessel mit Rücksicht auf ihre Festigkeit, d. h. die Ermittlung der Blechstärken und die Wahl des Kesselmaterials, hat auf Grund der Hamburger und Würzburger Normen von 1905 zu erfolgen.

Über die erforderliche Ausrüstung der Dampfkessel — Sicherheitsventil, Absperrventil, Speiseventile und Speisevorrichtungen, Ablassvorrichtung, Wasserstandsanzeiger, Manometer, Dampfleitungen — siehe die angegebene Literatur.

Bei der Anlegung von Dampfkesseln sind in Deutschland die betr. Bestimmungen der Reichsgewerbeordnung (Gesetz vom 21. Juni 1869 bzw. vom 1. Januar 1873), die „Allgemeinen polizeilichen Bestimmungen über die Anlegung von Dampfkesseln“ (Erlaß des Bundesrats auf Grund des § 24 der Reichsgewerbeordnung, gemäß Bekanntmachung des Reichskanzlers vom 5. August 1890), sowie besondere bundesstaatliche Ausführungsbestimmungen zu beachten.

Bei der Abfassung von Lieferungsverträgen für Dampfkessel, sowie für Abnahmeprüfungen bieten die eingangs erwähnten Normen für Leistungsversuche wertvolle Unterlagen.

2. Ausführungsbeispiele.

a) Einflammrohrkessel (Fig. 271). Wellrohrkessel. Zur Erhöhung des Wasserumlaufs Flammrohr seitlich angeordnet. Innenfeuerung mit mechanischer Rostbeschickung. Durch Umstellen einer Klappe Heizgasführung hinter dem Flammrohr entweder durch den in einer Kammer am hinteren Ende des Kessels angeordneten Überhitzer oder unmittelbar in den zweiten Kesselzug. Die Kessel werden von 20—80 qm Heizfläche gebaut (Fig. 75 qm, 10 atm).

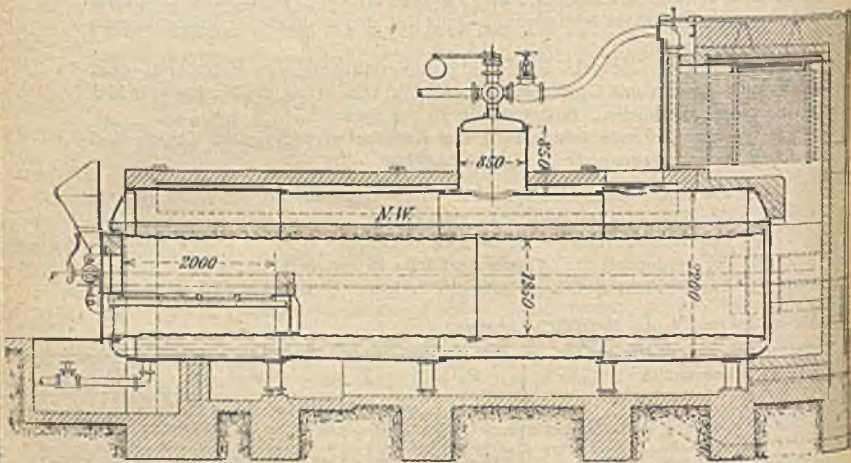


Fig. 271.

b) Flammrohr — Heizröhrenkessel.

α) Mit vorgehenden Heizröhren siehe Dampfmaschine Fig. 277.

β) Fig. 272. mit rückkehrenden Heizröhren: Dampfraum und Wasserraum je eines Flammrohr- und Heizröhrenkessels sind durch weite Robre verbunden, welche durch einen Verbindungsstutzen beider Kessel geführt sind. Beide Kessel mit Speiseventil ausgerüstet, Speisung erfolgt aber wegen guten Wasserumlaufs meist im Oberkessel. Die vorgelegte Halbgasfeuerung mit ausgeprägter Vorschwelperiode (Keilmann & Völcker, Bernburg) ist für geringwertige Brennstoffe geeignet und bewirkt fast rauchfreie Verbrennung. Heizgasweg: Flammrohr des Unterkessels, dann rückkehrend Heizröhren des Oberkessels, Mantel von Ober- und Unterkessel, Fuchs. Die Kessel werden bis 300 qm Heizfläche und bis 12 atm Überdruck gebaut (Fig. 150 qm, 9 atm).

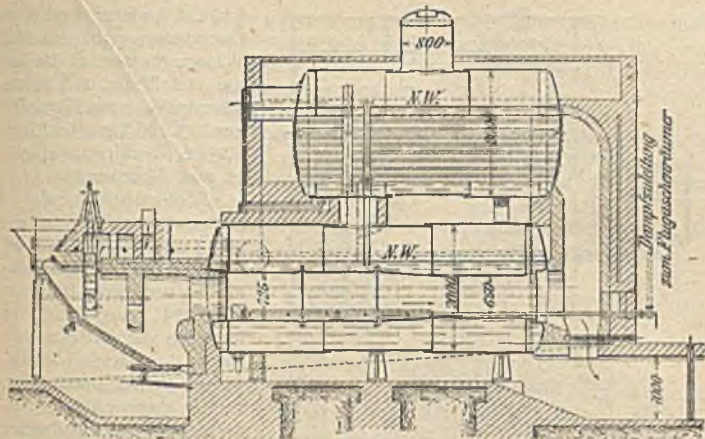


Fig. 272.

c) Wasserröhrenkessel (Fig. 273, Düsseldorf-Ratinger Röhrenkesselfabrik, vorm. Dürr & Co.). Wasserröhren nur einseitig durch eine Wasserkammer verbunden. Guter Wasserumlauf dadurch gewährleistet, daß die Röhren solche von kleinerem Durchmesser enthalten, die auf der einen Seite in eine Scheidewand der Wasserkammer münden, auf der anderen Seite nicht ganz bis ans Ende der umschließenden Röhren reichen. Auf der Wasserkammer zwei Oberkessel, die

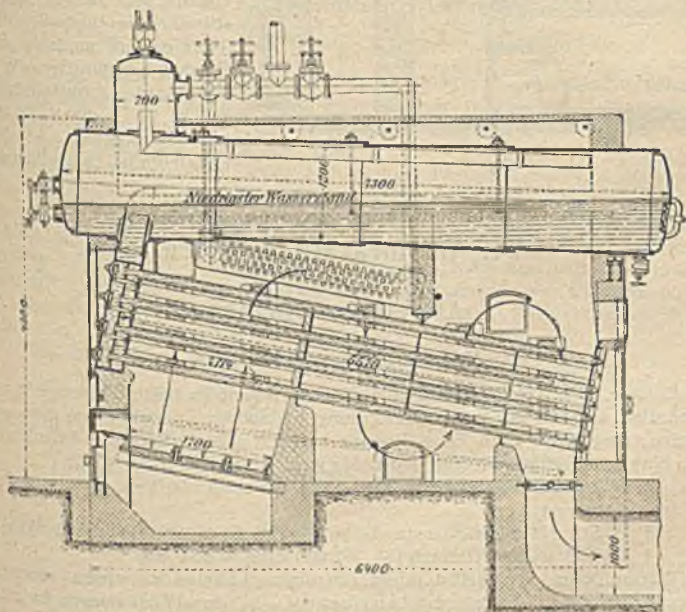


Fig. 273.

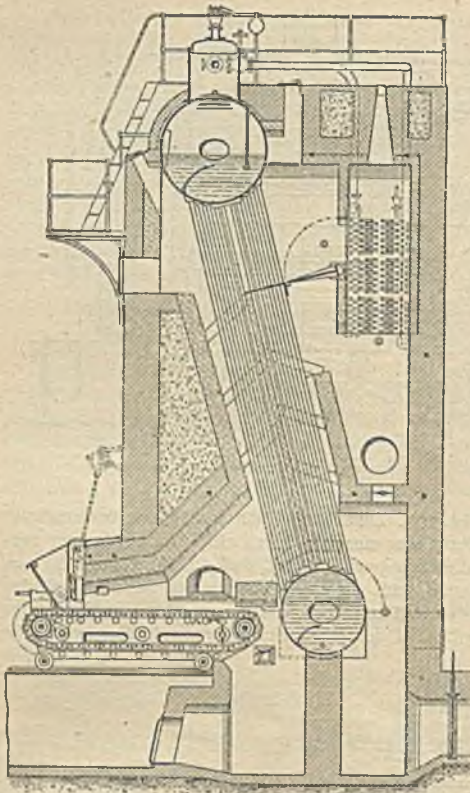


Fig. 274.

unter sich wieder durch einen Querstützen verbunden sind. Wasserröhrenkessel bis 400 qm Heizfläche und 20 atm Überdruck ausgeführt (Figur 273, 196,7 qm Heizfläche, 30,5 qm Überhitzerheizfläche, 12 atm Überdruck).

Steilröhrenkessel (Garbekessel), gebaut von M. Jahr-Gera und der Düsseldorf-Ratinger Röhrenkesselfabrik vorm. Dürr & Co. Fig. 274, Ausführung der letzteren mit Kettenrost der Firma. Gerade Röhren, 54 mm lichter Durchmesser, sind in treppenförmige Auspressungen der zylindrischen Sammler eingewalzt. Wasserumlauf durch Temperaturunterschied der Gase am vorderen und hinteren Teil des Rohrbündels (Steigen und Niedersinken des Wassers). Geringer Flugascheansatz infolge steiler Rohrlage. Beanspruchung der Heizfläche bis 25 kg/qm stündlich im normalen und 35 kg/qm im angestregten Betrieb bei günstigem Wirkungsgrad. Ausführungsgrößen 20 ÷ 400 (500) qm bei Einzelkessel, bis 700 (1000) qm bei Doppelkesseln.

IX. Wärmekraftmaschinen.

I. Allgemeine Angaben.

Hauptsätze der Wärmelehre.

Energie, d. h. die Fähigkeit eines Körpers Arbeit zu leisten, kann nicht neu geschaffen, sondern nur durch Umformung aus andern Energieformen gewonnen werden; umgekehrt kann keine Energie verloren gehen. Satz der Erhaltung der Energie (aufgestellt von Rob. Mayer, Arzt, Heilbronn 1842).

1 Wärmeeinheit-Kalorie = 427 mkg mechanisches Wärmeäquivalent,

1 PS Std (Pferdestärkenstunde) = 75 · 60 · 60 = 270 000 mkg = 632 Kal.

1 kWStd (Kilowattstunde) = 367 000 mkg = 864 Kal.

Wärme kann von selbst nicht von einem kälteren zu einem wärmeren Körper übergehen (Satz von Clausius). D. h. eine Wärmemenge ist nicht ohne weiteres eine Quelle von Arbeit (Wärmeinhalt des ganzen Erdballs). Ar-

beit kann erst aus einer Wärmemenge gewonnen werden, wenn diese von einem höheren auf ein tieferes Temperaturniveau gebracht werden kann.

Der Zustand eines Gases ist durch Volumen (v), Druck (p) und Temperatur ($T = 273 + t^\circ \text{C}$) bestimmt.

Bei Zustandsänderung verhalten sich:

- bei gleichbleibendem Volumen die Drücke wie die absoluten Temperaturen $p : p_1 = T : T_1$ (Gay-Lussac),
- bei gleichbleibendem Druck die Volumina wie die absoluten Temperaturen $v : v_1 = T : T_1$ (Gay-Lussac),
- bei gleichbleibender Temperatur (isothermische Zustandsänderung) die Volumina umgekehrt wie die Drücke $v : v_1 = p_1 : p$ (Boyle-Mariotte).

Vereinigung der 3 Sätze zur Gleichung

$$\frac{v \cdot p}{T} = \frac{v_1 p_1}{T_1} = \text{konst.}$$

Für jedes Gas gibt es eine solche Gaskonstante.

Zustandsänderungen ohne Wärmezufuhr oder -Abfuhr heißen adiabatische. Wird ein Gas nach einer Reihe von Zustandsänderungen in den Anfangszustand zurückgebracht, so hat es einen Kreisprozeß durchlaufen. (Wird dem Gas während des Prozesses Wärme zugeführt, so muß zur Vollendung des Kreisprozesses die Wärme auch wieder abgeführt werden.)

Das Höchstmaß an Arbeit kann aus einem Prozeß nur durch umkehrbare Zustandsänderungen gewonnen werden. Nicht umkehrbare Prozesse — technisch meist: Umwandlung von mechanischer Arbeit in Wärme durch Reibung, Druckverminderung ohne Arbeitsleistung durch Drosselung, Überströmen von Wärme aus Körpern höherer Temperatur auf solche mit niedriger, z. B. die umgebende Luft — bedingen Verluste.

Carnotscher Kreisprozeß zwischen zwei Isothermen mit den konstanten Temperaturen T_1 und T_2 und zwei Adiabaten. Wirkungsgrad dieses Prozesses

$$\eta = \frac{T_1 - T_2}{T_1} \text{ ist nur } = 1, \text{ wenn } t_2 = -273^\circ \text{C (absoluter Nullpunkt) und}$$

daher $T_2 = 0$. Aus dem Carnot-Prozeß folgt allgemein: Die Wärmeausnützung bei einem beliebig geführten Kreisprozeß mit nur umkehrbaren Zustandsänderungen ist um so besser, bei je höheren Temperaturen die Wärme zugeführt, bei je tieferen sie abgeleitet wird.

Für eine Wärmezustandsänderung dQ bei einer Temperatur T wird das Verhältnis $dQ : T$ als Entropie bezeichnet:

Es gilt der Satz: Die Summe der Entropien aller an irgendeinem Vorgang beteiligten Körper ist am Ende der Zustandsänderung größer als am Anfang; nur bei in allen Teilen umkehrbaren Änderungen bleibt die Entropiesumme unverändert. Alle technischen Prozesse sind nicht umkehrbare Prozesse mit Entropievermehrung. Der wirtschaftliche Wirkungsgrad aller Wärmekraftmaschinen ist daher auch bedeutend kleiner als 1.

Bei Wirkungsgrad zu unterscheiden:

$$\text{Mechanischer Wirkungsgrad} = \frac{\text{Nutzarbeit (effektive Arbeit)}}{\text{Indizierte Arbeit}};$$

(meist $\infty 0,85 \div 0,95$)

$$\text{Thermischer Wirkungsgrad} = \frac{\text{Indizierte Arbeit}}{\text{Aufgewendete Wärme}};$$

$$\text{Wirtschaftlicher Wirkungsgrad} = \frac{\text{Nutzarbeit}}{\text{Aufgewendete Wärme}}.$$

Hierbei: Indizierte Arbeit mit Hilfe vom Indikator ermittelt = an den Kolben übertragene Arbeit. Nutzarbeit um den Betrag der Reibungsverluste geringer als die indizierte.

Im folgenden sind die wirtschaftlichen Wirkungsgrade η_w und der Wärmeverbrauch für die effektive Pferdestärkenstunde (PS_e Std.) guter moderner Wärmekraftmaschinen bei Vollast zusammengestellt:

	Dieselmotor	Sauggasmotor (mit $\eta = 0,85$ Wirkungsgrad des Gaserzeugers)	Gichtgasmotor	Kolbendampfmaschine				Dampfturbine		
				Große, dreistufige mit Überhitzung	desgl. einschl. Dampfkessel	Lokomobile (Lanz, Wolf)	Stumpfgleichstromdampfmaschine	Große Leistung, hohe Überhitzung	desgl. einschl. Dampfkessel	kleinere desgl.
η_w	0,35	0,25	0,276	0,204	0,176	0,176	0,137	0,233	0,198	0,127
Kal/PS _e Std.	1800	2520	2290	3100	3600	3600	4600	2720	3200	5000

Der Wirkungsgrad verhält sich bei den verschiedenen Belastungen der einzelnen Maschinenarten verschieden: für Kolbendampfmaschinen, Dieselmotoren und Wasserturbinen am günstigsten bei Normallast, bei Dampfturbinen und Verbrennungskraftmaschinen (außer Dieselmotoren) am günstigsten bei Höchstlast. Das Verhalten verschiedener Wärmekraftmaschinen bei Belastungen unter normal Abb. 275¹⁾. Hiernach Kolbendampfmaschinen günstiger als Ver-

- a Kolbendampfmaschinen
- b'—b'' Dampfturbinen
- c Dieselmotoren
- d Sauggasanlagen

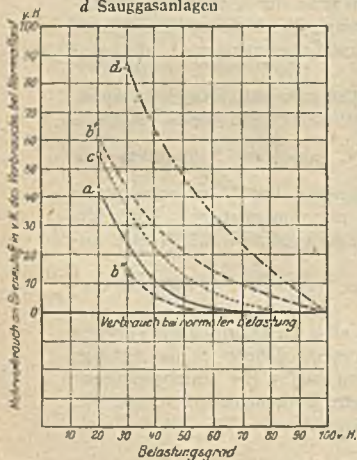


Fig. 275.

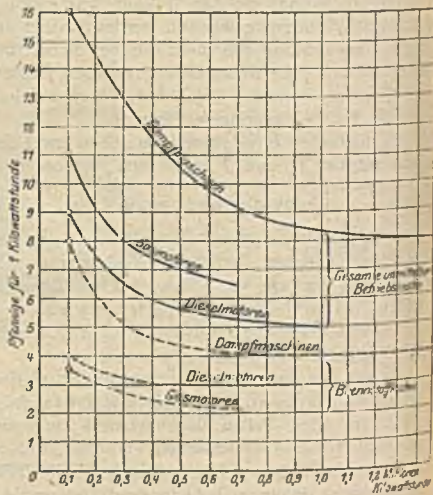


Fig. 276.

brennungsmaschinen, Dampfturbinen je nach Regelung (auch Kondensation und Ausführung) — Kurven b' und b'' — schlechter oder günstiger als Kolbendampfmaschinen.

Für Beurteilung der Wirtschaftlichkeit einer Wärmekraftmaschine ist der Wirkungsgrad allein nicht ausschlaggebend, hierfür sind noch zu beachten: Kosten des Brennstoffes, Kosten der Bedienung, Ölverbrauch, mehr oder weniger häufige Ausbesserungen, Möglichkeit von Abwärmeausnutzung in Heizungen, Verzinsung und Abschreibung des Anlagekapitals (Platzbedarf).

Gesamtbetriebskosten demnach jeweils von den individuellen Verhältnissen abhängig. Mittelwerte der unmittelbaren Betriebskosten (Brennstoff, Öl, Be-

¹⁾ Josse, Neuere Kraftanlagen.

dienung, Unterhaltung) in Abhängigkeit der jährlich abgegebenen Arbeit, Abb. 276. Kurven sind Betriebsergebnisse, berücksichtigen also alle Verluste und Nebenkosten; Brennstoffkosten besonders herausgezogen.

Die mittelbaren Betriebskosten für Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals sind gleichfalls jeder Anlage eigentümlich, im Mittel $\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}$ der unmittelbaren Kosten.

Für wirtschaftliches Gesamtergebnis sind hiernach kleine Abweichungen der Brennstoffkosten bedeutungslos. Größter Wert ist auf die Wahl einer betriebssicheren Anlage, gute Bedienung und Überwachung zu legen, um Störungen zu vermeiden und Betriebsaufwand einzuschränken.

Einige Maschinenarten werden ohne besondere Rücksicht auf Wirtschaftlichkeit gebaut; z. B. sind die meisten auf Bauten verwendeten Dampfmaschinen Dampf fresser; bei ihnen treten als Hauptgesichtspunkte hervor: Geringer Raumbedarf, Einfachheit der Bauweise bei größter Betriebstüchtigkeit und Unempfindlichkeit.

Nachstehend Anhaltspunkte für die Wahl von Betriebsstoffen¹⁾.

Gewicht, Wärmedichte und Wärmepreise von Brennstoffen.

	Brenngase				Brennöl				Feste Brennstoffe			
	Leuchtgas	Fettgas	Kraftgas	Gichtgas	Petroleum	Roherdöl	Benzin	Spiritus 90 Vol.-Proz.	Steinkohle	Braunkohle	Gaskoks	Scheitholz
Gewicht eines cbm . . . kg	0,52	0,90	1,10	1,25	1250	1210	1450	1200	800	700	450	320
Raum eines kg l	1920	1100	900	800	0,80	0,83	0,69	0,834	1,25	1,43	2,20	3,10
Bei einem Heizwert von Kal./kg	9700	9900	1030	760	10500	10000	11000	5600	6500	3000	7000	2800
kommen auf 1 l . . . Kal.	5	9	1,2	0,95	8400	8300	7600	4680	5200	2100	3150	930
also Raum für 1000 Kal. l	200	110	830	1050	0,119	0,121	0,131	0,214	0,193	0,476	0,318	1,08
Wärmedichte (für Petroleum = 100)	0,06	0,11	0,012	0,011	100	99	90	56,8	62	25	37,5	11
Bei einem Preis von Pf./kg	23	31	—	—	25	11	28	18	2,5	0,7	3,5	2,6
kosten 1000 WE . . . Pf.	2,4	3,15	—	—	2,37	1,1	2,55	3,22	0,39	0,23	0,5	0,93
Also kommen auf 1 Pf. Kal.	420	320	—	—	425	990	395	311	2570	4350	2000	1080

Wärmedichte = Wärmemenge einer Raumeinheit.

Die große Wärmedichte der flüssigen Brennstoffe macht diese besonders als Transport- oder Fernleitungstreibstoffe geeignet. Zu beachten ist, daß sich die Brennstoffe nicht alle gleich gut ausnutzen lassen.

Anlagekosten der maschinellen Einrichtung von Wärmekraftmaschinen (außer Grund und Boden, Gebäude und elektrische Fernleitungen) in Abhängigkeit von der Maschinengröße Fig. 277.

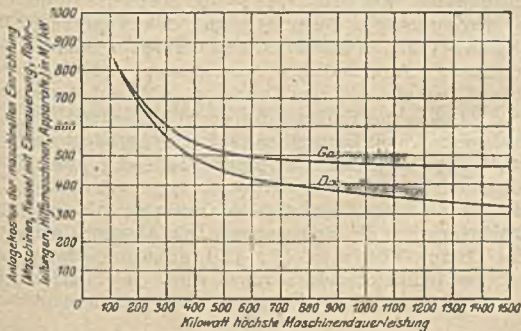


Fig. 277.

¹⁾ Siehe auch Urbahn, Ermittlung der billigsten Betriebskraft für Fabriken. Berlin.

II. Die Dampfmaschinen.

A. Kolbendampfmaschinen.

1. Der Dampf in der Dampfmaschine.

Dampf als Kraftquelle am verbreitetsten. Er bildet den Wärmeträger vom Brennstoff zur Maschine.

Ein Gemisch von Dampf und tropfbarer Flüssigkeit heißt nasser Dampf. Wird diesem bis zum Verdampfen des letzten Flüssigkeitsrestes weiter Wärme zugeführt, so heißt er trocken gesättigt; wird noch weiter Wärme zugeführt, so wird der Dampf überhitzt. Der Wärmeinhalt¹⁾ i des Dampfes ist für:

$$\text{Satttdampf: } i_s = 594,7 + 0,518 t_s - 0,00068 t_s^2;$$

$$\text{Heißdampf: } i_h = 594,7 + 0,477 t_h - \left[7,61 \left(\frac{2,73}{T} \right)^{1,0} - 0,023 \right] p.$$

Bei der Arbeitsleistung in der Dampfmaschine können obige Dampfzustände entweder einzeln oder auch aneinander anschließend zusammen auftreten.

Naßdampf weicht in seinem thermodynamischen Verhalten sehr vom vollkommenen Gas ab (Gesamtwärme = Flüssigkeitswärme + innere und äußere Verdampfungswärme): Kondensationserscheinung im Zylinder. Überhitzter Dampf hat nahezu die Eigenschaften vollkommener Gase: verhältnismäßig schlechter Wärmeleiter. Er gibt nur Abkühlungs-, keine Kondensationsverluste und wird daher für den neueren Dampfmaschinenbetrieb mit Vorliebe verwendet. Bei Verwendung von trocken gesättigtem oder nassem Dampf ist zur Abminderung der Kondensationsverluste der Zylinder öfter durch Dampfmantel geheizt.

Überhitzter Dampf hat außerdem nach dem unter I. Gesagten für günstigen Wirkungsgrad den Vorzug hoher Anfangstemperatur t_1 (bis + 350° C); die hierfür weiter erforderliche niedrigere Endtemperatur t_2 kann durch Fortsetzung der Expansion ins Vakuum ($t_2 \sim + 50^\circ \text{C}$) angestrebt werden: Kondensationsanlagen.

Bei einem geschlossenen Arbeitsgang, der auf einem Hin- und Rückweg des Kolbens (Kolbenhub = s in m, Kurbelhalbmesser $r = 0,5 s$) geleistet wird, erfährt der Dampf im Zylinder die folgenden Änderungen:

Auf dem Kolbenwege s_1 (in m) Einströmung mit der Spannung p in atm (p ist kleiner als die Kesselspannung p_0). Das Verhältnis $s_1 : s = \varepsilon$ wird als Füllungsverhältnis (Füllung) bezeichnet. Am Ende des Weges s_1 Abschluß der Einströmung. Auf dem Wege $s - s_1$ Expansion des Dampfes vom Drucke p auf den Druck p_e . Dann Öffnung des Auslasses, Beginn des Kolbenrückganges und Ausschub des Dampfes auf dem Wege $s - s_1$ mit dem Drucke p' , Abschluß der Ausströmung und Kompression des zurückgebliebenen Dampfes bis zum Drucke p_k während des Kolbenweges s_2 , schließlich Neueröffnung des Einlasses für die Wiederholung des Arbeitsganges. Füllung normal so groß, daß Expansionsenddruck p_e erreicht wird. p_e für Kondensationsbetrieb bei Einzylindermaschinen 1,0 ÷ 1,2 atm, bei Verbundmaschinen 0,6 ÷ 0,8 atm, für Auspuffbetrieb 1,2 ÷ 1,5 atm.

Werden die jeweiligen Spannungen p als Ordinaten, die Zylindervolumina v oder als Maßstab für diese die Kolbenwege s , als Abszissen aufgetragen, so erhält man das Druck-Volumen- ($p v$ -) Diagramm, das an ausgeführten Maschinen mit dem Indikator aufgenommen wird. Je ein solches Indikator diagramm für eine Auspuff- und für eine Kondensationsmaschine zeigt die Fig. 275.

¹⁾ Siehe Mollier, Neue Tabellen und Diagramme für Wasserdampf. Berlin 1911. Julius Springer.

Da der Wechsel zwischen zwei Teilvorgängen nicht plötzlich erfolgen kann, so zeigen die Schaulinien Abrundungen, die auf Drosselung des Dampfes während der Öffnung und des Schlusses der Steuerorgane zurückzuführen sind. Um am Ende des Kolbenhubes die kleinste Gegenspannung p' sicher zu erreichen (p' bei Auspuffmaschinen $1,10 \div 1,20$ atm, bei Kondensationsmaschinen $0,15 \div 0,25$ atm), wird der Dampfauslaß schon vor dem Hubende geöffnet: Vorausströmung, bei Auspuffbetrieb $5 \div 10\%$, bei Kondensationsbetrieb $15 \div 25\%$ des Kolbenweges.

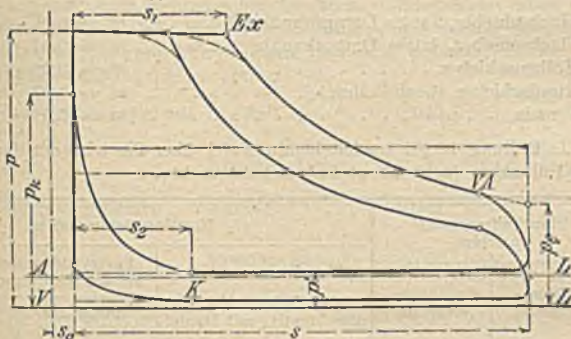


Fig. 278.

Die Kompression eines Dampfrestes hat den Zweck, den zwischen Kolben und Zylinderdeckel am zweiten Hubende verbleibenden „schädlichen Raum“ (Länge s_0) mit Dampf von höherer Temperatur und höherem Druck p_k als dem Ausströmungsdruck p' zu füllen und dadurch Abkühlungs- und Kondensationsverluste bei der Einströmung von Frischdampf abzumindern (Kondensationsverluste bei langsam laufenden Maschinen größer als bei rasch laufenden).

Die Kompression bringt den weiteren Vorteil, die Druckrichtung im Gestänge beim Hubwechsel allmählich umzukehren und damit Stöße in den Totpunkten der Bewegung der hin und her gehenden Massen zu vermindern. Die Kompression ist nur so weit zu führen, daß die Dampftemperatur diejenige der Zylinderwandungen nicht übersteigt, da sonst schon während der Kompression Dampfkondensation stattfindet, welche nachteilig auf den Dampfverbrauch einwirkt. Kompression meist so eingestellt, daß $p_k \sim 0,75 p$, bei Kondensation p_k meist kaum $0,2$ atm. Kompressionsweg bei Auspuffmaschinen $20 \div 30\%$, für Hochdruckzylinder von Verbundmaschinen $10 \div 15\%$, bei Kondensationsmaschinen (Niederdruckzylinder) $30 \div 40\%$. Um beim neuen Hubbeginn die volle Dampfspannung p hinter dem Kolben zu haben, wird der Dampfeinlaß vor dem vorigen Hubende geöffnet: Voreinströmung $0,5 \div 2,0\%$ des Kolbenweges.

2. Hauptmaße und Verbrauchszahlen der Dampfmaschinen¹⁾.

Die Berechnung stützt sich zweckmäßig auf ein für den gedachten Betrieb und unter Beachtung des oben Gesagten passend entworfenes $p v$ -Diagramm (siehe Fig. 275).

Die Einströmspannung p ist, wie oben angegeben, aus der Spannung p_0 im Kessel zu ermitteln. $p = 0,92$ bis $0,95 p_0 - z$; worin z der Druckverlust in der Dampfzuleitung:

$$z = \frac{12}{10^8} \gamma \frac{l}{d} w^2,$$

¹⁾ Siehe auch D u b b e l, Entwerfen und Berechnen der Dampfmaschinen. Berlin. H r a b á k, Hilfsbuch für Dampfmaschinentechniker. D e r s e l b e, Theorie und Berechnung der Heißdampfmaschinen. Berlin.

wenn γ für den mittleren absoluten Druck p_m in der Leitung das Gewicht des Dampfes in kg/cbm; l = Länge; d = lichter Durchmesser der Leitung in m und w = mittlere Dampfgeschwindigkeit in m/sek ($w = 20 \div 30$ m/sek) darstellen (die Gleichung kann zur Ermittlung des Leitungsdurchmessers dienen, wenn Druckverlust und Dampfgeschwindigkeit angenommen werden).

Die Größe des schädlichen Raumes $s_0 = m$ s kann aus den folgenden Angaben entnommen werden:

Flachschieber, lange Dampfkanäle	$m = 0,06-0,10$
Flachschieber, kurze Dampfkanäle	$m = 0,03-0,05$
Kolbenschieber	$m = 0,07-0,15$
Rundschieber (Corlißhähne)	$m = 0,02-0,04$
Ventile	$m = 0,03-0,06$

Für die Füllung bietet nachstehende Tafel über die wirtschaftlich vorteilhaftesten Füllungen (nach Hrabák) Anhaltspunkte.

Absolute Einströmspannung p atm	Einzylinderauspuflmaschine		Kondensationsmaschine			
	Kulissensteuerung	Expansionssteuerung	Einzylindermaschine		Zweizylindermaschine (Füllung auf den Niederdruckzylinder bez.)	
			ohne Mantel	mit Mantel	Aufnehmer nicht geheizt	Aufnehmer geheizt
4	0,52—0,44	0,38—0,32	0,20—0,16	0,15—0,12	0,125—0,115	0,11—0,10
5	0,44—0,35	0,32—0,28	0,17—0,15	0,13—0,11	0,11—0,10	0,10—0,09
6	0,38—0,30	0,27—0,23	0,15—0,13	0,11—0,09	0,095—0,085	0,085—0,075
8	0,32—0,26	0,22—0,19	0,14—0,12	0,09—0,08	0,085—0,075	0,07—0,06
10	0,28—0,22	0,19—0,17			0,075—0,07	0,06—0,05

Die Expansionslinie wird für gesättigten Dampf als Isotherme — $p \cdot v = \text{konst.}$ — (gleichseitige Hyperbel), für überhitzten Dampf als Adiabate bzw. Polytrope — $p \cdot v^n = \text{konst.}$ — (Exponent = 1,1 bis 1,25 je nach Füllung und Überhitzungstemperatur) aufgezeichnet.

Das entworfene $p \cdot v$ -Diagramm wird mittels der Simpsonschen Regel oder mittels Planimeters in ein flächengleiches Rechteck über der Grundlinie des Diagramms umgewertet. Die Höhe dieses Rechtecks multipliziert mit dem Völligkeitsgrad (einer Zahl < 1 , durch welche den Verlusten an Diagramminhalt Rechnung getragen wird $\approx 0,8 \div 0,9$), gibt dann die wirklich zu erwartende indizierte Spannung p_i (p_i für etwa $p = 12$ kg/qcm bei Kondensation $2,6 \div 3,0$ kg/qcm, bei Auspufl $2,0 \div 2,6$ kg/qcm).

Bezeichnet N_i die indizierte, N_n die effektive Leistung (Nutzleistung) in Pferdestärken (PS_i und PS_n), so ist $\eta = \frac{N_n}{N_i}$ der mechanische Wirkungsgrad der Maschine.

In der Regel ist eine bestimmte Leistung $N_n = \eta \cdot N_i$ verlangt.

Ist F die wirksame Kolbenfläche in qm, $c = \frac{sn}{30} = 2 \div 4$ m/sek die mittlere Kolbengeschwindigkeit, so ist:

$$N_n = \frac{10000}{75} \eta p_i F c = \eta \frac{10000}{30 \cdot 75} p_i F s n .$$

$N_i - N_n$, die zur Überwindung der Nebenhindernisse erforderliche Leistung, setzt sich zusammen aus der Leergangsleistung N_0 und einer zusätzlichen Reibung $\mu \cdot N_n$, um welche N_0 bei größerer Belastung der Maschine wächst infolge der dabei auftretenden größeren Drucke. Mithin

$$N_i - N_n = N_0 + \mu \cdot N_n ,$$

oder

$$p_i - p_n = r_0 + \mu \cdot p_n,$$

$$\text{woraus } p_n = \frac{1}{1 + \mu} (p_i - r_0)$$

und

$$N_n = \frac{10\,000}{75} \cdot \frac{1}{(1 + \mu)} \cdot (p_i - r_0) \cdot F \cdot c.$$

Ist p_i aus dem Diagramm wie oben ermittelt, so können mit dieser Gleichung die Abmessungen der Maschine für eine bestimmte Leistung oder umgekehrt die Leistung für bekannte Abmessungen bestimmt werden.

Nach Hrabák ist dabei zu setzen:

bei Einzylindermaschinen mit Auspuff	$r_0 = 0,042 \sqrt{p} + \frac{0,025}{d}$
„ „ „ Kondensation	$r_0 = 0,025 + 0,05 \sqrt{p} + \frac{0,045}{d}$
„ Zweizylindermaschinen „ Auspuff	$r_0 = 0,042 \sqrt{p} + \frac{0,04}{d}$
„ „ „ Kondensation	$r_0 = 0,025 + 0,05 \sqrt{p} + \frac{0,06}{d}$
„ Dreizylindermaschinen „ „	$r_0 = 0,025 + 0,05 \sqrt{p} + \frac{0,075}{d}$

Die Zahl μ ist für alle Maschinengattungen:

$$\text{für } d \leq 1 \text{ m: } \mu = \frac{0,10}{d + 0,60},$$

$$\text{„ } d > 1 \text{ „: } \mu = \frac{0,40}{d + 5,4}.$$

(d bei Mehrzylindermaschinen Durchmesser des Niederdruckzylinders; kann zunächst schätzungsweise angenommen oder angenähert aus der Gleichung: $N_n = (10\,000 : 75) \eta p_i F c$ bestimmt werden)¹⁾. Für die Größe der mittleren

Kolbengeschwindigkeit c bietet der Geschwindigkeitsmodul $cn = \frac{sn^2}{30}$ Anhaltspunkte. Für ortsfeste Maschinen ist $cn = 200 : 300 : 400$, ganz große Maschinen $cn = 180$ bis 200 , Schnellläufer größere Werte, Torpedobootsmaschinen $cn = 1000$, Lokomotiven $cn \leftarrow 1200 \rightarrow$.

Die Berechnung der Dampfmaschinen kann auch analytisch auf Grund von Versuchs- und Erfahrungswerten erfolgen (hierzu siehe Hrabák, Hilfsbuch für Dampfmaschinentechniker).

Die spezifische indizierte Leistung, d. h. die indizierte Leistung für je 1 cbm Zylinderinhalt (also $F \cdot s = 1$) ist

$$N_{i_0} = \frac{10\,000}{30 \cdot 75} \cdot p_i \cdot n \quad \text{oder} \quad N_{i_0} = \frac{N_i}{F \cdot s}$$

und hat gewöhnlich Werte $N_{i_0} = 800$ bis 900 bis 1000 PS für je 1 cbm Zylinderinhalt.

Zwei- und Mehrzylindermaschinen meist so entworfen, daß auf die Zylinder nahezu gleiche Leistungen entfallen. Ein zunächst entworfenes Gesamt- p_v -Diagramm wird nach diesem Gesichtspunkte geteilt und aus der Summe der nach den wirklichen Vorgängen in der Maschine entsprechend abgeänderten Einzeldiagrammflächen ähnlich wie oben die indizierte Spannung bestimmt (auf den Niederdruckzylinder bezogen). Zwischen Hoch- und Niederdruckzylinder Aufnehmer als Ausgleichsbehälter $\infty 2 \div 3$ -faches Hochdruckzylinder-Volt. Die theoretisch vom Dampf in beiden Zylindern zusammen geleistete Arbeit ist

¹⁾ Für genauere Werte von η und c siehe die Tabellen von Hrabák.

— ohne Rücksicht auf die schädlichen Räume — ebenso groß, als arbeitete dieselbe Dampfmenge im Niederdruckzylinder allein. Die auf Niederdruckzylinder bezogene Füllung heißt reduzierte. Der Vorteil der Mehrzylindermaschinen liegt hauptsächlich in der Teilung des Wärmegefälles und damit verbundener Abminderung der Eintrittskondensationsverluste. Räume von Hoch- und Niederdruckzylinder verhalten sich wie 1 : 2,25 bis 1 : 3,0.

Der Gesamtdampfverbrauch C_t in kg/PS₁ und Std. setzt sich zusammen aus C_t' = dem nutzbaren Dampfverbrauch,

C_t'' = dem Verlust bei dem Einströmen in den Zylinder durch Abkühlung und Kondensation

und C_t''' = Dampflässigkeitsverluste, hervorgerufen durch Undichtigkeiten des Kolbens, der Steuerorgane, der Stopfbuchsen usw.

Hierin ist der Verlust in der Leitung noch nicht enthalten. Dieser kann zu 4—10% von C_t angenommen werden. Von den Verlusten ist C_t'' in der Regel der bedeutendere.

Aus C_t ergibt sich dann der Gesamtverbrauch für 1 PS_nStd. zu:

$$C_n = \frac{1}{\eta} C_t = \frac{N_t}{N_n} C_t.$$

Es ist als angemessener Mittelwert anzusehen:

bei Einzylindermaschinen ohne Kondensation mit großen Füllungen C_n bis 20 kg/PS₁Std. und mehr.

bei Einzylindermaschinen ohne Kondensation (normal) $C_n = 12—13$ kg/PS₁Std.

„ „ mit „ „ $C_n = \approx 9$ „

„ Zweizylinder-Verbundmaschinen ohne Kondensation $C_n = 8—9$ „

„ „ „ mit „ „ $C_n = 6,5—7$ „

„ Dreizylinder „ „ „ $C_n = 5—5,5$ „

„ Zweizylinderlokomotiven $C_n = 10 \div 12$ „

3. Steuerungen, Regulator, Schwungrad.¹⁾

Die Steuerungen haben den Zweck, in der Maschine die gewünschte Dampfverteilung herbeizuführen. Nach der Anzahl der in den Zylinder führenden Kanäle zu unterscheiden: Steuerungen mit zweifachen und vierfachen Dampfwegen. Zu ersteren gehören die Flach- und Kolbenschieber- (Ausnahme: Gleichstromdampfmaschine — drei Dampfwege), zu letzteren die Korliß- und Ventilsteuerungen. Nach dem Antrieb unterscheidet man: Exzenter-, Schwingen- oder Lenkersteuerungen (diese in Verbindung mit Umsteuerung durch Kulisser vielfach angewendet), zwangläufige und ausklinkende Ventilsteuerungen. Die Wirkungsweise der Steuerungen kann an Hand von Diagrammen (Müller-Reuleaux- bzw. Zeunersches Diagramm, Näheres siehe die angegebene Literatur) verfolgt werden. Mit Hilfe dieser Diagramme werden die wichtigsten Steuerungsabmessungen bestimmt. Haupterfordernisse aller Steuerungen sind: genügende Weite der Ein- und Auslaßkanäle und rasches Öffnen bzw. Schließen der Kanalquerschnitte, um verlustbringende Dampfdrosselung zu vermeiden (doppelte Einströmung).

In Totlage des Kolbens muß der Schieber zu öffnen beginnen. Schieberantrieb eilt demnach der Kurbel um 90° voraus. Soll Voreinströmung schon vor dem Kolbentotpunkt gegeben werden, so ist hierzu weiter ein Voreilwinkel δ erforderlich. Gesamtes Voreilen gegen Kurbel dann $90 + \delta$.

Bei einfachen Schiebersteuerungen Veränderung der Expansion durch Verstellen von Voreilwinkel und Schieberhub. Hierdurch Änderung der gesamten Dampfverteilung, also auch von Voreinströmung, Vorausströmung und Kompression, was vielfach nachteilig wirkt. Wegen leichter Umsteuerbarkeit

¹⁾ Leist, Steuerungen der Dampfmaschinen. Berlin. Julius Springer.

(z. B. durch Kulissen) ist der einfache Schieber oft angewendet bei Lokomotiven, Schiffs-, Förder- und Hebemaschinen.

Um die Füllung unabhängig von den anderen Größen ändern zu können, wurde auf dem „Grundschieber“ ein zweiter „Expansionsschieber“ angeordnet: Doppelschiebersteuerungen. In mehreren Bauweisen gut bewährt. Alle Flachschiebersteuerungen haben den Nachteil, daß die Schieber durch den auf ihrer oberen Fläche lastenden Dampfdruck (wenn diese Fläche nicht gegen den Dampfraum abgedichtet ist) stark auf den „Schieberrost“ gepreßt werden; starke Reibung, infolgedessen große Abnutzung und schwerer Gang. Dieser Übelstand ist bei den zylindrischen „Kolbenschiebern“ vermieden, „selbstentlastet“. Die Kolbenschieber sind deshalb für Heißdampftrieb geeignet, besitzen aber längere Dampfkanäle und deshalb größere schädliche Räume als die Flachschieber. Einströmung durch innere oder äußere Schieberkanten gesteuert: ersteres hat den Vorteil, daß Schieberstangenstopfbüchsen nur gegen Abdampf zu dichten haben.

Bei „Gleichstromdampfmaschinen“ wird der Einlaß durch Schieber oder Ventile, der Auslaß durch den Kolben gesteuert. Für den Auslaß sind zu diesem Zwecke in der Mitte des Zylinders Schlitze angeordnet. Vorteil: kleinere schädliche Räume, der einströmende Dampf kommt nicht mit den abgekühlten Auslaßkanälen in Berührung, deshalb Verringerung der Eintrittskondensation.

Für Maschinen größerer Leistung nur Steuerungen mit vierfachen Dampfwegen: getrennte Ein- und Auslaßkanäle. Hiervon ist die Korlißsteuerung eine Drehschiebersteuerung; sie hat den Vorteil guter Dichtheit und kleiner schädlicher Räume, aber für überhitzten Dampf nicht geeignet. Für Heißdampfmaschinen eignen sich am besten die Ventilsteuerungen, da bei ihnen gleitende Reibung nur an der Ventilschnecke auftritt. Die schädlichen Räume können verhältnismäßig klein gehalten werden. Eröffnen und Schließen soll möglichst rasch erfolgen, Aufsetzen des Ventils auf den Sitz dagegen langsamer. Sie haben leichten Gang (entlastete Doppelsitzventile) und sind leicht einstellbar. Ihr Antrieb hat die mannigfaltigste Ausbildung erfahren: vollkommen zwangsläufig gesteuert und frei fallend.

Für große Leistungen in der Regel Ventile, für hohe Drehzahlen (über 200) Kolbenschieber.

Die Einstellung der Steuerungen auf verschiedene Öffnungsdauer entsprechend der jeweiligen Maschinenbelastung geschieht durch den Regulator. Er hält die Drehzahl der Maschinen nahezu konstant. Die Differenz der Abweichungen vom Soll-Mittelwert bei kleinster und größter Last bezogen auf

den Mittelwert heißt Ungleichförmigkeitsgrad $\delta = \frac{n_{\max} - n_{\min}}{n_m}$. Er

beträgt 2 ÷ 7%. Zu dem Ungleichförmigkeitsgrad δ kommt noch der Unempfindlichkeitsgrad δ_0 , von den inneren Bewegungswiderständen herrührend: $\frac{1}{2}$ bis 4%. Gewährleistung oft: Drehzahländerung bei schnellem Übergang von Leerlauf auf Vollast und umgekehrt höchstens 5%. Neben dieser Ungleichförmigkeit ist noch die während jeder Drehung auftretende zu beachten, herrührend von der Art der Triebkraftwirkung und von der Massenwirkung des Schubkurbeltriebes. Diese Ungleichförmigkeit ist durch Anwendung eines entsprechenden

Schwungrads klein zu halten. Dieses $\delta' = \frac{v_{\max} - v_{\min}}{v_m}$ (wobei v Umfangsgeschwindigkeit des Schwungrades < 30 m/sek) schwankt zwischen 0,04 bei Pumpen und 0,004 bei Dynamomaschinen.

4. Dampfmaschinen-Bauarten.

Nach der Art der Aufstellung zu unterscheiden: ortsfeste und bewegliche Dampfmaschinen. Die ortsfesten Maschinen werden je nach der Zylinder-

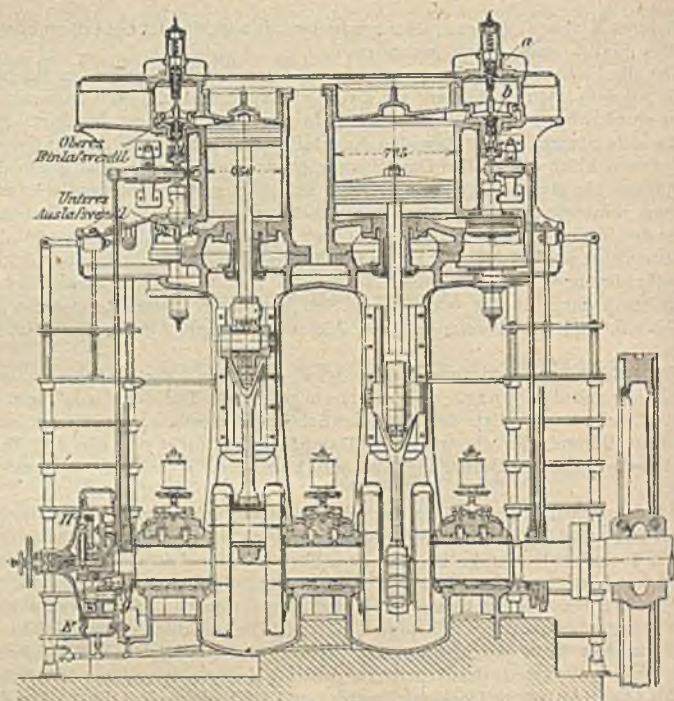


Fig. 279.

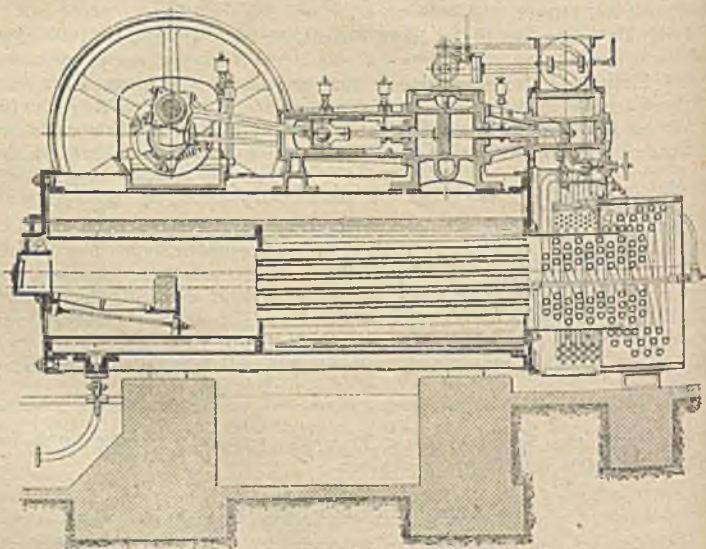


Fig. 280.

anordnung als stehende oder liegende Dampfmaschinen bezeichnet. Stehende Dampfmaschinen: geringer Raumbedarf, erschwerte Zugänglichkeit der Triebwerksteile; liegende Dampfmaschinen: relativ großer Platzbedarf, übersichtliche Anordnung, gute Zugänglichkeit. Je nach den Verhältnissen ist hiernach die Wahl zu treffen. Bewegliche Dampfmaschinen meist als liegende Maschinen ausgeführt: Lokomotiven, Lokomobile (der Name Lokomobile wird dabei auch auf ortsfeste Maschinen, die nach der Lokomobilbauart mit ihrem Kessel vereinigt sind, angewendet); als stehende Maschinen finden sie Anwendung bei Baumaschinen, Kranen usw.

Ein Beispiel für stehende Dampfmaschinen zeigt Fig. 276, Zweizylinderverbunddampfmaschine mit Lentz'scher Ventilsteuerung.

Eine ortsfeste „Lokomobile“ gibt Fig. 277.

Bei dieser Zweizylinderverbunddampfmaschine sind die Zylinder hintereinander angeordnet (Tandemaschine). Der Hochdruckzylinder ist in die Rauchkammer gelegt und wird somit von den Heizgasen umspült. Außerdem ist doppelter Überhitzer angeordnet, so daß sowohl Hochdruck- wie Niederdruckzylinder mit überhitztem Dampf arbeiten (Bauart Wolf).

B. Dampfturbinen.¹⁾

Die Dampfturbinen sind Motoren, die — nach Art der Wasserturbinen — durch Ausnutzung der Energie des Dampfes in rasche Umdrehung versetzt werden. Wird dabei ein bestimmter Druck in Düsen oder Leitapparaten gänzlich in Geschwindigkeit umgesetzt, so herrscht vor und hinter den Laufrädern der gleiche Druck, deshalb Gleichdruckturbinen (Aktionsturbinen). Wird im Leitapparat nur ein Teil des Druckes, der andere Teil im Laufrad selbst in Geschwindigkeit umgesetzt, so ist der Druck vor dem Laufrad größer als hinter demselben; daher Überdruckturbinen (Reaktionsturbinen). Die Gleichdruckturbinen nutzen nur Energie der Bewegung, die Überdruckturbinen Energie der Bewegung und Energie der Ruhe, die Kolbendampfmaschinen nur Energie der Ruhe aus. Da sich bei voller Expansion des Dampfes in Düsen eine außerordentlich hohe Dampfgeschwindigkeit ergibt (z. B. für ein Druckgefälle von 10 auf 0,1 atm abs. etwa 1200 m/sek), erhalten die Laufräder bei Anwendung nur einer Stufe (Laval-Turbinen) sehr hohe Drehzahlen. Um diese herabzusetzen, hat man einmal die Ausnutzung der Gesamtgeschwindigkeit auf mehrere Schaufelreihen eines Laufrads verteilt — Geschwindigkeitsstufen — (Curtis) oder zweitens das Gesamtdruckgefälle in kleinere Teilgefälle zerlegt — Druckstufen — (Parsons, Zoelly, Rateau). Es hat sich eine Anzahl von Turbinenbauarten entwickelt, die Verbindungen von Druck- und Überdruck-

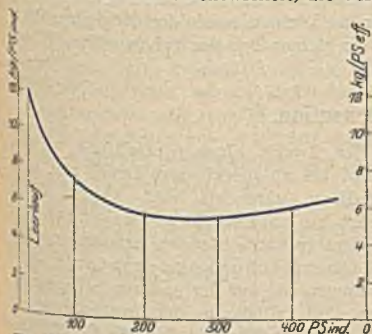


Fig. 281. Kolbendampfmaschine. Normal
350 PSI. $p = 7,5 \text{ kg/qcm}$. $t = 210^\circ \text{ C}$.
Vakuum 88%.

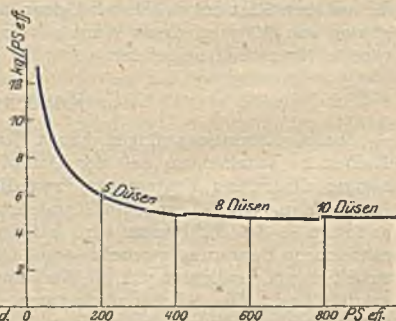


Fig. 282. Brown-Boveri-Dampfturbine 1909.
 $p = 10-12 \text{ kg/qcm}$, $t = 300^\circ \text{ C}$, $n = 3000$
i. d. Min. Vakuum 90%.

¹⁾ Näheres über Theorie und Berechnung der Dampfturbinen siehe „Stodola, Die Dampfturbinen“, 4. Aufl. Berlin 1910. Julius Springer.

turbinen mit Geschwindigkeits- oder Druckabstufung oder beiden zusammen darstellen. Durch gleichzeitige konstruktive Verbesserungen ist der thermische Wirkungsgrad so gehoben worden¹⁾, daß die Dampfturbine in größeren Einheiten heute der Kolbendampfmaschine wirtschaftlich überlegen ist.

Besondere Vorteile der Dampfturbine gegenüber der Kolbendampfmaschine sind: Keine aufeinander reibenden und sich abnutzenden Teile bis auf wenige Lager, die infolge Preßölschmierung kaum der Abnutzung unterworfen sind; geringer Ölverbrauch ölfreies Kondensat; gute Regulierfähigkeit, sehr gleichmäßiger Gang, deshalb Wegfall von Schwungrädern; einfache Bauart, hohe Betriebssicherheit und geringe Wartung; Fortfall der hin und her gehenden Massen und der durch sie hervorgerufenen Erschütterungen, deshalb leichte Fundamente; geringer Raumbedarf.

Nachteile: Bei kleineren Einheiten noch zu großer Dampfverbrauch; hohe Umdrehungszahlen.

Die Fig. 281 und 282 zeigen den Dampfverbrauch von Dampfmaschinen und Dampfturbinen moderner Bauart bei verschiedenen Belastungen. Dampfturbinen zum Antrieb elektrischer Generatoren bei mehr als 500 kW bevorzugt: unmittelbar zusammengebaut.

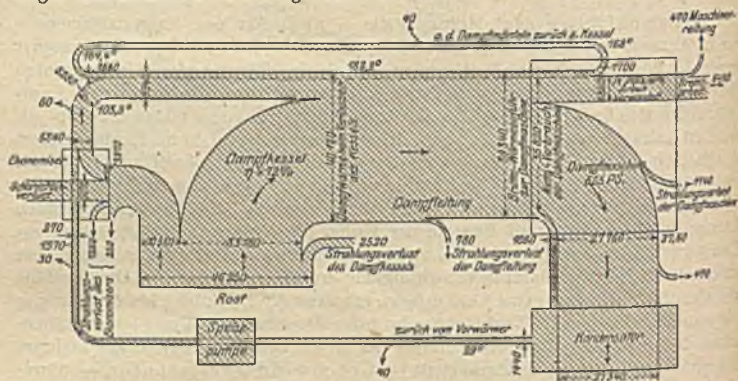


Fig. 283.

Der Wärmeplan Fig. 283 gibt ein Bild über die Verwendung der Wärme, die auf dem Rost entwickelt wird, über die Verluste sowie den möglichen Rückgewinn von Wärmemengen. Nur ein sehr kleiner Teil der aufgewandten Wärme wird in Nutzarbeit umgesetzt.

C. Kondensation.²⁾

Die Kondensationsanlagen haben den Zweck, einen Unterdruck vor dem Kolben zu schaffen, so daß der Dampf bis zu niedrigerem Druck und zugehöriger niedrigerer Temperatur expandieren kann als beim Auspuff in die Atmosphäre. Nach der Ausführungsart zu unterscheiden: Mischkondensatoren — das Kühlwasser wird mit dem zu verdichtenden Arbeitsdampf unmittelbar in Berührung gebracht — und Oberflächenkondensatoren — der Arbeitsdampf verdichtet sich an Wandungen, die auf der anderen Seite wassergekühlt sind. Die Mischkondensatoren sind billiger in der Anschaffung und können mit verhältnismäßig unreinem Wasser betrieben werden, die Oberflächenkondensatoren ergeben besseren Unterdruck; ölfreies Kondensat aus ihnen

¹⁾ Siehe Tabellen unter I., Allgemeine Angaben.

²⁾ Siehe Dubbel, Dampfmaschinen, 3. Aufl. Berlin 1910. Julius Springer. Stodola, Dampfturbinen, 4. Aufl. Berlin 1910. Julius Springer.

(Dampfturbinenbetrieb) kann unmittelbar zur Kesselspeisung verwendet werden. Das gebildete Kondensat und aus dem Wasser abgeschiedene oder durch Undichtigkeiten eingeströmte Luft muß durch Pumpen entfernt werden. Wasser und Luft können durch zwei getrennte Pumpen oder durch eine Wasser- und Luftpumpe („Naßluftpumpe“) gemeinsam abgesaugt werden. Die getrennte Ausführung ist teurer. Das Vakuum beträgt bei Dampfmaschinen meist 80—85% (90%), bei Dampfturbinen meist 94÷96% (bis 97%). Durch Anwendung von Kondensation Kohlenverbrauch bis um etwa 25% verringert. Leistungsverbrauch der Kondensationsanlage etwa 1 ÷ 2% der Maschinenleistung.

Für Kondensationsbetrieb reichlich Kühlwasser erforderlich. Ist solches als Frischwasser nicht in ausreichender Menge verfügbar, dann Rückkühlung durch Kühlwerke (Kühlturm, Gradierwerke, Kühlteich). Durchschnittstemperaturen betragen etwa: für Frischwasser aus Brunnen 10° C, aus Fluß oder Teich 25° C, für rückgekühltes Wasser 30 ÷ 40° C. Je niedriger die Temperatur, um so besser das Vakuum.

III. Die Verbrennungsmotoren.¹⁾

A. Einteilung der Verbrennungsmotoren.

In Verbrennungsmotoren wird die im Brennstoff enthaltene Energie ohne zwischengeschalteten Wärmeträger (Dampf bei Dampfmaschinen) unmittelbar in der Maschine in mechanische Arbeit umgesetzt.

Allgemein sind zu unterscheiden:

a) Nach der Art der Verbrennung: I. Explosions- oder Verpuffungsmotoren — die Verbrennung der Kraftstoffe im Motor erfolgt plötzlich bei nahezu unverändertem Volumen —; II. Gleichdruckmotoren — die Verbrennung erfolgt allmählich bei angenähert gleichem Drucke.

b) Nach der Zahl der Kolbenhübe — Takte —, auf die eine Arbeit erzeugende Verbrennung entfällt: I. Viertaktmotoren — im Zylinder folgen sich in fortlaufendem Wechsel: 1. Hub, Ansaugen des Verbrennungsgemisches, 2. Hub, Verdichtung dieses Gemisches, am Hubende Zündung durch elektrischen Funken oder Glühkörper, 3. Hub, Verbrennung und Arbeitsentwicklung während der Expansion der Verbrennungsgase, 4. Hub, Ausschub der Abgase — und II. Zweitaktmotoren — Ansaugen und Vorverdichten des Gemisches erfolgt in besonderen Pumpen; im Motorzylinder während des ersten Hubes Verdichten bis zum vollen Druck, am Hubende Zündung, während des zweiten Hubes Ausdehnung der Verbrennungsgase unter Arbeitsentwicklung, am Hubende Auslaß der Abgase und Ausspülen der Abgasreste durch Frischluft. Unter Umständen werden auch beim Zweitaktmotor die Abgase durch den rückkehrenden Kolben ausgeschoben, dann erfolgt statt der Vorverdichtung Verdichtung bis zum vollen Kompressionsdrucke in besonderer Pumpe. Bei Viertaktmotoren auf je 4, bei Zweitaktmotoren auf je 2 Takte ein Arbeitshub; während der anderen Takte arbeitverzehrende Pumpwirkung. Da bei Dampfmaschine jeder Hub Arbeitshub, baut sie entsprechend kleiner.

Die Arbeitsweise eines Viertaktverpuffungsmotors ist aus Fig. 281, diejenige eines Viertaktgleichdruckmotors aus Fig. 282 zu ersehen. In beiden Indikator- diagrammen ist der Gesamtprozeß durch die beige-schriebenen Buchstaben *a*, *b*, *c*, *d*, *e* in die entsprechenden Teilprozesse zerlegt: Von *a* bis *b* Ansaugen, *b* bis *c* Verdichten des Verbrennungsgemisches, *c* Zündung (da Verbrennung — wenn auch explosionsartig — doch Zeit braucht, Zündung in Wirklichkeit etwas vor dem Totpunkt), *c* bis *d* Verbrennung mit starker Drucksteigerung beim Verpuffungsmotor, *d* bis *e* Ausdehnung der Verbrennungsgase, *e* bis *b* Ausgleich zwischen Druck im Zylinder und Atmosphäre (Auspuff), *b* bis *a* Ausschub der

¹⁾ Siehe auch H. Güldner, Das Entwerfen und Berechnen der Verbrennungskraftmaschinen und Kraftgasanlagen. 3. Aufl. Berlin 1913. Julius Springer.

Abgase ins Freie. Das Gleichdruckmotordiagramm zeigt erheblich höhere Kompression als dasjenige des Explosionsmotors, bei der Verbrennung aber keine wesentliche Drucksteigerung, weil der Brennstoff während der Verbrennung eingespritzt wird und gleichzeitig der Kolben Raum frei gibt, daher „Gleichdruck“. Die Verdichtung wird im Gleichdruckmotor so hoch geführt, daß die Endtemperatur die Entzündungstemperatur des einzuführenden Kraftstoffes überschreitet; z. B.: Dieselmotor, Verdichtung auf etwa 33 atm — Temperatur 600—700° C —, Kraftstoff: Rohpetroleum, Paraffinöl, Teeröl. Entzündungstemperatur etwa 550—650° C, wird mit noch höherer Spannung — etwa 45 atm — eingeblasen, verdampft und entzündet sich in der hoch verdichteten und stark erwärmten Luft von selbst.

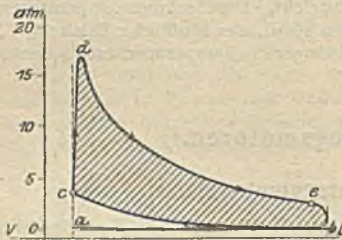


Fig. 284.

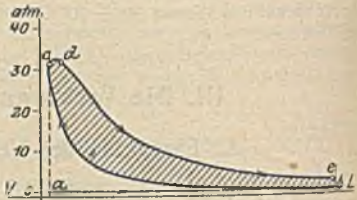


Fig. 285.

Je nachdem sich die beschriebenen Arbeitsvorgänge nur auf einer oder auf beiden Kolbenseiten abspielen, nennt man die Motoren einfachwirkend bzw. doppeltwirkend.

Verbrennung im Zylinderinnern erzeugt starke Erwärmung: zur Vermeidung der vorzeitigen Selbstentzündung des Gas-Luftgemisches oder des Fressens des Kolbens im Zylinder Zylinderkühlung. Bei Luftkühlung Anordnung von Kühlrippen mit großer Oberfläche — meist nur auf bewegten Fahrzeugen —, ortsfeste Motoren Wasserkühlung: Wasserverbrauch 20 ÷ 30 l/PS₂Std.

Zündung durch Glührohr (Daimler), noch heute bei kleinen Motoren, sonst elektrische Zündung, und zwar mit frei überspringendem Induktionsfunken oder Abreißfunken. Vorteil der elektrischen Zündung: leichte und genaue Einstellung des Zündaugenblicks.

Ein- und Auslaß der Gase früher durch Schieber, jetzt durch Ventile gesteuert. Regulierung mittels Fliehkraftreglern durch Auslassen von Arbeitstakten (Aussetzerreglung) oder Ändern der Zusammensetzung des Gemisches (Qualitätsreglung: weniger Gas, mehr Luft) oder Ändern der Menge des angesaugten Gemisches von ständig gleicher Zusammensetzung (Quantitätsreglung). Für Antrieb elektrischer Maschinen nur die beiden letzten Verfahren.

Der mechanische Wirkungsgrad aller Gasmotoren wegen der verminderten Zahl der Arbeitshübe niedrig, etwa 75%.

Allen Verbrennungsmotoren gemeinsam der Nachteil, daß sie nicht von allein anlaufen, sondern angelassen werden müssen, kleinere Maschinen von Hand, große mittels Druckluft, Elektromotor.

B. Kraftstoffe.

1. Gase.

Für kleinere Motoren wird meist das gewöhnliche (Steinkohlen-) Leuchtgas, für größere Motoren das nach dem Erfinder benannte Dowsongas (Kraftgas) oder auch Gichtgas der Hochöfen, Koksofengas usw. als Kraftstoff dem Motor zugeführt. Der Heizwert der Gase und die zur vollständigen Verbrennung nötige Luftmenge sind abhängig von der Zusammensetzung der Gase.

Beide können bei vorliegender Elementaranalyse berechnet werden¹⁾. Die Bestimmung des Heizwertes erfolgt bequemer mit Hilfe des Junkerschen Kalorimeters. Eine Leuchtgasanalyse ergab z. B. für 1 cbm Gas:

Athylen C_2H_4	0,0211 cbm	Grubengas CH_4	0,3755 cbm
Propylen C_3H_6	0,0037 „	Kohlenoxyd CO	0,1119 „
Benzol C_6H_6	0,0069 „	Kohlensäure CO_2	0,0081 „
Wasserstoff H_2	0,4627 „	Stickstoff N	0,0101 „

Der berechnete Heizwert beträgt für 1 cbm dieses Gases 5173 Kal., der theoretische Luftbedarf 5,50 cbm. Der wirkliche Luftverbrauch für vollständige Verbrennung von 1,0 cbm dieses Gases im Motor beträgt jedoch infolge unvollkommener Mischung etwa 7,5 cbm.

Dowsongas wird erzeugt, indem Luft und Wasserdampf gleichzeitig durch die glühende Koks- oder Kohlenschicht eines Generators (schachtförmiger Ofen) geführt werden. Hierbei wird zunächst Kohlenstoff vollständig zu CO_2 verbrannt, das weiterhin zu CO zersetzt wird. Gleichzeitig wird auch durch Zersetzung des Wasserdampfes unter Freigabe von Wasserstoff zunächst Kohlen- säure gebildet, die ebenfalls wieder zu Kohlenoxyd reduziert wird. Analysen von 1 cbm dieses Gases ergeben etwa die folgende Zusammensetzung:

Kohlensäure	0,05—0,07
Kohlenoxyd	0,22—0,24
Kohlenwasserstoffe	0,00—0,04
Wasserstoff	0,16—0,18
Stickstoff	0,57—0,47

1 kg Gaskoks oder Anthrazit liefert etwa 4—4,8 cbm Kraftgas von durchschnittlich 1100—1200 Kal./cbm Heizwert, wobei ungefähr 1—2 kg Wasserdampf verbraucht werden. Wirkungsgrad des Generators etwa 80%. Zur vollständigen Verbrennung von 1 cbm Kraftgas sind etwa 1,25 cbm Luft nötig. Für Gemische von Gas : Luft im Verhältnis 1 : 1 bis 1 : 2 Raumteilen betragen nach Güldner ungefähr:

die Entzündungstemperaturen	700—800° C
„ gebräuchlichen Verdichtungsspannungen	8— 12 atm
„ Verpuffungsspannungen	15— 22 „
„ mittleren indizierten Kolbendrucke	3— 5 kg/cm ²

Obwohl der Heizwert von Kraftgas erheblich niedriger als der von Leuchtgas, sind für gleiche Leistung Kraftgasmotore nur 10 ÷ 15% größer als Leuchtgasmotoren, weil bei diesen das Verhältnis Gas : Luft 1 : 7,5, bei jenen aber nur 1 : 1 bis 1 : 2 beträgt.

Die zur Erzeugung von Kraftgas dienenden Anlagen sind:

Druckgasanlagen: Wasserdampf, meist in Kesseln mit eigener Feuerung erzeugt, drückt mittels Dampfgebläses Luft mit Wasserdampf gemischt durch die glühende Brennstoffsäule. An die Stelle des Dampfgebläses kann auch ein Flügelventilator treten und dann der Dampfkessel entfallen.

Sauggasanlagen: Das Dampfluftgemisch wird durch den Motor selbst durch die glühende Generatorfüllung hindurchgesaugt. Zur Dampfentwicklung wird Abwärme des Generators benutzt.

Gebälasesauggasanlagen: Ein hinter dem Generator angeordneter Flügelventilator saugt Gemisch von Dampf und Luft in den Generator hinein, indem er das im Generator entwickelte Kraftgas absaugt und dem Motor unter Druck zuführt.

¹⁾ Siehe die eingangs angegebene Literatur.

Zur Gaserzeugung aus bituminösen Kohlenarten scheinen Druckgas- und Gebläsegasanlagen mit Doppel- oder Zweifeuergeneratoren geeignet. In diesen Generatoren werden zwei Vorgänge gleichzeitig ausgeführt, einmal Gasentwicklung aus dem frisch zugeführten Brennstoffe (Destillation, bei der Kohlenwasserstoffe in Dampf- und Gasform entweichen und die Kohle verkocht wird) und andererseits Gasentwicklung durch Reduktion des Wasserdampfes und der durch vollkommene Verbrennung entstandenen Kohlensäure zu Wasserstoff und Kohlenoxyd. Die Trennung in genannte zwei Prozesse wird dadurch erreicht, daß der Gasabzug in der Mitte des Generators angeordnet wird. Der untere Teil wirkt wie früher beschrieben; in dem oberen Teil des Generators erfolgt die Verkokung in den oberen Brennstoffschichten. Die Kohlenwasserstoffe bzw. Teerdämpfe werden durch die mittleren glühenden Brennstoffschichten nach dem Gasabzug gesaugt und dabei in permanente Gase übergeführt. Wirkungsgrad von Generatoren für bituminöse Brennstoffe etwas geringer als von Einfeuergenerator, $\approx 70\%$. Am besten eignen sich Braunkohlenbriketts für diese Generatoren. Im allgemeinen haben die Sauggasanlagen die älteren Druckgasanlagen verdrängt, weil die ganze Anlage einfacher und in der Herstellung wie im Betriebe billiger ist. Bei den Sauggasanlagen ist die Stärke der Gaserzeugung ohne weiteres vom Gasverbrauch des Motors — d. h. von seiner Belastung — abhängig. Durch diese selbsttätige Regelung werden gewöhnlich besondere Gasbehälter oder Druckregler entbehrlich, bei großen Belastungsschwankungen allerdings Gasbehälter empfehlenswert. Fig. 286 Sauggasanlage in Ausführungsform der Gasmotorenfabrik Deutz.

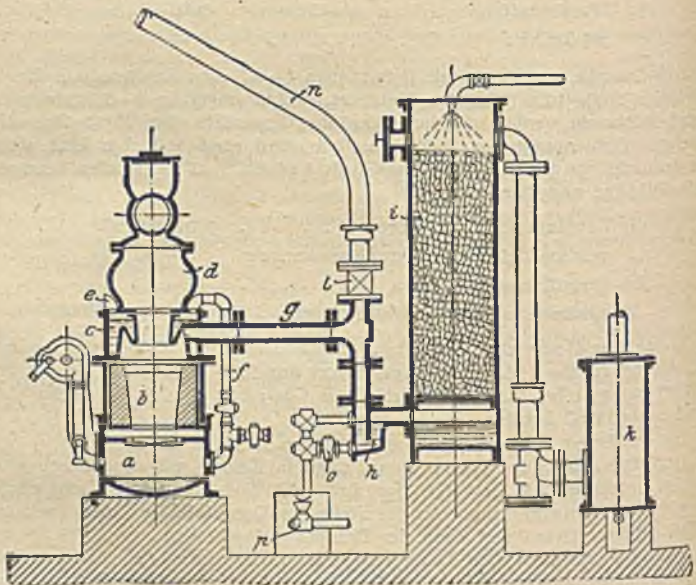


Fig. 286.

a bis g ist der eigentliche Generator, f ein Kokswäscher oder Skrubber (Naßreiniger), k ein Topf, in dem sich aus dem Skrubber mitgerisenes Rieselswasser niederschlagen kann. Hinter dem Naßreiniger vorteilhaft noch ein Trockenreiniger (Sägespähne). Von k aus führt ein Gasleitungsrohr zur Maschine. Ist die Anlage in Betrieb, so streicht bei e eingesaugte Luft über die Wasseroberfläche des mit Überlauf versehenen Verdampfers c, sättigt sich hier mit Wasserdunst und wird weiter durch das Rohr / in den Raum a unter den Rost geleitet. Von hier tritt sie in den mit glühendem Brennstoff gefüllten Schacht b, in dem die Gasbildung wie oben an-

gegeben erfolgt. Über *b* liegt ein mittels Hahn vom Fülltrichter abgeschlossener Kohlenbehälter *d*, aus dem Kohle entsprechend dem Brennstoffverbrauch nachrutscht. Das entwickelte Gas wird durch Rohr *g* dem Wäscher zugeführt.

Beim Inbetriebsetzen der Anlage wird der Hahn *l* geöffnet und *f* geschlossen, dann mit dem von Hand angetriebenen — in der Figur links vom Generator sichtbaren — Ventilator Luft durch *a*, *b*, *g*, *l* und *n* ins Freie getrieben, bis eine Probeflamme nicht mehr blau, sondern dunkelrot brennt und damit anzeigt, daß das entwickelte Gas brauchbar ist. Nun wird Hahn *l* geschlossen und *o* geöffnet, bis auch der Skrubber mit gutem Gas gefüllt ist, was wieder durch Probeflamme festgestellt wird. Hiernach wird die Luftzufuhr unterbrochen, der Hahn der Leitung *f* geöffnet und die Maschine in Betrieb gesetzt.

Zum Stilllegen der Anlage wird Hahn *l* geöffnet und *o* geschlossen. Dadurch füllt sich der Wasserverschluß *h* mit Rieselwasser des Skrubbers. Wasserüberschuß kann durch ein über *o* liegendes Rohr nach *p* ablaufen. Um während der Betriebspause die Brennstoffsäule im Generator in Rotglut zu erhalten, wird der Lufthahn am Rohre *f* geöffnet, der Durchgangshahn desselben dagegen geschlossen.

2. Flüssige Brennstoffe.

Flüssige Brennstoffe müssen vor ihrer Mischung mit Verbrennungsluft verdampft werden. Deshalb eignen sich diejenigen am besten, die schon bei mittlerer Lufttemperatur verdunsten (flüchtige Destillate des Rohpetroleums wie Benzin, Gasolin, Ligroin). Wird die Luft durch ein mit flüssigem Brennstoff dieser Art gefülltes Gefäß geleitet und so mit verdunstetem Brennstoff gesättigt, so spricht man von Verdunstungskarburatation, wird der Brennstoff mittels Düse oder dergleichen durch einen Luftstrom mitgerissen und zerstäubt, so wird dies als Einspritzkarburatation bezeichnet. Gegenwärtig fast nur noch Zerstäubungsvergaser angewandt; billiger, weniger feuergefährlich, vorteilhafter in Wirkung.

Mittlerer Heizwert des Benzins 11 000 Kal./kg, spezifisches Gewicht 0,670 bis 0,707 kg/l, Schwerbenzin 0,73 ÷ 0,74 kg/l. Siedepunkt zwischen 65 und 90° C. Zur Verbrennung von 1 kg Benzin sind etwa 17 cbm Luft erforderlich. Entzündungstemperatur der Ladung etwa 500—550° C, gebräuchliche Verdichtungsspannung 2—4 atm, Verpuffungsspannung 12—20 atm, mittlerer indizierter Kolbendruck 4—5,5 kg/qcm.

Benzol, aus Steinkohlenteer destilliert, siedet bei 80,5° C, Heizwert \approx 9500 Kal. spez. Gew. 0,885 kg/l.

Außer diesen leicht flüchtigen Brennstoffen werden im Motor auch solche mit höherem Siedepunkt, besonders Spiritus und Rohpetroleum ausgenutzt. Zur Vergasung dieser Stoffe ist ein besonders geheizter Verdampfer erforderlich oder aber Berührung mit genügend heißen Teilen des Zylinderkopfes. Mittlerer Heizwert von Rohspiritus (90 Volumprozent), 5700 Kal./kg, spezifisches Gewicht 0,83 kg/l, für 1 kg etwa 10 cbm Verbrennungsluft nötig. Zur Erhöhung des Heizwertes wird Spiritus neuerdings mit 10—50% Benzol angereichert (karburiert). — Mittlerer Heizwert von Rohpetroleum 10 000 Kal./kg, Siedepunkt über 150° C, für 1 kg etwa 20 cbm Verbrennungsluft erforderlich.

Paraffinöl aus Braunkohlenteer destilliert, dickflüssig, siedet bei 265° C. Heizwert 9800 Kal., spez. Gew. 0,850 ÷ 0,880. Es wird für Dieselmotoren verwendet, und zwar als alleiniger Triebstoff wie auch zur Einleitung der Verbrennung von schwerer brennbarem Teeröl als Treibstoff (sog. Zündöl).

Für Petroleum, Solaröl, Rohspiritus ist ungefähr: Entzündungstemperatur der Ladung 530—580° C, Verdichtungsspannung 3—5 atm (beim Dieselmotor 12—35 atm), Verpuffungsspannung 10—18 atm, mittlerer indizierter Kolbendruck 3,5—5 kg/qcm.

Versuche, Kohlenpulver in Motoren zu verbrennen, haben bis heute noch keine befriedigende Lösung gefunden.

C. Hauptmaße und Verbrauchszahlen der Motoren.

Es sei:

N = die Nennleistung eines Motors in PSe (gewöhnlich 0,75—0,85 der möglichen Höchstleistung).

n = die Anzahl der Umdr./min,

D = der Kolbendurchmesser in m,

s = der Kolbenhub in m,

$$V_0 = \frac{\pi}{4} D^2 \cdot s = \text{das Kolbenhubvolumen in cbm,}$$

$$V'_0 = \eta_v \cdot V_0 = \text{die wirklich angesaugte Gemischmenge im Normalzustande in cbm,}$$

L = der wirkliche Luftbedarf für 1 cbm (1 kg) Kraftstoff in cbm¹),

L_h = der wirkliche Luftbedarf eines Saughubes bei der Nennleistung N in cbm,

C_s = der stündliche Kraftstoffverbrauch für die Nennleistung N in cbm (1 kg),

C = dgl. für 1 PS_e Std.,

C_h = dgl. für einen Saughub,

h = der Heizwert für 1 cbm (1 kg) in Kal.,

$$\eta_v = \frac{V'_0}{V_0} = \text{der volumetrische Wirkungsgrad des Saughubes,}$$

$$\eta_w = \frac{N \cdot 75 \cdot 3600}{427 \cdot C_s \cdot h} \approx \frac{632 \cdot N}{C_s \cdot h} = \text{der wirtschaftliche Wirkungsgrad.}$$

Weiter ist für Viertaktmotoren:

$$C_s = \frac{N \cdot 75 \cdot 3600}{427 \cdot h \cdot \eta_w} = \frac{632 \cdot N}{h \cdot \eta_w},$$

$$C_h = \frac{N \cdot 75 \cdot 60 \cdot 2}{427 \cdot h \cdot \eta_w \cdot n} = \frac{21,08 \cdot N}{h \cdot \eta_w \cdot n},$$

$$L_h = \frac{C_s \cdot L}{30 \cdot n} = \frac{632 \cdot N \cdot L}{30 \cdot n \cdot h \cdot \eta_w} = \frac{21,08 \cdot N \cdot L}{n \cdot h \cdot \eta_w}$$

(Für Zweitaktmotoren sind die Werte von C_h und L_h durch 2 zu dividieren.)

1. Motoren für gasförmige Brennstoffe.

Während eines Saughubes wird die Ladung angesaugt: $V'_0 = C_h + L_h$.
Hierfür ist ein Kolbenhubvolumen nötig:

$$V_0 = \frac{\pi}{4} D^2 \cdot s = \frac{C_h + L_h}{\eta_v} = \frac{21,08 N(1 + L)}{n \cdot h \cdot \eta_w \cdot \eta_v}$$

Hieraus folgen die drei Gleichungen:

$$D = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \frac{21,08 \cdot N \cdot (1 + L)}{n \cdot h \cdot \eta_w \cdot \eta_v \cdot s}} = \sqrt{\frac{26,81 \cdot N \cdot (1 + L)}{n \cdot h \cdot \eta_w \cdot \eta_v \cdot s}} \quad (\text{in m}),$$

$$s = \frac{26,81 \cdot N \cdot (1 + L)}{n \cdot h \cdot \eta_w \cdot \eta_v \cdot D^2} \quad (\text{in m}), \quad n = \frac{26,81 \cdot N \cdot (1 + L)}{h \cdot \eta_w \cdot \eta_v \cdot D^2 \cdot s}$$

2. Motoren für flüssige Brennstoffe.

Bei diesen ist das Mischungsverhältnis von Brennstoff- zu Luftvolumen dem absoluten Werte nach erheblich kleiner als bei den gasförmigen Brennstoffen. Das Kraftstoffvolumen kann daher gleich 0 gesetzt werden.

¹⁾ Die eingeklammerten Maßeinheiten beziehen sich auf feste oder flüssige Kraftstoffe.

Durchschnittswerte für η_v :

Einlaßventil, gesteuert, „ klein	$\eta_v = 0,88-0,93$
„ „ „ groß	$\eta_v = 0,78-0,85$
„ selbsttätig, „ klein	$\eta_v = 0,80-0,87$
„ „ „ groß	$\eta_v = 0,65-0,75$
„ „ und mit Rippen-	
kühlung, „ sehr groß	$\eta_v = 0,50-0,65$

Durch Verdunstungskarburatoren wird η_v um 3—5% vermindert.

Die folgende Zusammenstellung gibt Durchschnittswerte für den Heizwert und den Luftbedarf der Kraftstoffe und Kraftstoffverbrauchszahlen für verschiedene Motorgrößen und Motorarten. Diese Zahlen setzen zeitgemäße Ausführung und geordneten Betrieb voraus. Der an der inneren Arbeitsleistung unbeteiligte Verbrauch von Zünd- und Heizlampen ist nicht berücksichtigt, dagegen ist der Verbrauch des kleinen Dampfkessels bei Druckgasanlagen mit Dampfkessel in den Zahlen enthalten. Bei Sauggasanlagen verstehen sich die Verbrauchangaben für feste Brennstoffe einschließlich 10—15% eines vollen Tagesverbrauchs für Anheizen und Rückbrand und mit Berücksichtigung des Wirkungsgrades des Generators. .

Kraftstoffe	Mittlerer Heizwert für 1 cbm (1 kg) h Kal.	Luftbedarf		Verbrauch C bei Motorbelastung gleich der Nennleistung für 1 PSe Std. (bezogen auf 760 mm Q.-S. und 15° C), wenn die Motorgröße N:										
		Theoretisch L_0 für 1 cbm (1 kg) cbm	Wirklich L für 1 cbm (1 kg) cbm	5 PSe		10 PSe		25 PSe		50 PSe		100 PSe und mehr		
				C cbm (kg)	η_{ic}	C cbm (kg)	η_{ic}	C cbm (kg)	η_{ic}	C cbm (kg)	η_{ic}	C cbm (kg)	η_{ic}	
Leuchtgas	arm	4500	5,5 bis 6,5	7,5 bis 10,0	0,70	0,20	0,63	0,22	0,58	0,24	0,54	0,26	0,525	0,27
	gewöhnlich	5000			0,63	0,20	0,57	0,22	0,52	0,24	0,48	0,26	0,47	0,27
	reich	5500	0,58	0,20	0,52	0,22	0,48	0,24	0,44	0,26	0,43	0,27		
Kraftgas	bezogen auf Anthrazit	6000	0,85 bis 1,0	1,1 bis 1,4	0,53	0,20	0,475	0,22	0,44	0,24	0,40	0,26	0,39	0,27
	„ „ dessen Gas	7500			0,65	0,13	0,58	0,15	0,50	0,17	0,45	0,19	0,40	0,21
	„ „ Koks	1250			3,0	0,17	2,7	0,19	2,4	0,21	2,2	0,23	2,1	0,24
Hochofengas	„ „ dessen Gas	7000	1,0 bis 1,2	1,4 bis 1,8	0,75	0,12	0,65	0,14	0,56	0,16	0,50	0,18	0,45	0,20
	„ „ „	1150			3,3	0,17	2,9	0,19	2,6	0,21	2,4	0,23	2,3	0,24
	„ „ „	950			—	—	3,7	0,18	3,3	0,20	3,0	0,22	2,8	0,24
Koksengas	„ „ „	4500	5,3	7,0	—	—	1,0	0,17	0,85	0,19	0,75	0,21	0,70	0,23
	„ „ „	10500	11,5	16—22	0,55	0,11	0,50	0,12	0,46	0,13	—	—	—	—
	„ „ „	10000	11,0	18—20	0,25	0,25	0,24	0,26	0,23	0,27	0,21	0,30	0,20	0,315
„ „ „	11000	11,5	15—20	0,30	0,19	0,28	0,21	0,25	0,23	—	—	—	—	
„ „ „	5700	6,0	8—12	0,50	0,22	0,46	0,24	0,42	0,26	—	—	—	—	

D. Ausführungsformen.

Fig. 284. Viertaktgasmotor für Betrieb mit Leucht-, Kraft-, Hochofen-, Koksengas usw. der Gasmotorenfabrik Gebr. Körting, A.-G., Körtingsdorf bei Hannover.

Rahmen, Wellenlager und Zylinderarm sind aus einem Stück gegossen, dadurch ruhige Leg. auf dem Fundament gewährleistet. Die Laufbüchse ist aus einem besonders harten und dichten Eisen hergestellt, auf der einen Seite durch Flansch, auf der andern durch Stopfbüchse so gegen den Wassermantel abgedichtet, daß Längsdehnungen der Büchse keine schädlichen Spannungen hervorrufen. Der lange Tauchkolben enthält im hinteren Teil sieben gußeiserne Spannringe, der vordere Teil nimmt die normal zur Zylinderachse gerichtete Komponente der Kolbenkraft auf und macht so den Kreuzkopf entbehrlich. Die hin und her gehenden Massen sind an den Kurbelarmen durch Gegengewichte ausgeglichen. Einlaßventil b und Auslaßventil c sind durch Nocken der Steuerwelle gesteuert und ringsum mit Wasser gekühlt. Mischventil m ermöglicht selbsttätige Herstellung einer in der Zusammensetzung stets gleichbleibenden Ladung, unabhängig von Belastung und Umlaufzahl der Maschine. Der Motor hat doppelte elektrische,

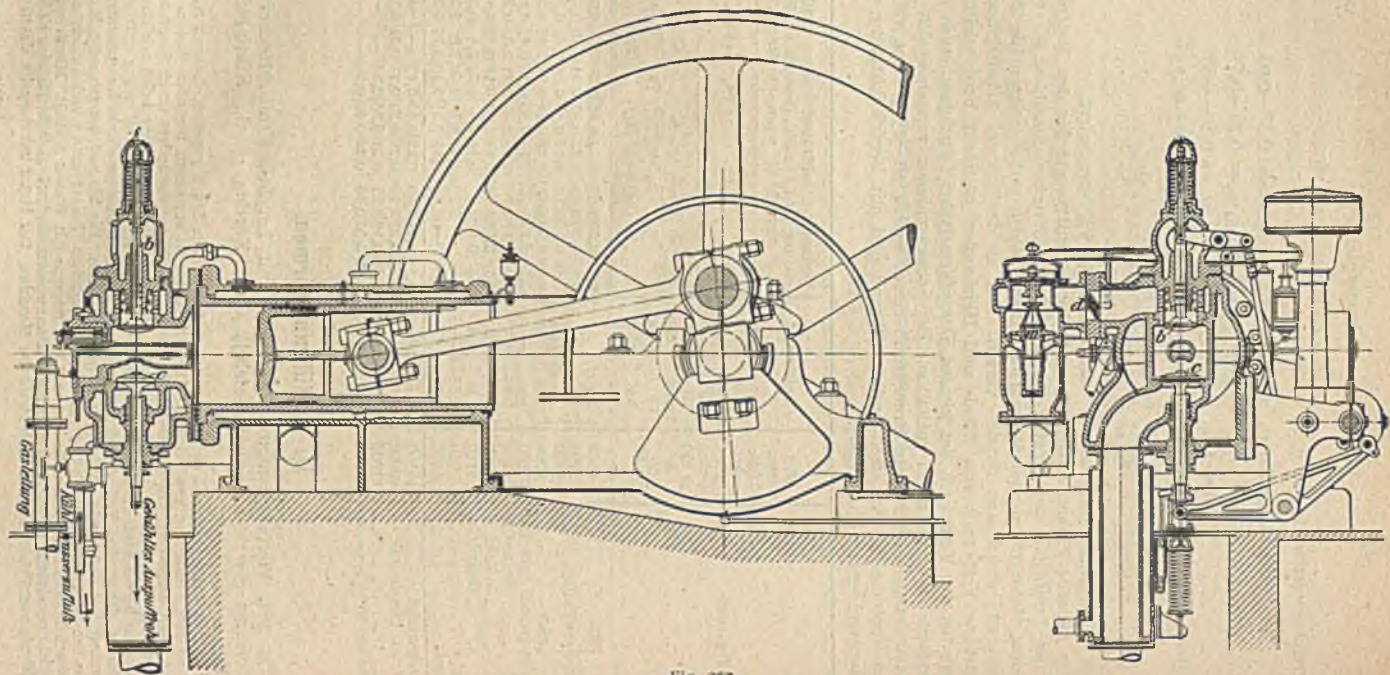


Fig. 287.

durch Magnetinduktor betätigte Zündung. Der Augenblick der Zündung ist während des Betriebes verstellbar. Der Ventilkopf besitzt einen Deckel, der leichte Reinigung des Verdichtungsraumes gestattet. Der Deckel trägt ein wassergekühltes Gefäß *a*, das den schädlichen Raum verkleinert und durch Kühlung des verdichteten Gemisches Vorzündungen verhindert. Der Regler der Maschine beeinflusst die Drosselklappe *d* und damit die in die Maschine eingelassene Gemischmenge — Füllungsregelung.

Fig. 285, Motor für flüssige Kraftstoffe, Bauart der Gasmotorenfabrik Deutz für Petroleum.

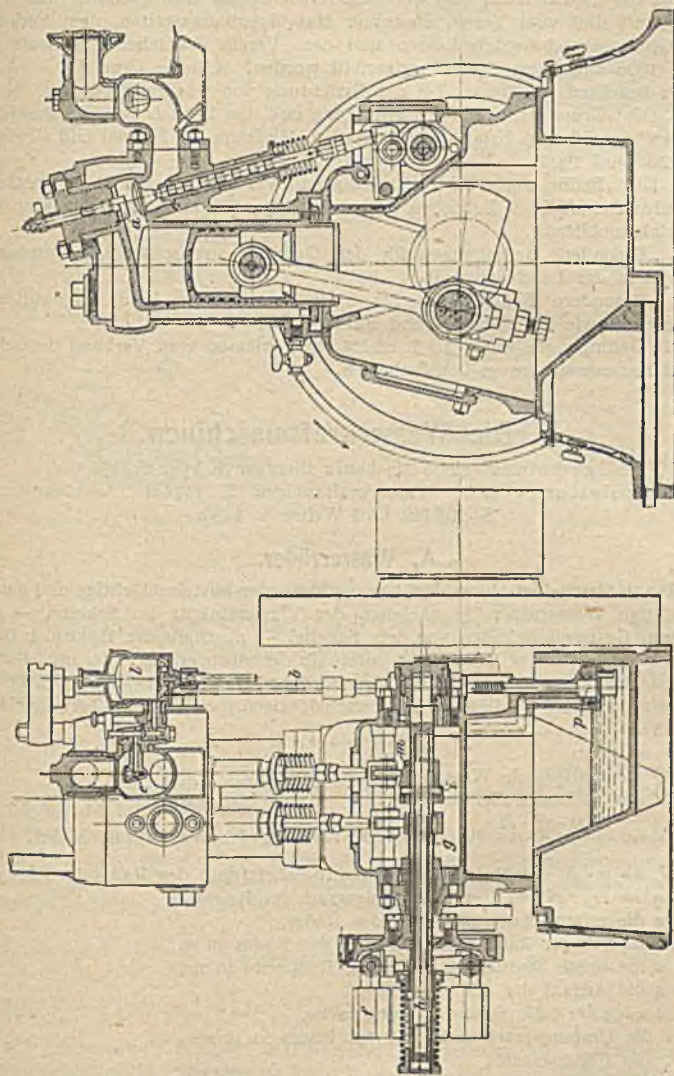


Fig. 288.

Der Motor ist für hohe Umlauffzahlen gebaut, besitzt magnetelektrische Zündung *a* — betätigt durch Welle *b* — und gesteuerte Ein- und Auslaßventile, welche, um den Verdichtungsraum günstig zu gestalten, schräg gelegt sind. Die Füllungsregelung erfolgt durch Veränderung

des Einlaßventilbubes, indem der Einlaßnocken m mittels der in der hohlen Steuerwelle g gelagerten Stange h durch den Regler f beeinflußt wird. Der Brennstoff, dessen Druckhöhe in der Zuleitung durch Schwimmer i konstant gehalten wird, bildet beim Austritt aus der Zerstäuberdüse e mit eingesaugter Luft das Verbrennungsgemisch. Das Kurbelgetriebe ist vollständig eingeschlossen, Umherspritzen von Öl nicht möglich. Das Öl wird von der tiefsten Stelle des Gehäuses mittels rotierender Ölpumpe p durch ein Sieb in einen Verteiler über dem Zylinderbock gedrückt, von wo es in sichtbarer und regelbarer Menge den einzelnen Bedarfsstellen zugeleitet wird.

Für die „Ausführung von Leistungsversuchen an Gasmaschinen und Gaserzeugern“ sind vom Verein deutscher Maschinenbauanstalten, dem Verband von Großgasmaschinenfabrikanten und dem Verein deutscher Ingenieure im Jahre 1906 allgemeine Regeln aufgestellt worden. Näheres siehe da.

Zu beachten sind ferner bei der Errichtung von Gaskraftanlagen:

1. Die „Grundsätze für die Einrichtung und den Betrieb von Sauggaskraftanlagen“ gemäß dem Erlaß des preußischen Ministers für Handel und Gewerbe vom 20. Juni 1904.

2. Die „Bedingungen für Aufstellung und Verwendung von Benzinmotoren in landwirtschaftlichen Betrieben“ (diese Bedingungen erstrecken sich auch auf Motorlokomobilen).

3. „Besondere Bedingungen für den Gebrauch transportabler Petroleummotoren in der Landwirtschaft.“

4. „Besondere Bedingungen für Spiritusmotoren in landwirtschaftlichen Betrieben, sowie im Gewerbe- und Fabrikbetrieb.“

Die Bedingungen unter 2., 3. und 4. sind erlassen vom Verband deutscher Privat-Feuerversicherungs-Gesellschaften.

X. Die Wasserkraftmaschinen.¹⁾

Allgemeines: siehe Mechanik flüssiger Körper S. 151 ff.

Wasserzuleitung: siehe Wasserkraftanlagen S. 1174 ff., Gewässerkunde S. 1083 ff. und Wehre S. 1130.

A. Wasserräder.

Man unterscheidet oberflächliche, rücken- oder mittelschlächliche und unterschlächtige Wasserräder, je nachdem der Wassereintritt im Scheitel — bei größeren Geschwindigkeiten vor dem Scheitel — oberhalb der Höhe der Radachse, oder in gleicher Höhe, oder unterhalb derselben erfolgt. Bei mittel- und rückenschlächtigen Wasserrädern Wasserzuführung durch besonders geformte Einlaufvorrichtung (Kulisse), bei unterschlächtigen meist durch Überfalleinlauf. Fig. 289.

Es sei:

Q die zufließende Wassermenge in cbm/sek,

H das wirksame Gefälle in m,

$N = \frac{1000 \cdot Q \cdot H}{75}$ die verfügbare Leistung der Wasserkraft in PS,

$N_e = \eta \cdot N$ die Nutzleistung (effektive Leistung) des Rades in PS,

$\eta = N_e : N$ der Gesamtwirkungsgrad des Rades,

n die minutliche Umlaufzahl des Rades,

$D = 2R$ der äußere Durchmesser des Rades in m,

a die lichte Radtiefe, b die lichte Radbreite in m,

z die Anzahl der Schaufeln,

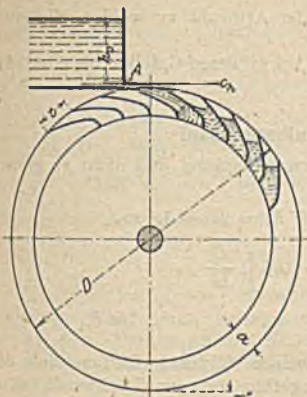
$t = \pi D : z$ die Schaufelteilung in m,

u die Umfangsgeschwindigkeit des Rades in m/sek,

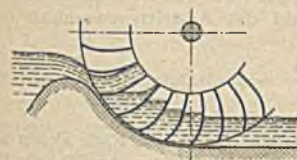
ϵ_1 die Füllungszahl,

g die Beschleunigung durch die Schwere = 9,81 m/sek.

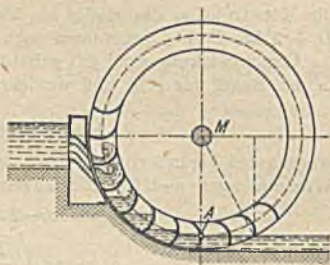
¹⁾ Siehe auch C. v. Bach, Wasserräder; Pfarr, Turbinen für Wasserkraftbetrieb; Wagenbach, Turbinenanlagen; Müller, Franzisturbinen.



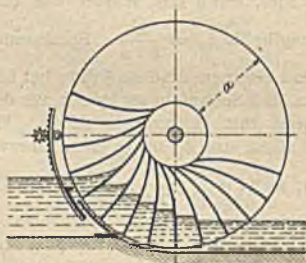
Oberschlächtiges Wasserrad.



Wasserrad mit Überfalleinlauf.



Wasserrad mit Kullseineinlauf.



Wasserrad mit Spannschützen.

Fig. 289.

1. Oberschlächtige Wasserräder.

Je nach verfügbarem Gefälle $u = 1,5$ bis $2,5$ m/sek. Dem mittleren Wasserfaden A am Austrittsquerschnitt gebe man eine horizontale Geschwindigkeitskomponente $c_h \cong 2,5 \sqrt{u}$, sinkt nach Parabel. Die hierfür erforderliche Druckhöhe h_0 ist

$$h_0 = (1 + \zeta') \frac{c_h^2}{2g},$$

worin der Widerstandsbeiwert ζ' je nach mehr oder weniger sorgfältiger Ausführung des Einlaufs $0,1-0,15$.

Freihängen des Rades über Unterwasserspiegel je nach zu erwartendem Steigen des Unterwassers $x'' = 0,03-0,10$ m. Dicke der Einlaßschaufel $\delta = 5$ bis 8 mm, Spielraum x_0 zwischen Radumfang und Unterkante Einlaßblech bei eisernen Rädern $\infty 5$ mm, bei hölzernen Rädern $\infty 15$ mm.

$$\text{Raddurchmesser } D = H - \left(1,1 \frac{c_h^2}{2g} + 0,2\right) \text{ bis } H - \left(1,1 \frac{c_h^2}{2g} + 0,1\right),$$

$$\text{Radtiefe } a = \frac{1}{6} \sqrt[3]{H} \text{ bis } \frac{1}{4} \sqrt[3]{H}, \text{ Radbreite } b = \frac{Q}{a u \varepsilon_1}, \varepsilon_1 = \frac{1}{4} \text{ bis } \frac{1}{2}.$$

Ist b größer als $1,7$ m, so ist mittlerer Kranz, mindestens aber Unterstützung des Radbodens nötig. Strahlbreite b_0 ist $b_0 = b - 0,4$ bis $b - 0,2$ für Räder ohne Mittelkranz und $0,5 b_0 = 0,5 b - 0,4$ bis $0,5 b - 0,2$ für Räder mit Mittelkranz zu wählen. Schaufelteilung so, daß der Wasserstrahl beim Einlauf nur $\frac{1}{4}-\frac{2}{3}$ der Teilung ausfüllt. Schaufelzahl $z = \pi D : t$; z ist mit Rücksicht auf

die Konstruktion des Rades als Vielfaches der Armzahl zu wählen, die etwa $D + 2$ bis $D + 3$ genommen wird.

Gesamtwirkungsgrad gut gebauter Räder bei größeren Gefällen bis $\eta = 0,80$, in der Regel nur 0,70 und weniger.

2. Wasserräder mit Kullseneneinlauf

werden bei veränderlichem Ober- und Unterwasserspiegel und nicht zu großen Wassermengen und Gefällen angewendet:

$$u = 1,6 - 2,2 \text{ m/sek}, \quad D = H + 3,5 \text{ m},$$

$$a = 0,4 \sqrt[3]{\frac{D}{H}} \quad \text{bis} \quad 0,5 \sqrt[3]{\frac{D}{H}},$$

$$t = 0,5 a \text{ bis } 0,7 a, \quad b = \frac{Q}{a u \varepsilon_1}, \quad \text{wenn } \varepsilon_1 = \frac{1}{3} \text{ bis } \frac{2}{3}.$$

Schaufel und Armzahl wie bei oberflächlichen Rädern. Bintauchtiefe des Rades, wenn das Wasser von demselben ungefähr mit der Geschwindigkeit u

wegfließt, $a_1 = \frac{Q}{b \cdot u}$. Spielraum zwischen steinernem Mantel — sog. Kropf — und eisernem Rad ≈ 5 mm, bei hölzernen Rädern mehr. Schaufelform möglichst so, daß Schaufeln senkrecht aus dem Wasser austreten (Evolventen an Grundkreis mit Halbmesser MA). Mittlerer Punkt des Austrittsquerschnitts der Kullisse um h_1 unter dem Oberwasserspiegel.

$h_1 = (1 + \zeta') \frac{c^2}{2g}$; worin $\zeta' = 0,12$ bis $0,15$. c = absolute Eintrittsgeschwindigkeit in das Rad. Stärke des Kulissenbleches 5—8 mm.

Ein- und Austrittsverluste sind im allgemeinen bei diesem Rade kleiner als beim oberflächlichen. Gesamtwirkungsgrad bei sorgfältiger Ausführung bis $\eta = 0,85$.

3. Wasserräder mit Überfalleinlauf.

$$u = 1,4 \text{ bis } 1,7 \text{ m/sek}, \quad D = 3H \text{ bis } 4H.$$

Räder nach Zuppinger (a groß, Schaufeln tauchen weit in das Innere der Räder, senkrecht austreten aus dem Wasser aufgegeben) $u = 1,1$ bis $1,3$ m/sek. $D = 2(H + a_1 + 0,7$ bis $1,2)$ m, Bintauchtiefe $a_1 = 0,3$ bis $0,5$ m, Füllungszahl $\varepsilon_1 = 0,5$.

Gesamtwirkungsgrad $\eta = 0,65$ bis $0,78$.

4. Wasserräder mit Spannschütze

sind als Räder mit Kullseneneinlauf zu behandeln. Ihr Wirkungsgrad jedoch im allgemeinen geringer als der der übrigen Räder, da meist als reine Stoßräder mit geraden Schaufeln ausgebildet. Für Poncelet-Räder (Schaufeln gekrümmt) ist:

$$u = 0,55 \sqrt{2gH}, \quad D = 4H, \quad \varepsilon_1 = 0,5, \quad a = 0,75 \text{ bis } 1,2 \text{ m}, \quad t = 0,3H.$$

Wirkungsgrad $\eta < 0,7$.

Für gewöhnliche Stoßräder kann $u = 0,4 \sqrt{2gH}$ und D bis zu 6 m gewählt werden. Wirkungsgrad η ist meist kleiner als 0,35.

B. Wasserturbinen.

Allgemeine Grundlagen.

Arbeitsvorgänge in der Turbine durch Druckhöhen, Geschwindigkeitshöhen (in m Wassersäule) und die Geschwindigkeiten (m/sek) selbst kenntlich gemacht:

Druckhöhe $h = \frac{p}{\gamma}$. $p = 1 \text{ kg/qcm} = 10 \text{ m Wassersäule}$. γ spezifisches Ge.

wicht kg/cbm. Geschwindigkeitshöhe $h = \frac{v^2}{2g}$, Geschwindigkeit $v = \sqrt{2gh}$.
 Widerstands- (Verlust)-Höhe hierzu $h_r = \zeta \frac{v^2}{2g}$. Arbeitsvermögen (mkg/sek) der sekundlichen Wassermenge Q (cbm/sek) im Höhenunterschied H (verlustfrei) $A = Q\gamma H$, allgemein $A = Q\gamma(1 - \mu - \rho)H = Q\gamma\epsilon H$. γ spezifisches Gewicht = 1000 kg/cbm, ϵ hydraulischer Wirkungsgrad; $\mu H = \frac{w_2^2}{2g}$ Geschwindigkeitshöhe des Abflusses (die des zufließenden Wassers in H inbegriffen);
 $\rho H = H_r = \sum \zeta \frac{v^2}{2g}$ Verlusthöhen für Reibung, Wirbel, Stoß.

Kraftwirkung und Arbeit des strömenden Wassers — Strahlendruck — Aktionswirkung (verlustfrei nach Reibung und Wirbel).

Fig. 290. Führungsfläche ruhend.

Aus der Flichkraftwirkung infolge der Krümmung abgeleitet:

$$X = \frac{a h \gamma}{g} w_1^2 (\cos \beta_2 + \cos \beta_1)$$

$$= \frac{q \gamma}{g} w_1 (\cos \beta_2 + \cos \beta_1),$$

$$Y = \frac{q \gamma}{g} w_1 (\sin \beta_2 - \sin \beta_1),$$

$q = a b w_1$ sekundliche Wassermenge. Charakteristisch ist, daß die Geschwindigkeit w_1 gleich groß bleibt.

Sonderfall:

$$\beta_2 = \beta_1 = 0,$$

$$X = 2 \frac{q \gamma}{g} w_1, \quad Y = 0.$$

Fig. 291. Ablenkungsfläche in X -Richtung bewegt.

$$X = \frac{q \gamma}{g} v (\cos \beta_2 + \cos \beta_1),$$

$$Y = \frac{q \gamma}{g} v (\sin \beta_2 - \sin \beta_1).$$

v Relativgeschwindigkeit des Strahls zur Schaufel, mit u zu den absoluten Ein- und Austrittsgeschwindigkeiten nach Geschwindigkeitsparallelogramm zusammengesetzt.

Arbeitsvermögen der Schaufel

$$A = X u = q \gamma \left(\frac{w_1^2}{2g} - \frac{w_2^2}{2g} \right)$$

$$= A_1 (1 - \mu).$$

A_1 die im Strahl mit w_1 enthaltene Arbeitsfähigkeit.

Fig. 292 gibt verschiedenes Verhalten von A und X in Abhängigkeit von u bei verschiedenen Winkeln β_1 und δ_1 (Strichpunkt — A — Linie mit festem δ_1 wegen der Stoßverluste tiefer als die mit anschmiegenderem δ_1).

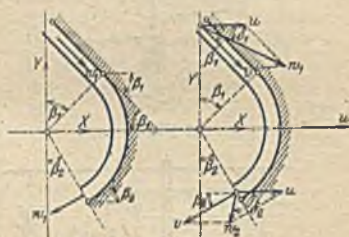


Fig. 290.

Fig. 291.

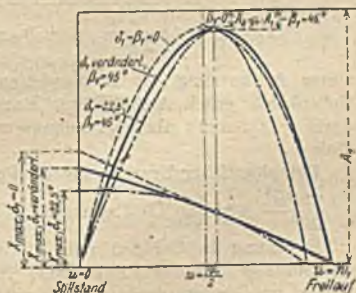


Fig. 292.

Stoßwirkung Fig. 293.

Wasser als unelastisch betrachtet. Bei ruhender Fläche $S = \frac{q\gamma}{g} w_1$, also halb so groß wie für Ablenkung mit $\beta_1 = \beta_2 = 0$. Fläche bewegt:

$$S = \frac{q\gamma}{g} (w_1 - u), \quad A_s = \frac{q\gamma}{g} (w_1 - u) u.$$

Druck- und Geschwindigkeitsverhältnisse in durchströmten Gefäßen (verlustfreies Strömen). Fig. 294.

Gleichförmigkeitsbedingung:

$$q = v_0 f_0 = v_1 f_1 = v_2 f_2 \quad \frac{v_0^2}{2g} + h_0 + h_v = \frac{v_1^2}{2g} + h_1 + \gamma = \frac{v_2^2}{2g} + h_2.$$



Fig. 293.

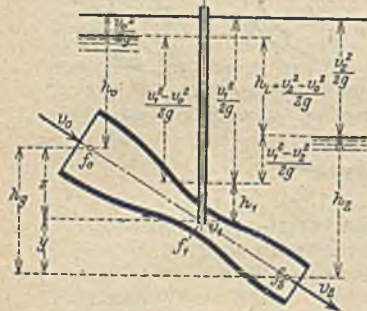


Fig. 294.

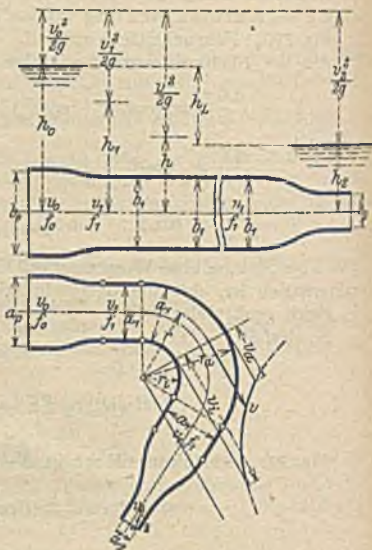


Fig. 295 u. 296.

Bei Punkt 2 tritt gegen Punkt 1 eine Rückbildung von Druckhöhe ein. Es wird $h_1 = 0$ (Punkt 1) für

$$v_1 = \sqrt{2g \left(\frac{v_0^2}{2g} + h_L + h_2 - h_v \right)} = \sqrt{2g \left(\frac{v_0^2}{2g} + h_2 - \gamma \right)}.$$

Unter Ausnutzung des Atmosphärendrucks kann v_1 noch größer werden, h_1 Unterdruck gegen Atmosphäre. Entscheidend für q ist jedoch nur f_2 und h_L sowie $f_0 : f_2$, nicht aber f_1 , solange noch nicht $h_1 \geq -\mathcal{Q}$ ($\mathcal{Q} = 10$ m Wassersäule).

Bei plötzlicher Erweiterung im Punkt 1 auf f_2 geht infolge Stoßes die Höhe $(v_1 - v_2)^2 / 2g$ verloren (Wirbelungen, Wärmeumsatz), um die h_2 kleiner wird.

Strömung in Gefäßen mit gekrümmter Achse (Fig. 295/296) ergibt ungleichmäßige Geschwindigkeiten: An der Krümmungsstelle zunehmender Druck von innen nach außen, mithin abnehmende Geschwindigkeiten nach Hyperbel.

$$v r = \text{konst.}$$

$$r_i = \varrho a_1, \quad \frac{r_a}{r_i} = \frac{1 + \varrho}{\varrho}$$

$$v r = v_1 \frac{a_1}{\ln \frac{1 + \varrho}{\varrho}} = v_1 r_1.$$

Grenzen des querschnittfüllenden Fließens

$$v_{\max} = \sqrt{2g \left(h_0 + \frac{v_0^2}{2g} + \mathcal{U} \right)} = \sqrt{2g \left(h_1 + \frac{v_1^2}{2g} - \mathcal{U} \right)}.$$

Der v_{\max} und $(h) = \mathcal{U} - h = 0$ entsprechende Halbmesser r_0 bestimmt aus $r_0 v_{\max} = r_1 v_1$.

Fig. 297. 3 Fälle der Strömung im gekrümmten Querschnitt.

Kraft und Arbeitsvermögen des Reaktionsdrucks (verlustfrei nach Reibung und Wirbel). Ausgangspunkt der Formeln ist der Satz der Bewegungsgrößen $P dt = m dv$. Reaktionsdruck = Beschleunigungsdruck ist zu erklären aus der Verminderung der hydrodynamischen Druckhöhen gegenüber den hydrostatischen gegen die Gefäßwände.

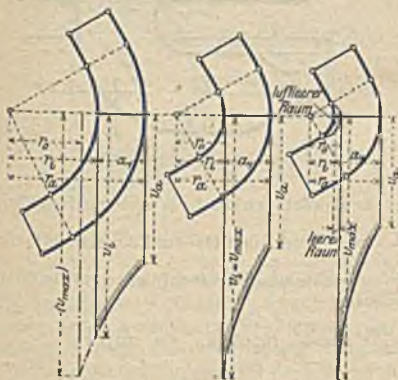


Fig. 297.

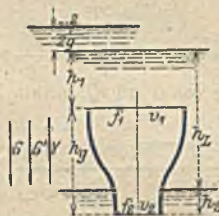


Fig. 298.

Fig. 298. Gefäß in Ruhe, senkrechter Durchfluß, ergibt

$$\frac{v_2^2}{2g} + h_2 = \frac{v_1^2}{2g} + h_1 + h_0$$

oder

$$h_L = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} = h_1 + h_0 - h_2.$$

Reaktionskraft Y ist Differenz zwischen senkrechtem Druck auf die Gefäßwände bei geschlossenem Boden und dem beim Strömen:

$$Y = G - G' = \frac{q\gamma}{g} (v_2 - v_1)$$

nach oben wirkend.

$\frac{v_1^2}{2g}$ Nachfüllgeschwindigkeitshöhe. Belanglos ist hierbei (entgegen der Strahl-druckvorgänge), ob Ein- und Ausströmen unter Druck erfolgt oder nicht; im letzteren Falle lediglich $h_1 = h_2 = 0$ zu setzen.

Fig. 299, wagerechter Durchfluß, Gefäß in Ruhe:

$$G = f_2 h_2 \gamma - f_1 h_1 \gamma = -(f_1 - f_2) h_1 \gamma - \frac{q\gamma}{v_2} \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}.$$

$$G' = - \left[(v_1 - v_2) h_1 \gamma - \frac{q \gamma (v_2 - v_1)^2}{v_2 \cdot 2g} \right]$$

$$X = G - G' = - \frac{q \gamma}{g} (v_2 - v_1) .$$

Alle drei Größen nach links wirkend (— Zeichen). Fällt die linke oder rechte Trennwand (Gefäß in der bleibenden fest), so ändert sich im ersten Falle an den Richtungen nichts, im letzteren wird X positiv, also nach rechts wirkend. X behält denselben Ausdruck.

Fig. 300. Senkrechtes Einströmen, wagerechtes Ausströmen, Gefäß in Ruhe. Senkrechte Einströmgeschwindigkeit von v_1 auf $v = 0$ verzögert, mithin Ver-

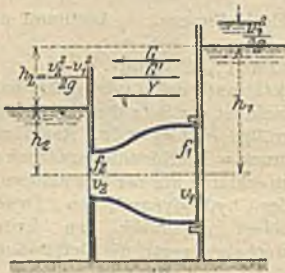


Fig. 299.

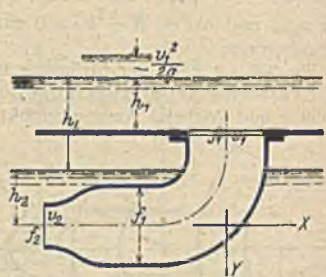


Fig. 300.

zögerungskraft $Y = - \frac{q \gamma}{g} v_1$ senkrecht abwärts wirkend. Wagerecht Beschleunigung von 0 auf v_2 , mithin $X = \frac{q \gamma}{g} v_2$. Sind Eintritts- und Austrittsöffnung gegen Wagerechte und Senkrechte geneigt (Fig. 301), kommt

$$Y = \frac{q \gamma}{g} (v_2 \sin \beta_1 - v_1 \sin \beta_1) .$$

$$X = \frac{q \gamma}{g} (v_2 \cos \beta_2 + v_1 \cos \beta_1) .$$

Derartige Zellen aneinandergereiht ergeben das Laufrad einer Reaktionsturbine. Die senkrechten Projektionen der Zellöffnungen, die Stoßverluste bedingen würden, heben sich dabei heraus.

Fig. 302. Reaktionszelle wie vorher, mit Geschwindigkeit u in Richtung X bewegt. Beziehungen wie vorher, wenn v_1 und v_2 als Relativgeschwindigkeiten aufgefaßt werden. Diese mit u zur absoluten Ein- und Austrittsgeschwindigkeit w_1 und w_2 zusammengesetzt.



Fig. 301.

$$\frac{w_1^2}{2g} + h_1 = H = \frac{w_2^2}{2g} + \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \left\{ \begin{array}{l} \text{Gleichung der} \\ \text{Gefällenaufteilung} \end{array} \right.$$

h_1 Spaltüberdruck.

Relativgefälle H_r für das Durchdrücken des Wassers durch die Zelle

$$H_r = \frac{v_1^2}{2g} + h_r = \frac{v_2^2}{2g} = H - \left(\frac{w_1^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right) .$$

$$A = X u = \frac{q \gamma}{g} (v_2 \cos \beta_2 - v_1 \cos \beta_1) u .$$

$$A = A_1 - A_2 .$$

A_2 , der Austrittsverlust, niedrig gehalten durch klein β_2 , entsprechend klein $\frac{w_2^2}{2g}$.

Zur Darstellung von X und A abhängig von u muß Gefällaufteilung vorgenommen werden. Entgegen der Freistrahlschaufel treten Stoßkräfte auf für $w' \geq u$, herrührend von der Verschiedenheit der tatsächlichen Leitschaufelaustrittsgeschwindigkeit $w_{(0)} \geq (w_0 = w_1)$ [w_1 absolute Laufschaufel Eintrittsgeschwindigkeit]. Die Stoßkräfte zerlegen sich in Komponenten Richtung X und Richtung v_1 , diese beiden Größen dabei vergrößernd oder verringern. Beispiel Fig. 303 unter Zugrundelegen von $H = 4$ m, $h_1 = 1,75$ m $\beta_1 = 90^\circ$.

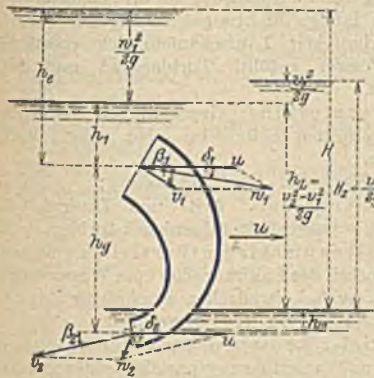


Fig. 302.

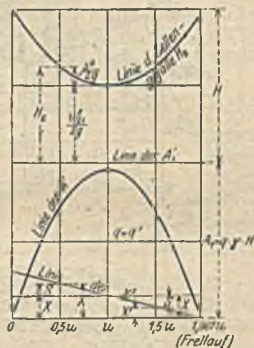


Fig. 303.

$\beta_1 = 20^\circ$. $\beta_1 \geq 90^\circ$ macht H_x , X' und A' Linie unsymmetrisch und bringt außer den direkten Stoßkräften S noch mittelbare aus Beschleunigung oder Verzögerung der v_1 herrührende Stoßdrücke. $v_{(1)}$ und $v_{(2)}$ sind die tatsächlich sich einstellenden Ein- und Austrittsgeschwindigkeiten der Laufzelle.

Winkel β_1 ist grundlegend für die Größe von u — Langsam-, Normal-, Schnell-

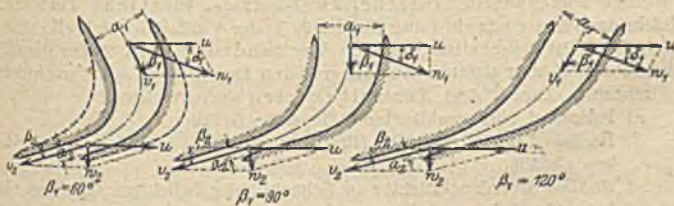


Fig. 304.

läufer — siehe Fig. 304; dabei gleichen Austrittsverlust $\frac{w_2^2}{2g}$ und Eintrittswinkel vorausgesetzt.

Einteilung und Ausführungsarten. Bezeichnungen.

Man unterscheidet die Turbinenarten

a) Nach der Wasserwirkung:

Überdruck-, Reaktionsturbinen. Beim Eintritt in das Laufrad ist noch nicht das gesamte Nutzgefälle in Geschwindigkeit umgesetzt, im Spalt ist noch Überdruck vorhanden, der auf Vergrößerung der Relativgeschwindigkeit

im Laufrad hinwirkt. Arbeitsleistung durch Änderung von Größe und Richtung dieser Relativgeschwindigkeit. h_e und h_a (Fig. 305) sind in weiten Grenzen beliebig, es muß nur der Zusammenhang der Wasserführung gewahrt werden. Daher h_a etwa 7 m. Leit- und Laufschaufeln vollständig mit Wasser gefüllt.

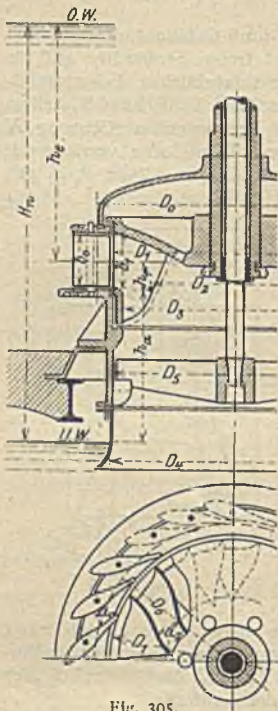


Fig. 305.

Weitere Einteilung in einfache, zwei-, drei-, vierfache Turbinen, je nachdem das Wasser nur ein Laufrad oder 2, 3 oder 4 auf gleicher Welle durchströmt (Parallelschaltung) und in Verbundturbinen, 2 Turbinen hintereinander geschaltet (letztere nur bei größeren Druckhöhen zur Verminderung der Drehzahl). Zurzeit drei Normalbauarten vorherrschend:

a) Peltonrad (Freistrahlturbine) für hohe Gefälle.

β) Radiale Überdruckturbine (Franzisturbine) mit Spiralgehäuse für mittlere Gefälle.

γ) Radiale Überdruckturbine in Schacht oder beliebiges Gehäuse eingebaut für kleinere Gefälle.

d) Nach der Drehzahl. Langsam-, Normal-, Schnellläufer. Bei radialer Überdruckturbine entsprechen diesen drei Arten besonderen Laufradbauarten. Kennziffer (Charakteristik) siehe später, S. 982/83.

e) Regulierturbinen heißen die Turbinen mit wassersparenden Regeleinrichtungen, im Gegensatz zu solchen mit Nebenauslässen oder Flüssigkeitsbremse.

Es bezeichne:

$Q = qz$ Gesamtwassermenge, q Menge für 1 Gefäß in cbm/sek.

H Gesamtgefälle, H_n Nutzgefälle an Turbine, H_z Laufradgefälle in m.

ρH Verlusthöhe der Reibungswiderstände, Wirbel (ρ Reibungsverlust).

$u H$ Abflußgeschwindigkeitshöhe (μ Austrittsverlust).

$A = A_1 - A_2$ an die Radschaufel abgegebenes Arbeitsvermögen, A_1 Gesamtarbeitsvermögen, A_2 beim Austritt verloren gehende Arbeit,

Druck-, Freistrah-, Aktionsturbinen. Beim Austritt aus dem Leitapparat (Leitrad, Düse) ist das gesamte Nutzgefälle in Geschwindigkeit umgesetzt, kein Überdruck mehr. Arbeitsleistung durch Strahldruck auf die Schaufeln (oder Löffel) infolge Richtungsänderung der Relativgeschwindigkeit. Laufschaufeln nicht vollständig mit Wasser gefüllt, Turbinenrad muß freihängen.

Grenzturbine: Grenzfall mit vollständig wassergefüllten Schaufeln, aber sonst Druckturbine.

b) Nach der Beaufschlagung:

Vollturbinen. Leit- und Laufrad vollständig wassergefüllt (Überdruckturbine).

Teilbeaufschlagte (Partial-) Turbinen. Nur ein Teil der Laufradzellen vom Wasser durchströmt, auch Leitradzellen abschaltbar.

c) Nach dem Wasserweg:

Axial-, Radial- oder Kegelturbine, je nachdem Wasserführung parallel, senkrecht (radial) oder schräg zur Drehachse. Tangentialrad, Strahl bildet Berührende zum Radumfang (Löffelrad-Peltonturbine). Letztere und Radialturbinen werden jetzt fast ausschließlich gebaut. Anordnung mit stehender oder liegender Welle, Wasserführung zum Laufrad von innen oder außen, von unten oder oben (stehende Welle).

- u Arbeitsgeschwindigkeiten (Umfangsgeschwindigkeiten),
 w die absoluten Wassergeschwindigkeiten in Leit- und Laufrad und Saugrohr,
 v die relativen Wassergeschwindigkeiten im Laufrad (relativ zum Gefäß),
 $f = a \cdot b$ die Querschnitte, z die Anzahl der Zellen,
 D die mittleren Durchmesser der Radein- und -austrittsquerschnitte sowie des Saugrohres,
 β Winkel zwischen Arbeits- und Relativgeschwindigkeit,
 δ Winkel zwischen absoluter und Arbeitsgeschwindigkeit;
 der Zusatz 0 Größen des Leitradaustritts,
 „ „ 1 „ „ Laufradeintritts,
 „ „ 2 „ „ Laufradaustritts,
 „ „ 3 „ „ Saugrohereintritts,
 „ „ 4 „ „ Saugrohraustritts,
 h_s Höhenunterschied zwischen Oberwasserspiegel (O. W.) und Leitradaustritt — Eintrittshöhe,
 h_a Höhenunterschied zwischen Laufradaustritt und Unterwasserspiegel (U. W.) — Austrittshöhe,
 c_s Zuflußgeschwindigkeit im Obergraben,
 c_a Abflußgeschwindigkeit im Untergraben,
 $n = \frac{60 u_1}{\pi D_1}$ die minutliche Drehzahl.

Radiale Strahlmaschine.

Als Strahlmaschine wird heute nur noch die radiale mit innerem Zutritt gebaut — Schwammkrugmaschine — (die axiale Bauweise ist verlassen) und auch nur noch für große Gefälle und kleine Wassermengen, um die Drehzahl herabzudrücken — als teilbeaufschlagte Maschine gestattet sie freie Wahl des Durchmessers. Zur Strahldruckgleichung S. 1959, treten die Einflüsse aus dem Übergang von u_1 auf u_2 .

Es ist:

$$v^2 - u^2 = v_1^2 - u_1^2 = v_2^2 - u_2^2,$$

Drehmoment

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{q \gamma}{g} [r_1 (v_1 \cos \beta_1 + u_1) + r_2 (v_2 \cos \beta_2 - u_2)] \\
 &= \frac{q \gamma}{g} (r_1 w_1 \cos \delta_1 - r_2 w_2 \cos \delta_2),
 \end{aligned}$$

Arbeitsleistung

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{q \gamma}{g} (u_1 v_1 \cos \beta_1 + u_2 v_2 \cos \beta_2 + u_1^2 - u_2^2) \\
 &= \frac{q \gamma}{g} (u_1 w_1 \cos \delta_1 - u_2 w_2 \cos \delta_2) = q \gamma (1 - \mu - \varrho) H.
 \end{aligned}$$

Fig. 306 gibt für eine innere Radialmaschine den absoluten Wasserweg. Wenn dieser eine Gerade, ist keine Arbeitsabgabe möglich.

Anhalt für Größenbestimmung:

$$\mu = 0,02 \div 0,04,$$

$$w_1 = \sqrt{2g(1 - \varrho_0 - \varrho_1) h_m}.$$

wobei h_m manometrische Druckhöhe der Druckrohrleitung vor dem Leitapparat, $\varrho_0 \approx 0,1$ der durch Reibungswiderstände bei Bildung von w_0 verbrauchte Gefälleanteil, $\varrho_1 \approx 0,02$ der vom Leitapparataustritt bis Laufradeintritt durch Luftreibung usw. verbrauchte Gefälleanteil.

$$u_1 \approx \frac{w_1}{2} \approx 0,47 \sqrt{2g h_m}.$$

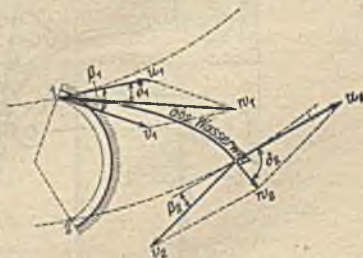


Fig. 306.

Mit der meist vorgeschriebenen Drehzahl n ergibt sich $D_1 = \frac{60 u_1}{\pi n}$. D_2 wird aus Schaufelform entwickelt, meist $D_2 = 1,2 \div 1,4 D_1$. Leitschaufelquerschnitt $F_0 = \frac{Q}{w} = z_0 f_0$. F_0 bis etwa 0,5 qdcm. Fließwiderstände im Laufrad $\zeta \frac{v_2^2}{2g} = (0,06 \div 0,1) \frac{v_2^2}{2g} \approx 0,02 \div 0,044 h_m$ d. h. $\varrho_2 = 0,02 \div 0,05$.

Breite des Laufrads $b_1 = b_0 + (10 \div 40) \text{ mm}$, $b_2 = 2 b_1$ bis $3 b_1$. Bei mehreren Düsen gleichmäßige Verteilung auf den Umfang, um einseitige Wellenbelastung zu vermeiden.

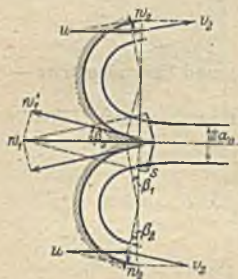


Fig. 307.

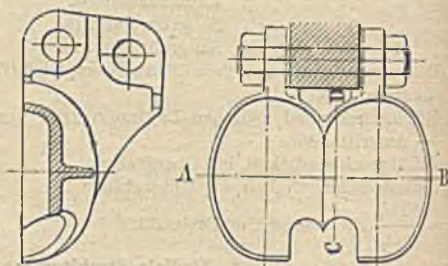


Fig. 308.

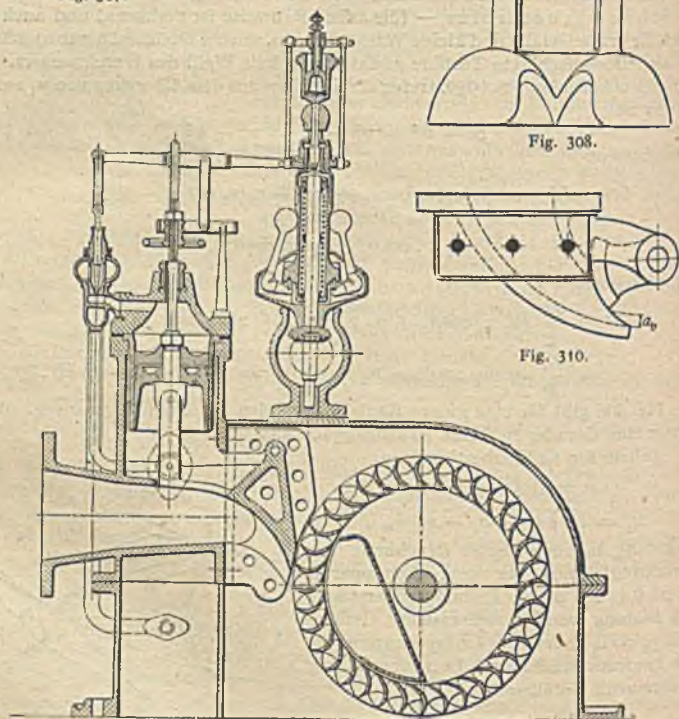


Fig. 309.



Fig. 310.

Das Peltonrad, Löffelrad, ist lediglich außen tangential beaufschlagt. Wasserstrahl wird im Löffel so geführt, daß er axial nach beiden Seiten austritt: Fig. 307. Schnitt durch Löffel in der Berührungsebene an das Rad. β_2 und mithin w_2 können sehr klein gehalten werden, $\mu = 0,01$. Runde Düse möglich, die Strahl gut zusammenhält. Es ist

$$v_1 = w_1 - u \quad \text{und mit} \quad \delta = 90^\circ.$$

$$v_2^2 = v_1^2 - 2g \varrho_2 h_m = u^2 + 2g \mu h_m.$$

$$u = \varepsilon \sqrt{\frac{g h_m}{2(1 - \varrho_0 - \varrho_1)}}.$$

Meist ist $u = (0,44 \div 0,46) \sqrt{2g(H_n - h_a)}$.

Breite der Schaufelbecher (axial) $b = 5 d_0 \div 8 d_0$, wenn d_0 Düsendurchmesser, berechnet mit $w_0 = 0,95 \sqrt{2g(H_n - h_a)}$. Bei größeren Wassermengen 2—3 Düsen. Schaufelform Fig. 308.

Regelung der Wassermenge durch Querschnittsverminderung des Strahls mittels Zunge Fig. 309 oder Rundschieber Fig. 310 (weniger Dichtfläche!), auch geradlinig bewegte Schieber bei rechteckigem Querschnitt, oder mittels Reglernadel bei runder Düse Fig. 311, oder endlich mittels Ablenker, die den Strahl von den Löffeln ableiten (Wasservergeudung, mitunter jedoch zur Verhinderung von unzulässigen Druckanschwellungen in der Zuleitung bedingt). Ausführungsbeispiel Fig. 309. Selbsttätige Regulierung siehe S. 981/83.

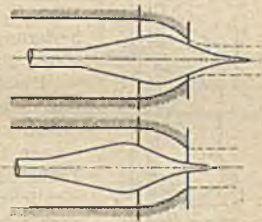


Fig. 311.

Äußere radiale Reaktionsturbine.

Diese Gattung, in verschiedenster Ausführung, ist die einzige neuzeitliche Reaktionsturbine. Die axiale wird nicht mehr gebaut. Gefälleaufteilung bei der äußeren radialen Reaktionsturbine infolge Hinzutretens der Fliehkräfte nach Fig. 312.

Hier ist

$$h_L = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + \frac{u_1^2 - u_2^2}{2g}$$

und

$$\frac{w_1^2}{2g} + h_L = \frac{w_1^2}{2g} + \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + \frac{u_1^2 - u_2^2}{2g}$$

Das Drehmoment ergibt sich zu

$$M = \frac{q \gamma}{g} [r_1 (v_1 \cos \beta_1 + u_1) + r_2 (v_2 \cos \beta_2 - u_2)]$$

$$= \frac{q \gamma}{g} (r_1 w_1 \cos \delta_1 - r_2 w_2 \cos \delta_2)$$

und die Arbeitsleistung zu

$$A = \frac{q \gamma}{g} (u_1 v_1 \cos \beta_1 + u_2 v_2 \cos \beta_2 + u_1^2 - u_2^2)$$

$$= \frac{q \gamma}{g} (u_1 w_1 \cos \delta_1 - u_2 w_2 \cos \delta_2) = A_1 - A_2 = q \gamma \eta H.$$

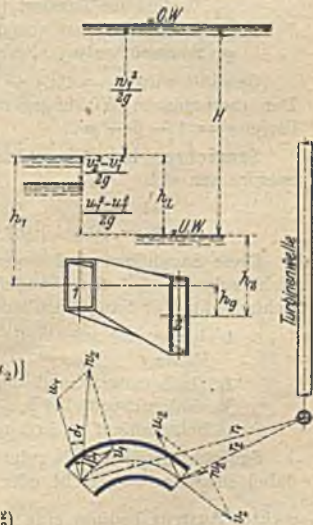


Fig. 312.

Dabei ist $u_1 w_1 \cos \delta_1 - u_2 w_2 \cos \delta_2 = g(1 - \mu - \varrho) H = g \varepsilon H$. Die Abmessungen der Schaufeln folgen aus der Gleichförmigkeitsgleichung

$$Q = z_1 q = z_0 f_0 w_0 = z_1 f_1 w_1 = z_2 f_2 w_2$$

und
$$Q = D_2 \pi b_2 w_2 \sin \delta_2 = \frac{D_2^3 \pi}{4} w_2 \sin \delta_2$$

(ohne Berücksichtigung der Schaufelstärken am Austritt).

Ferner gilt mit $\delta_2 = 90^\circ$:

$$u_1 = \sqrt{\varepsilon g H \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \delta_1}{\operatorname{tg} \beta_1}\right)} \quad \text{und} \quad w_1 = \frac{\varepsilon g H}{u_1 \cos \delta_1}$$

— bei $\beta_1 > 90$ statt $\operatorname{tg} \beta_1$ zu setzen $\operatorname{tg}(180^\circ - \beta_1)$ —, insbesondere bei $\beta_1 = 90^\circ$

und $\delta_2 = 90^\circ$:
$$u_1 = \sqrt{\varepsilon g H}; \quad w_1 = \frac{1}{\cos \delta_1} \sqrt{\varepsilon g H}$$

Mit $\pi D_1 n = 60 u_1$ dann u_1 aus n (das meist aus äußeren Anforderungen bedingt) gegeben. Bei Ausführung ist die Schaufelstärke zu berücksichtigen.

Die drei Hauptarten: Langsam-, Normal- und Schnellläufer sind nebenstehend in Fig. 313, I, II und III nach ihren Laufrädern charakterisiert, bezogen auf gleiche Saugrohrdurchmesser D_3 . Rein radialer Austritt nur noch selten, weil Turbine teuer baut; meist axiale Umlenkung. Der beim tatsächlichen Betriebe auftretende Verlustanteil ϱH zerlegt sich nach $\varrho = \varrho_0 + \varrho_1 + \varrho_2 + \varrho_3 + \varrho_4$ in

ϱ_0 Verluste vom Oberwasser bis Leitschauflaustritt (Reibung),

ϱ_1 Spaltverluste (Wirbelung — außer dem Gefällverlust tritt hier auch ein Mengenverlust — 2 ÷ 4% — auf),

ϱ_2 Verlust im Laufrad (Reibung),

ϱ_3 Austrittsverlust aus dem Laufrad (Wirbel),

ϱ_4 Saugrohrverlust (Reibung, bei Rohrerweiterung auch Wirbel).

Gewählt wird $\mu = 0,04 \leftarrow 0,06 \rightarrow 0,08$; es ist $\varrho = 0,10 \leftarrow 0,12 \rightarrow 0,17$. Der mechanische Wirkungsgrad η ist 0,02 bis 0,04 kleiner als der hydraulische $\varepsilon = 1 - \varrho - \mu$.

Saugrohre. Der Atmosphärendruck ist von der Höhenlage abhängig. Es entsprechen sich

	bei 0	500	1000	1500 m Höhenlage
l	$\mathfrak{A} = 10,3$	9,75	9,1	8,6 m Wassersäule.

Diese Saughöhen sind wegen des Luftgehaltes im Wasser auch theoretisch nicht zulässig. 5 ÷ 6 m Saughöhe fast nie überschritten, 7 m bedenklich. Gesichtspunkte für Saughöhenbemessung:

1. Kurze stehende Welle bzw. Ermöglichung einer Turbine mit liegender Welle,
2. Hochwasserfreiheit der Getriebe,
3. Einlaufdruckhöhe $h_e \geq$ halbes Gefälle wegen Vollfüllen des Saugrohrs beim Anlauf — Erzeugung von w_0 .

Saugrohr entweder rein zylindrisch oder wie üblich erweitert. Austrittsöffnung dabei entweder wagrecht oder nach der Abflußrichtung abgekrümmt. Senkrechter Austritt bedingt eine Druckhöhe 1,1 $\frac{c_a^2 - (h w_4)^2}{2g}$ zur Erzeugung von

c_a , Fig. 314 a. Durch Saugrohrerweiterung wird $\frac{w_3^2}{2g} - \frac{w_4^2}{2g}$ nutzbar gemacht:

Vergrößerung der statischen Saughöhe h_a um diesen Druckhöhenunterschied. Die Druckhöhenverteilung am Saugrohr zeigt Fig. 315 und Gleichung

$$-h_3 = - \left[L_3 - h_4 - \rho_4 H + \frac{w_3^2}{2g} - \frac{w_4^2}{2g} \right]$$

Der hydraulische Wirkungsgrad ϵ ist nun auf das w_3 entsprechende μ zu beziehen, statt auf das aus w_2 herrührende.

Die Form der Erweiterung wird nach Prášil unter Zugrundelegen der Gleichung $D^2 \frac{\pi}{4} \cdot z = \text{konst.}$

gefunden — Abnahme der Axialgeschwindigkeiten in linearer Weise. Zu beachten bei abgekrümmtem Austritt die Wasserschwelle (Fig. 314 b), wenn $w_3 > c_a$. Dagegen bei Fig. 314 c: $w_3 = c_a$.

Regelung der Wassermenge in Anpassung an die Belastung geschieht fast allgemein durch die Finksche Drehschaukel — sämtliche Leitschaukeln gleichzeitig gegeneinander verdreht: δ_0 und a_0 dadurch verändert. Gleichzeitig ändert sich der Spaltdruck, daher Spaltdruckregelung. Fig. 316 Ausführung von Voith, Heidenheim a. d. Brenz: Schaukel und Regulierring durch kurzen Lenker verbunden (Unterbringung im Schaukelhohlraum zum Schutz gegen Verschmutzung). Regulierring wird durch den selbsttätigen Geschwindigkeitsregler verstellt, siehe später.

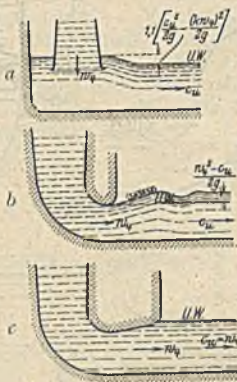


Fig. 314.

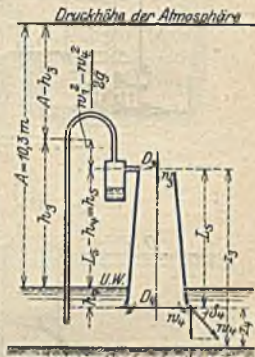


Fig. 315.

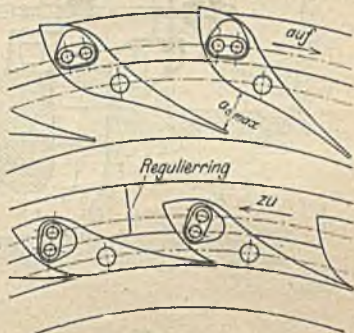


Fig. 316.

Verschiedene Anordnungsformen.

Offene Turbinen (im offenen Schacht) soweit als möglich, d. i. bis etwa 10 m Gefälle. Darüber hinaus bis etwa 100 m geschlossene Turbinen, Spiralturbinen. Über 100 m Gefälle meist Peltonrad. Bei offenen Turbinen die liegende Welle der stehenden vorzuziehen. Letztere erforderlich bei großem Laufraddurchmesser und sehr kleinem Gefälle, bei Rücksichtnahme auf hohen Unterwasserstand (Hochwasserfreiheit der Getriebe) und wenn Zahnradgetriebe an sich nicht zu vermeiden sind (Kegelgetriebe besser als Stirnräder).

Fig. 317, einfache offene Turbine mit stehender Welle.

Fig. 318 a b, stehende Doppelturbinen (beachte Entlastung!).

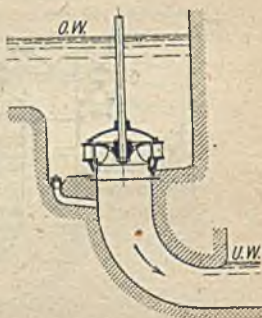


Fig. 317.

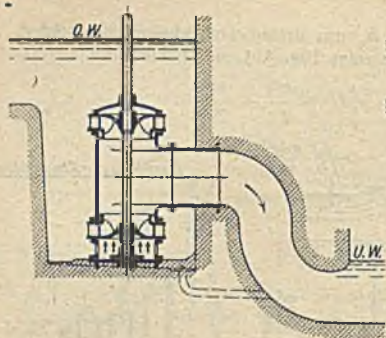


Fig. 318 a.

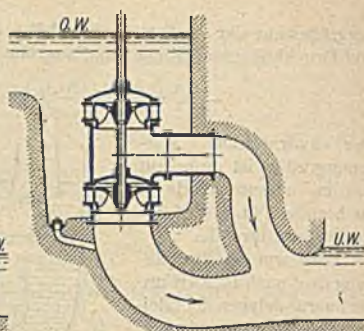


Fig. 318 b.

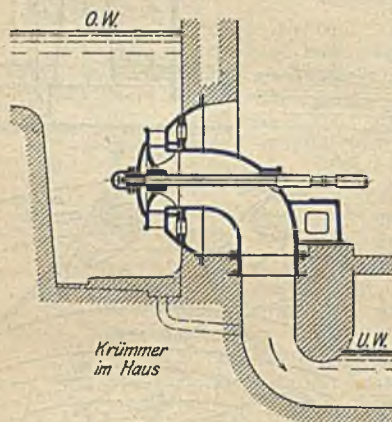


Fig. 319 a.

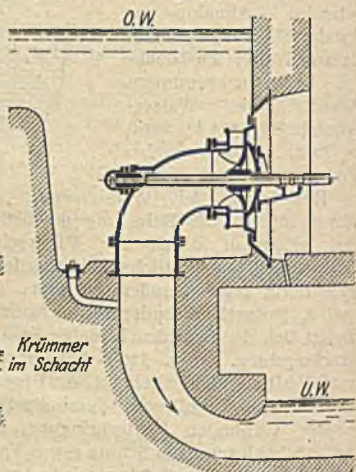


Fig. 319 b.

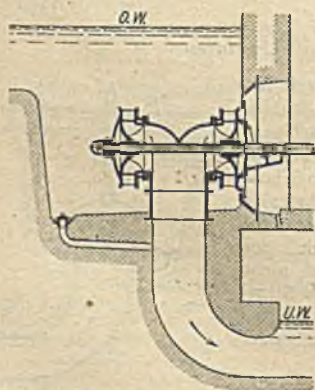


Fig. 320 a.

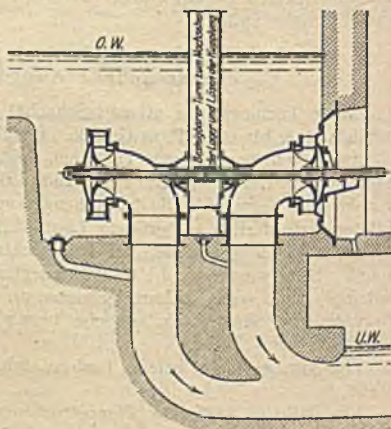


Fig. 320 b.

Verbindung von einfacher und Doppelturbine ergibt die dreifache, Verbindung zweier Doppelturbinen ergibt die Vierfachturbine.

Fig. 319 a/b, Einfachturbinen liegender Welle — *a* Krümmer im Haus, *b* Krümmer im Schacht — Fig. 320 a/b, Doppelturbinen liegender Welle — *a* gemeinsames Saugrohr, *b* getrennte Saugrohre, eine Turbinenhälfte vollständig abschaltbar; Wellenkupplung, Ringschieber — Verbindungen wie bei den Ausführungen mit stehender Welle. Fig. 321 a/b, Spiralturbine, fast stets mit liegender Welle — *a* mit einseitigem Saugrohr, *b* mit Doppelsaugrohr (kein Axial Schub) — Doppelspiralturbinen durch Aneinanderfügen von zwei einfachen zu gemeinsamem Saugrohr — zwei getrennte Zuleitungen, einmalige Gabelung des Hauptrohrs für den ganzen Satz.

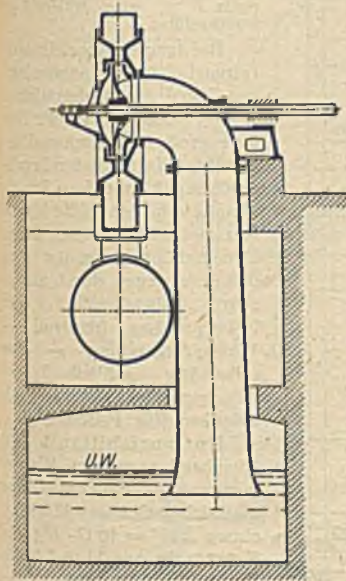


Fig. 321 a.

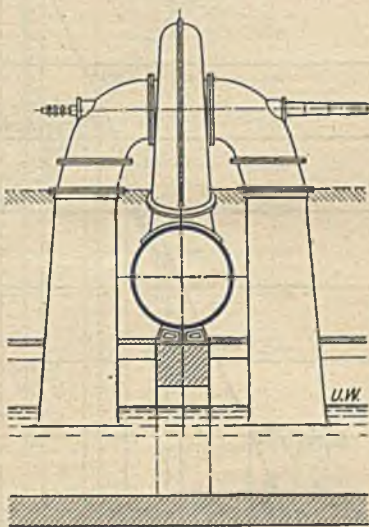


Fig. 321 b.

Leistungskurve unter Berücksichtigung der Leitschaufelöffnungen und Wirkungsgrade in Abhängigkeit der Wassermenge (Fig. 322). Abhängigkeit von Leistung und Wirkungsgrad bei veränderlichem Gefälle (Fig. 323).

Die selbsttätige Reguliereinrichtung hat das Anpassen der arbeitenden Wassermenge an das an der Turbinenwelle verlangte Drehmoment unter Konstanthaltung der Drehzahl (Schwanken in kurzen Grenzen: $\pm 2 \div \pm 5\%$) zu besorgen. Da zum Verstellen der Düsenzungen oder Drehschaufeln wegen der kurzen Verstellzeiten (1—3 Sekunden) große Kräfte erforderlich, bedient man sich durchweg eines Hilfstriebes (Relais, Servomotor) (Fig. 324 a).

Der Fliehkraftregler (Tachometer) *F* geht bei Entlastung der Turbine nach oben, der Steuerkolben des Relais *R* mittels des um *A* (zunächst Festpunkt!) drehenden Gegenhebels nach unten. Dadurch wird der Kolben des Hilfstriebes *S* unter dem Preßöl- (-wasser-) Druck nach links angetrieben und diese Bewegung über den um Festpunkt *B* schwingenden Doppelhebel nach dem Reguliering der Turbine zur Schlußbewegung übertragen. Im oberen Teil des *B*-Hebels greift der Lenker nach dem Winkelhebel mit Festpunkt *C* an, dessen senkrechter Lenker *L* den Drehpunkt *A* nach oben schiebt, „nachführt“. Steuerkolben *R* wird dadurch in Mittelstellung gebracht.

Regler mit Nachführung. Deren Zweck ist für jede Stellung von *F* eine ganz bestimmte vom Ring zu erzwingen: größere Belastung — größere Beauf-

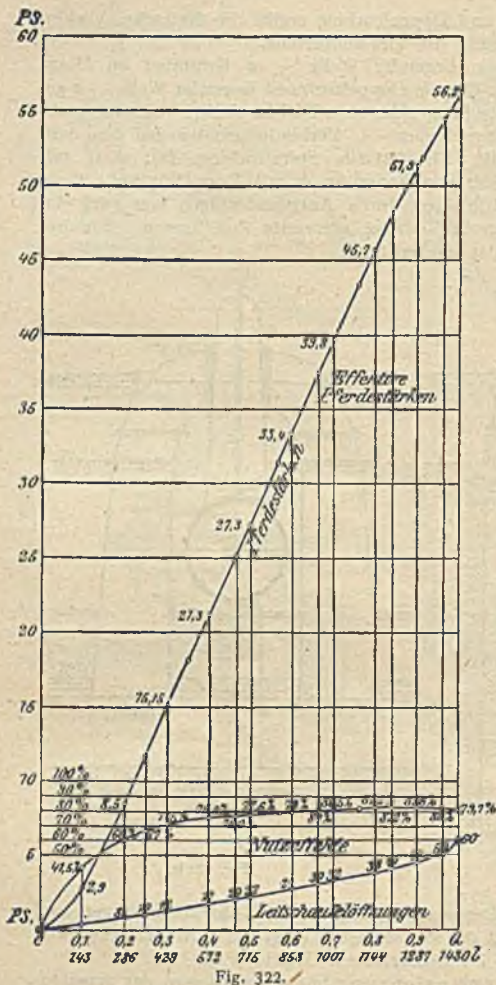


Fig. 322.

schlagung — kleinere Drehzahl. Um nun trotz Belastungsänderung stets die gleich Drehzahl zu erzielen, wende man die Rückführung an (Fig. 324 b).

Lenker L ist verkürzbar oder verlängerbar; Mittelstück dreht sich durch Reibräder angetrieben, Mutter gleitet auf unteren Schraubenteil auf und ab. Durch dieses Verändern der Länge von L wird Fliehkraftregler F in seine Mittelstellung zurückgeführt.

Bei langen Rohrleitungen treten bei den verlangten kurzen Zeiten der Reglerfähigkeit (1 ÷ 3 Sekunden) vor der Turbine große Druckschwankungen auf; beim Schließen Druckerhöhung, beim Öffnen Druckabnahme in der Größe bis zur statischen Druckhöhe. Gegen Druckerhöhung schützt man die Rohrleitung durch Standrohre (Mittelgefälle) oder Nebenauslässe (dauernd — Wasservergeudung — oder selbsttätig schließend — wassersparend —) oder Strahlableiter (für Peltonräder).

Entwurfshilfen¹⁾. Entsprechend gegebenen Wasserrenden und Gefälle entscheidet man sich nach Überslagsgleichung $\Sigma N' = 10 Q \cdot H$ (siehe S. 1174) für Anzahl und Größe N der Einzelmaschinensätze. Gefälle und Örtlichkeit (Platz, Einbaumöglichkeit) ergeben die Turbinenart (s. vorstehende Anordnungsformen). Drehzahl ist angenähert durch die Arbeitsbedingungen bestimmt

(elektrischer Generator). Der Wirkungsgrad η ist dann für gute Ausführungen

nach der Kennziffer (Charakteristik) $n_s = \frac{n}{H} \sqrt{\frac{N}{H}}$ nach ausgeführten Anlagen bestimmt.

n_s (bei Piarr „spezifische Drehzahl“) ist die Drehzahl des Turbinensatzes mit gleichen Winkeln und Durchflußverhältnissen bei $H = 1$ m und $N = 1$ PS. n_s praktisch von Turbinengröße und Raddurchmesser unabhängig.

Für radiale Reaktionsturbinen gilt dann für 1 Leit- und Laufrad:

$n_s =$	350	325	300	275	250	225	200	175	150	125	100	75	50
$\eta =$	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	84	82	80%

¹⁾ S. Baasbuus, Erster Entwurf von Turbinenanlagen. Elektrotechn. Zeitschr. 1906, S. 961 ff. Zeitschr. d. öster. Ingen.- u. Arch.-Verein 1911, S. 212 ff. (über 100 Turbinen beschrieben).

Für Löffelräder gilt — für 1 Düse —:

$n_s = 20$	17,5	15	12,5	10	7,5	5'
$\eta = 75$	76	77	78	79	80	81%

n_s groß — Schnellläufer, n_s klein — Langsamläufer. Wähle mittlere Kennziffer. Bei kleinem H wird dabei n zu klein und Turbine zu teuer, daher Mehrfachturbinen. Bei sehr großem H wird n zu groß, daher Langsamläufer oder Löffelrad (auch Hintereinanderschaltung der Reaktionsturbinen).

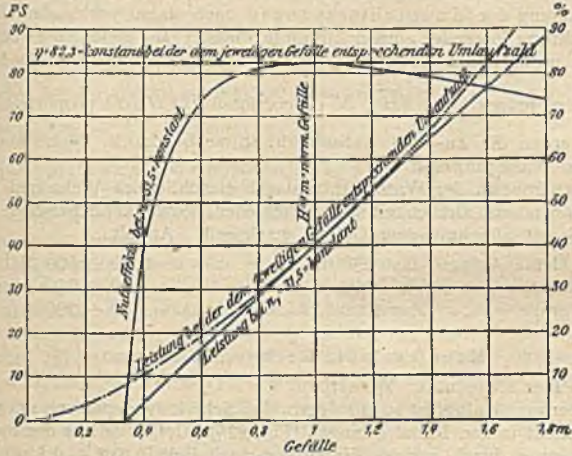


Fig. 323.

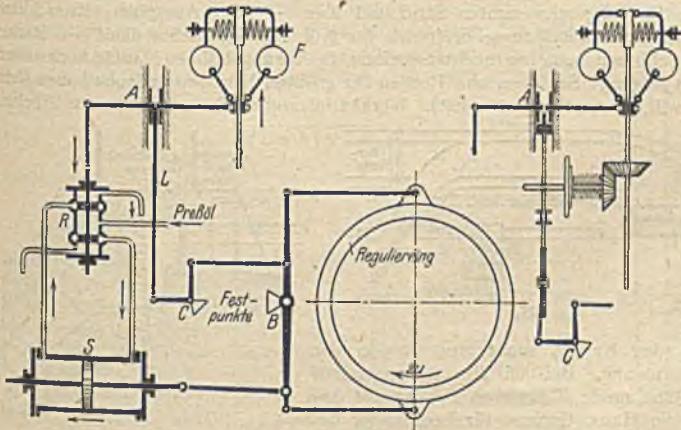


Fig. 324 a.

Fig. 324 b.

Beispiel: $H = 12$ m, $N = 1000$ PS, Dynamo erfordert $n = 175$. Es ist

$$n_s = \frac{175}{12} \sqrt{\frac{1000}{12}} \approx 250 ; \quad \eta = 79\% .$$

Zweckmäßiger Doppel- oder Dreifachturbinen, besonders, wenn η bei geringer Belastung auch gut sein soll.

$$\text{Doppelturbine: } n_s = \frac{250}{\sqrt{2}} = 175; \quad \eta = 82\%.$$

$$\text{Dreifachturbine: } n_s = \frac{250}{\sqrt{3}} \approx 150; \quad \eta = 83\%.$$

Bei diesen beiden Arten können bei Wassermangel für geringe Belastung ein oder auch zwei Teilträder abgeschaltet werden, so daß η stets hoch bleibt.

Bestimmung der Hauptabmessungen nach einem vorhandenen Muster, unter Beachtung folgender innerer Zusammenhänge: Bei gleichem H ist n zu D umgekehrt proportional, Q und N sind D^2 proportional. Bei verschiedenem H ist Q und n proportional $\sqrt[3]{H}$, N proportional $H\sqrt[3]{H}$, D proportional $\frac{\sqrt[3]{H}}{n}$.

Ähnlich werden die Zu- und Abflußverhältnisse bestimmt. Siehe auch unter Wasserbau, Wassermotoren.

Ausbaukosten der Wasserkraftanlagen einschließlich Wehr und Kanälen sowie Turbinen nach Örtlichkeit sehr verschieden, schwankend zwischen 120 und 1500 M/PS mit abnehmendem Gefälle wachsend. Anhalt:

für kleine Anlagen bis 250 PS	1000 ÷ 600 M/PS
„ mittlere „ „ 1000 „	600 ÷ 450 „
„ große „ über 1000 „	450 ÷ 200 „

Kanaleinlauf, Rechen, Schützen.

Allgemeines siehe unter Wasserbau.

Der Oberkanaleinlauf ist so anzulegen, daß Schwimmkörper und mitgeführtes Geschiebe nicht in den Kanal gelangen (Fig. 325). Gefälleverlust der rechtwinkligen Abbiegung durch geringe Eintrittsgeschwindigkeit ($0,3 \div 0,5$ m/sek) ausgeglichen. Rechen gegen Schwimmkörper, dahinter tiefe und breite Absatzgrube für mitgeschwemmten Sand und Kies — zum Ausspülen Kiesschütze, wie der Grundablaß zum Fortspülen des größeren Geschiebes dient —. Rechen und Schützen erhalten hochwasserfreie Bedienungs Bühnen; auch hochwasserfreien Zugang! Schützen und Rechen für größten Hochwasserdruck bauen (letzte voll verstopft oder vereist). Werkkanaleingangschütze dient zum Trocken-

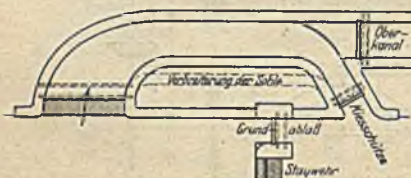


Fig. 325.

legen des Kanals, nicht zum Regeln der Wassermenge. Beispiel für Röhreneinlauf Fig. 326: milde Übergänge, Schütz mit Antrieb im Haus, Gerinne für Leckwasser des Schützen mit Ablauf.

Maschinenhaus wird neuerdings stets gegen Ende der Kanalführung gesetzt, so daß der teure Unterwasserkanal kurz und das Sauggefälle weitestgehend ausgenützt wird.

An den Turbinen Feinrechen (Stababstand $10 \div 20$ mm) — so groß, daß Geschwindigkeit im Rechen nicht größer als $0,3 \div 0,5$ m/sek —, Freilaufschütze zur Wasserzufuhr für Unterlieger bei Betriebsstillstand und Überlauf (Übereich) zur selbsttätigen Wasserabfuhr, wenn Turbinen sich abstellen (Kurzschluß, Riemenbruch). Für letzteren rechne überschläglich bei 20 cm Überlaufhöhe

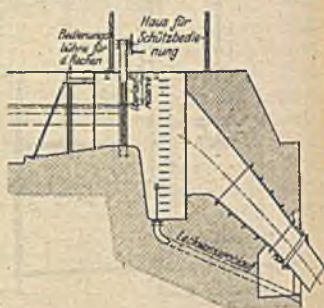


Fig. 326.

0,25 cbm/sek für 1 m Breite. Zur Platzersparnis Saugüberfälle mit Heberwirkung. Unter Umständen noch Fischpaß und Floßgasse am Maschinenhaus. Oberwasserkanal und Freischütze haben häufig auf Eis Rücksicht zu nehmen: ersterer muß genügend geschützt angelegt werden, Letzterer genügende Lichtweiten besitzen (Abhebemöglichkeit der oberen Bohle, zweiteilige Ausführung).

Leistungsversuche ¹⁾.

Zu messen ist:

- Gefälle H m,
- Wassermenge Q cbm/sek,
- Bremsleistung N_r PS.

Hiermit ist die absolut verfügbare Leistung $N_a = \frac{1000 \cdot Q \cdot H}{75}$ PS und der Wirkungsgrad $\eta = \frac{N_r}{N_a}$ bestimmt.

Gefällemessung: Wasserspiegel allgemein möglichst nahe der Turbine messen. Offene Turbinen: Spiegel am oder im Einlaufschützen. Entsprechendes $c^2: 2g$ meist unberücksichtigt, da gering. Geschlossene Turbinen: Druckhöhen unmittelbar an Turbine: a) mittels Standrohr (wenn nicht senkrecht, dann an Gelände angeschmiegt nach dem Wasserschloß zu, l. W. $\geq 7/8'' e$, Verlegen mit Rücksicht auf Luftblasen!), b) mittels Quecksilberrohr, c) mittels Federmanometer (geeicht!). Höhenlage des Manometers beachten, entsprechende Wassersäule des Manometerrohrs (luftfrei!) \pm addieren. Hauptrohr seitlich anbohren an gerader, zylindrischer Strecke mit Rücksicht auf Luftabscheidung und Verstopfen durch mitgeführte Körper. Da $c^2: 2g$ bei Rohrzuleitung oft beachtlich, Abmachungen über Anrechnung als Gefällevermehrung erforderlich. Unterwasserspiegel am Saugrohraustritt gemessen.

Wassermessung: a) Mittels Schirm: genaueste Methode aber 15 m gerader, rechteckiger, sauberer Kanal erforderlich, Schirm besonders anzufertigen. b) Mittels Überfall. Üblich der Freiüberfall ohne Querkontraktion mit den genauen Formeln von Bazin (Annales des Ponts et Chaussées, Okt. 1888, Keller, Z. Ver. deutsch. Ing. 1889, S. 513 ff.; Frese, Z. Ver. deutsch. Ing. 1890, S. 1285 ff. und Hansen, Z. Ver. deutsch. Ing. 1892, S. 1057 ff. Nach Frese ist

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh}.$$

wobei

$$\frac{2}{3} \mu = \left(0,41 + \frac{0,0014}{h} \right) \left[1 + 0,55 \frac{h^2}{(h+w)^2} \right].$$

hierin w Wehrhöhe, h Wasserstand über Wehrhöhe, 4 m oberhalb Überfall gemessen (Hansen nur 1 m!).

Wasserstandmesser nach Fig. 327.

c) Mittels hydrometrischen Flügel, Woltmannflügel. Elektrischer Flügel (Ander, Ott), nach 50 oder 100 Drehungen ein Klingelzeichen, Zeit messen. Eichkurve meist nach Formel

$$v = a + \frac{b}{v};$$

a m/sek ist die Un-

empfindlichkeitsgrenze. Zu beachten Rückströmungen und Pulsation des Wassers: 2—2,5 Min. auf 1 Punkt bleiben. Meßverfahren: Querschnitt

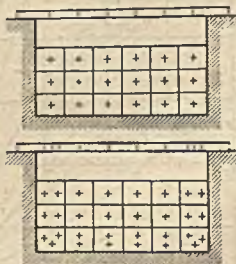


Fig. 328.

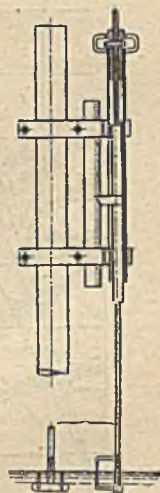


Fig. 327.

¹⁾ S. a. Zuppinger, Versuche und Erfahrungen aus dem Wasserturbinenbau, Schweiz. Bauz. 1911, S. 267 ff.

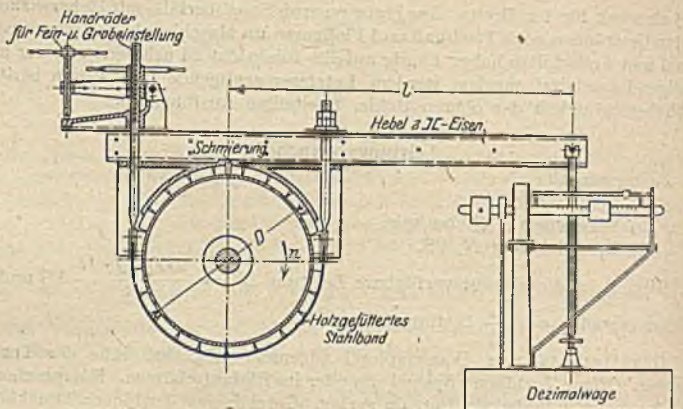


Fig. 329.

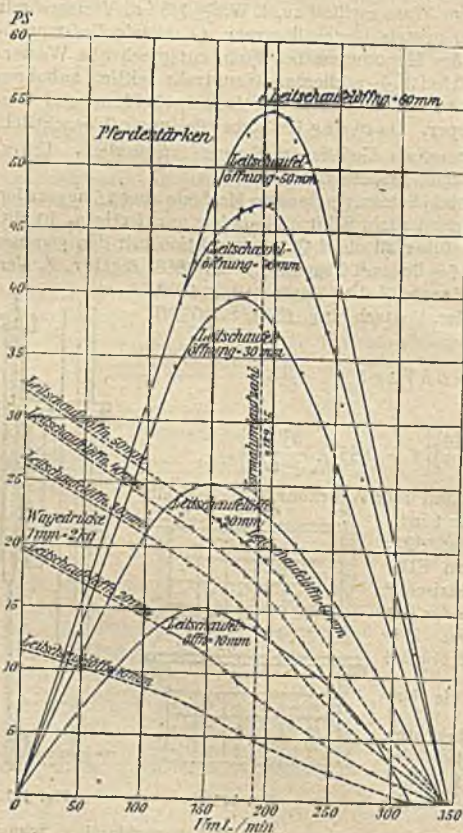


Fig. 330.

in gleiche Felder einteilen (Fig. 328) oder mit zwei Meßpunkten in den Randfeldern, letzteres genauer. Meßbühne erforderlich.

Turbinenbremsung:

$$\text{Bremsleistung } N_e = \frac{\pi n l P}{P n} = \frac{\pi n l P}{30 \cdot 75} = \frac{c}{c}, \text{ wobei dann}$$

$$c = \frac{30 \cdot 75}{l \pi}. \text{ Der Prony-}$$

sche Bremszaum entweder nur mit Holzbacken oder Holzgefüttertes Band. Moderne Bremsen siehe Reichel, Z. Ver. deutsch. Ing. 1909, S. 1876. Mäßige aber gleichmäßige Olschmierung, Wasserkühlung der Scheibe von innen heraus. P (Fig. 329) wird mittels Wage gemessen, Hebelgewicht selbst ist mit zu bestimmen!

Es wird P und N_e abhängig von n aufgetragen, jeweils für die verschiedenen Leitapparateöffnungen (Figur 330). Bereits beim Entwerfen ist zu beachten, daß die geeigneten Meßeinrichtungen sich einbauen lassen.

Bei Abnehmen nach Einbau wird meist $\pm 2\%$ Toleranz zugestanden.

XI. Windkraftmaschinen.

Die Ergiebigkeit und Veränderlichkeit der Kraftquelle — des Windes — in den einzelnen Monaten zeigt nachstehende Tafel des Kgl. Meteorologischen Instituts Berlin.

Gesamtstundenzahl des Monats überhaupt	Januar	Februar	März	April	Mai	Juni	Juli	August	Sept.	Okt.	Nov.	Dec.	
Windstunden mit $1\frac{1}{3}$ m/sek	1906	726	649	736	711	736	707	735	725	712	719	710	702
Windgeschw. und darüber	1910	737	652	736	713	737	719	734	726	673	742	711	744
Windstunden mit 2 m/sek	1906	727	644	727	700	720	690	709	730	686	706	705	717
Wind und darüber	1910	729	633	716	703	730	712	708	704	637	735	696	744
Windstunden ¹⁾ mit 3 m/sek	1906	696	576	695	608	639	612	594	670	609	654	681	630
Wind und darüber	1910	675	567	621	642	646	654	608	610	540	686	660	715
Windstunden mit 4 m/sek	1906	659	456	626	459	494	466	380	546	439	530	637	491
Wind und darüber	1910	589	465	476	527	541	544	506	459	394	564	557	637
Windstunden mit 5 m/sek	1906	618	331	557	289	308	323	231	384	259	362	554	389
Wind und darüber	1910	508	336	374	422	361	384	356	314	248	373	437	537

Verteilung der Windgeschwindigkeiten innerhalb des üblichen Arbeitsbereichs (Aufschreibungen des Kgl. Meteor. Inst. Berlin:

2 ÷ 2,9 m/sek	Geschwindigkeit	831	Stunden/Jahr
3 ÷ 3,9	"	1350	"
4 ÷ 4,9	"	1661	"
5 ÷ 5,9	"	1722	"
6 ÷ 6,9	"	1287	"
7 ÷ 7,9	"	868	"
8 ÷ 12	"	720	"

Im Jahresdurchschnitt ausnützbarer Wind 8439 Stunden.

Messung der Windgeschwindigkeit mittels Anemometer. Bekanntest das Schalenkreuz, 4 halbe Hohlkugeln an kreuzförmigem Gestänge.

Rechnungsgrundlagen.

Der Normalstoß gegen eine ebene Fläche:

$$a) \text{ ruhend } P \propto \frac{v^3}{8} f,$$

b) mit Geschwindigkeit c ausweichend

$$P = 4 f \gamma \frac{(b - c)^2}{2g}$$

hierbei γ das spezifische Gewicht der Luft (kg/cbm).

¹⁾ Vgl. Neumann-Conrad, Die Windkraftmaschinen. Leipzig. Verl. v. Voigt.

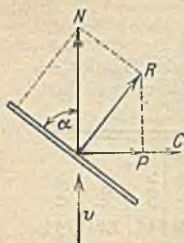


Fig. 331.

Bei schieferm Stoß unter Winkel α , Fig. 331, wobei Schaufel in Richtung c ausweicht, kommt die Nutzarbeit

$$P \cdot c = 4 f \cdot \frac{(v \sin \alpha - c \cos \alpha)^2}{2g} c \cos \alpha.$$

Hiernach wird für die einzelnen Elemente einer Schaufel nach außen hin zunehmen müssen, um jeweils die größte Nutzarbeit zu erzielen — verwundene Schraubenflügel. Die der Drehachse zunächst gelegenen Elemente werden die geringste Nutzarbeit abgeben.

Das theoretische Arbeitsvermögen des Windes beträgt

$$N = 0,00085 F v^3 \text{ PS (} F \text{ Gesamtschauflfläche).}$$

Nutzbar wird hiervon am Rad etwa $0,5 \div 0,6$, am Ende der Übertragung etwa $0,4 \div 0,5$ (s. Leistungs- und Größenübersicht später).

Einteilung der Ausführungsarten:

- Windflügel kreisen in Ebenen senkrecht zum Wind, Achse in Windrichtung — meistverwendete Windturbine.
- Wind tritt tangential an das mit Windflügeln oder Schaufeln ausgerüstete Rad heran; Welle wagerecht oder senkrecht.

Windturbinen unter a nach der Regelung unterschieden in Eklipse-, Halladay- und Ultrabauart. Außerdem nach Sörensens Kegelwindmotor als leistungsfähig hervorzuheben, Fig. 332. Eklipsebauart, Fig. 333, hat Radkörper mit festen Flügeln. Eine Seitenfahne dreht das ganze Rad bei zunehmender Windstärke

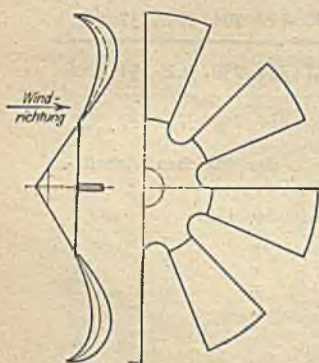


Fig. 332.

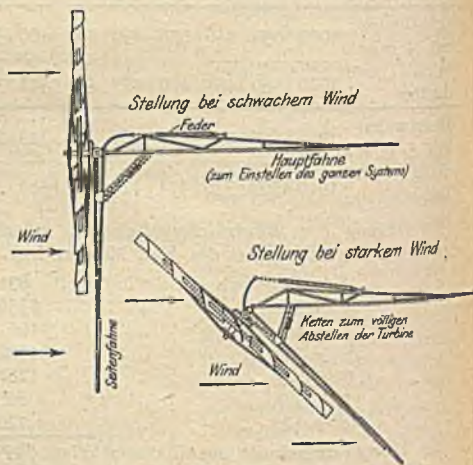


Fig. 333.

vom Winde ab. Rückstellung durch Feder. Feste Schaufeln. Halladayrad, Fig. 334, regelt durch Verdrehen der sektorförmigen Schaufelgruppen um Nebenachsen (bilden Sechseck um die Hauptachse). Rückstellen durch Überwiegen der Fliehkraft des äußeren (größeren) Teils über den inneren und durch gewichtbetätigte Hebelübersetzung. Ultrabauart, Fig. 335, bei der jede Schaufel verdreht wird: vielgliedriger Bewegungsmechanismus. Drehachse außerhalb der Symmetrielinie der Schaufeln, so daß auch hier bei zunehmendem Wind selbsttätige Einregelung erfolgt. Diese Regelungseinrichtungen werden gleichzeitig als Abstellvorrichtung ausgebildet. Kraftübertragung nach unten entweder durch Kegelhäderpaar oder Kurbelgetriebe — meist Kurbelachse = Windrad.

achse. Einstellung des Windrads nach dem Wind entweder durch große Hauptfahne oder Windrose.

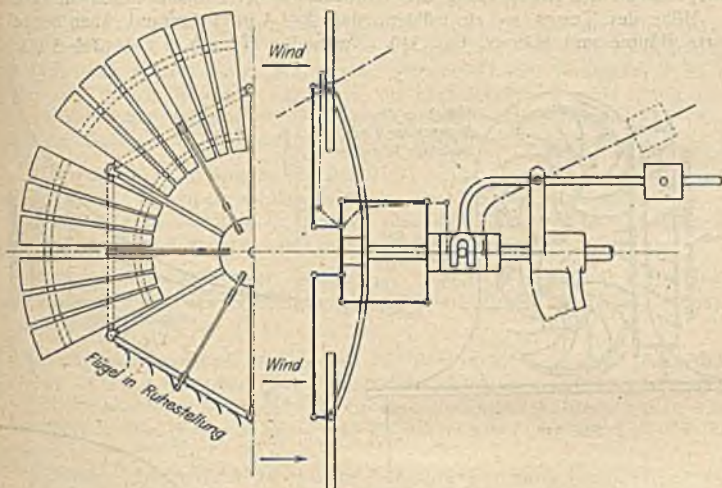


Fig. 334.

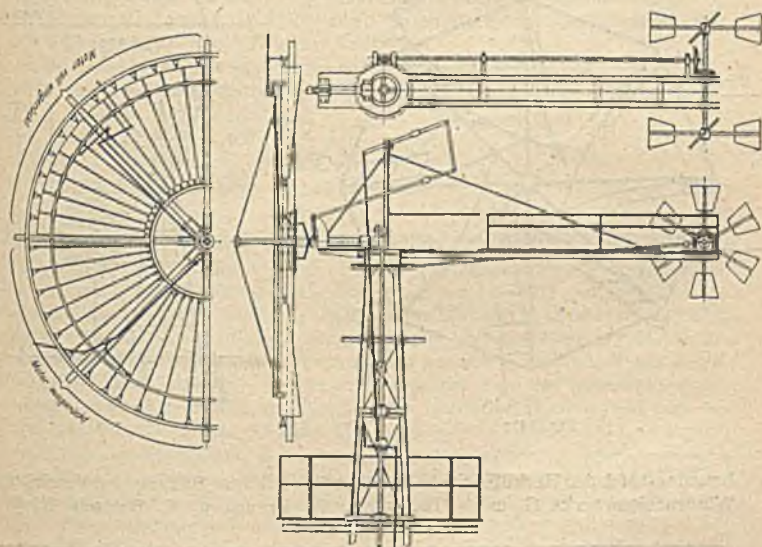


Fig. 335.

Für die den Wasserrädern nachgebildeten Windräder geben Fig. 336 und 337 (wagerechtes Windrad von Rychlowski) Anhalte.

Windturbinen werden meist so gebaut, daß bei 4—5 m/sek schon beachtliche Leistung abgegeben wird. Arbeitsdiagramme Fig. 338. Für Wind-Elektrizitätswerke ist es wichtig, eine Dynamo zu wählen, die die selbsttätige

Regelung bei steigendem Wind nicht hindert: für Eklipseturbinen gegen kompondierte Dynamo mit Charakteristik nach Fig. 339. Größe der Dynamo entsprechend der Nutzleistung der Windturbine bei 8 m/sek Geschwindigkeit.

Höhe des Turms so zu wählen, daß 2 ÷ 3 m Überstand über benachbarte Bäume und Häuser, Fig. 340. Turmhöhe $H = b + r + (2 \div 3 \text{ m})$.

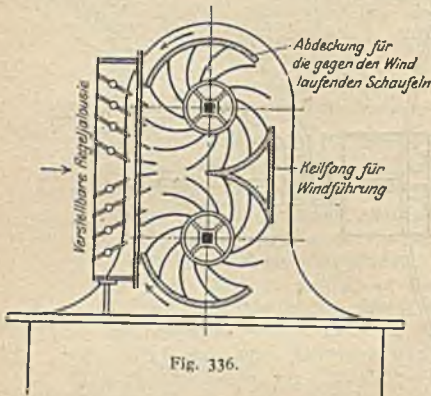


Fig. 336.

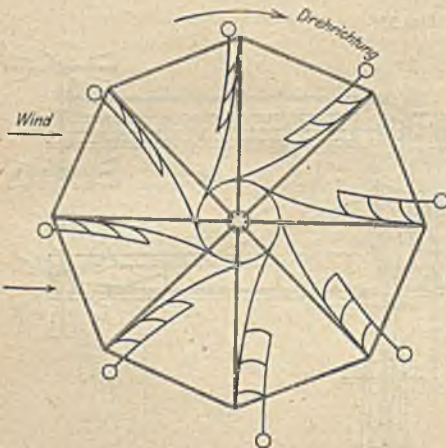


Fig. 337.



Fig. 338.



Fig. 339.

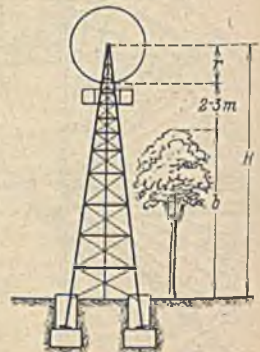


Fig. 340.

Leistungstafel der Herkules-Stahl-Windturbine (Eklipse-Bauart) der Vereinigten Windturbinenwerke G. m. b. H., vorm. R. Brauns u. C. Reinsch, Niederschlitz-Dresden.

Größe der Windturbinen	m	4	4 1/2	5	5 1/2	6	6 1/2	7	7 1/2	8	8 1/2	9	10	11	12
Leistg. d. Windturbine bei 4—5 m/sek Wind*	Pferdestärken	1 1/3	3/4	1	1 1/4	1 1/2	1 3/4	2	2 1/4	2 1/2	2 3/4	3	4	5	6
„ 6—7 „ „		1 1/2	2	2 1/2	3	4	4 1/2	5	5 1/2	6	6 1/2	7	8	10	14
„ 8 „ „		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	14	15	20

* Für die Größenbestimmung ist die Leistung bei 4—5 m/sek Wind maßgebend.

XII. Elektrotechnik.

Maßeinheiten.

Die elektrotechnischen Maßeinheiten¹⁾ beruhen auf den absoluten (Gauß) mit Länge $L = 1$ cm, Masse $M = 1$ g und Zeit $T = 1$ sek als Grundlage (als Dimensionszeichen mitunter auch CGS verwendet). Die Dimension ist nachstehend in eckiger Klammer angegeben, die Einheitszeichen sowie später auch die Formelzeichen entsprechen den angenommenen Vorschlägen des AEF (Ausschuß für Einheiten und Formelgrößen), siehe Elektrotechn. Zeitschr. 1914, H. 1.

1. Stromstärke: 1 Ampere [$L^{1/2} M^{1/2} T^{-1}$] = 10^{-1} absolute Einheiten; Bezeichnung 1 A. 1 Ampere schlägt in 1 Sekunde 1,118 mg Silber nieder.

2. Widerstand: 1 Ohm [LT^{-1}] = 10^9 absolute Einheiten. 1 Ω = Widerstand eines Quecksilberfadens von 1,063 m Länge und 1 qmm Querschnitt bei 0° C.

3. Elektromotorische Kraft, Spannung: 1 Volt [$L^{3/2} M^{1/2} T^{-2}$] = 10^8 absolute Einheiten; Bez. 1 V: Elektromotorische Kraft (EMK) des Weston-Normal-Elements = 1,02 Volt bei 0° C.

4. Elektrizitätsmenge 1 Coulomb [$L^{1/2} M^{1/2}$] = 10^{-1} absolute Einheiten; Bez. 1 C. 1 C = 1 Ask (Amp.-Sek.) = 0,000278 Ak (Amp.-Std.). 1 Ak = 3600 C.

5. Leistung: Watt [$L^2 M T^{-3}$] = 10^7 absolute Einheiten; Bez.: 1 W. 1 Kilowatt (kW) = 1000 W = 1,36 PS = 0,24 Kal/sek. 1 kW auch Großpferd (GP) bezeichnet.

6. Arbeit: Joule [$L^2 M T^{-2}$] = 10^7 absolute Einheiten (Erg); Bez.: 1 J. 1000 J = 1 Kilojoule = 1000 Wattsekunden. 1 kWh (kWStunde) = 3 600 000 J = 1,36 PSStd. = 864 Kalorien = 367 000 mkg (technische Maßeinheiten).

7. Kapazität: Farad [$L^{-1} T^2$] = 10^{-9} absolute Einheiten; Bez.: 1 F. 1 μ F (Mikrofarad) = 10^{-6} F = 10^{-6} C 1 Volt.

8. Selbstinduktion: Henry [L] = 10^9 absolute Einheiten; Bez.: 1 H.

Dezimalvervielfältigungszeichen:

<i>m</i> für Milli = 10^{-3} fach	Beispiel 1 <i>m</i> A
<i>k</i> für Kilo = 10^3 fach	.. 1 <i>k</i> W
<i>μ</i> für Mikro- oder Mikr = 10^{-6} fach	.. 1 <i>μ</i> F
<i>M</i> für Mega- oder Meg = 10^6 fach	.. 1 <i>M</i> Ω

Physikalische Grundlagen des Magnetismus und elektrischen Stromes.

Magnetisierbar sind Stahl, Eisen, Nickel, Kobalt, einige Kupferlegierungen. Man unterscheidet stabförmige Magnete (ausgeprägte Pole) und geschlossene magnetische Kreise. Die Umgebung von Magnetpolen heißt magnetisches Feld, gebildet gedacht aus Kraftlinien, deren Form die jeweilige Richtung der Kraftwirkung angibt, und deren Dichte von der Form und Art (Leitfähigkeit) des durchströmten Mediums abhängt. Ein in ein homogenes Feld der Feldstärke \mathfrak{H} gebrachter Eisenkörper erfährt eine magnetische Induktion \mathfrak{B} , sein Feld wird bedeutend stärker als das Feld der Luft: $\mathfrak{B} = \mu \mathfrak{H} = \mathfrak{H} + 4 \pi J$, wobei μ = Permeabilität oder Durchlässigkeit, J Magnetisierungsstärke. μ (unbenannte Zahl) ist veränderlich mit \mathfrak{B} , es wächst erst (Höchstwert etwa 5000 bei weichem Eisen und Stahlguß für $\mathfrak{B} = 5000-7000$

$L^{-1/2} M^{1/2} T^{-1}$), sinkt dann herab bis auf 1. $\mu = 1$ für Luft. Fig. 341 Magnetisierungslinie für Stahl, *a* erstmalige Magnetisierung, *b* und *c* im wechselnden Feld. Die umschlossene Fläche (Hysteresisschleife) ist der Hysteresisverlust.

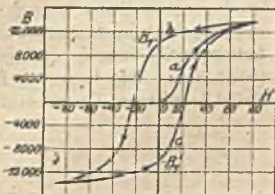


Fig. 341.

¹⁾ Deutsches Reichsgesetz vom 1. Juni 1898 betr. die elektrischen Maßeinheiten, Ausfertigungs- und Prüfungsbestimmungen.

\mathfrak{B}_1 magnetische Remanenz. Der Hysterisisverlust bei einer dauernden Ummagnetisierung im Wechselfeld mit einer Frequenz von ν Perioden in der Sekunde beträgt nach Steinmetz $\nu \frac{\eta \mathfrak{B}^{1,6}}{7 \cdot 7 \cdot 10^4}$ Watt für 1 kg

Eisen, wobei η je nach Eisensorte zwischen 0,001 und 0,025 schwankt. Im Stabmagneten gehen Kraftlinien auf dem Eisenweg von Pol zu Pol, kehren durch die Luft zurück, einen Kreislauf bildend, der durch die magnetomotorische Kraft (MMK) erzeugt wird. Kraftlinienfluß (-Menge) $\Phi = q \mathfrak{B} = \mathfrak{F} : \mathfrak{R} = \text{MMK}$:

magnetischen Widerstand. $\mathfrak{R} = \frac{1}{\mu} \frac{l}{q}$, wobei l Länge des mittleren Kraftlinienweges beim Kreisfluß, q Querschnitt des Feldes. Die MMK (auch magnetische Spannung) $\mathfrak{F} = \int \mathfrak{H} dl = \mathfrak{H} l$ für gleichbleibendes Feld = $\frac{1}{\mu} \mathfrak{B} l$.

Bei einem aus mehreren Stücken zusammengesetzten magnetischen Kreis ist $\mathfrak{F} = \sum \mathfrak{H} l = \sum \frac{1}{\mu} \mathfrak{B} l$. Vergleich in Hydraulik.

Ohmsches Gesetz $E = I \cdot R$, gültig für einfachen unverzweigten Stromkreis oder einen Teil davon mit einer einzigen EMK (elektromotorischen Kraft): EMK = Stromstärke \times Gesamtwiderstand. Leitungswiderstand r

$$r = \rho \frac{l}{q} = r_0(1 + \alpha t),$$

dabei ρ spezifischer Widerstand — ρ für Kupfer = 0,0174 —, Leitwert (spezifisches Leitvermögen) $G = 1 : \rho$; l einfache Länge in m, q Drahtquerschnitt in qmm; r_0 Widerstand bei 0° C; α Temperaturwert des betreffenden Metalls (für Kupfer $\alpha = 0,004$); t Temperaturunterschied in ° C.

Sätze von Kirchhoff: $\sum I = 0$ für jeden Verzweigungspunkt, $\sum E = \sum IR$ für Strombahnverzweigungen. Für zusammengesetzte Widerstände ergibt sich $R = \sum r$ bei Hintereinanderschaltung, $\frac{1}{R} = \sum \frac{1}{r}$ bei Nebeneinanderschaltung,

für zwei nebeneinandergeschaltete Widerstände r_1 und r_2 ist $R = \frac{r_1 \cdot r_2}{r_1 + r_2}$.

Klemmenspannung von Stromquellen $P = E - I R_i$; R_i innerer Widerstand.

Joulesches Gesetz der Wärmeentwicklung in g-Kal.: $Q = 0,24 I^2 R t$, dabei t Zeit in Sekunden, $I^2 R$ umgesetzte Leistung in Watt.

Wechselwirkung Strom — magnetisches Feld. Ein stromdurchflossener Leiter bildet ein magnetisches Feld um sich herum, eine Spule (Solenoid) mit N Windungen und Windungslänge l einen künstlichen Magneten, dessen Feldstärke in der Mitte $\mathfrak{H} = \frac{4\pi NI}{10 l}$, am Ende der Spule die Hälfte davon beträgt (Magnet ohne Eisen!). Ergänzung der Formeln des magnetischen Kreises

$\sum \frac{1}{\mu} \mathfrak{B} l = \frac{4\pi}{10} NI$; NI erregende Amperewindungen. Elektrische Induktion im bewegten Leiter $e = \mathfrak{H} \cdot v \cdot dl$ (absolute Einheiten!). Leiter, Feld und Bewegungsrichtung senkrecht zueinander, v Geschwindigkeit in cm/sek. Für geraden Leiter von Länge l $e = \mathfrak{H} v l 10^{-8}$ Volt. Richtungsregel der rechten Hand (Fleming): Zeigefinger = Feld, Daumen = Bewegung, EMK = Mittelfinger. Bei Gleichstrom-Dynamomaschinen, Elektromotoren kommt für die EMK

$$E = \frac{Z \cdot \Phi \cdot n}{60 \cdot 10^8} \text{ Volt}$$

für jedes Polpaar, wobei Z die Zahl der wirksamen Drähte auf dem Anker. Elektrische Induktion findet auch im festen Leiter bei Verändern des Feldes statt: gleichzeitig mit Hysterisisverlusten treten Wirbelstromverluste bei Un-

magnetisieren auf, die proportional \mathfrak{B}^2 , ν^2 (Frequenz) und d^2 (Stärke der Bleche oder Ankerstäbe); Gegenmittel: weitgehende Unterteilung des Eisens. Technisch verwertet sind diese Verluste in der Wirbelstrombremse.

Wechselstrom. Augenblickswerte für Spannung und Strom nach Gleichung von der Form $e = \mathfrak{E} \sin \omega t$, Fig. 342 bildlich. Dabei $\omega = 2 \pi \nu$ Winkelgeschwindigkeit, 2ν Polwechselzahl, ν Perioden in der Sekunde, t die Zeit. Kurven beliebiger Form werden durch Fouriersche sin-Reihe dargestellt (höhere Harmonische). Da die Wechselstromspannung durch Wechselfeld nach $e = -N \frac{d\Phi}{dt}$ entsteht, eilt

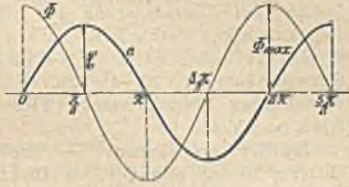


Fig. 342.

dieses um 90° elektrisch voraus. Elektrisch wirksam (verglichen mit Gleichstrom) der effektive Wert = quadratischer Mittelwert $E = \frac{\mathfrak{E}}{\sqrt{2}}$ bzw. $I = \frac{i_{\max}}{\sqrt{2}}$. $\sqrt{2} = 1,414$ der Scheitelfaktor der Sinuskurve. Strom häufig gegen die Spannung phasenverschoben; infolge Selbstinduktion (Spule) der Spannung nacheilend, infolge Kapazität (Kondensator) voreilend $i = I (\sin \omega t \pm \varphi)$; Fig. 343 (nacheilend $+\varphi$). Die Arbeits-

leistung ist $\mathfrak{Q} = E \cdot I \cdot \cos \varphi$. Statt der Darstellung der zeitlichen Verschiebungen mittels Sinusschaulinien einfacher Vektorschaulinien mit den Effektivgrößen Fig. 344. Es ist für den einfachen Stromweg $E = I \sqrt{r^2 + \omega^2 L^2}$ bei Nacheilen des Stroms, $E = I \sqrt{r^2 + \frac{1}{\omega^2 C^2}}$ bei Voreilen, wobei L und C die Beiwerte der Selbstinduktion und Kapazität. Wurzelwerte heißen scheinbarer Widerstand. Entsprechend ist dabei $\text{tg } \varphi = \frac{\omega L}{r}$ bzw. $\text{tg } \varphi = \frac{1}{r \omega C}$.

Die effektive EMK der Wechselstromdynamo in Volt ist

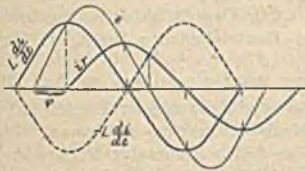


Fig. 343.



Fig. 344.

leistung ist $\mathfrak{Q} = E \cdot I \cdot \cos \varphi$. Statt der Darstellung der zeitlichen Verschiebungen mittels Sinusschaulinien einfacher Vektorschaulinien mit den Effektivgrößen Fig. 344. Es ist für den einfachen Stromweg $E = I \sqrt{r^2 + \omega^2 L^2}$

bei Nacheilen des Stroms, $E = I \sqrt{r^2 + \frac{1}{\omega^2 C^2}}$ bei Voreilen, wobei L und C die Beiwerte der Selbstinduktion und Kapazität. Wurzelwerte heißen scheinbarer Widerstand. Entsprechend ist dabei $\text{tg } \varphi = \frac{\omega L}{r}$ bzw. $\text{tg } \varphi = \frac{1}{r \omega C}$.

Die effektive EMK der Wechselstromdynamo in Volt ist

$$E = \frac{2\pi}{\sqrt{2}} \nu N \Phi 10^{-8} = 4,44 \nu N \Phi \cdot 10^{-8}.$$

Drehstrom entsteht, wenn drei je um 120° gegeneinander verschobene Spannungen (Ströme) miteinander verkettet werden. Drei Leitungen, jede führt jeweils die algebraischen Summen der Augenblickswerte der beiden andern. Leistung $\mathfrak{Q} = \sqrt{3} E I \cos \varphi$ Watt (E verkettete Spannung!), Drehstromverbraucher und -erzeuger in Dreieckschaltung,

Fig. 345 — Dreieckstrom $I' = \frac{I}{\sqrt{3}}$ — in

Sternschaltung Fig. 301, — Phasen-(Stern-) Spannung $E' = \frac{E}{\sqrt{3}}$.

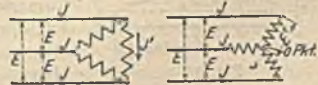


Fig. 345.

Fig. 346.

Galvanische Elemente. Sammler.

Gebräuchliche Primärelemente bestehen aus 2 Metall- oder Metall- und Kohlelektroden in einer Flüssigkeit (Elektrolyt). Bei Stromentnahme wird das Metall der negativen Elektrode gelöst und als elektrische Energie frei. Am positiven Pol wird Metall oder Wasserstoff abgeschieden. Die hierbei eintretende Polarisation (Verminderung der EMK) wird durch Anwendung oxydierender Depolarisatoren verhindert.

Daniellisches Element: — Elektrode amalgamiertes Zink in verdünnter Schwefelsäure (1 : 20—1 : 12), + Elektrode Kupfer in gesättigter Kupfer-*vitriollösung* (Depolarisator); Flüssigkeiten durch poröse Tonzelle getrennt. EMK \approx 1 Volt.

Meidinger Element: — Elektrode amalgamiertes Zink in gesättigter Bittersalzlösung ($MgSO_4$), + Elektrode Kupfer in gesättigter Kupfer-*vitriollösung*; Flüssigkeiten durch Unterschied des spezifischen Gewichts getrennt. Sturzflaschenform. In Anwendung bei verschiedenen Eisenbahnverwaltungen. EMK \approx 1 Volt.

Krüger-Element: — Elektrode amalgamiertes Zink in gesättigter Zink-*vitriollösung* ($ZnSO_4$), + Elektrode verkupfelter Bleikörper in gesättigter Kupfer-*vitriollösung*; Schwerkrafttrennung der Flüssigkeiten. In Anwendung bei der Deutschen Telegraphenverwaltung EMK \approx 1 Volt.

Leclanché-Element: — Elektrode amalgamiertes Zink, + Elektrode Kohle in gesättigter Salmiaklösung (NH_4Cl), Depolarisator beigegebener Braustein (MnO_2). In Gestalt der neueren Beutelemente besonders dauerhafte Ausbildung. EMK \approx 1,4 Volt.

Lalandsche Elemente (Cupron-E., Wedekindsches E.): — Elektrode Zink, + Elektrode Eisengefäß mit Kupferoxydüberzug oder Platten aus Kupferoxyd, das den Depolarisator bildet. Nach Reduktion zu reinem Kupfer im Gebrauch Erneuerung durch Oxydieren an Luft. Elektrolyt Kali- oder Natronlauge. Starke Ströme, geringer innerer Widerstand. EMK \approx 0,7—0,9 Volt.

Trockenelemente: — Elektrode Zink, + Elektrode in der Regel Kohle, Elektrolyt ist eine feuchte Paste, oft von Chloriden (NH_4Cl , $ZnCl_2$ u. a.), hergestellt unter Zuhilfenahme von schwammartigen Körpern, Sägemehl, Asbestfaser, Mehlkleister u. a. Depolarisator fest und um Kohle gelagert. EMK \approx 1,5 Volt.

Die Sekundärelemente (Sammler, Stromspeicher, Akkumulatoren) benutzen Blei als Baustoff und verdünnte Schwefelsäure als Elektrolyt (außerdem noch der alkalische Eisen-Nickelsammler). Beim Laden oxydiert die + Platte zu PbO_2 , während die Oxydschicht der — Platte zu metallischem Blei reduziert wird. Beim Entladen wird das PbO_2 der + Platte mit Hilfe der Schwefelsäure zu $PbSO_4$ reduziert, das Pb der — Platte zu $PbSO_4$ oxydiert. Die Klemmspannung ändert sich für Laden und Entladen mit gleichbleibendem Strom nach Fig. 347. Säuredichte ist ein Kennzeichen des (Ent-) Ladezustands, schwankend zwischen 1,05 und 1,40. Der innere Widerstand der Sammler ist sehr klein, stets $< 0,1 \Omega$. Der Wirkungsgrad der Aufspeicherung der elektrischen Arbeit bei guten Sammlern 70—80% (Wattstundenverhältnis), zurückgewonnene Strommenge (Amp.-Std.) bis 97%. Bei längerer Entladezeit als der normalen steigt die Kapazität, bei kürzerer sinkt sie. Entladen bis unter 1,8 Volt schädlich. Ausführung entweder mit massiven Platten (Planté) — künstlich vergrößerte Oberfläche, Großoberflächenplatten — oder mit Gitterplatten mit zwischengebrachter Masse von Bleisalzen. Erstere dauerhafter, letztere leichter. Marktgängige Größen von 12—13 600 Amp.-Std.

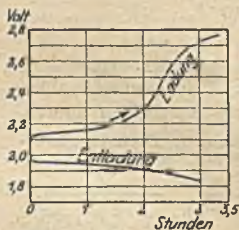


Fig. 347.

Kapazität bei Ladeströmen von 6—4500 Amp. Glasgefäße oder bleiausgekleidete Holztröge. Platten hängen mit Fahnen auf Glasplatte. Gestell aus Holz auf Isolatoren. Bedienungsgänge 75—100 cm breit.

Gleichstromdynamos und -motoren.¹⁾

Beiden Maschinenarten gleicherweise eigene Hauptbestandteile:

Magnetgestell mit Feldwicklung, Lager (bei kleineren Maschinen in den Lagerschildern eingebaut), Grundplatten, Bürsten ruhend,

Anker mit Kommutator (Kollektor), Drehbewegung aufnehmend oder abgebend.

Ausführungsformen: Offen (alle Dynamos) geschützt (Lagerschilder haben jalousieförmige Schlitzte gegen Tropfwasser), vollständig geschlossen (staub- und wasserdicht); außerdem besondere Feuchtigkeitsisolierung für Motoren in feuchtwarmer Luft.

Unterscheidung nach Art des Aufbaues — offen/gekapselt; zwei-, vier- usw. polig; Außen-/Innenpole (Fig. 348 und 349 jetzt übliche Anordnung zwei- und vierpoliger Maschinen, Außenpoltyp) — und der Schaltung: Fig. 350 Hauptstromdynamo, -motor, Fig. 351 Nebenschlußmaschine, Fig. 352 Doppelschluß-, Verbundmaschinen (äußerer Kreis durch W bezeichnet).



Fig. 348.



Fig. 349.

Feldmagnete meist ausgeprägte Pole (Fig. 348 und 349). Ankerzylinder aus Blechscheiben mit ausgestanzten Nuten am Umfang, in denen eine fortlaufende und in sich geschlossene Wicklung liegt: Trommelwicklung, ausgebildet entweder als Schleifen- oder Wellenwicklung (Fig. 353 und 354) je nachdem das zwischen zwei benachbarten Kommutatorlamellen geschaltete Wicklungselement in der Abwicklung des Trommelumfangs eine Schleife oder eine Welle bildet. γ -Schritt der Wicklung, γ_1 und γ_2 Teilschritte.

Ist der Ankerstromdurchflossen (belastet), so bildet er ein Magnetfeld quer zum Haupt-

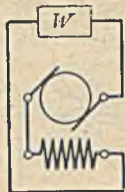


Fig. 350.



Fig. 351.

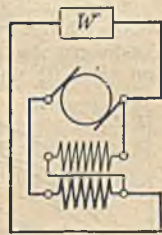


Fig. 352.



Fig. 353.

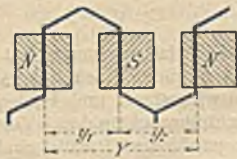


Fig. 354.



Fig. 355.

¹⁾ Vorschriften des Verbandes Deutscher Elektrotechniker: Normalien für Bewertung und Prüfung von elektrischen Maschinen und Transformatoren; Normale Bedingungen für den Anschluß von Motoren an öffentliche Elektrizitätswerke; Normalien für die Bezeichnung von Klemmen bei Maschinen, Anlassern, Regulatoren und Transformatoren. Verl. v. J. Springer, Berlin.

magnetfeld, beide zusammen bilden ein verzerrtes resultierendes Feld, Fig. 355. Um in dem durch die Bürsten kurz geschlossenen Wicklungselement keine zu hohe Kurzschluß-EMK zu erhalten — funkenfreier Gang — müssen die Bürsten aus der zum Hauptfeld senkrechten neutralen Zone verschoben werden — bei der Dynamo in der Drehrichtung vorwärts, beim Motor umgekehrt. Zur Erzielung einer guten Kommutation ohne Bürstenverschiebung dienen Wendepole oder besondere Kompensationswicklung. Die Feldachse dieser beiden ankerstromdurchflossenen Wicklungen liegt in der neutralen Schicht.

Die Spannung am Anker (Bürsten) P_a ist um den Stromwärme- und Bürstenübergangsverlust kleiner (Dynamo) bzw. größer (Motor) als die EMK bzw. Gegen-EMK im Anker, $P_a = E \mp I_a W_a$: Spannungsabfall der Dynamo, zu der unter Umständen noch der Ohmsche Verlust der Feldwicklung hinzukommt. Weitere Verluste sind: Hysterisis- und Wirbelstromverlust im Anker infolge Ummagnetisierung (daher aus Blechen zusammengesetzt), Lager-, Bürsten- und Luftreibung. Danach ist der Gesamtwirkungsgrad der Maschine $\eta = \frac{PI}{\Omega}$ für Dynamo, $\eta = \frac{\Omega}{PI}$ für Motor; I gesamt abgegebener oder aufgenommener Strom, P Klemmspannung.

Als Dynamo arbeiten die Nebenschlußmaschinen nebeneinander — gleichbleibende Klemmspannung, veränderlicher Strom — die Hauptstrommaschinen hintereinander geschaltet (Thury) — gleichbleibende Stromstärke, veränderliche Spannung — Doppelschlußmaschinen bei meist überwiegender Nebenschlußerregung wie Nebenschlußmaschinen; als Motoren arbeiten Nebenschluß- und Hauptstrommaschinen in Netzen mit gleichbleibender Spannung nebeneinander, letztere auch zu zwei bis vier hintereinander geschaltet.

Charakteristik der Dynamo (Kennlinien des Arbeitsverhaltens): Verhalten zwischen Nutzstrom I oder Erregerstrom I_{err} und P äußere Charakteristik, zwischen I der I_{err} und E innere Charakteristik. Reihenschlußmaschine Fig. 356, $I = I_{err}$. Mit größerem Widerstand des Gesamtkreises tiefer liegende E und P , auch geringere Drehmomente D (Spannungsabfall zwischen E und D infolge Ohmschen Spannungsverlustes und Ankerrückwirkung (Gegen-Ampere-Windungen des Ankers). Nebenschlußmaschine Fig. 357 P -Kurven für Leerlauf ($P = E$) und verschiedene Ankerströme I_a . Soll P gleichhoch gehalten

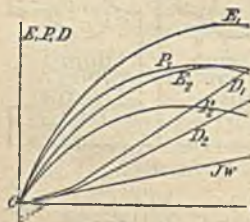


Fig. 356.

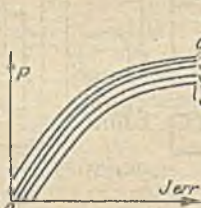


Fig. 357.

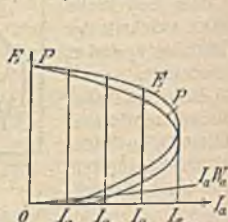


Fig. 358.

werden, muß I_{err} für wechselnde Belastung vergrößert werden. Als Abhängige vom Ankerstrom I_a ändert sich E und P nach Fig. 358. Regelung der Hauptstrommaschine durch Vorschaltwiderstand und Feldschwächung (Nebenschluß zur Feldwicklung), der Nebenschlußmaschine durch Vorschaltwiderstand zur Erregerwicklung. Bedingung für (stoßfreies) Parallelschalten bei letzterer: Übereinstimmen der Pole und Spannung der zuzuschaltenden Maschine gleich der des Netzes. Doppelschlußmaschinen erfordern noch besondere Schiene für Hauptstromfelder, so daß auch diese in sich parallel sind.

Charakteristik der Motoren. Allgemein gilt die in den Grundlagen gegebene Formel für die EMK, sowie für das Drehmoment $D = C_2 \frac{Z}{2a} I_a \Phi - 2a$

Zahl der parallel geschalteten Ankerzweige — aus beiden kommt $E I_a = C_3 D n$.
Umrechnungsformeln im praktischen Maßsysteme:

$$\Omega_{\text{mech}} = \frac{2 \pi n}{60} D \frac{\text{mkg}}{\text{sek}} = \frac{2 \pi n}{60} 9,81 D \text{ Watt} = \frac{2 \pi n}{60 \cdot 736} D \text{ PS,}$$

wobei D in mkg. Beim Reihenschlußmotor Anhängigkeit zwischen Drehmoment, Drehzahl und Stromstärke nach Fig. 359. Beim Nebenschlußmotor Drehzahl nur wenig (entsprechend E) abnehmend, Stromaufnahme angenähert proportional der zunehmenden Belastung. Drehmoment durch die Erregung von der Klemmspannung abhängig. Sind große Anfahrleistungen an entfernten Punkten (großer Spannungsabfall) erforderlich, Nebenschlußmotor ungünstig. Geschwindigkeitsregelung durch Feldschwächung (größere Drehzahl, aber auch größerer Ankerstrom bei gleichem Drehmoment). Anlassen von Reihenschlußmotoren durch vorgeschaltete Widerstände, bei mehreren Motoren außerdem noch Hintereinanderschalten dieser; von Nebenschlußmotoren durch Vorschalten von Hauptstromwiderständen vor dem Anker allein, Fig. 360, normale Regelungsgrenzen hierbei -50% , $+15\%$. Die Umkehrung der Motorwirkung in Generatorwirkung tritt bei geänderter Drehrichtung für den Reihenschlußmotor ohne Schaltungsänderung ein, für den Nebenschlußmotor nur dann, wenn auch die Feldwicklung oder der Anker umgekehrt angelegt werden. Für letzteren Motor tritt außerdem Generatorwirkung ein, sobald er bei gleicher Drehrichtung mit einer höheren als der kritischen Drehzahl betrieben wird, so daß $E > \text{Netzspannung } P$ ist (bei Ausgleichsmaschinensätzen in Dreileiteranlagen benützte Eigenschaft).

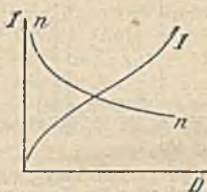


Fig. 359.

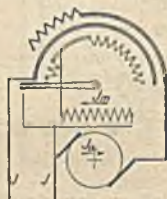


Fig. 360.

Für Gleichstrommotoren übliche Spannungen sind 110, 220, 440 und 500 Volt, für Bahnzwecke bis 750 Volt.

Anlasser sind ausgebildet als Metallanlasser (ebene Kontaktbahn, Luftkühlung oder im Ölbad), Flüssigkeitsanlasser für größere Leistungen, (Tauchplatten) und Schaltwalzenanlasser (zylindrische Kontaktbahn, geschlossen und staub- und wasserdicht, daher für schwere Betriebe und im Freien).

Anlasser können mit Maximalausschalter (gegen Überlastung) und Nullstromausschalter im Erregerkreis (zum Schutze des Ankers gegen Verbrennen) ausgestattet werden.

Wechselstromdynamos und -motoren¹⁾.

Die Wechselstromdynamos — einphasiger, zwei- und dreiphasiger Wechselstrom — besitzen fast alle ein rotierendes Erregermagnetsystem und feststehenden Anker, ihr Puls ν (sekundliche Periodenzahl) ist von Polpaarzahl und minutlicher Drehzahl abhängig nach $60 \nu = p n$. Die Windungen jeder Phase des Ankers liegen für jedes Polpaar in $2 \cdot 2$ bis $2 \cdot 5$ Nuten des geblätternen Anker Eisens und sind für sich und bei mehreren Polen auch polsatzweise hintereinander geschaltet. Leistung der Einphasendynamo $L = I \cdot P \cdot \cos \varphi$, der Zweiphasendynamo (2 um 90° gegeneinander verschobene Wechselströme) $L = 2 \cdot I \cdot P \cos \varphi$; der Dreiphasen-(Drehstrom-)Dynamo (3 je um 120° gegeneinander verschobene Wechselströme) $L = \sqrt{3} \cdot I \cdot P \cos \varphi$. Fig. 361 Schaltung einer vierpoligen Drehstrommaschine. Als charakteristische Schaulinien gelten einmal Fig. 362 — Klemmspannung bei Leerlauf und für Vollast bei verschiedenen $\cos \varphi$ und

¹⁾ Verbandsvorschriften siehe bei Gleichstromdynamos.

Kurzschlußstromstärke in Abhängigkeit von der Erregung —, andererseits Klemmspannung abhängig von den verschiedenen Ankerströmen, Fig. 363. Die Wechselstromdynamo unterscheidet sich von der Gleichstromdynamo dadurch,

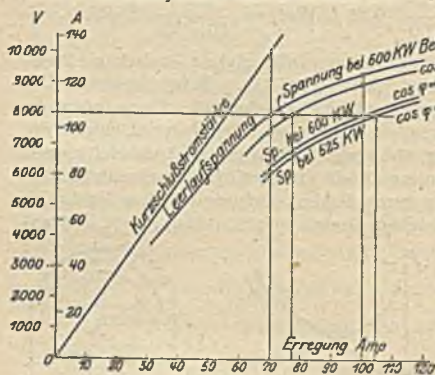


Fig. 362.

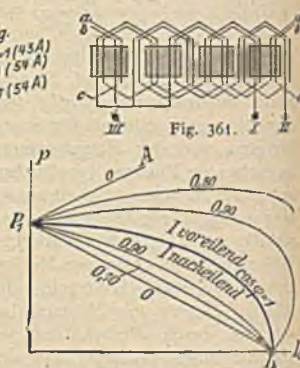


Fig. 363.

daß zu dem daselbst auftretenden Spannungsabfall noch der induktive infolge der Selbstinduktion des Ankers hinzutritt (geometrisch nach der Vektorschaulinie zu addieren!), bei Wechselstrom daher größerer Spannungsabfall.

Wechselstromdynamos arbeiten nur nebeneinander, nie hintereinander. Sie halten sich so selbsttätig im Tritt. Erhöhen der Erregung der einen Maschine bedeutet (entgegen der Gleichstrommaschine) nur Übernahme der wattlosen Leistung (ohne mechanischen Arbeitsaufwand) auf diese. Verschieben der Wattleistung zwischen den Maschinen bedingt Beeinflussung des Regulators (mehr — weniger Dampf). Parallelschalten der Wechselstromdynamos erfordert Spannungsgleichheit, Phasengleichheit und Pulsleichheit. Letztere beiden Eigenschaften zu erkennen aus Phasenlampen oder -Voltmeter.

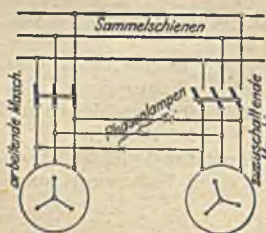


Fig. 364.

Bei ungleichem Puls wandert das Aufleuchten an den drei Lampen, bei Phasengleichheit brennen die Lampen je nach Schaltung dunkel oder hell. Auch selbsttätige Parallelschaltvorrichtungen sind durchgebildet worden. Beim Parallelschalten sowohl als auch beim Parallelarbeiten treten Pendelungserscheinungen der beiden nur elektromagnetisch gekoppelten Läufer auf (letzterenfalls vom ungleichmäßigen Antrieb herrührend), die sich durch Resonanz unter Umständen bis zum Außertrittfallen verstärken können. An sich wirken die synchronisierenden Kräfte — Generatorwirkung des voreilenden, Motorwirkung des nacheilenden Stroms — entgegen. Bei Resonanz muß die Schwingungsdauer vergrößert werden: Vergrößerung des Trägheitsmoments, der Dämpfung durch besondere Dämpferwicklung u. a.

Die Wechselstrom- bzw. Drehstrommotoren zerfallen in synchrone und asynchrone, letztere wieder in Induktionsmotoren mit Kurzschluß- oder Schleifringanker und Motoren mit Kommutatoranker.

Synchronmotoren besitzen Gleichstromerregermagnetsystem wie die Generatoren, sind ziemlich überlastbar und können phasenvoreilend — übererregt — und phasennacheilend — untererregt — betrieben werden; in Ausnutzung der ersten Eigenschaft als Phasenregler für Netze verwendet. Nachteil: Unmöglichkeit des Anlassens unter Last bei normalem Puls, Anlaßmotor erforderlich.

Asynchrone Induktionsmotoren beruhen auf der Wechselwirkung zwischen dem dem Ständer vom primären Strom aufgedrückten Wechsel- oder Drehfeld und dem von diesem in der Wicklung des Läufers induzierten Strom. Derartige von einphasigem Wechselstrom gespeiste Motoren können nur mit einer Hilfsphase anlaufen, daher geringe Verbreitung. Allgemein verwendet sind die Drehstrommotoren. Für große Leistungen bis 10 000 Volt unmittelbar gebaut. Der Ständer ist wie ein entsprechender Generator gewickelt, die Achse des erzeugten Feldes dreht mit der nach $60 \nu = p n$ sich ergebenden Drehzahl. Der Läufer (Sekundäranker) folgt bei Leerlauf dieser Drehzahl nahezu synchron, bleibt aber unter Belastung dahinter zurück — Schlüpfung. Einfachste Ausführungsform des Läufers der Kurzschlußläufer (Stabkäfiganker, abgekürzt auch Schlußanker). Vorteil: einfachste Bauart; Nachteil: Anlauf mit großem Stromstoß und entweder nicht mit voller Last oder mit voller Last, dann aber schlechterer Wirkungsgrad beim normalen Betrieb (Anlaufkurve *a* Fig. 366). Bei Anlauf unter Volllast Schleifringanker. Der Läufer erhält eine fortlaufende dreifache Wicklung in Sternschaltung, deren freie Enden zu 3 Schleifringen geführt sind, deren Bürsten beim Anlauf über veränderliche Widerstände verbunden werden. Im Betrieb sind die Schleifringe kurzgeschlossen, Bürsten unter Umständen abgehoben, Schema 365.

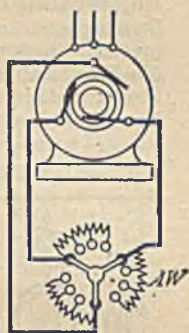


Fig. 365.

Die beim Anlassen für die verschiedenen Widerstände auftretenden Drehmomente in Abhängigkeit der Drehzahl in v. H. der synchronen gibt Fig. 366 — unter der Abszissenachse Generatorwirkung bei übersynchronem Lauf. Selbsttätig wirkende Anlasser mitunter in den Läufer eingebaut (Gegenschaltung von Görges oder Widerstände). Wichtige Schaulinien eines Drehstrommotors, Fig. 367.

Ausführungsarten der Drehstrommotoren: Offene, ventiliert geschützte, vollständig geschlossene und ventiliert geschlossene (letztere vollständig geschlossen

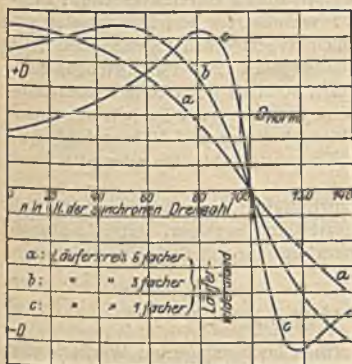


Fig. 366.

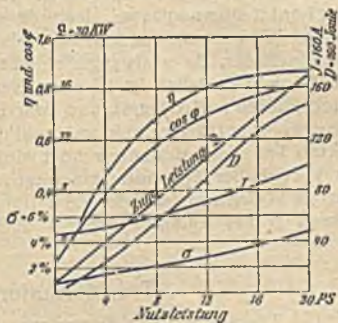


Fig. 367.

mit Luftzu- und -abführung in besonderer Leitung) — siehe auch Gleichstrommotoren. Schaltung meist Sternschaltung, aber zugänglicher Nullpunkt! Bei Umschaltung in Dreieckspaltung darf Spannung dann nur das 0,58 fache der ersten sein. Man wähle bis 1 PS nur Kurzschlußanker, von 2—5 PS Kurzschlußanker, wenn dieser wegen des Anlaufstromstoßes zugelassen wird, über 5 PS stets Schleifringanker.

Anlasserarten wie beim Gleichstrommotor nur dreiphasig und im Läuferkreis, wenn Schleifringanker vorhanden. Bei Kurzschlußanker kommen als Anlasser im

Ständerstromkreis vor: Stern-Dreieckschalter, Gehäuseanlasser mit Widerstandsvorschaltung (verringertes Anlaufmoment), Anlaßtransformatoren zu stufenweiser Erhöhung der Spannung.

Als asynchrone Kommutatormotoren werden meist verwendet die Einphasenwechselstrommotoren. Schaltungsarten: Reihenschlußmotor, von Latour angegeben Fig. 368, wie bei Gleichstrom, jedoch noch mit einer Kompensationswicklung C senkrecht zum Erregerfeld zur Aufhebung des im Anker bei Drehung entstehenden Querfeldes; Drehzahl in Abhängigkeit vom Drehmoment wie beim Gleichstromreihenschlußmotor. Motor von Winter-Eichberg, Fig. 369. Am Netz hintereinander die Erregerfeldwicklung mit der Primärwicklung eines Reglertransformators, dessen veränderlichen Sekundärwicklung der Strom des Querfeldes entnommen wird; Drehzahlverhalten ähnlich wie vorher. Repulsionsmotor (Thomson), Fig. 370: Am Netz nur die Erregerfeldwicklung des Ständers,

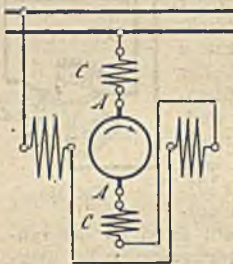


Fig. 368.

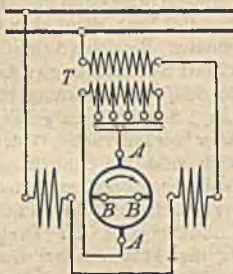


Fig. 369.

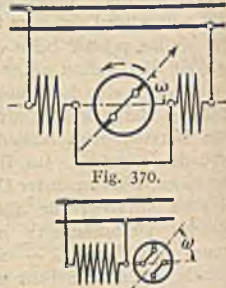


Fig. 371.

der Kommutator durch zwei Bürsten kurz geschlossen, deren Achse gegen die Feldachse um $20-15^\circ$ verschoben ist; Anlassen durch Bürstenvorschub; Drehzahlcharakteristik ähnlich vorher. Fig. 371 verbesserter Repulsionsmotor von Deri mit 2 Bürstenpaaren, deren eines in der Erregerfeldachse stehen bleibt; das andere wird verdreht von $0-180^\circ$ (Arbeitsstellung meist $120-150^\circ$). Nebenschlußmotor seltener, da er als solcher nicht anläuft, sondern dazu Reihenschlußhilfsschaltung erforderlich ist (Osno). Neuerdings kommen auch Drehstromkommutatormotoren auf (Görges), und zwar in Reihenschaltung und Nebenschlußschaltung, wobei entweder direkter Anschluß der Kommutatorbürsten oder mittelbarer mittels Transformator angewendet wird.

Vorteil aller Kommutatormotoren: Geschwindigkeit weitgehend wirtschaftlich mittels Stufentransformator oder Bürstenverstellung regelbar, guter Leistungsfaktor, großes Anlaufmoment — aber teurer und unterhaltungsbedürftiger.

Transformatoren, Umformer¹⁾.

Die Transformatoren dienen zum Umformen hochgespannten Wechsel- oder Drehstroms in niedergespannten oder umgekehrt, wobei die Stromstärken im entgegengesetztem Sinne verändert werden und bestehen in zwei bzw. drei Säulen geblättern Eisens (Fig. 372), die die Wicklung tragen und durch entsprechende Joche verbunden sind — Kerntransformatoren —; mitunter ist die Wicklung vom Eisen auch mantelartig umschlossen — Manteltransformatoren —. Die Hoch- und Niederspannungswicklungen sind meist vollständig getrennt, nur für an sich niedere Spannungen bei Bogenlampentransformatoren u. dgl. zusammenhängend Sparschaltung, Fig. 373. Luft- und ölgekühlte Transformatoren, Öl gleichzeitig isolierend wirkend, muß aber durchaus säure- und wasserfrei sein. Öltransfor

¹⁾ Verbandsvorschriften siehe bei Gleichstromdynamos.

matoren immer allgemeiner verwandt, von 30 000 Volt an ausschließlich. Für größere Leistungen Kühlrippen am Behälter, für ganz große besondere Wasserkühlung mit Kühlschlangen. Verluste der Umsetzung ziemlich gering: bei Größen über 10 kW Wirkungsgrad $\eta = 95 \div 98\%$ für Vollast. η des einzelnen Transformatoren sinkt bis herab zu $1/10$ Vollast nur gering, Fig. 374 (ist aber abhängig vom $\cos \varphi$).

Gegen die Gefahr des Übertritts von Hochspannung in die Niederspannung Spannungssicherung am Nullpunkt der letzten. Transformatoren sind fast stets beiderseits parallel geschaltet; hierzu ist erforderlich, daß sämtliche gleichartig gewickelt sind — Stern oder Dreieck. Schaltungsarten s. Maschinennormalien.

Neben den Transformatoren mit festem Übersetzungsverhältnis für Regulierzwecke solche mit veränderlicher Übersetzung: a. Zu- und Abschalten von Windungen nach Zellschalterart (z. B. Reglertransformatoren für Kommutatormotoren); b) wie Asynchronmotor gebaut, Läufer verdrehbar und in jeder Lage feststellbar: Fig. 375. Ausführungsschema für einphasigen Reduktionsregler, Fig. 376 Schaltplan für dreiphasigen. Erhöhung oder Erniedrigung der Netzspannung um die betreffende EMK des Ständers ohne jeden Sprung.



Fig. 372.

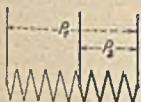


Fig. 373.

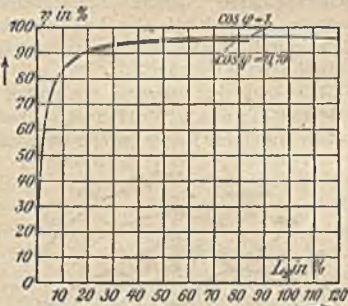


Fig. 374.



Fig. 375.



Fig. 376.

Rotierende Umformer sind dynamoartige Maschinen, bei denen in einem Anker die eine Stromart in die andere (Wechselstrom-Drehstrom in Gleichstrom, niedrigespannter Gleichstrom in höherespannter und umgekehrt) umgeformt wird. Der Anker kann zwei verschiedene oder eine Wicklung tragen, letztere ist einerseits an einen Kollektor, andererseits an Schleifringe angeschlossen. Erregung mittels Nebenschluß- oder Doppelschlußwicklung. Das Verhältnis der beiden Spannungen ist bis auf Ohmsche Verluste fest gegeben, da nur ein magnetisches Feld vorhanden. Spannungsregelung nur durch Änderung der zu- oder abgeführten Spannung möglich. Wirkungsgrad $90 \div 95\%$. Wegen der Schwierigkeit der Spannungsänderung an Stelle des Einankerumformers Motor-generator — mit wesentlich geringerem Wirkungsgrad — oder Kaskadenumformer (für Drehstrom-Wechselstrom in Gleichstrom): der im Läufer des asynchronen Wechselstrommotors induzierte Wechselstrom geringeren Pulses speist den Anker des Umformers — zwei Maschinen mit einer Welle; gute Regelbarkeit und guter Wirkungsgrad. Als Wechselstrom-Gleichstrom-Umformer für kleine Leistungen: Quecksilberdampfgleichrichter von Cooper-Hewitt, Grissongleichrichter (Aluminium-Bleiplattenzellen mit alkalischem Elektrolyt in Brückenschaltung) und oszillierender von Koch (synchron schwingender Anker).

Elektrische Beleuchtung¹⁾.

Maßeinheiten: Die Stärke J des Strahls einer Lichtquelle wird in HK (Hefnerkerzen — Einheit die Amylacetatlampe von v. Hefner - Alteneck) gemessen, der in einem Raumwinkel ω von einer punktförmigen Lichtquelle von der Stärke J ausgestrahlte Lichtstrom $\Phi = J \omega$ in Lumen (Lm). Ist die von ω umschlossene Fläche im Abstände r m F m² groß, so ist auch $\Phi = \frac{JF}{r^2}$. Gesamtausstrahlung eines Lichtpunktes ist $\Phi = 4 \pi J$. Dem Auge unmittelbar faßbar wird die durch einen Lichtstrom Φ auf einer Fläche F hervorgerufene Beleuchtungsstärke $E = \frac{\Phi}{F} = \frac{J}{r^2}$ Lux (Lx) — wenn Strahl und Flächennormale den Winkel α bilden: $E = \frac{J}{r^2} \cos \alpha$ — und bei den technischen, körperlichen Lichtquellen die Flächenhelle, der Glanz der Oberfläche f des Leuchtkörpers $e = \frac{J}{f}$ Kerzen auf 1 cm². Die Lichtabgabe $Q = \Phi T$ gemessen in Lumenstunden. Die mittlere Lichtstärke der technischen Lichtquellen mit ihren räumlich sehr ungleich verteilten Ausstrahlungsstärken wird entweder auf den ganzen Raum bezogen — sphärische Intensität J_o — oder auf die untere Halbkugel einer durch den Lichtschwerpunkt gelegten wagerechten Ebene — hemisphärische Intensität J_{\square} .

Glühlampen. Der Glühkörper ist entweder ein Faden aus Kohlenstoff oder schwer schmelzbarem Metall (Tantal, Wolfram) — beide in luftverdünntem Raum — oder ein Stäbchen aus einem Leiter zweiter Ordnung, d. h. einer Mischung



Fig. 377. a Glühlampe allein, b Glühlampe mit Reflektor, a' und b' zugehörige mittlere hemisphärische Lichtstärken.

von Metalloxyden mit seltenen Erden wie Ceroyd, Yttriumoxyd, die erst bei höheren Temperaturen stromleitend werden (Nernstlampe). Metallfadenslampe, sog. Einwattlampe, — anfänglich gespritzter Faden, neuerdings allgemein gezogener Draht — verdrängt Kohlenfadenslampe immer mehr. Normale Bauart derart, daß Faden in langen Zickzackführungen einen länglichen

¹⁾ Vorschriften des Verbands Deutscher Elektrotechniker: Photometrische Einheiten. Vorschriften für die Messung der mittleren horizontalen Lichtstärke. Normalien für Bogenlampen. Vorschriften für die Photometrierung von Bogenlampen. Normalien für die Beurteilung der Beleuchtung. Einheitliche Bezeichnung von Bogenlampen. Normalien für Lampenfüße mit Edison-Mignon-, Edison-, Edison-Goliath-Gewindekontakt und Bajonettkontakt.

Zylinder bildet; Glashülle Birne oder Kugel. Die Schaulinie der Ausstrahlung einer solchen Metallfadenlampe mit und ohne Reflektor, Fig. 377, läßt die jeweils günstigste Aufhängungsart für die verschiedenen Verwendungszwecke ableiten. Sonderbauart für Schreibplatzbeleuchtung: Fadenführung bildet Kegel, Fokusslampe von Siemens-Schuckertwerken u. a. Strahlenrichtung mehr nach unten.

In jüngster Zeit Halbwattlampe: Metalldrahtspirale in Zickzackführung niedrigen Zylinder bildend. Glashülle Kugel mit aufgesetztem hohem Glaszylinder, gefüllt mit indifferentem Gas. Für größere Lichtstärken.

Kohlenfadenlampen, marktgängig mit (5), 10, 16, 25, 32, (50) und (100) HK bei Betriebsspannungen von etwa $50 \div 240$ Volt, spezifischer Verbrauch dabei etwa $3 \div 4$ Watt/HK, die nutzbare Lebensdauer (20% Abnahme der Lichtausbeute) 800—300 Stunden. Tantallampen $1,5 \div 1,7$ Watt/HK; 16, 25, 32 und 50 HK gängig; Lebensdauer etwa 600 Std. Die sog. Einwattmetallfadenlampe mit $1,1 \div 1,25$ W/HK spezifischem Verbrauch kann eine Lebensdauer von über 2000 Brennstunden haben bei nur 10% Lichtabnahme. Sparsamer Verbraucher, aber stoßempfindlich! Übliche Größen 10, 16, 25, 32, 50, 100, 200, 300, 400 und 600 HK bei 100—120 und teilweise auch 200—240 V. Niedervoltlampen mit besonderem Kleintransformator (sog. Reduktor), da Lampen geringerer Spannung weniger Verbrauch haben und unempfindlich sind. Halbwattlampen 200 und 300 HK bis 65 Volt, 400 und 600 HK bis 130 Volt, 1000, 2000 und 3000 HK bis 240 Volt mit etwa 0,5 W/HK Verbrauch und etwa 800 Std. Lebensdauer.

Als mittlere Lichtstärke der Glühlampen gilt die Intensität des Strahls senkrecht zur Lampenachse, nicht die hemisphärische. Schaltung fast stets parallel an der betreffenden Spannung, bei Hintereinanderschaltung zu 2 oder mehr jeweils als Serienlampen bestellen! Neben den gewöhnlichen Fassungen für trockene Räume mannigfaltigster Ausgestaltung (Rohrpandel, Schnur- und Schnurzugpendel — letztere verstellbarer Höhe — Wandarme, Wand- und Deckenfassungen; Handlampen; Schirm, Glocke) besondere Armaturen für feuchte Räume und fürs Freie (mit und ohne Schutzglocke — für Metalldrahtlampen Kühlung durch Luftstrom empfehlenswert!). Für Halbwattlampen wegen des hohen Glanzes der Leuchtfäden bei Innenräumen Glocken empfehlenswert, durch die in Verbindung mit entsprechenden Schirmen die gewünschte Ausstrahlungskurve (wie *b* in Fig. 377 oder auch ähnlich *g/h* in Fig. 378 bei Freibleuchtung) gewonnen werden kann. — Armaturen von Körting und Mathiesen, Leutsch-Leipzig u. a.

Bogenlampen. Zumeist Lichtbogen zwischen Kohlenelektroden, jedoch auch im luftleeren Raum zwischen Metall- und Quecksilberelektroden (Quecksilberdampf Lampe). Reinkohlenlampen, übereinander stehende Kohlen, bei Gleichstrom oben Dochkohle, unten Homogenkohle (erstere 1,6 facher Durchmesser) wegen Kraterbildung zur Lichtstreuung nach unten, bei Wechselstrom obere Kohle nur 1—2 mm stärker als untere, beide gedocht. Gleichstrom: 6—15 A, zwei Lampen an 110 V, $360 \div 1360$ HK, 0,92—0,61 W/HK; Wechselstrom: 8—18 A, drei Lampen an 110 V, $190 \div 570$ HK, $1,55 \div 1,16$ W/HK. Höchste Brenndauer je nach Lampengröße 12, 18 und 23 Std. Ausstrahlungskurven *a* und *b* Fig. 378. Dauerbrandlampe, Gleichstrom, Einzelschaltung an 110 V, gleichstarke dünne Homogenkohlen, gegen Außenluft dicht abgeschlossener Brennraum $4 \div 7$ A, $350 \div 900$ HK, $0,80 \div 0,85$ W/HK, Brenndauer ∞ 100 Std., bei dickeren Kohlen bis 300 Std., aber geringere Ausbeute — nicht zu empfehlen, da Putzen nach 100 St. an sich erforderlich. Zwischen Reinkohlen- und Dauerbrandlampe steht die sog. Sparlampe; auch Luftabschluß, 20 \div 30 Std. Brenndauer, Gleichstrom, 3—7 A, einzeln an 110 V oder zu dritt an 220 V mit $1,0 \div 0,74$ bzw. $0,71 \div 0,61$ W/HK Verbrauch. Beide Lampen rein weißes Licht. Werden allmählich durch Metallfadenlampen verdrängt.

Volle Geltung hat die Bogenlampe noch als Starklichtquelle für Beleuchtung von Plätzen und Hallen in den folgenden Formen.

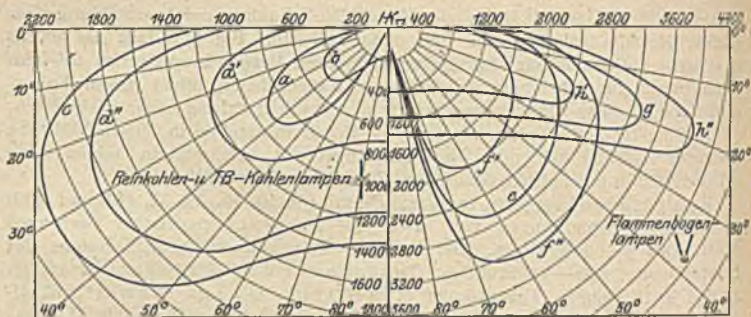


Fig. 378. Ausstrahlungskurven von Bogenlampen mit Klarglasglocke bei angenähert gleichem Verbrauch (≈ 440 Watt).

Zahlenangaben und Kurven für die Lampen der Bogenlampenfabrik Körting & Mathieson, A. G., Leipzig-Leutzsch.

Bezeichnung	Lampenart	Schaltung bei 110 Volt	Stromstärke Amp.	Verbrauch Watt	Lichtstärke HK	Spez. Verbrauch W/HK
a	Reinkohlenbogenlampe Gleichstrom	2 L. an 110 V	8	440	550	0,80
b	Wechselstrom mit Vorschaltwiderstand	3 L. an 110 V	12	440	335	1,32
c	TB-Kohlenlampe (Axis.) Gleichstrom	3 L. an 110 V	12	440	2000	0,22
d	Wechselstrom mit Vorschaltwiderstand	"	12	400	1030	0,39
d'	TB-Kohlenlampe (Axis.) Wechselstrom mit Vorschalt-drossel	"	15	425	1710	0,25
e	Flammenbogenlampe ohne dioptr. Glocke Gleichstrom	2 L. an 110 V	8	440	2200	0,20
f	Flammenbogenlampe ohne dioptr. Glocke Wechselstrom mit Vorschaltwiderstand	"	10	456	1620	0,28
f'	Flammenbogenlampe ohne dioptr. Glocke Wechselstrom mit Vorschalt-drossel	"	12	435	2700	0,16
g	Flammenbogenlampe mit dioptr. Glocke Gleichstrom	"	8	440	2040	0,22
h	Flammenbogenlampe mit dioptr. Glocke Wechselstrom mit Vorschaltwiderstand	"	10	456	1500	0,30
h'	Flammenbogenlampe mit dioptr. Glocke Wechselstrom mit Vorschalt-drossel	"	12	435	2480	0,18
i	Dauerflammenbogenlampe ¹⁾ Gleichstrom	"	8	440	1800	0,24
h	Dauerflammenbogenlampe ¹⁾ Wechselstrom mit Vorschalt-drossel	"	12	440	1500	0,29

¹⁾ Das Ausstrahlungsdiagramm der Dauerflammenbogenlampe (Diallampe) liegt qualitativ zwischen dem der TB-Kohlenlampe und dem der Diopterflammenbogenlampe.

Effektkohlenlampen verwenden Kohlen mit Leuchtzusätzen (Metallsalzen).

Flammenbogenlampen, nebeneinanderstehende Kohlenlanger nach unten durchgebogener Lichtbogen (etwa 45 V Spannung); Lichtausbeute verschieden je nach Farbe: gelb, perlweiß, brillantweiß; ersteres am günstigsten — weiß 25÷40% mehr Verbrauch; Angaben für gelb. Brenndauer 7, 9, 14, 18 Stunden bei Doppellampen mit 2 Kohlenpaaren 36 Stunden (selbsttätige Umschaltung). Zur Erzielung der g—h Ausstrahlungskurven Prismeninnenglocke sogen. Diopter-glocken — Vorbedingung hierfür beschlagfreie Armatur! Fig. 379. Vergleich der Flammenbogenlampen: Zu beachten, daß fälschlich meist Lampen gleicher Amperzahl verglichen werden, statt solche gleichen Verbrauchs. Fig. 379 erweist, daß Wechselstromlampe mit Drossel günstiger als Gleichstromlampe. Mit übereinanderstehenden Kohlen sog. TB-Kohlenlampe — auch Axis-, Triplexlampe

— Dreischaltung an 110 V, Lampenspannung 28 bzw. 30 V.; 8—10—12—15 A: Gleichstrom 1200—1600—2000—2450 HK₀ mit 0,24÷0,21 W/HK₀ Verbrauch; Wechselstrom mit Vorschaltwiderstand 540—780—1030—1470 HK₀ mit 0,46—0,42—0,39—0,35 W/HK₀ Verbrauch; Wechselstrom mit Vorschalt-drossel 725—990—1250—1710 HK₀ mit 0,28÷0,25 W/HK₀ Verbrauch. Weißes Licht. Wegen der Dämpfe sind offene Flamm-bogenlampen nur in gut gelüfteten großen Räumen zulässig.

Dauerbrandflammenbogenlampen — auch Dia-, Flamecolampe — übereinanderstehende Effektkohlen im abgeschlossenen Raum, gelbes oder weiß-
Lichtausbeute und Verbrauch für die Lichteinheit von Flammenbogenlampen.



Fig. 379. Excello (gelb).

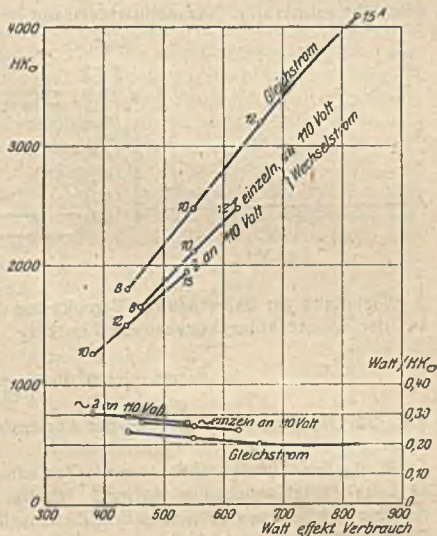


Fig. 380. Dialampe.

gelbliches Licht, etwas unruhig; Brenndauer Gleichstrom 55 Stunden, Wechselstrom 80÷100 Stunden. Lampenspannung bei Gleichstrom 42 V, bei Wechselstrom 30 für 2-Schaltung an 110 V oder 55 V für Einzelschaltung an 100 V, Vorschaltung für Wechselstrom nur Drossel — im letzteren Falle bes. geringer $\cos \varphi$. Fig. 380 gibt Lichtausbeute abhängig vom effektiven Verbrauch.

Sämtliche Werte und Kurven gelten für Klarglasglocke, gegenüber dem nackten Bogen 5÷15%, i. M. 10% Verlust, opalüberfangene 10÷35% i. M. 25%. Alabasterglas bis 50%, i. M. 35% Verluste. Das dauernd gleichen Verbrauch einstellende und den Kohlennachschub besorgende Regelwerk ist entweder vom Gesamtstrom allein, oder von einem geringen Nebenschlußstrom allein oder von beiden gleichzeitig betätigt: Hauptstrom, Nebenschluß- und Differentiallampe. Letztere überwiegend verwandt: ein Hauptstrom- und ein Nebenschlußmagnet arbeiten gegenseitig auf ein Pendel, durch das die Hemmung für den Kohlennachschub ausgelöst wird; bei Wechselstrom auch Motorregelwerk: beide Spulen erzeugen an einer Aluminiumscheibe Drehbewegung nach Ferrarischem Prinzip. Regelwerklose Becklampe, bei der der Kohlennachschub durch Abbrennen einer Stützrippe erzielt wird. Zündung der parallelen Kohlen durch Zusammenpendeln (auch sonst als Schnellzündung benutzt). Jede Bogenlampe erfordert einen Beruhigungswiderstand, der einen beachtlichen Teil der Spannung des Kreises verbraucht; er kann zum großen Teil in die Zuleitung gelegt werden, ein Teil als Einregulierwiderstand erforderlich.

Statt reinen Widerstands bei Wechselstrom auch Drosselspule: Einregeln mittels Leuchtspaltverstellung. Sollen Lampen einzeln brennen bei Wechselstrom Lampentransformatoren. Um für Reihenschaltung beim Verlöschen einer Lampe das Weiterbrennen der andern zu ermöglichen Ersatzwiderstände parallel zu jeder Lampe; teilweise eingebaut; selbsttätige Einschaltung.

Quecksilberdampflampen für Gleichstrom. Luftleeres Glas, auch Quarzglasrohr, in dem durch den Strom Quecksilberdampf erzeugt wird, der ein fahles, blaugrünes Licht ausstrahlt. Verwendung nur dort, wo auf Lichtfarbe kein Wert gelegt wird. Quecksilberdampflampe $300 \div 400 \text{ HK}$, $0,64 \text{ W/HK}$, Quarzlampe 4 A bei $\approx 110 \text{ V}$ 1200 HK , $2,5$ und $3,5 \text{ A}$ bei $\approx 220 \text{ V}$ 1500 und 3000 HK , $0,37-0,26 \text{ W/HK}$, 2000 Std. Nutzbrenndauer. Kippen der Röhre zum Zünden geschieht selbsttätig. Vorschaltwiderstand (etwa 20%) in die Lampe eingebaut.

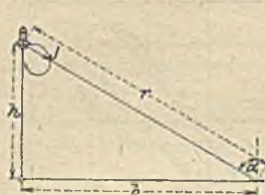


Fig. 381.



Fig. 382.

Verteilung der Beleuchtung. Berechnung der wagerechten Bodenbeleuchtung aus der Ausstrahlungskurve nach Fig. 381.

$$E_h = \frac{I}{r^2} \cos^3 \alpha = \frac{I \cdot h}{(h^2 + b^2)^{3/2}}$$

Fig. 382. Beispiel des Einflusses der Ausstrahlungskurve auf die Bodenbeleuchtung.

Maßgebend für Lampenart und -Verteilung ist, ob allgemeine oder Einzel-(Arbeits-)Platzbeleuchtung vorliegt. Häufig eine größere Anzahl Lampen geringerer Stärke besser als wenige Starklichtquellen. In manchen Fällen — Schulen, Zeichensäle, Bureaus — halb oder ganz indirekte Beleuchtung, um absolut gleichmäßiges Licht zu erzielen — teuer! Man nehme als

Grundlagen für Innenbeleuchtung	HK/qm	Lux
Wohnräume je nach Wertung	$2 \div 8$	$10 \div 35$
Lagerräume	$2 \div 3$	$10 \div 15$
Bureaus	$4 \div 10$	$20 \div 50$
Zeichensäle	$10 \div 14$	$50 \div 70$
Werkstätten	$3 \div 8$	$15 \div 35$
Bahnhofshallen, Bahnsteige.	$2 \div 4$	$10 \div 20$
Restaurationsräume	$6 \div 12$	$30 \div 50$
Straßen- und Gleisbeleuchtung, mindestens	—	0,5
Mondschein	—	0,1

Großes Gewicht ist für Innenräume auf reflektierende Flächen zu legen; nach Sumpner werden reflektiert bei Tapete gelb 40%, blau 25%, braun 13—4%, reine Holzbekleidung 40—50%, Tüchwand gelb neu 40%, gelb schmutzig 20%. Aufhängung der Glühlampen über Boden $2,2 \div 4,5 \text{ m}$ je nach Raumart, in Sälen bis $8 \div 10 \text{ m}$, der Bogenlampen $6-18 \text{ m}$, im Freien meist $10 \div 14 \text{ m}$. Wegbeleuchtung 1 Glühlampe ($25 \div 50 \text{ HK}$) auf $25 \div 30$ ($\div 45$) m.

Elektrische Kraftübertragung.

A. Verteilungssysteme.

Im großen wie im kleinen stehen sich gegenüber Gleichstrom- und Wechsel- bzw. Drehstrom-Kraftübertragung.

Gleichstrom-Fernübertragung nach Thury (St. Maurice-Lausanne, Moutiers-Lyon u. a.): Hintereinandergeschaltete Hauptstromgeneratoren und Motoren mit konstantem Strom und veränderlicher Spannung — Höchstspannung 60 000 V —. Maschinen je 2500; 3500—5000 V, von Erde isoliert. Schaltanlagen sehr einfach. Spannungsabfall IW und Stromwärmeverlust I^2W stets konstant, daher Übertragungsverluste gleich hoch. System eignet sich für Fortleitung nach einem Punkt (ohne Verästelung) bei dauernder Vollbelastung. Verteilung vom Unterwerk durch parallelgeschaltete Wechsel- oder Gleichstromgeneratoren.

Die direkte Gleichstromverteilung mit der in den Dynamos unmittelbar erzeugten Spannung geschieht nach Zwei-, Drei- und Fünfleiterparallelschaltung. Hintereinanderschaltung vieler Verbraucher wegen der Gefahr hoher Spannung sehr selten; zu $2 \div 3$ Bogenlampen an 110 V oder $4 \div 6$ an 220 V, zu 2 Motoren an $1000 \div 1200$ V in Fahrzeugen dagegen in der Unterverteilung üblich. In Parallelschaltungssystemen arbeiten die Dynamos nebeneinander auf Sammelschienen, von denen parallele Speiseleitungen ausgehen: Nebenschluß- oder Verbunddynamos; konstante Spannung an den Speisepunkten, Stromstärke veränderlich.

Dreileiteranlagen, Fig. 383, um für die Beleuchtung niedrigere Spannung zu haben, für die Motoren, weil größere Verbraucher, höhere. Mittelleiter bis an den Mittelpunkt zweier hintereinandergeschalteter Dynamos geführt, oder eine sog. Dreileitermaschine mit abzweigendem Mittelleiter, meist aber nur 1 Hauptdynamo H und als Spannungsteiler ein Ausgleichsmaschinensatz, deren Hälften je nach Belastung der Zweige als Motor oder als Dynamo laufen. Mittelleiter hat nur die Differenz der Ströme der Außenleiter zu führen, daher meist nur halber Querschnitt — geerdet. Übliche Spannungen 2×110 oder 2×220 V, Höchstspannung 2×220 V (große Fabrikanlagen). In gleicher Weise Fünfleiteranlagen gebildet. Vorteil der Gleichstrom-

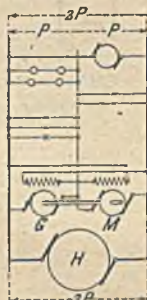


Fig. 383.

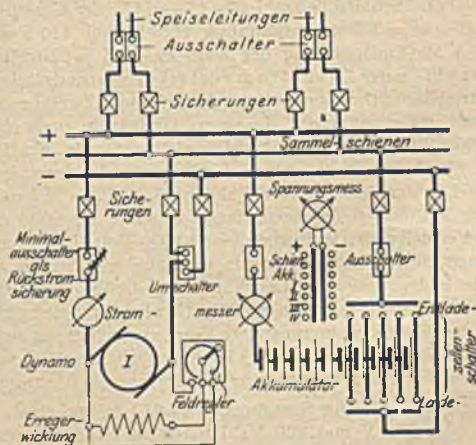


Fig. 384

verteilung ist die Anwendbarkeit der Akkumulatorenbatterie. Fig. 384 Zweileiteranlage mit Akkumulatorenbatterie mit Lade- und Entladezellenschalter; Dynamo muß entsprechend der steigenden Ladespannung (Fig. 347) in ihrer Spannung steigerbar sein; während des Ladens kann die Lademaschine nicht aufs Netz arbeiten. Fig. 385 Dreileiteranlage mit Ausgleichsmaschinensatz, Zusatzdynamo für Akkumulatorenladen, Akkumulatorenbatterie mit Entladeschalter (System

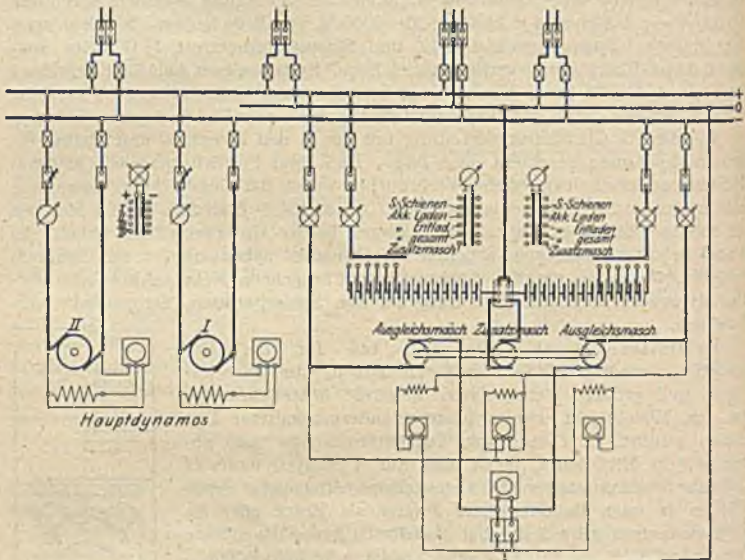


Fig. 385.

Siemens & Halske). Schaltzellenzahl $z = 13 \div 15\%$ der Gesamtzahl Z , damit $1,83 Z = 2,1 (Z - z) =$ Klemmenspannung ergibt: bei $110 \text{ V } Z = 60 (\div 64)$, $z = 8$. Mit $2,5 \text{ V}$ als Endspannung der Zelle $20 \div 25$ Schaltzellen.

Wechselstrom- und Drehstromverteilung grundsätzlich gleich, verwenden nur Parallelschaltungssystem zur Verteilung. Zweiphasensystem (Niagara) wird immer mehr verlassen, da gegen Drehstrom mehr Kupferaufwand und empfindlicher bei Belastungsverschiedenheit. Große Kraftübertragungen nur Drehstrom, Einphasen-Wechselstrom für Bahnen. Frequenz in Europa meist 50 Doppelwechsel in der Sekunde, für Bahnen 25 , $16\frac{2}{3} = \frac{50}{3}$ und 15 . Für die Fernübertragung Umformen der Spannung: Zentrale bis 6000 (8000) Volt an den Maschinen, Fernleitungen in Europa bis $110\,000$ Volt (Lauchhammer), Unterverteilung je nach Höhe der Spannung in verschiedenen Stufen, die in sich geschlossene Netze bilden können. (Lauchhammer—Gröba $60\,000/15\,000/220 \text{ V}$.) In der Niederspannungsstufe Spannungsteilung (ähnlich Dreileitersystem) nach Fig. 386: Licht an die Sternspannung e , in Einphasenschaltung zwischen je einen Außenleiter und den Nulleiter — auf alle 3 Phasen möglichst gleich verteilt! —, Motoren dreiphasig an die verkettete Spannung. Entsprechende Spannungsteilung auch beim Einphasenstrom. Übliche Spannungen $3 \cdot 210 \text{ V}$ verkettet, und $210 : \sqrt{3} = 120 \text{ V}$ Stern oder 380 V und 220 V ; Drehstrom ohne Nulleiter $110 \div 120$, $220 \div 230$, 500 V . Größere Speisepunkte besitzen mehrere parallelgeschaltete

Transformatoren; ermöglicht Abschalten von Transformatoren zuzeiten geringer Belastung (Vermeidung unnötiger Leerlaufverluste). Spannungsregelung durch Erhöhung der Zentralenspannung mit zunehmender Belastung — konstante

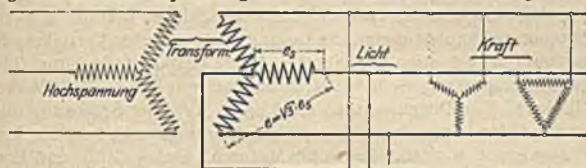


Fig. 386.

Spannung an den Speisepunkten —; für einzelne Zweige außerdem durch Zuschalten von Transformatorspulen nach Art von Zellschaltern oder mittels Drehtransformatoren (S. 1991). Selbsttätige Spannungsausgleichung durch Zusammenschließen der Verteilungsstromkreise zu einem Netz.

Verteilung entweder in Freileitung oder in Kabel durchgeführt (Drehstromkabel bis 40 000 V, Einphasenwechselstromkabel bis 60 000 V — Muldenstein — Bitterfeld — ausgeführt): gemischte Systeme wegen Überspannungsgefahr bedenklich.

B. Leitungsnetzberechnung.

Für Kupferleitungen ohne Abzweigungen beträgt:

	Gleichstrom	Wechselstrom	Drehstrom
Leistung am Leitungsanfang Ω_1	$E_1 I$	$E_1 I \cdot \cos \varphi_1$	$\sqrt{3} E_1 I \cos \varphi_1$
Leistung am Leitungsende Ω_2	$E_2 I$	$E_2 I \cos \varphi_2$	$\sqrt{3} E_2 I \cos \varphi_2$
Gesamter Leistungsverlust V_a	$2 I^2 W$	$2 I^2 W$	$3 I^2 W$
Prozentual. Leistungsverlust p_a	100	100	100
	$1 + \frac{57 q E_2^2}{2 l \Omega_2}$	$1 + \frac{57 q \cos^2 \varphi_2 E_2^2}{2 l \Omega_2}$	$1 + \frac{57 q \cos^2 \varphi_2 E_2^2}{l \Omega_2}$
Querschnitt des Drahtes in qmm q	$\frac{2(100 - p_a) l \Omega_2}{57 p_a E_2^2}$	$\frac{2(100 - p_a) l \Omega_2}{57 p_a \cos^2 \varphi_2 E_2^2}$	$\frac{(100 - p_a) l \Omega_2}{57 p_a \cos^2 \varphi_2 E_2^2}$
oder wenn p_a gegen 100 klein ist, angenähert	$\frac{2 \cdot 100 l \Omega_2}{57 p_a E_2^2}$	$\frac{2 \cdot 100 l \Omega_2}{57 p_a \cos^2 \varphi_2 E_2^2}$	$\frac{100 l \Omega_2}{57 p_a \cos^2 \varphi_2 E_2^2}$

Dabei l einfache Länge in Metern und W Widerstand eines Drahtes in Ohm. Für mehrere Verbraucher an einer Leitung ergeben sich die Summen der Verluste der einzelnen Verbraucher mit ihren zugehörigen Längen — Superposition der Stromstärken und der Verluste —, wobei bei Wechsel- und Drehstrom die geometrische Zusammensetzung zu beachten ist. Letztere für einfachen Wechselstrom nach Fig. 387, wenn die 3 Ströme I_{1-3} mit ihren zugehörigen $\cos \varphi_1 - \cos \varphi_3$ ($\cos \varphi_3 = 1$ z. B. Glühlampen) in einem Punkt zusammentreffen. Um die Spannung an allen Entnahmestellen eines geschlossenen Netzes möglichst gleichzuhalten werden neben den Speiseleitungen zu den einzelnen Verteilungspunkten zwischen diesen Ausgleichsleitungen gezogen (mitunter auch gleichzeitig Verteilungen); Speiseleitungen zu dem Werke nächstgelegenen Speisepunkten erhalten künstliche Widerstände. Netz möglichst elastisch, d. h. geringe Spannungsunterschiede! Absolute Höhe der Spannungsverluste in den Speiseleitungen dabei mitunter beträchtlich, bis $10 \div 15\%$. Auch in unmittelbaren Fernübertragungs-

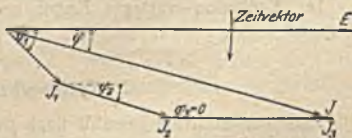


Fig. 387.

leitungen großer Überlandzentralen Verluste von 10, 15% und mehr noch wirtschaftlich. Es ist jedesmal besondere Wirtschaftlichkeitsrechnung erforderlich: einerseits Mehraufwand an Maschinengröße und direkten Betriebsstoffen, dabei billigere Fernleitungen, andererseits kleinere Maschinen, geringerer Betriebsaufwand und teurere Fernleitungen. Spannungsverlust in den Verteilungsleitungen vom Speisepunkt früher etwa 2%, jetzt $3 \div 4\%$ (Kohlenfadenlampe bei $\pm 2\%$ Spannungsänderung etwa $\pm 10\%$ Helligkeitsschwankung, Metallfadenlampen unempfindlicher). Für Bogenlampen, die $12,5 \div 30\%$ der Spannung im Beruhigungswiderstand verzehren, kann $5 \div 10\%$ Spannungsverlust in der Leitung ab Schalttafel zugelassen werden, ebenso für Motoren. Daher Glüh- und Bogenlichtnetz oft getrennt, Licht- und Kraftnetz in der Unterverteilung fast stets — letzteres schon wegen der Spannungsschwankungen beim Einschalten größerer Motore.

Querschnittsberechnung von Glühlampenleitungen im 110 V-Netz: Es ist $q = \frac{1}{\sigma} \frac{2 \cdot l \cdot i}{v_e}$, woraus mit $\sigma \approx 50$, $v_e = 2 \text{ V} \pm 2\%$, $q = 0,01 \text{ l}$ (q in qmm, l in m) für 50 Wattlampen entsprechend 16 kerzige Kohlenfaden- oder 50 kerzige Einwattlampe. Bei 220 V mit $v_e = 4 \text{ V} \pm 2\%$: $q = \frac{1}{400} \text{ l}$. Geltungsbereich wegen Stromdichte $i : q < 8 \text{ A/qmm}$ (Querschnitte bis 2,5 qmm) für $l > 6 \text{ m}$ bei 110 V und $l > 3 \text{ m}$ bei 220 V. Die so für gemeinsame Stränge errechneten Querschnitte werden addiert und der nächstgelegene Normquerschnitt gewählt. Die nach Spannungsabfall berechneten Querschnitte sind auf Erwärmungsgrenze nachzuprüfen nach nachstehender Tafel der Errichtungsvorschriften:

Querschnitt qmm	Höchstzulässige Stromstärke Amp.	Nennstromstärke der Abschmelzsicherung
		Amp.
0,75	9	6
1	11	6
1,5	14	10
2,5	20	15
4	25	20
6	31	25
10	43	35
16	75	60
25	100	80
35	125	100
50	160	125
70	200	160
95	240	190
120	280	225
150	325	260

Im Erdboden verlegte Kabel und Freileitungen können höher belastet werden.

C. Kraftwerke, Unterstationen.

Lage der Zentrale gewählt nach den drei Haupt Gesichtspunkten: Bequemer und billiger Brennstoffbezug (Kohlenanfuhr), bequeme und billige Wasserbeschaffung für Kessel und Kondensation, Nähe der Verbrauchsgebiete. Am freiesten sind hierin kleinere Werke mit hochwertigen Triebstoffen (Olmotoren), die wenig Kühlwasser brauchen. Große und ganz große Werke werden oft bei Fernübertragung der elektrischen Arbeit mittels Fernleitungen vom Kohlengbiet wirtschaftlicher arbeiten als bei Transport der Kohle mittels Bahn. Hauptteile des Kraftwerks: Maschinen- und Schaltanlage.

Maschinenanlage. Bis 500 kW Maschinensatzgröße ist Kurbeltriebmaschine wettbewerbsfähig. Über 1000 kW Dampfturbine überwiegend (daneben Hochofengroßgasmaschinen). Bei kleinen Zentralen mit Dampfbetrieb Lokomobile (Wolf-Magdeburg, Lanz-Mannheim) mit angebauter Dynamo günstig. Mit Rücksicht auf Platzbedarf stehende Dampfmaschine. Wenn Abdampf nicht zum Heizen mitbenutzt wird, Olmotor sehr in Aufnahme — stehend und liegend —, Wegfall des Kesselhauses. Dampfturbodynamos — Höchstleistung von 20 000 kW (5,8 kg/kWh Dampfverbrauch) — dazu Steilrohrkessel mit eingebautem Überhitzer und Speisewasservorwärmer sowie angebautem Einzelschornstein mit künstlichem Zug ergeben beste Raumausnutzung und bilden den Regeltyp moderner großer Kraftwerke, dabei geringste Anlagekosten. Kohlentransporte Eisenbahnwagen-Bunker durchweg mechanisch mittels Kipper oder Selbstentlader, Elevator, Förderband; ebenso Ascheabförderung. Selbsttätige Feuerungen — geringe Bedienung. Rohrleitungen einfach oder doppelt und möglichst kurz, dabei bestens isoliert. Aufstellung der Maschinensätze nebeneinander mit parallelen Achsen; jede Turbine hat ihren eigenen Kondensator, dessen Hilfsmaschinen (Kühlwassermwälz- und Kondensatorluftpumpe) mit Elektromotor- oder Dampfturbine betrieben werden; von letzterer der Auspuffdampf im Niederdruckteil der Hauptturbine wieder ausgenützt. Kürzeste Kanäle und Leitungen für Kühlwasser, Kondensat und Kühlluft (für Dynamos).

Schaltanlage. Sie enthält Sammelschienen — kleine Werke ein System, große zwei getrennte (gefährloses Arbeiten!) —, Schalter — kleine Leistungen Luftscharter mit Abreißen der Kontaktstücke (Momentschalter) oder magnetischem Gebläse, große Leistungen nur Ölschalter —, Sicherungen oder statt dessen Relaisauslösung der Ölschalter, Meßinstrumente — bei Hochspannung mittels Meßtransformatoren angeschlossen —, Vorschalt- und Regelwiderstände und unter Umständen selbsttätige Spannungsschnellregler zur Konstanthaltung der Spannung bei verschiedener Belastung, Zellschalter für Akkumulatoren, Blitz- und Überspannungsschutz. Bei kleinen Werken Schaltanlage im Maschinenraum eingebaut, meist Tafelgruppen, deren Rückseite die Sammelschienen, Sicherungen u. a. unmittelbar trägt. Raum hinter Tafel geräumig wegen Arbeiten! Mittlere Werke besondere Gebäudeteile mit stockwerkweiser Anordnung, z. B. unten Maschinen-, oben Verteilungsschalter; große Werke besonderes Schaltheus — durchweg elektrische Fernschaltung mit Kommandoapparaten nach dem Maschinenhaus. Für mittlere und ganz hohe Hochspannung jeder Schalter mit zugehörigen Leitungssträngen in einem abgeteilten, nur nach Bedienungsgang zu offenem Raum oder Kanal (Zellensystem); Stockwerke voneinander getrennt (Durchführungsisolatoren); Transformatoren leicht auswechselbar (ausfahrbar) in besonderen Zellen. Bei Ölschaltern und -Transformatoren Brandgefahr beachten! Gegen Überspannungserscheinungen aus den Fernleitungen — bei Wechselstrom gefährlicher als bei Gleichstrom — z. Z. mehrere Ableiter: statische Ladungen führt Wasserstrahler oder Erdungsdrossel ab, hochfrequente Schwingungen vom Werk zurückgedämmt durch Drosselspulen, abgeführt durch Hörnerfunkstrecke mit Dämpfungswiderständen — Siemens — (Stern- oder gleichzeitig Dreieckschaltung bei Drehstrom) oder Hochspannungskondensatoren (daneben sog. elektrische Ventile) — Giles —. Wirksamkeit beider Systeme noch strittig; bester Schutz ist ein reichlicher Sicherheitsgrad der gesamten Anlage.

Unterwerke entsprechen in Anordnung und Ausführung grundsätzlich den Hauptschaltanlagen; in gedrängtester Form: Masttransformator mit Sicherungen.

Für die Kosten moderner Kraftwerke (ohne Netz) gelte als Anhalt für je 1 kW eingebauter Leistung (Preise vor dem Kriege!):

mittlere Werke (über 1000 kW) etwa 300 M.;

große Werke (über 10 000 kW) etwa 200 M.;

sehr große Werke (mit Einheiten von 15 000 ÷ 20 000 kW) 140 ÷ 150 M.

D. Ausführung des Leitungsnetzes.¹⁾

Freileitungen. Definition: Alle oberirdischen Leitungen außerhalb von Gebäuden, ohne metallische Schutzhülle oder -Verkleidung. Keine Freileitungen sind Leitungszüge an Gebäuden, in Höfen, Gärten mit weniger als 10 m Stützpunktentfernung. Tiefster Punkt bei Hochspannung (> 250 V gegen Erde) 6 m, bei Wegübergängen 7 m über Boden. Querschnitt ≥ 6 qmm. Üblich Kupferleitung bis 16 qmm eindrähtig, darüber verseilt, zugehörige Höchstbeanspruchung 12 kg/qmm bzw. 16 kg/qmm. Außerdem Aluminium nur verseilt, Höchstbeanspruchung 7 kg/qmm. Hiernach Durchhang zu bemessen. Holzgestänge zulässige Beanspruchung 110 kg/qcm getränkt, 80 kg/qcm nicht getränkt, Eisengestänge 1500 kg/qcm Höchstbeanspruchung, mindestens 2fache Knicksicherheit. Größter Stützpunktabstand bei Holz 80 m bei ≤ 110 qmm Gesamtleitungsquerschnitt 60 m bei ≤ 210 qmm. Bei Eisenmasten Spannweite über 100 m bereits oft verwandt, nach Klingenberg²⁾ wird bei $160 \div 200$ m Kostenminimum erreicht. Große Mastentfernungen außerdem betriebssicherer, da die Aufhängepunkte die Gefahrenstellen bilden. Anordnung der Leitungen für Drehstrom möglichst im gleichseitigen Dreieck, bei geringen Leistungen und Entfernungen auch neben- oder übereinander. Gegen Blitzschläge Schutzdraht (Eisen) von Mastspitze zu Mastspitze. Stütz- oder Hängeisolatoren: Fig. 388a Niederspannung, 388b Deltaglocke für Hochspannung, 388c Scheiben- oder Tellerisolator für höchste Spannungen. Sogenannte bruchschere Aufhängung: 1 Draht an 2 oder 3 Isolatoren abgebunden (in Sachsen Netzleiter für Bahnkreuzungen). Fig. 389 Verteilungspunkt mit Abspannisolator (rechts Freileitungssicherung) für abgehende Leitung.

Kabelleitungen. Ausführungsbeispiele: Fig. 390a einadriges Bleikabel mit Eisenbandbewehrung für Gleichstrom, b und c verseilte dreiadrige Bleikabel — b mit rundem Querschnitt und Bandbewehrung, c mit Sektorquerschnitt und Drahtbewehrung. Isolierung getränkte Papierschichten. Eisenbewehrung beidseitig in asphaltierte Jute gebettet. Abschluß der Kabelenden mit einfachem Gummiendverschluß, bei höheren Spannungen mittels Isoliermasse — ausgegossenem Blech- oder Gußeisenendverschluß, Fig. 391. Beispiel einer Abzweigmuffe Fig. 392, auch mit Isoliermasse ausgegossen. Kreuzungen und Abzweigungen in Kabelkästen, teilweise mit Schmelzsicherungen (nur niedrige Spannungen!). Kabel erhalten Sandbettung und Abdeckung von Ziegeln oder Formsteinen als Schutz gegen mechanische Verletzungen.

Isolierte Innenleitungen. Normale Drähte sind die Gummiaderleitung und — Schnüre (GA und GS) — wasserdichte Isolierhülle, geeignet zur festen Verlegung für Spannungen bis 1000 V, zum Anschluß beweglicher Stromverbraucher bis 500 V —, Pendelschnur und Fassungsader zum Einbau an Beleuchtungskörpern bis 250 V. Über 1000 V Spezialgummiaderleitungen. Diese Leitungen unterliegen Beschränkungen bezüglich Strombelastung ($\infty 10$ A/qmm bei kleinsten Querschnitten bis 1,25 A bei 1000 qmm), s. S. 2000 Tafel unter B. Verlegung offen auf Rollen Fig. 393, in feuchten Räumen auf Mantelrollen (Kellerisolator) F. 394, oder im Schutzrohr auf oder unter Putz. Rohre enthalten Papierkern mit dünnem Messing- oder verbleitem Eisenblechmantel oder aus nahtlosem Stahlrohr (Stahlpanzerrohr). Geschlitztes oder überlapptes Stahlrohr ohne Isolierauskleidung (nur Lacküberzug) im System Peschel. Im Rohrdrath (Kuhlo)

¹⁾ Maßgebende Grundlagen hierfür die jeweils neusten Normalien des Verbandes Deutscher Elektrotechniker; besonders: Vorschriften für die Errichtung elektrischer Starkstromanlagen nebst Ausführungsregeln. (Zu empfehlen die Erläuterungen dazu von Weber.) Normalien für Freileitungen. Allgemeine Vorschriften für die Ausführung elektrischer Starkstromanlagen bei Kreuzungen und Näherungen von Bahnanlagen; dasselbe bei Kreuzungen und Näherungen von Telegraphen- und Fernspreitleitungen — sog. Bahn- und Schwachstromkreuzungen —. Normalien für Leitungen. Sicherheitsvorschriften für elektrische Straßenbahnen und straßenbahnähnlichen Kleinbahnen. Vorschriften zum Schutze der Gas- und Wasserrohren. Vorschriften für die Konstruktion von Installationsmaterial usw. Erschienen im Verlag von Springer.

²⁾ Verteilung elektrischer Energie über große Gebiete. E. T. Z. 1913, Heft 25 \div 29.

ist das Schutzrohr den Drähten ohne Luftraum umgelegt (auch Falzdraht genannt), Fig. 395 — nur offene Verlegung, aber sehr wenig auftragend. Für Abzweige in jedem System Dosen verschiedenster Form; zum Einziehen der Leitungen Fädelkästen.



Fig. 388 a.

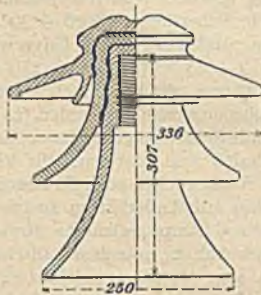


Fig. 388 b.

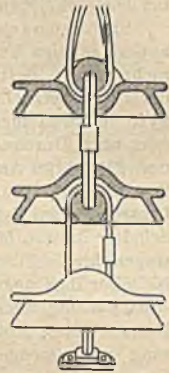


Fig. 388 c.

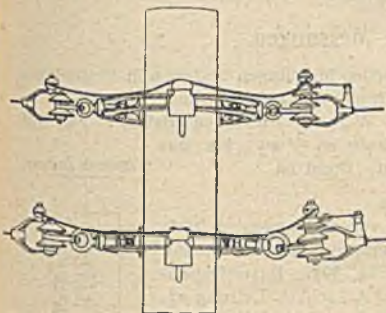


Fig. 389.



Fig. 390 a.



Fig. 390 b.



Fig. 390 c.

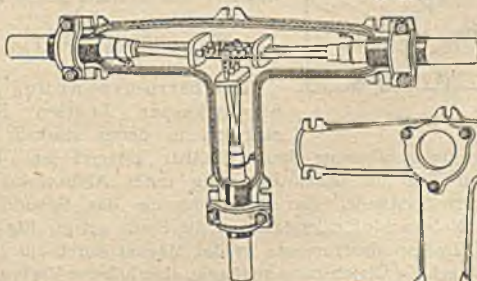


Fig. 392.

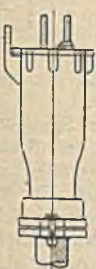


Fig. 393.



Fig. 394.



Fig. 395.



Fig. 391.

Außer Gummiaderleitungen sind die wetterfest isolierten in Aufnahme gekommen für Verlegung auf Glocken an Gebäuden, in Hallen, feuchten Räumen, meist papier- und baumwolleumlegt und mit einem Metalloxyd getränkt (Mennige bei Hackethalleitungen).

Sicherungen, Schalter. Jede Querschnittsverminderung eines Leitungszuges nach den Verbrauchern zu muß gesichert werden, nur hinter 6 A-Sicherung nicht mehr. Betriebsmäßig geerdete Nulleiter jedoch ungesichert! Forderung der Unverwechselbarkeit für Sicherungen von $6 \div 30$ Amp. Durchgebildet sind Systeme zweiteiliger Patronensicherungen mit Unverwechselbarkeit nach Länge oder nach Durchmesser für $2 \div 15$ Amp. (nur bis 250 V), $2 \div 25$, 35/60, 80/100 und $125 \div 190$ Amp. für 500 und 750 V. Daneben Streifensicherungen für größere Stromstärken. Die Sicherungselemente bilden, zu Gruppen vereinigt, unter Umständen auf Tafeln und mit Schaltern gemeinsam, die Unterverteilungspunkte. Schalter müssen Momentschalter sein oder sonst für Verlöschungen des Lichtbogens eingerichtet sein. Nur am Verbraucher oder in festen Leitungen anzubringen. Nulleiter darf nur gleichzeitig mit Außerleitern ausgeschaltet werden. Allpolige Ausschaltung, ausgenommen 6 Amp.-gesicherte Kreise. Kleine Stromstärken Dosenschalter, größere Hebelschalter, ganz große Ölschalter. Schalter und Sicherung zusammengebaut zu sog. Motorenschaltkästen, unter Umständen auch Stromzeiger.

Elektrische Messungen.

Die häufigst vorkommenden technischen Messungen bestehen in Bestimmung des Widerstands, der Spannung des Stroms, der Leistung und der Arbeit.

Widerstandsmessung mit der Wheatstoneschen Brücke, Fig. 396. Abgleichung der bekannten Widerstände $w_1 \div w_3$, bis das Galvanometer G keinen Ausschlag gibt. Dann ist

$$x : w_1 = w_3 : w_2.$$

Sehr hohe Widerstände (Isolation von Leitungen) mittels Batterie und Spannungsmesser mit hohem inneren Widerstand gemessen, Fig. 397. Batteriespannung gibt n_2^0 Ausschlag, Leitung n_1^0 , dann ist mit $1^\circ = 0,001 A$ der Widerstand W der Leitung gegen Erde:

$$W = 1000 \left(\frac{n_2}{n_1} - 1 \right).$$



Fig. 396.

Gleichstromspannung- und Strommesser besitzen Stahlmagnete, in deren starkem Feld

eine stromdurchflossene Spule drehbar gelagert ist. Für Spannungsmesser wird ein Teil der Gesamtspannung unter Abdrosselung des Restes durch Vorschaltwiderstände, für Strommessung das Spannungsgefälle an einem kleinen Nebenschlußwiderstand an die Spule gelegt, Fig. 398. Für Wechselstrom-Drehspulinstrumente ist der Magnet durch ein eisenfreies Solenoidfeld ersetzt (auch für Gleichstrom anfänglich, aber höherer Verbrauch). Bei hohen Spannungen und Stromstärken Spannungs- und Stromwandler. Außer obigen Präzisionsinstrumenten Hitzdrahtmesser, Weicheiseninstrumente für beide Stromarten, Ferraris- und Induktionsmesser für Wechselstrom allein.

Leistung für Gleichstrom $\mathcal{Q} = E \cdot I$. Für Wechselstromleistung \mathcal{Q} besondere Wattmeter erforderlich, da $\mathcal{Q} = E \cdot I \cos \varphi$. Feste Spule vom Strom, bewegliche von der Spannung beeinflusst. Leistung ungleich belasteter Drehstromsysteme aus zwei Wechselstrommessungen (Einzelwerte zu addieren — Vorzeichen dabei beachten!) bestimmbar, Fig. 399, gleichbelastetes System mit

isolierte Leitung



Fig. 397.

1 Wattmeter meßbar, Fig. 400 (mit den Vorschaltwiderständen künstlicher Nullpunkt gebildet).

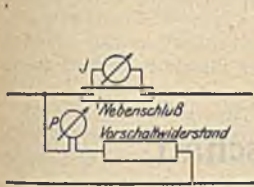


Fig. 398.

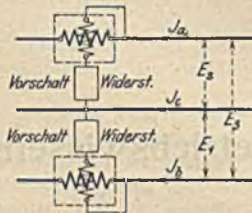


Fig. 399.

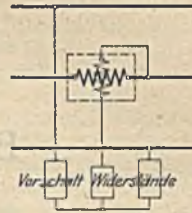


Fig. 400.

Arbeitsmessung mittels Zähler, die entsprechend dem Wattmeter von Strom und Spannung beeinflusst werden. Meist Motorinstrumente, für Gleichstrom eisenfrei, für Wechselstrom Induktiontriebwerke. Außerdem Pendelzähler. Die zulässige Fehlergrenze ist reichsgesetzlich für eine Belastung gleich $1/n$ der Höchstbelastung festgesetzt auf

$$\pm (6 + 0,6 n) \% \text{ bei Gleichstrom,}$$

$$\pm (6 + 0,6 n + 2 \cdot g \varphi) \% \text{ bei Wechselstrom, wenn } \varphi \text{ die Phasenverschiebung.}$$

Betriebswissenschaft

Von

Dr.-Ing. Max Mayer, Geschäftsleiter der Fa. „Stubbe & Schibli, Norddeutsche Betonbaugesellschaft m. b. H., Zweigniederlassung Dortmund“.

I. Allgemeines.

Erst durch die Verwirklichung seiner Pläne erntet der Ingenieur die Früchte seiner Arbeit. Der Bauingenieur, durch dessen Arbeit die künstliche Umgestaltung der Erdoberfläche nach den menschlichen Wünschen herbeigeführt wird, bedarf dazu aller Machtmittel der Kulturmenschheit (das ist vor allem zahlreicher Mitmenschen körperliche und geistige Arbeit; ferner tierische und elementare Kräfte; Maschinen, Werkzeuge, Apparate) im weitesten Umfange.

Die Lehre von der Durchführung solcher Gemeinschaftsarbeiten gehört nicht wie die Grundwissenschaften des Ingenieurs, die Naturwissenschaften, zu den Kausalwissenschaften, welche die uns als fremd vorgegebenen Erscheinungen der Umwelt auf ihre Zusammenhänge nach Ursache und Folge untersuchen, sondern zu den Intentionalwissenschaften, welche von gewollten Zielen und den Mitteln zu deren Erreichung handeln.

Die Grundregeln, welche für jede Art von Betrieb im weitesten Sinne, für jegliche durchdachte und geordnete Arbeit gelten, haben neuerdings amerikanische Forscher in folgende zwölf Punkte zusammengefaßt:

1. Ziel. Der Betriebsleiter muß ganz klar vor sich haben, auf welches Ziel der Betrieb hinarbeiten soll. Von diesem festen Punkt hat die ganze Gedankenarbeit auszugehen.

2. Gesunder Menschenverstand. Fern von aller Theorie und allem planmäßigen Forschen werden in vielen Fällen brauchbare Leistungen schon durch instinktives Geschick und gut beobachtete Alltagserfahrung ermöglicht. Diese stets verfügbare Hilfe ist sehr wichtig, weil für den Betrieb oft sofortige improvisierte Lösungen nötig sind, auch wenn sie nur vorläufig bis zum Abschluß von Forschungen gelten.

3. Sachverständiger Rat. Kein Betrieb kann heute der Schätze an Erfahrungen und Forschungsergebnissen entraten, die in Veröffentlichungen aller Art, in Büchern, Fachzeitschriften und amtlichen Mitteilungen, in Vorträgen und Besichtigungen, von Auskunftstellen, von den Lieferanten in schriftlichen und mündlichen Anweisungen, in Vorführungen und Probefieferungen und durch Anlernen von Personal vermittelt werden oder in Sachverständigen verkörpert sind.

4. Durchdachte Bewegungen bei aller Handarbeit. Diese müssen von geeigneten Technikern durch gründlichstes Studium aller Einzelheiten, das bis in die geringsten Fingerbewegungen und bis in Bruchteile von Sekunden zu vertiefen ist, ausgewählt und zu einem festen, als Arbeitsvorschrift dienenden Muster zusammengestellt werden.

5. Durchdachte Einrichtungen. Die Werkzeuge, Arbeitsplätze und Betriebsmittel sind in gleicher Weise durch gründlichstes Studium auf eine mustergültige, durchgängig einzuführende Form zu bringen.

6. Regelform der Arbeitsvorgänge, die von der Betriebsleitung durch die beiden vorigen Punkte vorbereitet, in Schrift und Bild festgelegt, im Auszug als Betriebsvorschrift verbreitet und den Arbeitern aufs genaueste eingeübt wird.

7. Störungsfreier ununterbrochen ablaufender Betrieb, zusammengebaut aus den geregelten Arbeitsvorgängen, so daß alle Arbeiten mit Rücksicht auf ihre gegenseitigen Zusammenhänge in der richtigen Reihenfolge geschehen.

8. Zeiteinteilung. Genaue Feststellung des Zeitbedarfs aller einzelnen Vorgänge und Ausarbeitung entsprechender Betriebspläne im Kleinen und im Großen.

9. Aufschreibungen über alles für den Betrieb Dienliche und Wissenswerte, die sachlich genau das enthalten, was man braucht, die durchaus zutreffend und verlässlich sind und die genau am richtigen Platz, auf den ersten Griff zu finden sind.

Zu diesen sachlichen Gesichtspunkten kommen noch drei sittliche:

10. Zucht und Fügsamkeit der Mitarbeiter. Die zum Erfolg nötige Arbeitsteilung erfordert gegenseitige Rücksicht und Anpassung; jeder verantwortet seine Arbeit und achtet und übernehme die des anderen ohne überflüssiges Benehmen. Die planende und ordnende Gedankenarbeit der Geschäftsleitung fruchtet nur bei pünktlicher Ausführung durch die Arbeiterschaft.

11. Würdigung des Arbeiters, ehrliche Anerkennung jedes Betriebsangehörigen als eines vollwertigen Mithelfers zum gemeinsamen Ziel. Größter Arbeitserfolg jedes einzelnen ist ein Hauptziel der Geschäftsleitung, also auch Arbeitsfreude, Zufriedenheit und Gedeihen jedes Arbeiters ihre Absicht.

12. Bezahlung nach Leistung. Diese allein ist sachlich gerecht, sichert die Auswahl der Geeigneten, belebt die Freude am Erfolg, entwickelt das Selbstgefühl und die Wertschätzung des einzelnen.

Das Ziel ist hier: „Bestmögliche, für alle Beteiligten segensreiche Erfüllung der Bauaufgaben mit dem geringsten Aufwand an menschlicher Arbeit und begrenzten Naturschätzen.“

II. Der Auftrag.

Die Stellen, welche Bauausführungen zu veranlassen haben, verfügen selten über einen eigenen Ausführungskörper. Nur zwei Fälle kommen vor:

a) Für ständige kleine Ausführungen (Unterhaltung, regelmäßige Ergänzungen) haben manche Behörden (z. B. Wasserbauämter) und Großindustrien (Hütten, chemische Werke) ihre eigenen Beamten, Arbeiter, Geräte, Lagerplätze, Baubureaus usw.

b) Auch große Bauten werden manchmal im Eigenbetrieb durchgeführt, wenn sie nach irgendeiner Richtung (Umfang und Abgelegtheit, politische und klimatische Schwierigkeiten wie Panamakanal) sich weit vom Gewohnten entfernen oder wenn aus der modernen Theorie der Betriebsleitung heraus vom Eigenbetrieb ein besseres Ergebnis erwartet wird (zweiter Simplontunnel).

Die überwiegende Gepflogenheit ist, daß der Bauherr sich eines vorhandenen Organismus, nämlich einer Unternehmerfirma bedient, deren in den Kulturländern für die meisten Fachgebiete genügend viele vorhanden sind.

Die Auswahl des bestgeeigneten Unternehmers ist unter den heutigen Wirtschaftsverhältnissen eine schwierige und praktisch oft falsch gelöste Aufgabe. Der richtige Unternehmer ist der vom Standpunkte der Volkswirtschaft geeignetste, also der, welcher den gewünschten Erfolg mit dem kleinsten tatsächlichen Aufwand (an Lohnstunden, Rohstoffen, Maschinenabnutzung) zu erzielen vermag. Ein Urteil darüber haben nur einzelne große Behörden, welche

dauernd mit vielen Unternehmern planmäßig arbeiten (z. B. sind von Militärbehörden große Rüstungsbauten einfach in passende Stücke für die geeigneten Unternehmer aufgeteilt worden), und besser die Unternehmerverbände, welche die Bewerbung um Aufträge durch Ringbildung regeln¹⁾.

Von mehreren Unternehmern Kostenanschläge einzufordern (beschränkte oder öffentliche Verdingung) gibt nur selten ein richtiges Bild über die Eignung des einzelnen; denn wenn auch zunächst der am billigsten sollte anbieten können, der die Ausführung am einfachsten zu bewerkstelligen vermag und die besten Hilfsmittel dazu besitzt, so wird doch praktisch diese Beziehung durchaus überdeckt durch eine Reihe von unsachlichen Einflüssen, von denen neben den Sonderinteressen der Unternehmer (Geschäftspolitik) am wichtigsten die schwierige Vorberechnung des Aufwandes ist.

Der billigste Preis an sich sollte aber nicht für die Wahl des Unternehmers maßgebend sein dürfen, wenn er nicht mit dem kleinsten Aufwand verknüpft ist. Die sittlichen Grundsätze des öffentlichen Lebens, deren Beachtung nötigenfalls durch Gesetz zu erzwingen ist, fordern, daß der Sondervorteil des Bauherrn zurückstehe gegenüber dem größtmöglichen Vorteil der Gesamtheit²⁾, und besonders Behörden, deren alleinige Aufgabe das Allgemeinwohl ist, dürfen sich nicht von den scheinbar billigsten Kosten, die nur Verrechnungssache sind, sondern ausschließlich vom geringsten tatsächlichen Leistungsaufwand leiten lassen. Mäßig billiger Preis kann nur dort auf die richtige Spur führen, wo er bei wirklicher Sachkenntnis seinen Grund hat in bescheidenem Gewinnansatz, besonnenem Wagemut und frischer Tatkraft, die auch eine vorteilhafte Ausführung erwarten läßt.

Irgendein Mittelpreis oder eine vorher berechnete Summe kann natürlich noch weniger zur Ermittlung des geeignetsten Unternehmers dienen als das (nach Ausmerzung der falsch berechneten) billigste Angebot. Besser angebracht ist es, sich durch Anforderungen näherer Aufklärungen ein Bild über den inneren Wert der zwei oder drei passendst scheinenden Angebote zu machen.

Der für den Auftraggeber überhaupt vorteilhafteste Vertrag ist nur mit dem geeignetsten Unternehmer möglich, und es ist Sache des Vergebenden, diesen Vertrag auszuspiiren, vorzuschlagen und durchzusetzen.

Die Ausarbeitung von eingehenden Angeboten durch zahlreiche Unternehmer, von denen in der Regel nur einer den Auftrag bekommen kann, macht viel verlorene Arbeit und muß in jeder denkbaren Weise vermindert werden. Auch für den Bauherrn ist der Vorteil, durch starke Konkurrenz die Preise zu drücken, nur ein scheinbarer oder höchstens in vereinzelt Fällen zu erreichender, da der Aufwand der Unternehmer durch die Bezahlung ihrer Ausführungen gedeckt werden muß, große Unkosten also allgemein die Preise erhöhen.

Um die Werbearbeit der Unternehmerfirmen zweckmäßig und sparsam zu gestalten, beschränke man sie darauf, an richtiger Stelle (in Sonderdrucksachen oder Fachzeitschriften, welche die als Auftraggeber in Betracht kommenden Stellen erreichen) übersichtlich und wirksam die Eignung der Firma für einen Kreis von Arbeiten nachzuweisen, durch Darstellung ihrer Einrichtungen (Vertretungen, Personal, Fabriken, Maschinenbestände, Vorräte, organisatorische Eigenart, Sonderbetriebe) und ihrer bisherigen Leistungen (Bautenverzeichnisse nach Orten, Gegenständen, Vertragsformen in vielsagender Aufmachung; Musterbeispiele aus den einzelnen Fachgebieten eingehend dargestellt in Bildern, Plänen, Zahlenangaben und Beschreibung). Von besonderem Wert sind solche Darstellungen, wenn sie an unbeteiligter Stelle erfolgen (Berichte wissen-

¹⁾ Die in der Praxis oft so schwierige Frage, an wen ein Auftrag innerhalb der zusammenge- schlossenen Interessenten zuzuweisen ist, wird durch den obigen Grundsatz der besten Eignung, der Erfüllung des Auftrages mit dem kleinsten Sachaufwand im wesentlichen geklärt.

²⁾ Die Praxis des Submissionswesens zeigt, daß auch der Bauherr nur dann gut fährt und im ganzen am wenigsten aufzuwenden braucht, wenn er nicht einen zu billig, sondern einen sachgemäß anbietenden geeigneten Bewerber wählt.

schaftlicher Art in Vorträgen und ernstesten Fachzeitschriften); besser wären zusammenfassende Übersichten von unbeteiligter Seite, wie sie ähnlich in den Beispielsammlungen der Handbücher enthalten sind, aber für die Darstellung der Firmen ausgebaut (eine statistische Aufgabe für die Unternehmerverbände).

Der Bauvertrag ist das Mittel den Unternehmer an einer im Sinne des Auftraggebers und der Gesamtwirtschaft zweckmäßigen Ausführung zu interessieren und ist deshalb in allen Einzelheiten so abzufassen, daß der Unternehmer seinen größten Vorteil findet, wenn er die sachlichen Absichten des Bauherrn auf die sparsamste Weise so vollständig als möglich erfüllt. Wenn z. B. ein Mehraufwand an Beton das Bauwerk wertvoller macht, so sind dem Unternehmer die geleisteten Kubikmeter mit angemessenem Nutzen an jedem einzelnen Kubikmeter zu bezahlen; bringt der Mehraufwand keinen sachlichen Nutzen, so ist vertraglich eine feste Gesamtsumme zu vereinbaren, damit der Vorteil des Unternehmers in der wünschenswerten Ersparnis an Beton besteht.

Wenn der in sich zusammengehörige, selbständige und von außen schwer zu beeinflussende Betrieb des Unternehmers gut arbeiten soll, so muß ein starker Vorteil für das Geschäft (und durch das Geschäft für alle ihm Angehörigen) als sichere Frucht guter Arbeit in Aussicht stehen. Selbstkostenverträge sind deshalb auf die ganz außergewöhnlichen Fälle zu beschränken, in denen jede vorherige Übersicht über die Leistungen unmöglich ist. Sie sind nur dann erträglich, wenn es den Vertretern des Bauherrn gelingt, durch ihren persönlichen Einfluß und durch ihre anregende Mitarbeit die Beteiligten anzufeuern; die Betriebsleitung nähert sich dem Charakter einer Amtsverwaltung, die in ihren Verfügungen, insbesondere in der Verwendung der Geldmittel aufs engste gebunden ist. Prozentualer Gewinnzuschlag für den Unternehmer bedeutet eine Belohnung für Aufwandsteigerung, ist deshalb verkehrt und mindestens durch feste Summen für die einzelnen Bauwerke zu ersetzen. Den Unternehmer an Ersparnissen zu beteiligen, die durch Minderbezahlung von Arbeitern und Angestellten gegenüber gewissen im Bauvertrag vereinbarten Höchstsätzen entstehen, ist unstatthaft. Beim „Kolonialvertrag“ wird der mutmaßliche Aufwand als Stichsumme festgesetzt und der Unternehmer sowohl an Ersparnis als an Mehraufwand bis zu einer gewissen Grenze beteiligt; wenn sich aber die Stichsumme so treffend vorausberechnen läßt, daß die Gewinnverschiebung für den Unternehmer gerecht ausfällt, dann ist ein Selbstkostenvertrag überhaupt nicht am Platz.

Für Ausführungen, die vorher in allem einzelnen genau umgrenzt sind, läßt sich sehr wohl eine feste Kostensumme vereinbaren; doch ist es nötig, von vornherein möglichst eingehend zu bestimmen, welche Verrechnungen im Falle von Planänderungen, wie sie im Verlauf der Bauzeit meist erforderlich werden, stattzufinden haben.

Demgegenüber erfordert das bei unsicherem Leistungsumfang einzig gerechte Verfahren der festen Preise für die Masseneinheit einen oft erheblichen Aufwand an Meß- und Rechenarbeit, der keinerlei schaffende Bedeutung hat, also einzuschränken ist. Die wichtige Auswahl der Leistungseinheiten, die stark zerteilt oder mehr zusammengefaßt sein können (z. B. Boden lösen, laden, verfahren, kippen — oder die ganze Bodenbewegung in einem Preis für den Kubikmeter), hat stets unter dem Gesichtspunkt zu geschehen, daß die beste Erfüllung der Bauaufgabe gleichzeitig zum größten Vorteil des Unternehmers wird. Führt also das im Zusammenhang der Arbeiten mögliche Unterlassen einer Teilleistung zu irgendeinem Nachteil, so ist diese Teilleistung für sich aufzuführen und zu bezahlen; andernfalls kann sie als Nebenleistung, die nur im nötigsten Umfange vom Unternehmer verlangt wird, in einer Sammelposition enthalten (und ausdrücklich genannt) sein.

Feste Preise dürfen nur für annähernd fest umschriebene Leistungen vereinbart werden. Muß der Unternehmer irgendwo fragliche, durch ihn nicht

abwendbare Leistungen, deren Notwendigkeit von unberechenbaren Ereignissen der Zwischenzeit abhängt, einbegreifen, so legt er als gewissenhafter Kaufmann seiner Preisermittlung den ungünstigsten der denkbaren Fälle zugrunde; der Bauherr bezahlt auf alle Fälle die ungünstigste Möglichkeit. Da solche Gefahren die geringen, dem Unternehmer durch gute Arbeit erreichbaren Gewinne bei weitem zu überwiegen pflegen, lenken sie dessen Interesse von den kleinen Ersparnissen weg auf die Spekulation. Für alle Gefahren, wie Unwetter, Frost, Hochwasser, überraschende Bodenverhältnisse, Ausstände, unvorhergesehene Steigerungen der Löhne und sonstiger Kosten, ist deshalb getrennte Schadloshaltung vorzusehen. Wo der Unternehmer durch kluge Anordnung, Zeiteinteilung usw. zur Vermeidung der Gefahren beitragen kann, ist Teilung der Schäden zu vereinbaren.

Außer dem Umfang der Arbeit ist:

a) die Zeit der Ausführung (da alle Verhältnisse und damit die Kosten sich fortwährend ändern),

b) die Jahreszeit (wegen Wärme-, Wetter- und Wasserverhältnissen) und

c) die Dauer der Ausführung von wesentlicher Bedeutung für die Kosten.

Über diese drei Punkte sind deshalb bei allen Angeboten ausdrückliche Annahmen zu machen und in den Verträgen (soweit nicht dem Unternehmer die vorteilhafteste Zeiteinteilung anheimgestellt und ermöglicht wird) Bestimmungen zu treffen. Bei Bauwerken, an denen sich gleiche Leistungen voneinander unabhängig vielfach wiederholen, können bei längerer Ausführungsdauer durch Wiederverwendung der gleichen eingearbeiteten Leute sowie der gleichen Einrichtungen, Gerüste und Schalungen viele Kosten gespart, umgekehrt durch Vervielfachung der Mannschaften und Einrichtungen und gleichzeitige Ausführung mehrerer Teile viel Zeit gespart, frühere Verwertung der Bauwerke ermöglicht werden. Der richtige Mittelweg ist nach dem größten Vorteil des Bestellers oder der Gesamtheit zu berechnen. Während sich bisher die mögliche Ausführungszeit eines Bauwerks sehr rasch einer unteren Grenze mit stark ansteigenden Kosten näherte, ermöglicht gute Organisation im Sinne der wissenschaftlichen Betriebsführung neben anderen Vorteilen gleichzeitig eine bedeutende Zeitersparnis durch Ausschaltung unnützer Arbeit.

Bei der Beurteilung und Genehmigung eines abzuschließenden Bauvertrages ist für beide Teile die „Angemessenheit“ der Bedingungen und Preise ausschlaggebend. Das bisherige Fehlen einer Wissenschaft der Arbeitseinzelheiten und ihres Zeitbedarfes hat auf der Seite der Auftraggeber den angemessenen Preis zu einem großen Problem gemacht. Als angemessen kann nur ein bestimmter Vertrag, eine erschöpfende Zusammenstellung von lauter bestimmten Abmachungen mit einem bestimmten Unternehmer bezeichnet werden. Sobald Baustoffvorräte und Beschaffungsgelegenheiten, Gerätebestände, Erfahrung mit Einrichtungen, Sonderverfahren usw. eine Rolle spielen, ist „angemessener Preis“ an sich, ohne Voraussetzung eines bestimmten Unternehmers und seiner Hilfsmittel, eine Unmöglichkeit.

III. Die Arbeitsteilung

ist in der Weise vorzunehmen, daß man sowohl die geforderten Leistungen einerseits, als die erzeugenden Kräfte andererseits genügend weit zerlegt und die beiderseitigen Einzelteile in passender Weise einander zugeordnet. Das Ergebnis ist richtig, wenn:

1. die ausgeteilten Leistungsaufgaben in richtigem Zusammenhange die Lösung der Betriebsaufgabe bilden;

2. die erzeugenden Kräfte durch die Einzelaufgaben passend und vollständig beschäftigt werden;

3. auch im übrigen der Gesamtaufwand (bei vorgeschriebener Leistung) ein Kleinstwert oder die Gesamtleistung (bei gegebenem Aufwand) ein Größtwerd wird.

Die Summenbedingungen 1. und 2. machen die Aufgabe praktisch meist schon sehr schwierig. Im Baubetrieb wird die Aufgabe noch besonders erschwert dadurch, daß sowohl die Leistungssumme als die Kräftesumme zeitlich nicht konstant ist, sondern wechselt.

In der Alltagsarbeit heißt die Aufgabe gewöhnlich: Es sind

- a) die Leistungen im voraus nach Zeit und Umfang so zu planen,
- b) Arbeitskräfte in solcher Menge zu beschaffen und
- c) die Arbeiten zu jeder Stunde so einzuteilen, daß
 1. alle Arbeit rechtzeitig geschieht,
 2. alle Arbeiter und Maschinen passend und voll beschäftigt sind und
 3. im ganzen möglichst sparsam gewirtschaftet wird.

Wenn es jemals vorkommt, daß wichtige Arbeit versäumt wird, weil keine Arbeiter dafür da sind, oder unnütze Arbeit ausgeführt wird, damit vorhandene Leute beschäftigt haben, so sind das ausgesprochene Betriebsünden und Leitungsfehler; daß ein Handwerker jemals Tagelöhnerarbeit tut, sollte auch vermieden werden, wird aber im einzelnen noch viel zu wenig beachtet.

Dem einzelnen, der bei vielfach geteilter Arbeit nur eine kleine Leistung zum Gesamtwerk beizutragen hat, kann natürlich das Gelingen des Werkes nicht so angelegen sein wie etwa dem Besteller, der das Bedürfnis, dem das Werk genügen soll, unmittelbar empfindet. Das vollständige Fehlen innerer Anteilnahme macht aber bei der gegebenen Geistesbeschaffenheit des Menschen seine Arbeit zu einer unwürdigen und fruchtlosen. Unmittelbare Folge der Arbeitsteilung ist deshalb das Problem der Gewinnbeteiligung; da zur Arbeit wesentlich der Erfolg gehört, genügt es nicht, die Arbeit zu teilen, es muß auch der Erfolg irgendwie mitgeteilt werden.

Selten ist, daß der Erfolg des Werkes ohne weiteres allen Mitarbeitern gleichmäßig zugute kommt. Wenn ein Sturmflutdeich von allen arbeitsfähigen Dorfbewohnern gemeinsam ausgeführt wird, so gewinnen sie alle gleichmäßig die Sicherheit gegen Überflutung. Bei den Werken unserer heutigen Kulturstufe ist es aber häufig so, daß der einzelne Beteiligte keinerlei unmittelbaren Genuß am fertigen Werke hat. Es muß deshalb durch besondere Vereinbarungen ein passender Vorteil aus dem Erfolg des Werkes oder als Ersatz dafür durch Tausch ein Vorteil aus anderer Quelle auf ihn übertragen werden; der Anreiz zu tüchtiger Mitarbeit ist durch „Vorteilsübertragung“ zu bewirken, und zwar muß der Vorteil für den Mitarbeiter hinsichtlich seines Wertes für diesen in geradem Verhältnis zu dem Werte stehen, den die Mitarbeit für den Zweck des Bauwerks und das Gemeinwohl hat.

Der Grundsatz der Vorteilsübertragung lag schon den Ausführungen über das Verhältnis zwischen Bauherrn und Unternehmer zugrunde, und der Bauvertrag muß der erschöpfende Ausdruck dieses Grundsatzes in seiner Anwendung auf den besonderen Fall sein. Es ergeben sich aber auch für die Lohnfrage und für die Stellung des Arbeiters im Betriebe daraus die wichtigsten Folgerungen.

Dem Gesamtbetriebe muß ein Plan dafür zugrunde liegen, auf welchem Wege das Betriebsziel erreicht werden soll, mit welchen Hilfsmitteln und über welche Zwischenstufen; danach kann die Arbeit verteilt werden. Die Betriebsleitung muß jedem einzelnen seine Aufgabe stellen, seine Beziehungen zu den Mitarbeitern regeln und ihm die besten Hilfsmittel aller Art zur Verfügung stellen. Im übrigen muß der Arbeiter (wie der Unternehmer und jeder Mit-schaffende überhaupt) frei sein und nach besten Kräften seine Aufgabe erfüllen. Den Anreiz dazu muß ihm ein besonderer Vorteil, ein Gewinnanteil, ein Mehrlohn bieten.

Die Vergütung für die Mitarbeit zerfällt demnach in zwei Teile. Über die Zweckmäßigkeit der ihm gestellten Aufgabe hat der Arbeiter (oder Angestellte), der nicht den ganzen Betrieb übersieht, kein Urteil. Die Geschäftsleitung muß

ihm dafür bürgen, daß vermöge ihrer Anordnungen seine Arbeit, auch wenn sie schlicht und teilnahmslos getan wird, zum Betriebsziel beiträgt; sie muß ihm dafür einen Mindestlohn gewähren, der ein bescheidenes Auskommen ermöglicht. Er hat dagegen eine Mindestleistung, wie sie jedem geeigneten arbeitsfähigen Menschen ohne weiteres möglich ist, aufzubringen; sonst wird ihm eine andere Arbeit, für die er sich besser eignet, zugewiesen. Darüber hinaus muß dem Arbeiter für die Mehrleistung, die er bei vollem, hingebendem Aufwand seiner körperlichen und geistigen Kräfte erstellen kann, eine besondere Vergütung zuteil werden. Erst dann sind unsere Betriebe gut, wenn für jeden einzelnen die Tätigkeit gefunden ist, bei welcher ihm eine solche Höchstleistung und damit ein sachlicher und persönlicher Höchsterfolg zu seiner ständigen Freude möglich ist.

Die Mehrvergütung für gute Leistung muß irgendwie mit dem Gesamterfolg des Betriebes zusammenhängen. Es ist aber nicht vorteilhaft, unmittelbar den schließlichen Geldgewinn des Unternehmens (falls der Erfolg des Unternehmens sich überhaupt in einem solchen darstellt und nicht etwa ausschließlich in gemeinnützigen Wirkungen) zu diesem Zweck an die Mitarbeiter zu verteilen. Dabei würden Bemühung und Erfolg viel zu weit auseinanderliegen, als daß die seelische Wirkung des Anreizes zustande käme, auch würde eine gerechte Verrechnung mit denen, die nur zeitweise mitgearbeitet haben, z. B. lange vor dem Abschluß ausgeschlossen sind, zu schwierig sein. Viel wirksamer ist es, die Vergütungen nach festen Sätzen zu gewähren, möglichst den Erfolg jedes Tagewerkes schon am anderen Tage bekanntzugeben und die Vergütungen ohne Verspätung mit den regelmäßigen Lohnzahlungen auszukehren. Die Vergütungssätze müssen mit dem Erfolg des Betriebes in Einklang stehen und bei den jährlichen (oder vierteljährlichen) Abschlüssen danach abgestimmt, also auch in langen Zeiträumen etwas verändert werden, was jedoch durch Ausgleichsrücklagen einzuschränken ist. Das Verfahren ist dann im Wesen gleichbedeutend mit einer Gewinnausteilung, aber wegen seiner Raschheit, Stetigkeit und unmittelbaren Gerechtigkeit das allein brauchbare.

Die näherliegende und einfachere Form der Sondervergütung ist der Stücklohn, wobei die geleistete Menge nach Einheitspreisen bezahlt wird, sobald damit der Mindestlohn (der übliche Taglohn) überschritten wird. Sie ist aber nur dann anwendbar, wenn tatsächlich die Leistung in geeignete Einheiten zerfällt und die Leistungsmenge hauptsächlich vom einzelnen Arbeiter abhängt; sie ist auch häufig nicht zweckmäßig, weil wegen besserer Ausnützung der Maschinen und wegen sonstiger Betriebszusammenhänge der Wert einer gesteigerten Erzeugung viel schneller wächst (und zumal beim Sinken der Erzeugung der Schaden viel größer ist), als dem reinen Zahlenverhältnis entspricht.

Allgemein anwendbar und anpaßbar ist nur das Mittel der festen Vergütung für die Erfüllung einer Arbeitsaufgabe. Die Betriebsleitung stellt durch gründliches Einzelstudium den richtigen Zeitaufwand für die Arbeit fest und zahlt dem Arbeiter, der diese Zeit einhält, einen bestimmten Geldbetrag pro Tag oder einen Prozentzuschlag zum Lohn. Die Arbeitsaufgabe ist dabei mit größter Sorgfalt so zu bemessen, daß der Arbeiter sie dauernd leisten kann und dabei gedeiht.

Eine Teilung der schöpferischen Arbeit liegt schon darin, daß das Bauwerk vor seiner Ausführung bis weit in die Einzelheiten hinein auf dem Papier (oder im Modell) dargestellt wird. Die Grenze für diese Arbeitsteilung steht jedoch keineswegs fest. In erster Linie wird der beabsichtigte nutzbare Endzustand des Bauwerks dargestellt, in zweiter Linie Zwischenzustände und Hilfsbauwerke; wie: Gerüste, Verankerungen, Notbrücken, Förderanlagen und Lagergelegenheiten für Baustoffe. Alle wichtigen Ausführungen dieser Art werden heute wenigstens durch den Unternehmer erst auf dem Papier bearbeitet. Bei geringer Bedeutung (einfache Mauergerüste, Fördergerüste) und regelrechten Verhältnissen pflegt man zwar davon abzusehen, doch wird wegen getrennter Vorbereitung und Aufstellung, wegen Bestellung und Wiederverwendung aller Einzelteile,

wegen Berechnung der Arbeitsleistung, sowie zur sparsameren Formung auch hierbei die Planung (unter möglichster Verwendung von Regelformen) immer häufiger nötig werden. Der wichtigste derartige Punkt sind bei Betonbauten die Schalungen: sie bilden umfangreiche, verwickelte und kostspielige Bauwerke für sich, an die weitgehende Ansprüche hinsichtlich Standfestigkeit, einfacher Herstellung, Sparsamkeit, Wiederverwendbarkeit, geordnetem Aufbau und Abbruch gestellt werden sollten. Die Schalungen müssen gleichwie die Armierungen nach Plänen bestellt, abgelängt, abgebunden und aufgestellt werden.

Die gesonderte Planung der Bauwerke ist nur ein erster Schritt auf dem Wege der allgemeinen Trennung der Denkarbeit von der Ausführungsarbeit. Diese beiden Leistungen gehen bei den ursprünglicheren Formen aller Betriebe aufs engste ineinander; aber Vervollkommnung und Verfeinerung der Betriebe einerseits, Fortschreiten der Wissenschaft andererseits führen unweigerlich dazu, daß die zweckmäßige und zeitgemäße Gestaltung aller einzelnen Ausführungsarbeiten zu einer Aufgabe wird, welche gänzlich andere Anforderungen stellt als ihre Durchführung. Wohl hat sich unter den Facharbeitern und dem aus ihnen hervorgegangenen Aufsichtspersonal durch unmittelbare Erfahrung und mündliche Überlieferung eine Sachkenntnis gebildet und fortgepflanzt; aber diese kann über gewisse enge Grenzen nie hinauskommen, weil ihre Quellen, die Erfahrung und das Gedächtnis des einzelnen, rasch am Ende ihres Fassungsvermögens anlangen. So führt gerade der Handwerksstandpunkt mit fortschreitender Entwicklung sehr rasch zum unleidlichsten Spezialistentum. Dieses als alleinige Folge der Arbeitsteilung hinzustellen, ist unrichtig; es ist die Folge falscher Einseitigkeit in der Arbeitsteilung, weil man bei Vermehrung der Einzelkenntnisse auf irgendeinem Gebiet nicht die Ausführung so weit unterteilen darf, daß jedes einzelnen Erfahrung und Gedächtnis für die Beherrschung seines Teiles ausreichen, sondern rechtzeitig vorher die Wissenschaft der Einzelarbeiten abtrennen muß, so daß deren Ergebnisse für alle stets zur Verfügung stehen. Die Arbeit wird im ganzen nicht vermehrt durch Abtrennung der Vorbereitungsarbeit, weil diese Denkarbeit ja auch sonst geschehen mußte und nur vom Arbeiter auf den zu ihrer rascheren und besseren Erledigung befähigten Techniker übertragen wird. Doch wird auch für den Arbeiter die Tätigkeit geistvoller und anregender, weil er zu einer weit besser durchdachten und viel wertvolleren Lösung seiner Aufgaben angelernt und zu viel größerer Leistung befähigt wird.

Die Wissenschaft der Einzelarbeiten führt zur richtigen Teilung der Ausführungsarbeiten, indem sie deren vollkommene Gliederung liefert und auch die Aufklärung der erforderlichen persönlichen Eigenschaften ermöglicht. Indem sie die verschiedenen Gesichtspunkte aufdeckt, unter denen die Arbeiten geregelt werden müssen, gestattet sie außerdem die richtige Unterteilung der Aufsicht und der inneren Betriebsleitung. Dagegen verteilen sich die äußeren Beziehungen der Geschäftsleitung nicht ausschließlich nach den augenblicklichen sachlichen Anforderungen, sondern es müssen dabei vorgegebene persönliche Verhältnisse und Beziehungen in erster Linie berücksichtigt werden.

IV. Die Auswahl der Mitarbeiter.

Die persönlichen Eigenschaften, welche zur Lösung irgendwelcher Betriebsaufgaben vorausgesetzt werden müssen, lassen sich allgemein in vier Gruppen zusammenfassen:

- | | |
|-----------------|--------------------------|
| 1. Fähigkeiten. | 3. Charakter, |
| 2. Kenntnisse, | 4. Vertrauenswürdigkeit. |

Bei den Ausführenden handelt es sich überwiegend um die erste Gruppe; die anderen drei werden für die vorbereitenden, beaufsichtigenden und die leitenden Stellen wichtig.

Der Hilfsarbeiter muß über geeignete Anlagen verfügen, über Körperkräfte, Beweglichkeit und Geschicklichkeit. Der Facharbeiter muß außerdem seine handwerklichen Fähigkeiten in der Lehre erworben und durch eigene Betätigung vervollkommen haben sowie gewisse allgemein technische Fähigkeiten besitzen, wie das Erfassen von Anweisungen, Zeichnungen, Tabellen usw. Beim technischen Unterbeamten sind Kenntnisse wesentlich, aus gewissen Teilen der Mathematik und der Naturwissenschaften, aus der Baustoffkunde und Konstruktionslehre, ferner die Fähigkeit sie anzuwenden im Lesen, Schreiben, Rechnen, Zeichnen, Beobachten, Zusammenstellen, Berichten, Ausarbeiten von Anweisungen, Bau- und Betriebsplänen usw. Alle Aufsichtsposten erfordern Sicherheit in den einschlägigen Kenntnissen und Fähigkeiten, ferner Selbstbewußtsein, Festigkeit, unveränderlich musterhafte Pflichterfüllung, Einsicht, Gerechtigkeit, Milde und Güte sowie eine besondere Kunst der Menschenbehandlung. Für alle wichtigeren Stellen ist vollkommene Ehrlichkeit und Treue, unerschütterliche Ruhe und Gefaßtheit in allen Lagen, Führertalent, restlose Verantwortungsfähigkeit und das Vertrauen der Auftraggeber wie der Untergebenen erforderlich.

Diese Gesichtspunkte können in Betracht kommen, wenn ein durchaus bekannter Mitarbeiter in eine andere Stellung verändert oder befördert werden soll und zu erwägen ist, ob seine Eigenschaften den veränderten Anforderungen genügen. In diesem Falle können auch gewisse Unterscheidungen der Individualitäts- und Korrelationspsychologie von Nutzen sein, nach denen z. B. festzustellen wäre:

- ob einer mehr zu körperlicher oder zu geistiger Arbeit sich eignet;
- ob mehr zur Arbeit im Zimmer und am Schreibtisch oder in der Natur und im Betrieb;
- ob einer Einförmigkeit oder Abwechslung seiner Arbeit als Erleichterung empfindet;
- ob einer sich zu abgetrennter Selbständigkeit, zur Leitung anderer oder zur Abhängigkeit eignet;
- ob mehr zur Anpassung an fremde Verhältnisse oder mehr zur Durchsetzung seiner eigenen Gedanken.

Die Auswahl der Geeigneten erfolgt allgemein in der Weise, daß zunächst festgestellt wird, welche Eigenschaften für die Arbeit nötig (oder unbrauchbar) sind und welche günstig (oder ungünstig). Dann ist zu untersuchen, durch welche kurzen Proben sich diese Eigenschaften am einfachsten und sichersten feststellen lassen; nach dem so gewonnenen Verfahren sind die Bewerber zu prüfen und zu beurteilen. Diese Proben brauchen nun mit der tatsächlich auszuführenden Arbeit sachlich gar nichts gemein zu haben, wenn nur die seelischen Ansprüche gleichartige sind.

Im Bauwesen fehlt es vor allem vollständig an der wissenschaftlichen Feststellung der nötigen Eigenschaften.¹⁾ Man kann vorläufig sagen, daß fast alle Betätigung darin ein mehr oder minder großes Maß von folgenden Sonder-eigenschaften erfordert:

1. Körperliche Leistungsfähigkeit beim Begehen von Baustellen und Gerüsten;
2. Sinn für das Tatsächliche, genaue Beobachtungsgabe, die nicht vorgefaßte Meinungen in die Dinge hineinsieht, sondern umgekehrt aus der Sachlage unter Beachtung der unscheinbarsten Einzelheiten die möglichen Folgen herausliest;
3. Phantasie, welche alle Planungs- und Vorbereitungsarbeit durch lebendiges Vorstellungsvermögen unterstützt und schon aus den Zeich-

¹⁾ Während des Druckes erscheint eine grundlegende Arbeit: „Berufskunde des Ingenieurs“ von Prof. Dr. C. Weyrauch.

nungen das Erkennen aller Fehler und Schwierigkeiten gestattet, die sich sonst erst bei der Ausführung herausstellen;

4. Klares Raumgefühl, dem das Übersetzen zwischen den zweidimensionalen Plänen und der dreidimensionalen Welt keine Schwierigkeit macht;

5. Augenmaß, welches grobe und mäßige Fehler in Größenverhältnissen, Fluchten, Lot- und Wagrechten und sonstige Mißverhältnisse auch ohne Messung wahrnimmt¹⁾;

6. Freude an sorgfältiger Kleinarbeit, von der so häufig der technische Erfolg abhängt, Geduld und Unermüdllichkeit bei vielfachen, kaum veränderten Wiederholungen der gleichen Leistung;

7. Freude an äußerer Abwechslung und Verständnis für die großen Fortschrittmöglichkeiten, die beim Bauwesen in der starken Veränderlichkeit der Betriebe liegen, indem eine Baustelle nach kurzer Dauer von der anderen abgelöst wird, auch auf jeder Baustelle sich von Tag zu Tag die Lage vorwärts entwickelt, so daß täglich neue Aufgaben entstehen und immer wieder Gelegenheit zu neuartiger, verbesserter, schöpferischer und erfinderischer Tätigkeit erwächst.

Eine richtige Raumvorstellung aus der Zeichnung zu bilden, ist für alles planende und die Ausführung anweisende, überwachende und prüfende Personal wichtig. Man kann die Eignung hierfür erproben (nach Prof. Joh. Dück, Innsbruck), indem man eine Reihe von Abbildungen nacheinander vorlegt, welche ebenflächige Körper, wie drei- und mehrkantige Prismen, Würfel, Pyramiden auf dreieckiger, sechseckiger Grundfläche in gerader und in schräger Lage und mauerwerkartige Gebilde darstellen. Es kann dann

die Formvorstellung geprüft werden durch die Frage, wie groß die Anzahl der Ecken oder Kanten (einschließlich der unsichtbaren) oder die Anzahl der Winkel aller Begrenzungsflächen zusammen ist,

die Lagevorstellung durch die Frage, welche Teile dem Beschauer am nächsten zu liegen scheinen,

das Raumbildnis durch form-, größe- und lagegetreues Nachzeichnen des in den ersten Versuchen Gesehenen.

Bei allen drei Aufgaben ist die Anzahl der Fehler und die benötigte Zeit festzustellen.

Für alles Bureaupersonal ist Ordnung, die Fähigkeit raschen und sicheren Einordnens und Wiederfindens die wichtigste Eigenschaft. Den Sinn für genaue Handhabung der einfachsten Anordnungsweisen kann man nach dem Adreßbuchversuch mit Nachschlageaufgaben von steigender Schwierigkeit beurteilen.

Zu messen ist der Zeitbedarf und die Fehlerzahl.

Mehr noch als beim vorigen Beispiel sind hier die Anfänger von den in der Praxis Geübten zu unterscheiden, doch gibt innerhalb einer solchen Klasse das Ergebnis einen wertvollen Anhalt für die zu erwartenden Leistungen bei den meisten Bureaurbeiten. Bei allen solchen Prüfungen ist ein Vorversuch zweckmäßig, um das richtige Erfassen der Aufgabe zu sichern.

¹⁾ Der Ingenieur muß sich möglichst früh daran gewöhnen, allem Messen und Rechnen ein Schätzen vorhergehen zu lassen. Er übe seinen Zeitsinn, indem er stets, bevor er auf die Uhr sieht, die Zeit schätzt; sein Schrittmaß, sein Augenmaß, seinen Zahlensinn, sein statisches Gefühl; seinen Richtungssinn durch Orientieren vor dem Freigeben der Magnethand; seine Phantasie durch inneres Ausarbeiten des Landschaftsbildes oder des Anblickes von Bauwerken aus Karten und Plänen vor der Besichtigung. Er lerne und prüfe Näherungsverfahren vor Durchführung jeder genauen Rechnung. Wer die mehr oder minder starke Unrichtigkeit aller Rechnungsgrundlagen der Ingenieurpraxis zutreffend beurteilt, kann oft mit großem Vorteil, Zeitersparnis, ja sogar manchmal mit Gewinn an praktischer Richtigkeit, sich der Schätzungen (z. B. von Schwerpunkten, Stützlinien, Einspannmomenten, Bogenkräften) bedienen, auch im Verlauf größerer, sonst exakt durchgeführter Untersuchungen. Besonderen Wert gewinnt das Schätzverfahren, wenn für eine schwer zu bestimmende Größe Grenzwerte eingeführt werden. Es hat aber noch viel tiefere Bedeutung, das Ergebnis jedweder Arbeit möglichst genau voraussagen zu lernen.

Bis zum Ausbau geeigneter Probefolgen für die häufig einzustellenden Klassen kann man natürlich nach wie vor im Wege der persönlichen Unterhaltung aus den (bewußten und unbewußten) Äußerungen und dem ganzen Verhalten des Bewerbers schon einige Schlüsse auf die Eignung ziehen, besonders wenn der dafür Zuständige sich eingehendere psychologische Kenntnisse aneignet und für den einzelnen Fall sich einiges vorbereitet. Erzählen lassen über Gesehenes und Miterlebtes, wobei durch eindringendes Zwischenfragen nach Einzelheiten die Grenzen der Beobachtung, des Gedächtnisses und der Anteilnahme zu ermitteln sind, ferner planmäßiges Ausfragen über die verschiedenen Gebiete, unvermutete Zwischenfragen nach Schätzungen, Kopfrechnungen und Assoziationen sind wichtige Hilfsmittel. Schulzeugnisse sind besonders dann von Wert, wenn man genau weiß, was die betreffende Schule bietet und verlangt. verlieren aber, wenn sie weiter zurückliegen, wegen der inzwischen erfolgten Veränderung der Persönlichkeit. Zeugnisse aus anderweitiger Beschäftigung können über Ehrlichkeit und Fleiß aufklären.

Neben Fähigkeiten und Schulkenntnissen sind auch die persönlichen Erfahrungen wichtig, zumal solche die Erfahrungen der Baubetriebe nicht planmäßig in Berichten und Tabellen über die Beobachtungsergebnisse, sondern nur im Gedächtnis des einzelnen gesammelt werden.

Die Beibringung aller Mitarbeiter kann entweder dadurch erfolgen, daß man für jeden einzurichtenden oder frei werdenden Posten aus fremden Kräften die Geeignetsten auswählt, oder daß man sich die Mitarbeiter im eigenen Betrieb aus Anfängern von passender Schulbildung erzieht. Wenn der erstere Weg auch den scheinbaren Vorteil bietet, daß gewisse Unkosten der praktischen Ausbildung von anderer Seite getragen werden, so darf man doch sicher sein, in der Regel entweder nur Kräfte zweiten Ranges zu bekommen, auf deren Festhaltung von den früheren Vorgesetzten kein Wert gelegt wird, oder das Wegholen mit hohem Gehalt bezahlen zu müssen. In minderwertigen Betrieben Verbildete (was sich erst zu spät herausstellt) sind oft schwerer zu guten Mitarbeitern umzuformen als Anfänger. Vollwertige Kräfte, die sich in die Organisation vollständig eingelebt haben und Höchstleistungen erstellen, sind nur durch eigene Erziehung und Auslese aus den erprobten Kräften zu gewinnen. Wo erstklassige Kräfte den Durchschnitt bilden, eignen sich einzelne ohne weiteres für die nächst höheren Stellen, und jede Gelegenheit zum Aufrücken ist auszunützen, um alle anzuspornen und das Abwandern der Besten zu verhüten. Ein großer Betrieb muß daher Lehrlinge, Baugewerkschüler und Diplomingenieure frisch von der Schule weg in solcher Zahl einstellen, daß der sich bewährende Teil davon später für den Bedarf genügt. Daß daneben bei günstiger Gelegenheit die Übernahme von besonders tüchtigen, voll entfaltetten Kräften eine wohltuende Auffrischung und Bereicherung bedeuten kann, besonders wenn man ihre anderweitigen Erfahrungen und ihr Urteil über die Einrichtungen, die sie nun vorfinden, planmäßig auswertet, ist selbstverständlich; doch sind gegenüber solchen Anregungen von außen gerade die urwüchsigen Vorbegriffe, welche gut veranlagte Schüler bei guten wissenschaftlichen Grundlagen mitbringen, von großem Werte und können, mit Verständnis behandelt, zur Entwicklung des Betriebes viel beitragen.

Für die planmäßige Ausbildung der Anfänger kann im Bauwesen noch nicht viel geschehen; Facharbeiterschulen, wie sie in anderen Industrien existieren, und Polierschulen sind hier noch nicht verwirklicht. Von sonstigen Ansätzen ist zu erwähnen:

1. Man achte bei der Verwendung aller Kräfte, in die man Hoffnungen setzt, darauf, daß sie nicht nur im Augenblick etwas leisten, sondern auch durch hier Beschäftigung und Anleitung veranlaßt werden, sich weiterzubilden.

2. Die Einführung von neuen Verfahren, die Eröffnung neuer Betriebe gibt oft Gelegenheit, durch Besprechungen, Vorträge und Vorführungen vor einem größeren Kreis von Mitarbeitern belehrend zu wirken.

3. Die Bauleiter können in schwach beschäftigten Zeiten ihre Erfahrungen von bestimmten Ausführungen schriftlich niederlegen, so daß sie zur Belehrung aller Beteiligten vervielfältigt werden.

4. Große Baugeschäfte drucken regelmäßig eine vertrauliche Zeitschrift, um ihren Angehörigen alles Wissenswerte (auch über Geschäftsgang und Erfolge, was das Zusammenarbeiten wesentlich fördert) mitzuteilen.

5. Im technischen Bureau können durch gelegentliche oder regelmäßige Vorträge die Sonderkenntnisse gepflegt werden.

6. Fachzeitschriften sind in Umlauf zu setzen (nach Kennzeichnung des zu Beachtenden).

7. Den Vorständen der Einzelbetriebe können in gemeinsamen Besprechungen die allgemeinen Betriebsgrundsätze in Erinnerung gebracht werden.

V. Die Auswahl der Betriebsmittel.

Im Bauwesen darf die Auswahl der Maschinen und sonstigen Einrichtungen keineswegs wie bei stetigen Betrieben nach den bloßen Vorgängen des laufenden Betriebes beurteilt werden, indem man etwa für einen Arbeitstag die ersparten Menschenkräfte und sonstigen Betriebsvorteile dem Aufwand an Heizstoffen, Schmiermitteln und Bedienungsmannschaft gegenüberstellen und eine geringe Quote für Verzinsung und Amortisation in Ansatz bringen würde. Vielmehr sind Anschaffen, An- und Abtransportieren, Aufstellen und Abbrechen, Inbetriebsetzen und Reparieren sehr wichtige, häufig die überwiegenden Posten in der Rechnung, und zwar sowohl hinsichtlich der Kosten als auch des Zeitaufwandes.

Die Lebensdauer der Baumaschinen ist wegen der ungünstigen Betriebsverhältnisse (behelfsmäßige Aufstellung, unsorgfältige Bedienung, stoßweise Belastung, Verstaubung, fehlender Schutz gegen Witterungseinflüsse) eine kurze. Vielbeschäftigte Betonmischer laufen drei bis fünf Jahre gut, weniger oder schonender beschäftigte Maschinen, wie Aufzüge und Kessel, etwa acht Jahre. Eine große Schwierigkeit ist die Frage der Wiederverwendung von Maschinen, welche für eine bestimmte Baustelle zweckmäßig waren. Insbesondere der Bauunternehmer kann nie wissen, ob er bei Beendigung der Baustelle wieder eine Verwendungsgelegenheit haben wird, und muß seine Maschinen rasch bezahlt machen, um dann nicht zu stark damit belastet zu sein. Deshalb muß, um Sondereinrichtungen zu treffen, ein Auftrag vorliegen, der sie vollständig bezahlt macht. Ferner macht die Benützungsdauer der Maschinen auch im Betriebe meist nur einen Bruchteil der Zeit aus. Die meistbeschäftigten Betonmischmaschinen bringen es wegen der Frostunterbrechungen, der Platzveränderung zwischen den Baustellen und auf denselben und vor allem, weil meist nicht alle Tage betoniert werden kann, bei großen Firmen, wo sie bestmöglich ausgenützt sind, auf 160 Arbeitstage im Jahr; ihrer Abschreibung dürfen also höchstens 100 Arbeitstage zugrunde gelegt werden. Löschanlagen für Bauzwecke arbeiten oft nur wenige Tage im Monat. Den Kostenberechnungen zur Entscheidung über Wirtschaftlichkeit und Preisstellung sind deshalb immer die zu leistenden Gesamtmassen unterzulegen und die Gesamtkosten auf die Masseneinheit auszudividieren.

Bei der Wahl der Betriebsmittel sind Möglichkeit und Zeitdauer der Beschaffung (aus eigenem Bestand, durch Miete oder Kauf) zu bedenken und verschiedene Anordnungen nach allen ihren Folgen für den ganzen Betrieb zu vergleichen. Große Betonmischer können günstiger arbeiten als mehrere kleine und doch wegen der weiteren Transporte unzweckmäßig sein. Mit der Leistungsfähigkeit der Maschine kann der ganze Baubetriebsplan, die Anzahl der benötigten Arbeiter, ihre Beschaffung und Unterbringung zusammenhängen. Die

sämtlichen Betriebsmittel müssen zusammenpassen, im Zusammenhang ausgewählt werden, die ganze Baueinrichtung muß auf Grund der Bau- und Lagepläne und der geforderten Leistungen für sich entworfen, auch in ihren zeitlichen Änderungen festgelegt und nach Plänen gebaut werden. Die Ausnützung des gegebenen Geländes (Aufnahme zu diesem Zweck oft erforderlich), günstigste Platzeinteilung für kürzeste Transporte und Ersparung von Anzügen durch natürliches Gefälle ist wichtig.

Etwaige Betriebsstörungen sollen nur möglichst wenig Teile des Betriebes in Mitleidenschaft ziehen können. Zwischenlager und Zwischenbehälter, die Vorräte aufnehmen und abgeben können, bilden Störungsgrenzen in diesem Sinne; außerdem ist die Verdoppelung wichtiger Anlagen zu erwägen (bei größeren Wasserhaltungen stets betriebsfähige Reservepumpen). Doppelanlagen sind auch für den Vergleich der Leistungen wertvoll.

VI. Die Einzelarbeiten.

Bei jeder einzelnen Arbeitsgattung ist zunächst aufs gründlichste zu studieren, wie sie von verschiedenen sachverständigen Arbeitern, in verschiedenen Betrieben, in verschiedenen Landesteilen ausgeführt wird. Dabei sind die Ausführungsvorgänge weitgehend in ihre Einzelheiten zu zerlegen.

Diese Zerlegung geschieht in der Absicht, die überall wiederkehrenden Bewegungen herauszufinden und so die Arbeiten, die im ganzen so mannigfaltig erscheinen, auf eine verhältnismäßig nicht große Anzahl von Elementen zurückzuführen. Die Zerlegung wird für verschiedene Zwecke verschieden weit gehen.

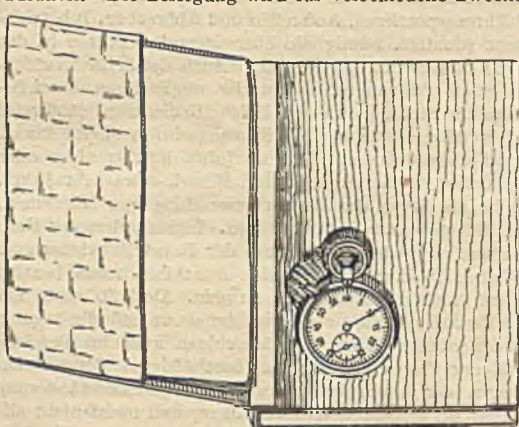


Fig. 1.

Für das erste Ziel, die Verbesserung des Arbeitsvorganges, kann sie nicht leicht übertrieben werden; den einzelnen Schaufelwurf wird man z. B. in eine Reihe von Bewegungen (mindestens sechs: Einstoßen, Aufheben, Herholen, Werfen, Kippen, Zurückziehen) zerlegen und jede einzelne davon untersuchen müssen, um seine musterhafte Ausführung zu finden und zu lehren und die beste Form und den Zeitbedarf bei verschiedenen Wurf-

weiten und -höhen berechnen zu können. Dabei kann man in immer weitere Einzelheiten hinein die unnützen Bewegungen aussondern und die zweckmäßigsten zusammenstellen.

Schon zur vergleichenden Beurteilung der Bewegungen ist das Zeitstudium heranzuziehen.

Im Bauwesen wird man vorläufig selten Anlaß haben, die empfindlicheren Hilfsmittel hierfür anzuwenden, wie sie der Kinematograph in Verbindung mit einer raschlaufenden Uhr (fünf Zeigerumläufe in der Sekunde bei großem hundertteiligem Zifferblatt) oder auch die einfache Photographie in Verbindung mit zehntelsekundenweise blitzartig aufleuchtenden Glühlämpchen an bezeichnenden Stellen (Fingerspitzen, Ellbogen, Schultern) bietet.

Eine große Menge der vordringlichsten Arbeiten läßt sich mittels der ein-

fachen Stoppuhr erledigen. Verwendbar sind nur solche Uhren, bei denen der Vorlauf und dessen Unterbrechung getrennt und unabhängig vom Rücklauf betätigt wird, z. B. Lauf und Stillstand durch einen seitlichen Hebel, Rücklauf durch Druck auf den Spindelknopf. Das Zifferblatt sollte nicht in Sekunden, sondern zum bequemeren Rechnen in Hundertstel Minuten eingeteilt sein. Man baue eine oder mehrere solcher Uhren (da man bei manchen Arbeiten gleichzeitig mehrere Mann beobachten kann) in ein Buch, dessen Papierfüllung durch ein poliertes Holzbrett ersetzt ist, so ein, daß ihre Glasflächen in der Ebene der Holzoberfläche liegen. Hat das Buch Oktavformat (12 × 18 cm), so gleicht es äußerlich den Lohnbüchern der Poliere und ist bequem in der Tasche zu tragen. Die Uhr bringe man in der inneren unteren Ecke an, dann kann das Schreibblatt die Uhr selbst bedecken, wobei der Hebel zur Bedienung der Uhr am inneren Rande sichtbar ist und mit dem Bleistift zwischen dem Schreiben betätigt werden kann. Unauffälligkeit der Messungen ist nämlich oft (bei Vorstudien und verschiedenen ergänzenden Beobachtungen) zweckmäßig, wenn auch bei dem nachstehenden Hauptverfahren anders vorgegangen wird.

Zu messen ist vor allem die „reine Leistungszeit“ bei allen Arbeiten, d. h. die Zeitdauer, welche sich nach Ausschaltung aller unnützen Bewegungen, Nebenarbeiten, Störungen, Pausen usw. ergibt. Die Ausschaltung erfolgt während der Messung selbsttätig, indem man die Uhr mittels des seitlichen Hebels stillstellt, solange nicht die zur Leistung erforderlichen Bewegungen erfolgen. Die Untersuchung der Ruhepausen nach ihrer zweckmäßigsten Dauer und Verteilung und die der Nebenarbeiten erfolgt getrennt.

Die Beobachtungen schreibe man auf einfache Oktavblätter, wie sie links in der Deckeltasche aufbewahrt werden. Den Raum des Blattes teile man in drei Teile: für Beschreibung, Einzelzeiten und Gesamtzeiten. Den beobachteten Arbeitsvorgang zerlege man in eine Reihe von Teilvorgängen, die man als nummerierte Liste vor allem aufnotiert. Die wiederholten Messungen für die Teilvorgänge trage man in eine Tabelle ein; die Zeiten für den Gesamtvorgang schreibt man daneben nach der gewöhnlichen Taschenuhr auf. In den Pausen und Wartezeiten ergänzt man die Beschreibung des Vorganges durch Angabe von Datum, Tageszeit, Witterung, genauem Ort und Betriebsteil, Namen und Stand (Alter) des Arbeiters, Aufsicht, Arbeitsverhältnissen, Werkzeugen, Materialbeschaffenheit und allem, was irgendwie zur Beurteilung des Ergebnisses in Betracht kommen kann. Dem Gedächtnis darf man dabei gar nichts überlassen, da man nach Hunderten von Beobachtungen sich nicht an einzelne erinnern und das Fehlen der geringsten Angabe die ganze Arbeit vergeblich machen kann. Geläufiges Stenographieren ist hier wie bei vielen geschäftlichen Aufgaben ein fast unerläßliches Hilfsmittel. Am Tage der Beobachtung muß noch die Verarbeitung des Ergebnisses im Bureau erfolgen. Man schreibt auf dem gleichen Blatt mit Tinte (im Gegensatz zur Bleistiftschrift im Betrieb) die Durchschnittsberechnung für die Teilvorgänge (nach Ausschcheidung der von besonderen Umständen beeinflussten Einzelzahlen), die als Summe der Zahlen für die Teilvorgänge berechnete „reine Leistungszeit“ für den Gesamtvorgang, den aus dieser und der Gesamtzeit berechneten Prozentanteil der Pausen und Störungen, nötigenfalls eine besser geordnete Beschreibung des Vorganges, die Beziehungen zu anderweitigen Meßergebnissen usw.

Die Schlußzahlen dieser Ausrechnung sind in größeren Tabellen zusammenzustellen, welche den Einfluß veränderter Bestimmungstücke erschen (und berechnen) lassen und jene Übersichten vorbereiten, aus denen dann Akkordzeiten, Arbeits-Tagesaufgaben und Kostenvorberechnungen abgeleitet werden können.

Diese endgültige Festlegung des Zeitbedarfs hat aber erst dann zu erfolgen, wenn der ganze Arbeitsvorgang auf seine musterhafte Regelform gebracht ist. Die Einzelzeitstudien müssen durch längere Zeit im Zusammenhang mit den Untersuchungen der Arbeitsbewegungen, Einrichtungen, Werkzeugformen,

Stellungen, Bewegungsarten usw. nur darauf ausgehen, alle den Leistungsaufwand bestimmenden Einflüsse erschöpfend kennenzulernen und die besten Einzelbestandteile auszulesen.

Neben dem gründlichsten Studium der verschiedenen im Handwerk vorkommenden Ausführungsformen für alle Arbeiten müssen auch ganz unabhängig davon auf rein technisch-wissenschaftlicher und physiologischer Grundlage alle denkbaren Lösungen untersucht und auch die ungewöhnlichsten Anordnungen praktisch auf ihre Brauchbarkeit geprüft werden. Zum Teil können schon die mit diesem Studium beschäftigten Techniker selbst unter gegenseitiger Beobachtung die ersten Versuche mit neuen Anordnungen anstellen. Im übrigen bediene man sich geeigneter Vorarbeiter oder erstklassiger Facharbeiter, die so viel Sachverständnis, Geschick und Freude an der Arbeit haben, daß sie bei den Versuchen auf alle Vorschläge und Anweisungen eingehen und ihre volle Arbeitskraft uneingeschränkt zur Verfügung stellen. Ein Arbeiter muß bei dieser anstrengenden und anspruchsvollen Beschäftigung eine Bezahlung erhalten, die höher ist als sein etwaiger Akkordverdienst.

Die Gründlichkeit dieses Studiums, die Anzahl der Messungen im einzelnen Fall, der Umfang der Versuche richten sich nach der Bedeutung und der Häufigkeit der einzelnen Arbeit. Man kann z. B. bei den Transportarbeiten, welche einen großen Teil der Handarbeit auf der Baustelle überhaupt ausmachen und deren Elemente (Schaufeln, Fahren, Tragen, Heben) in millionenfacher Wiederholung ständig wiederkehren, nicht weit genug ins einzelne gehen; jedenfalls müssen die Studien eine solche Sicherheit der Ergebnisse gewähren, daß alle nachträglichen Berichtigungen derselben ausgeschlossen sind; die Anwendung der Ergebnisse darf in keiner Weise ein Probieren bedeuten, sondern die gefundenen Regelformen und Zeitangaben müssen die maßgebende und nur durch wirkliche sachliche Verbesserungen zu verändernde Grundlage für den Betrieb bilden.

Bei Arbeiten, die nur selten vorkommen und nur einen verschwindenden Teil der Gesamtleistung ausmachen, genügt es festzustellen, wie ein geschickter Arbeiter die Sache in ihren wesentlichen Punkten erledigt und wie lange er dazu gebraucht hat.

Bei den folgenden Angaben (größtenteils nach F. W. Taylor und S. E. Thompson) sind „reine Leistungszeiten“ (LZ) und „Gesamtzeiten“ (GZ) unterschieden, je nachdem Pausen, Störungen und geringfügige Nebenarbeiten enthalten sind oder nicht. — Als Dimension für den Zeitbedarf gewöhne man sich des Addierens wegen an „Zeit für die Leistungseinheit“, also min/cbm , nicht den umgekehrten Wert. — Die Zahlen gelten für den friedensmäßigen Durchschnitt der Arbeiter; bei erstklassigen Arbeitern ist der Zeitbedarf ohne weiteres bloß der 0,7fache. Arbeit im Taglohn ohne Aufsicht erfordert den 1,5fachen. — Zeitaufwand der Aufsicht ist, wo nicht bemerkt, nicht enthalten; man setze für die Kosten entweder den Polier getrennt an oder schlage zum Stundenlohn den Anteil (z. B. $\frac{1}{12}$) des Polierlohnes zu. — Die Zahlen bedeuten nicht immer, daß ein Mann die Arbeit in der angegebenen Zeit erledigen kann, sondern daß die Arbeitsstunden aller beteiligten Arbeiter zusammengezählt und auf die Leistung ausdividiert, den angegebenen Wert ausmachen.

Die Transporte der Baustoffe machen den weitaus größten Teil der Arbeitsleistungen aus, da eigentlich alle Tätigkeit bei der Ausführung in Ortsveränderungen der Baustoffe besteht.

Inhalt der üblichen eisernen oder hölzernen Schiebkarren 55—75 l, bei Sand mehr als bei Beton. Zweckmäßiger (auch als Ersatz für die Schmalspurwagen) sind die auf Bohlenbahnen laufenden zweirädrigen Handkarren mit großen Rädern und einem Kasten von der Form eines halben liegenden Zylinders; Fassungsvermögen bis zu 0,2 cbm. Sie sind aber zu schwer zum Bergauffahren.

Bei Transportarbeiten $GZ = 1,3 \cdot LZ$.

Mann mit Last (bis zu 32 kg) gehend für den einfachen Hin- oder Rückweg
9,1 sec/10 m LZ.

Richtiges (d. h. beste Leistung ermöglichendes) Gewicht einer Schaufellast für erstklassige Arbeiter 9,3 kg = 5,8 l Sand. (Bei uns übliche Schaufellast 5–6 kg = 3–4 l.) Zur Einhaltung dieser Schaufellast sind für verschieden schwere Stoffe verschiedene Schaufelformen nötig. Quergriffe am oberen Ende und im unteren Drittel des Schaufelstiels können das Bücken vermindern und die Arbeit erleichtern.

Sand auf Fuhrwerk laden . . . 25,8 min/cbm GZ

Kies auf Fuhrwerk laden . . . 38,6 min/cbm GZ

Mehr als fünf Mann können nicht auf einmal in das Fuhrwerk schaufeln, ohne sich zu stören.

Wagen wechseln bei Einspannern . 2 min/Wagen GZ

Wagen wechseln bei Zweispännern 2,5 min/Wagen GZ

Zeit für vollen Hinweg und leeren Rückweg des Pferdefuhrwerks zusammen:
3 min/100 m.

Mittlere Reisegeschwindigkeit: $\frac{1}{4}$ Stunde/km.

Obere Grenze für den täglichen Weg des Pferdes 27,4; auf guten städtischen Straßen 32,2 km ohne Rücksicht auf die Arbeitszeit, von welcher 404 min LZ.

Ladung eines Zweispanners: 1,2 cbm Sand oder 1,1 cbm Kies, auf guten städtischen Straßen 1,7 cbm. In steigungsfreien Gegenden kommen größere Zahlen vor.

Sand gegen stehendes Sieb werfen: 0,114 min/Schaufellast LZ.

Sand gegen stehendes Sieb werfen: 15,3 cbm im 10-Stunden-Tag GZ.

Sand sieben, um Steine zu entfernen: 51,2 min/cbm gesiebten Sandes GZ.

Kies sieben, um große Steine zu entfernen: 68,7 min/cbm gesiebten Kieses GZ.

Kies sieben, um Sand zu entfernen: 122,5 min/cbm gesiebten Kieses GZ.

Kies einmal sieben, um Korngrößen zu trennen: 61,3 min/cbm des gesamten

Materials GZ.

Zementsäcke aufs Fuhrwerk laden . . 22,4 min/t GZ

Zementsäcke vom Fuhrwerk abladen 5,3

Zementsäcke vom Fuhrwerk abladen

und 10 m weit tragen 17,1

Zementsäcke 10 m weit tragen . . . 11,6

Zementsäcke vom Fuhrwerk in Schmal-

spurwagen laden 10,6

Zementsäcke im Lagerschuppen auf-

stapeln 21,2

Betonieren.

Abmessen von Sand und Kies entweder in den Transportgefäßen (dann aber genau abziehen) oder (bei unmittelbarem Zuschaufeln) auf der Mischplattform in Holzrahmen von 20 cm Höhe. Beim Handmischen die Leute paarweise gegenüber, gleichzeitig mit den Schaufeln unterfassen und wenden. Kieslager zweckmäßig auf Brettern zum besseren Unterfassen beim Wegschaukeln. — Beton auf der Schaufel tragen wird auf Entfernung über 4 m schon unwirtschaftlich gegenüber Fahren in der Schiebkarre.

Auf LZ ist beim Handmischen und Transportieren 28%, beim Einbringen und Stampfen 11% für Pausen und Störungen zuzuschlagen.

Für die Mischungen Zement : Sand : Kies oder Schotter = 1 : $1\frac{1}{2}$: 3 oder 1 : 2 : 4 oder 1 : $2\frac{1}{2}$: 5 oder 1 : 3 : 6 gelten die folgenden Gesamtzeiten für den fertig eingebrachten Kubikmeter Beton:

Kies messen und annässen (bei Schiebkarrentransport einschließlich $7\frac{1}{2}$ m fahren)	68,3 min
Sand messen und annässen (bei Schiebkarrentransport einschließlich $7\frac{1}{2}$ m fahren)	17,3 „
Zement herholen und ausleeren	16,4 „
Zement und Sand dreimal trocken wenden	15,7 „
Den trockenen Mörtel über den Kies breiten	8,6 „
Den Beton nässen und dreimal wenden	62,4 „
Den Beton in die Schalung oder in Wagen oder in Karren schaufeln	32,7 „
Planieren und stampfen	69,3 „
Verschiedene Nebenarbeiten	19,0 „
Gesamtarbeit des Mischens und Einbringens	309,7 min
Wenn der Kies auf den Mörtel gestürzt wird, anstatt umgekehrt, ist der Zeitbedarf geringer um	4,3 „
Mehrtransport des Kieses in der Schiebkarre um 10 m	4,7 „
Mehrtransport des Sandes in der Schiebkarre um 10 m	2,1 „
Mehraufwand, wenn der Beton $4\frac{1}{2}$ m auf der Schaufel getragen wird	47,5 „
Mehraufwand, wenn der Beton besonders trocken eingebracht wird.	65,0 „
Dünnes Sohlgewölbe und dergleichen mit der Schablone abziehen .	26,2 „
Mehrarbeit für Stampfen bei dünnen Gewölben	12,7 „
Erdfeuchten Beton 10 m weit in der Schiebkarre fahren	34,8 „
Jede weiteren 10 m	6,7 „
Bei sehr nassem Beton werden die letzten beiden Leistungen 47,4 und	9,8 „
Beton im Einspanner-Fuhrwerk 100 m weit fahren	71,0 „
Jede weiteren 100 m	24,0 „
(Kosten von Pferd und Karre gleich denen eines Mannes gesetzt.)	

Mischen mit Maschinen ist erst wirtschaftlich, wenn die geforderte Tagesleistung ein gewisses Maß überschreitet (etwa 20 cbm), eine gewisse Anzahl Arbeiter stets zum Betonieren verfügbar ist (je nach Einfachheit der Verhältnisse 12—20 Mann) und die Gesamtmenge des Betons Transport, Aufstellen und Abbrechen der Maschinenanlage lohnt. — Ununterbrochen mischende Maschinen haben den Vorteil, daß die Mischdauer nicht von der Bedienungsmannschaft abhängt, dafür ist rasches Wechseln der Betonbeschaffenheit (naß oder trocken, wie die Verwendung es erfordert, oder verschiedene Mischverhältnisse, wenn abwechselnd nach verschiedenen Stellen geliefert wird) nicht möglich. — Ein Dampfpeifensignal des Mischmaschinenisten beim Beginn jeder Mischung erleichtert die Betriebsübersicht; bei mehreren Mischmaschinen verschiedene hohe Pfeifen. — Automatisches Abwägen der Rohstoffe (auch Messen des Wassers) ist anzustreben und bei größeren dauernden Anlagen durchführbar. — Ausgleichbehälter vor und hinter der Maschine und den Aufzügen sind wichtig, damit die einzelnen Betriebsteile nicht aufeinander warten müssen. — Kieshaufen nur zur Reserve; im regelrechten Betrieb muß der Kies unmittelbar in die Maschine transportiert werden. Zunächst an der Maschine müssen die Rohstoffe liegen, die den größten Mengenanteil ausmachen; deshalb darf der Zementschuppen nicht das Kieslager von der Maschine wegdrängen. — Bei den Behältern (besonders für Sand) müssen die inneren Kanten mit Blech auf 10 cm Halbmesser ausgerundet werden. Für Winterarbeit lege man einen durchgehenden Blechboden hohl in den Behälter und heize den Zwischenraum. Sonst Heizschlangen in den Kieshaufen. — Für den Transport der Rohstoffe können bei größeren Anlagen Löffelbagger (wenn der Löffelinhalt dem Trommelinhalt der Mischmaschine entspricht und der laufend ergänzte Kiesdamm sowie der Einlauf der Mischmaschine im bestrichenen Kreis liegt), Greifer oder Schwenkran (wenn möglich für Rohstoffe und Beton abwechselnd), auch Eimerleitern und Transportbänder in Betracht kommen, bei größeren Entfernungen und hinderlichem Gelände auch Seilbahnen. — Bei den Bohlenbahnen für ein- oder

zweirädrige Handkarren gehören Kanthölzer an die Seitenränder zur Führung; die Bohlen müssen gleich liegen oder es muß bei Übergreifen der durch Keilstücke gemilderte Fall in der Fahrtrichtung der vollen Wagen liegen. Ausweichstellen sind reichlich vorzusehen, falls nicht überhaupt Doppelbahn. — Den Beton im Aufzug höher zu fördern, als seine Verwendungsstelle liegt, und ihn dann als Gußbeton durch lange Rutschen zu verteilen, ist zweckmäßig, wenn der ersparte wagrechte Transport mehr ausmacht als der lotrechte Mehrtransport. Wenn bei großen Betonmassen der Grundriß des Gebäudes nicht über einen gewissen Kreis hinausgeht, führt dieser Grundsatz zur zentralen Anordnung eines oder mehrerer hoher Gerüsttürme. Die möglichst leichten eisernen Rutschen werden mittels Auslegern an diese angehängt, durch Kranzgelenke verbunden und durch Flaschenzugseile und an ihren Enden durch Böcke unterstützt. Rutschenneigung zwischen 20 und 45° gegen die Wagrechte, Beton nicht zu dick (um zu fließen) und nicht zu dünn (um Entmischen zu vermeiden). — Wenn das Bauwerk und die Rohstoffe sich gleichmäßig längs einer Linie erstrecken, kann fahrbare Mischanlage zweckmäßig sein, bei Wasserbauten schwimmende. — Um den Betrieb störungsfrei zu halten, ist es gut, an schwierigen Punkten besondere Unterstützungsleute bereitzuhalten, z. B. beim Verschieben der Wagen an den Maschinen und an den Drehscheiben. An den letzteren ist meist die Hilfe eines dritten Mannes erforderlich, wenn zwei Mann zum Wagenschieben genügen. Ist die Anzahl der im befahrenen Gleis liegenden Drehscheiben größer als die der umlaufenden Wagen, so gebe man zu jedem Wagen den dritten Mann; laufen mehr Wagen als Drehscheiben, so stelle man an jede Drehscheibe einen besonderen Mann. — Bei den Aufzügen sind die Plattformen, welche den ganzen Wagen mit hochziehen, verdrängt durch die selbstkippend geführten Kübelaufzüge. — Beim Einbringen von Gußbeton in Säulen und Wände hämmere man von außen gegen die Schalung zur Erzielung glatter Oberfläche; bei Stampfbeton muß gegen lotrechte Schalungen angeworfen werden, damit die Steine ins Innere springen. — Die tägliche Betonierarbeit ist nach Fugen abzuschließen, die geradlinig durch die Mitten der Trägerspannweiten laufen. Vor der Weiterarbeit wird die Ansatzfläche mit Stahlbürsten und einem Wasser-, Dampf- oder Druckluftstrahl gereinigt, dann reiner Zementbrei mit einer Bürste eingerieben und sofort hinterher gewöhnlicher Beton aufgebracht. Der Anschluß muß durch besonders geübte Zementeure hergestellt werden. Bei Behältern für Innendruck dürfen überhaupt keine Arbeitspausen gemacht werden.

Beim Maschinenmischen ist zu den LZ für Pausen und Störungen ein Zuschlag von 50% bei der Maschinenbedienung, 30% beim Betontransport mit Aufzügen, Kranen oder Eimern, 40% beim Betontransport in Wagen oder Karren, 10% beim bloßen Karrenschieben erforderlich.

Bei den üblichen Mischmaschinen von $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{2}$ cbm Trommelinhalt beträgt die reine Mischdauer nahezu 1 min; einschließlich Füllen und Leeren ergibt sich bei flottem, die Maschine voll ausnutzendem Betrieb eine Gesamtzeit von 2 Min./Mischung. Beim Einbringen, Ausbreiten und Stampfen des Betons kann ein Mann im zehnstündigen Arbeitstag leisten:

- bei plastischem Beton 8,4 cbm
- bei Gußbeton 13,8 cbm

Das Einbringen von Beton zwischen Armierung und Schalung erfordert je nach Verhältnissen zwischen 29 und 72, im Durchschnitt 43 min/cbm GZ.
 Mann mit Schiebkarre für den einfachen Hin- oder Rückweg: 9,5 sec/10 m LZ
 = 10,4 sec/10 m GZ,
 Sand von offenen Plattwagen ohne Seitenbretter herabschaufeln: 6,3 min/cbm LZ
 = 8,2 min/cbm GZ,
 Kies oder Schotter vom offenen Wagen ohne Seitenbretter herabschaufeln:
 9,6 min/cbm LZ = 12,4 cbm/min GZ,
 Sand vom Wagen hochwerfen auf Haufen oder in Behälter: 17,0 min/cbm LZ
 = 22,0 min/cbm GZ,

Kies oder Schotter vom Wagen hochwerfen wie vor: 24,5 min/cbm LZ
= 31,7 min/cbm GZ.

Sand und Kies fahren in Schiebkarren.

Karre fertigstellen zum Füllen	9 sec/Karre LZ = 13 sec/Karre GZ
Sand einschaufeln in die Schiebkarre . . .	8,9 min/cbm LZ = 13,2 min/cbm GZ
Kies oder Schotter einschaufeln in die Schiebkarre	12,3 min/cbm LZ = 18,5 min/cbm GZ
Die ersten 30 m mit der vollen Karre fahren	27 sec/Karre LZ = 30 sec/Karre GZ
Die ersten 30 m mit der leeren Karre zurückfahren	30 = 33
Karre mit Sand kippen	6 = 9
Karre mit Kies oder Schotter kippen. . .	9 = 13

Sand und Kies fahren im Schmalspurwagen.

Sand in den Wagen schaufeln	19,5 min/cbm LZ = 29,2 min/cbm GZ
Kies oder Schotter in den Wagen schau- feln	24,0 = 36,0
Sand vom Plattwagen in den Schmalspur- wagen herunterwerfen	17,0 = 25,5
Kies oder Schotter wie vor	24,3 = 36,5
Fertigmachen zum Wegfahren ¹⁾	19 sec/Wagen LZ = 28 sec/Wagen GZ
Schmalspurwagen die ersten 30 m schieben einschl. Rückweg ¹⁾	92 sec/Wagen LZ = 138 sec/Wagen GZ
Schmalspurwagen die ersten 30 m schieben einschl. Rückweg (gesamter Aufwand an Lohnstunden bei 0,51 cbm Inhalt und zwei Mann Bedienung)	6 min/cbm LZ = 9 min/cbm GZ

Zement beibringen.

Den Strick am Zementsack aufschneiden	7 Sek.	Die Zeit kommt meist nicht
Den Sack $\frac{1}{2}$ m herschleifen	5 ..	in Betracht, weil die Arbeit erledigt wird, während die Maschine mischt
Den Zementsack in den Aufzugkasten leeren	8 sec/Sack LZ = 12 sec/Sack GZ	
Den vollen Zementsack auf die Schulter lupfen	18 = 27	
Den vollen Zementsack 30 m tragen samt Rückweg	70 = 91	

Arbeiten an der Mischmaschine.

Den Aufzugkasten hochziehen ¹⁾	13 sec/Mischung LZ = 19 sec/Mischung GZ
Die Mischtrommel aus dem Auf- zugkasten oder aus einem Vor- ratbehälter füllen ¹⁾	15 = 23
Desgleichen ¹⁾	45 sec/cbm LZ = 68 sec/cbm GZ
Den Kübel des Betonaufzugs aus der Mischtrommel oder aus einem Vorratbehälter füllen ¹⁾	55 = 70
Den Aufzugkübel in den Vorrat- behälter kippen ¹⁾	52 = 68
Den Aufzugkübel 10 m hoch ziehen ¹⁾	16 sec/Kübel LZ = 20 sec/Kübel GZ
Den Aufzugkübel 10 m tief senken ¹⁾	6 = 8

¹⁾ Zu multiplizieren mit der Anzahl der beteiligten Arbeiter.

Beton fördern in der Schiebkarre.

An der Mischmaschine oder am Behälter			
die Karre bereitstellen	10 sec/Karre	$LZ = 14$ sec/Karre	GZ
An der Mischmaschine oder am Behälter			
die Karre füllen	5	" " = 7	" "
Die ersten 30 m fahren (Hin- oder Rück-			
weg)	28	" " = 31	" "
Kippen	12	" " = 17	" "
Wenden	4	" " = 5	" "

Beton fördern in zweirädrigen Handkarren von $\frac{1}{8}$ cbm Inhalt.

An der Mischmaschine oder am Behälter			
die Karre bereitstellen	5 sec/Karre	$LZ = 7$ sec/Karre	GZ
An der Mischmaschine füllen	10	" " = 13	" "
Am Behälter füllen	8	" " = 11	" "
Fertigmachen zum Wegfahren	4	" " = 6	" "
Die ersten 30 m fahren (Hin- oder Rück-			
weg)	28	" " = 31	" "
Kippen	12	" " = 17	" "
Wenden	3	" " = 4	" "

Beton fördern in Schmalspurwagen.

An der Mischmaschine füllen ¹⁾	36 sec/Wagen	$LZ = 50$ sec/Wagen	GZ
Fertigmachen zum Wegfahren ¹⁾	19	" " = 26	" "
Die ersten 30 m fahren samt Rückweg ¹⁾ .	46	" " = 65	" "
Kippen ¹⁾	33	" " = 46	" "

Beton fördern in Eimern von 10 Litern.

Eimer füllen	28 sec/Eimer	$LZ = 37$ sec/Eimer	GZ
30 m weit tragen samt Rückweg	55	" " = 72	" "
3 m hochziehen an der Rolle	8	" " = 10	" "
3 m senken an der Rolle	3	" " = 4	" "
Kippen	17	" " = 22	" "
Eimer füllen und 3 m hoch von Hand zu			
Hand fördern	63	" " = 82	" "

Beton schaufeln.

Beton von der Plattform in Schiebkarren			
schaufeln	19,6 min/cbm	$LZ = 25,5$ min/cbm	GZ
Beton von der Plattform in Wagen			
schaufeln	27	" " = 35	" "
In die Schalung der Brüstungswände			
schaufeln	40	" " = 52	" "
Plastischen Beton ausbreiten und stamp-			
fen	53	" " = 69	" "
Gußbeton ausbreiten und stampfen	33	" " = 43	" "

Für Rüstungen von Gewölben läßt sich der Holzbedarf nach folgender Tabelle schätzen, wobei die obere Reihe die Summe von Scheitelhöhe und lichter Spannweite bedeutet, die untere den gesamten Holzbedarf auf den Meter Bogenachse:

m	5	10	15	20	25	30	40	50
cbm	1,0	2,0	3,0	4,0	5,6	8,0	16,6	25,6

¹⁾ Multiplizieren mit der Anzahl der beteiligten Arbeiter.

Die gesamte Zimmerarbeit für Abbinden, Aufstellen und Abbrechen macht 25—30 Stunden/cbm aus. — Öfter zu verwendende Gerüste (Aufzüge) streiche man mit bezeichnender Farbe.

Die Schalung wird bei großen Betonkörpern zweckmäßig an Bolzen befestigt, die in der Mauer verbleiben. — Wo Hohlsteine, Isolierplatten u. dgl. die Untersicht bilden, genügt zu ihrer Unterstützung eine Streifenschalung. Man vergesse dann aber beim Einmessen nicht den Spielraum, der wegen etwaiger geringer Mehrbreiten der Platten auf größere Flächen nötig ist. — Halbtrockenes Holz ist wegen der geringeren Bewegungen unter den Witterungseinflüssen sowohl dem trockenen als dem grünen vorzuziehen. — Es ist wichtiger auf raschen und schonenden Abbau der Schalung zu achten als auf schnellen Aufbau. Leicht Ausschalen und öfter Wiederverwenden spart mehr als schlecht Einschalen und beim Ausschalen alles in Stücke reißen. Beidseitiges Hobeln, genaue Breiten, abgezogene Kanten sind zu empfehlen. Alle Betonkanten sind abzuschrägen. Einheitliche Stärken sind unerlässlich; es empfiehlt sich 23 mm für die Deckenschalung und Trägerseiten, 46 mm für die Trägerböden, 35 mm für die Säulen. Schalungsmodelle in $\frac{1}{10}$ der Naturgröße sind für die entwerfenden Ingenieure und für die ausführenden Poliere sehr lehrreich. — Umarbeiten von alten Schalungen auf ähnliche Abmessungen erfordert um 90% mehr Arbeit als Neuerstellung. — Möglichst leichtes Nageln erstreben; wenn möglich von der Außenseite nageln mit Pappunterlagen. — Wiederverwendung der Schalung bei Decken 6 mal, bei Säulen und Trägern 10 mal, bei Mauern 16 mal. Bei Hochbauten müßte die Schalung für $1\frac{1}{2}$ Stockwerke genügen, um alle 8—10 Tage ein Stockwerk fertigzustellen, günstiges Wetter vorausgesetzt. — Dem Entwerfen der Schalung ist nachstehende Reihenfolge des Ausschalens zugrunde zu legen: 1. Säulen, 2. Trägerseiten, 3. Platten, 4. Trägerböden. — Die Hauptträgerschalungen sollen auf den Säulenschalungen aufliegen, die Nebenträger auf den Säulen und Hauptträgern, die Plattenschalungen auf den Trägerschalungen, die dazu fest genug sein müssen. Besonders vorteilhaft kann es sein (im Winter), die Absprießung so anzuordnen, daß man die ganze Schalung entfernen kann, ohne einen gewissen Teil der Sprieße (Notsprieße) zu berühren. — Am besten ist es, die Schalung aus Tafeln von passender Größe zusammenzusetzen, deren jede in sich fest verschraubt oder genagelt ist, die aber nach dem Aufstellen nicht genagelt, sondern nur mit Keilen, Klammern, Bolzen u. dgl. verbunden und zum Ausschalen leicht wieder gelöst werden, ohne daß die einzelne Tafel irgendwie zerlegt oder beschädigt wird. Die Tafeln sind unmittelbar oder nach geringen Verkürzungen wieder zu verwenden. — Die Beibehaltung einzelner Abmessungen (Außenpfeiler) durch verschiedene Stockwerke spart viel Arbeit. Die Säulentafeln sind in den Brettbreiten so einzuteilen, daß nach dem Ausschalen nur das Wegnehmen eines Brettes für die Wiederverwendung nötig ist: sind in höheren Stockwerken die Balken schmaler und die Platten breiter, so kann die Lücke mit einem Blechstreifen überdeckt werden. — Fetten der Formen mit Rohöl (nicht, wo geweißt oder geputzt werden soll) oder Seifenwasser erleichtert bei gehobelten Flächen das Ausschalen und ist vor dem Aufstellen vorzunehmen. Gewaltiges Abreißen und Zersplittern der Bretter beim Ausschalen muß ausgeschlossen sein. — Alle Schalung soll dicht sein, so daß keine Zementbrühe verloren geht. — Die Schalarbeit ist so einzuteilen, daß die einzelnen Gruppen (von einer geraden Anzahl Mann, an der Werkbank der einzelne Zimmermann) bei der gleichen Art von Arbeit bleiben und aneinander anschließen, ohne sich zu stören. Örtlich getrenntes Vorbereiten der Schalung kann bei enger Baustelle oder gut eingerichteten Zimmerplatz zweckmäßig sein. Bei genauer Arbeit nach Plänen ist dann auf der Baustelle keine Holzbearbeitung mehr nötig, so daß viel Zeit gespart wird und alle Verunreinigung durch Späne und Holzstücke wegfällt. Aller Holztransport ist von der Bearbeitung abzutrennen und durch Hilfsarbeiter zu erledigen. — Alle Gerüste und Aufgänge sind reichlich und bequem zu halten. Die Hilfsgerüste zum Aufstellen der

Schalung bilde man aus einheitlichen Bockleitern, zum Ausschalen benütze man Bockwagen. — Genaues Arbeiten spart das umständliche Ausrichten und Nachbessern der Schalung. Der Stich der Balken (2 mm/m) usw. ist von vornherein zu berücksichtigen. Reinigungslöcher am Fuße der Säulenschalungen, in großen engen Trägern usw., nicht vergessen; Deckelbrett daneben nageln. — Bei der Herstellung von mehreren Schaltafeln gleicher Form ist die Werkbank mit Anschlägen so auszurüsten, daß das jedesmalige Einmessen wegfällt und die Hölzer beim Auflegen gleich in die richtige Lage kommen. — Die Schaltafeln müssen planmäßig gekennzeichnet und in der umgekehrten Reihenfolge der Verwendung gelagert werden. — Bei den Säulenschalungen sollen nur drei Seiten vor dem Aufstellen verbunden werden, die vierte ist nachher einzusetzen. Die Säulenkränze (unten enger liegend) sind so zu konstruieren, daß sie einfach, ohne Nageln angebracht und verkeilt und auf verschiedene Weiten verstellt werden können. Verstellbare eiserne Klammern und Bolzen sind zweckmäßig. — Wandschalungen versteift man mittels Betonprismen, deren Länge gleich der Wandstärke ist und durch die ein Bolzenloch geht. — Blechschalungen für schwierige Formen (Säulenkapitäl) oder wo Verstellbarkeit wichtig ist (Kanalgewölbe). — Vor dem Ausschalen größerer Spannweiten mache man einen wagrechten Sägeschnitt durch den meistbelasteten Spriß; falls sich die Konstruktion senkt, schließt sich der Schnitt und trägt weiter.

Der Arbeitsaufwand ist keineswegs proportional der Schallfläche.

Beim Tragen des Holzes ist die Stückzahl aus einer Tabelle zu entnehmen, welche man sich für 32 kg Traglast pro Mann (für erstklassige Akkordarbeiter 36—40 kg) und 0,5 kg/cdm des trockenen Schalholzes für die vorkommenden Abmessungen aufstellt. Geschwindigkeit 2 min/100 m = 3 km/Stunde; dazu 36 Sek. für Aufnehmen und Abwerfen der Last.

Zuschläge zu den Einzelzeiten in Prozenten:

	beim Abbinden	beim Aufstellen
Polier und Vorarbeiter	7,5	7,5
Werkzeug schärfen u. dgl.	4,0	4,0
Nebenarbeiten an der Kreissäge	3,0	1,0
Werkbänke und Schablonen herrichten	10,0	1,0
Hilfsgerüste u. dgl.	—	1,0
Zufällige Aufenthalte, Witterungseinflüsse	2,5	2,5
	<u>27%</u>	<u>17%</u>

Vorbereiten von Schaltafeln auf der Werkbank.

Die folgenden Angaben gelten für Tafeln von 60 × 360 cm mit acht Querhölzern. Für unvermeidliche Verzögerungen sind bei gewöhnlicher Arbeit 50%, bei umfangreicher, gut geleiteter Arbeit 33%, bei ungünstigen Verhältnissen 100% zu addieren. Bei Verwendung alten Holzes 50% zuschlagen. Tagelöhnerarbeiten, die nach früher genannten Sätzen besorgt werden können, und verschiedene Arbeiten für Sonderkonstruktionen sind im Verzeichnis weggelassen.

		bei 23	35	46
		mm-Brettern		
Querleisten 2½ × 5 auf die Werkbank legen	min/Leiste	0,09	0,09	0,09
Querleisten 5 × 10 auf die Werkbank legen	„	0,13	0,13	0,13
Querleisten 10 × 10 auf die Werkbank legen	„	0,17	0,17	0,17
Längskanten der Bretter säumen (zwei Kanten von je 3,6 m) von Hand	min/Tafel	8,70	12,68	17,34
Dasselbe, auf der Kreissäge	„	2,94	3,32	3,72

Die Bretter auf die Werkbank legen	min/Brett	0,40	0,47	0,55
Die Bretter auf der Werkbank zusammenreiben mit Eisenklammern	min/Querholz	0,20	0,20	0,20
Dasselbe, mit Holzkeilen	„	0,30	0,30	0,30
Nagelstellen einmessen und anmerken	„	0,05	0,05	0,05
4 Bretter auf die Querhölzer nageln (zwei Nägel pro Kreuzung)	„	0,83	0,96	1,08
6 Bretter desgl.	„	1,25	1,44	1,62
Ende der Tafel einwinkeln und aufreißen	min/Brett	0,10	0,10	0,10
Ende der Tafel von Hand absägen	„	0,23	0,41	0,60
Die Tafel beiseite legen auf den Stapel	min/Tafel	0,53	0,68	0,82
Herstellen des Reinigungsloches	min/Säule	2,20	12,65	3,10
Trägeransätze ausschneiden	min/Ansatz	12,45	14,60	16,75
Sprieße herstellen aus 10 × 10 cm-Kanthalz (mit Querhaupt und 2 Eckkeilen) von Hand	min/Spriß	7,4	7,4	7,4

Aufstellen der Säulenschalung.

Zuschläge (außer für altes Holz) wie beim Vorbereiten. Abmessungen desgleichen. Verspannung mit verstellbaren Eisenklammern wie Figur 2.

Die Säulenschalung stellen, einrichten und absteifen	min/Säule	61,60	61,60	61,60
Deckel am Reinigungsloch befestigen	„	10,00	12,00	14,00
Das obere Ende der Schalung vom Gerüst aus anzeichnen und absägen	„	10,00	13,00	16,00
Holzkeile herstellen	„	6,40	6,40	6,40
Ölen der Schalung	„	5,00	5,00	5,00
Späne und Schmutz aus der Säulenschalung entfernen	„	2,75	2,75	2,75
Abnehmen der Schalung	„	69,60	78,50	87,50

(Aufstellen von Trägerschalungen siehe „Beton und Eisen“ 1919, I, S. 12.)

Über die Gesamtzeiten, die sich aus solchen Einzelangaben zusammenstellen lassen, vgl. „Die Anregungen Taylors für den Baubetrieb“, S. 38.

Die Armierung.

Die Lohnkosten sind nicht proportional dem Gewicht, sondern hängen sehr vom Eisendurchmesser und der Anzahl der Biegungen ab. — Für den Transport von Hand entnehme man die Traglasten aus Tabellen, welche für 27 kg/Mann berechnet sind (für erstklassige Akkordarbeiter 36 kg/Mann). — Den Abstand der Eisen von der Schalung sichere man durch Betonleisten, die in eigener Gießerei als lange Stäbe aus bestem Beton gegossen werden und von denen bei Bedarf kurze Stücke abgebrochen und in die Schalung gelegt werden. Den gegenseitigen Abstand der Balkeneisen kann man durch eingekerbte Blöcke sichern.

Man bilde möglichst alle Armierungen aus Geflechten, die für sich auf geeigneten Vorrichtungen (Böcken mit Schablonen für Säulen und Träger, Matratzen für die Platten usw.) in bequemer Lage fertiggestellt werden. Das beschleunigt

die Arbeit auf der Baustelle, erhöht die Güte der Arbeit und ermöglicht bessere fabrikartige Organisation der Arbeit auf den Werkplätzen, gleichwie das Anliefern der Schalung in fertigen Tafeln. Geflechte einlegen erst nach Säubern und Fetten der Schalung.

Einzelzeiten sind nicht bekannt; Zusammenstellungen über Gesamtzeiten s. „Anregungen Taylors“, S. 33. — Durchschnitt für Eisenbetonhochbauten: Biegen 0,7, Einlegen und Flechten 2,0 min/kg GZ.

Maurer- und Zimmerarbeiten bei Hochbauten.

Den Maurern muß es durch verstellbare Gerüste ermöglicht werden, immer in gleicher bequemer Höhe zu arbeiten. Steine und Mörtel müssen so genau am Platz stehen, daß sie blind zu greifen sind. Die fortlaufende Erneuerung der Vorräte erfolgt durch Träger, welche auf getrenntem, tieferliegendem Laufsteg verkehren und auf die zwischen Laufsteg und Arbeitsbühne befindlichen Vorratbänke abstellen. Hochrücken des ganzen Gerüsts um drei Steinschichten ohne Störung durch getrennte Arbeitergruppen möglichst einfach mittels Hebeln.

Zeitbedarf (nach Lauffer). Sämtlich Gesamtzeiten, einschl. aller zugehörigen Transport- und Nebenarbeiten:

Erdaushub ohne Verkarren und Abfuhr. . . 2,9 Stunden/cbm
Mit Verkarren auf 30 m 3,3 ..
Betonfundament für Mauern ausschl. Schalung 10,0 ..

1 cbm Feldsteinmauerwerk für Fundamente herstellen: 4,3 Maurerstunden + 6,5 Arbeiterstunden,

1 cbm altes Feldsteinmauerwerk abrechen und Steine beiseite setzen: 1,7 Maurerstunden + 3,3 Arbeiterstunden,

1 qm Mauerisolierung aus Asphalt, 7 mm stark: 0,31 Asphaltiererstunden + 0,31 Helferstunden,

1 cbm Ziegelmauerwerk im Erdgeschoß: 8,1 Maurerstunden + 6,5 Arbeiterstunden,

1 cbm Ziegelmauerwerk im Obergeschoß: 8,2 Maurerstunden + 9,0 Arbeiterstunden,

1 cbm freistehendes Schornsteinmauerwerk bei Wohnhäusern: 11,0 Maurerstunden + 12,1 Arbeiterstunden,

1 cbm freistehendes Pfeilermauerwerk: 11,5 Maurerstunden + 5,7 Arbeiterstunden,

1 qm Betonfußboden einschl. Zementfeinschicht: 1,57 Maurerstunden + 0,78 Arbeiterstunden.

1 qm Zementstrich glatt oder geriffelt herstellen: 0,86 Maurerstunden + 0,43 Arbeiterstunden,

1 qm Zementstrich oder Putz; glatt gerieben und gebügelt: 1,15 Maurerstunden + 0,57 Arbeiterstunden,

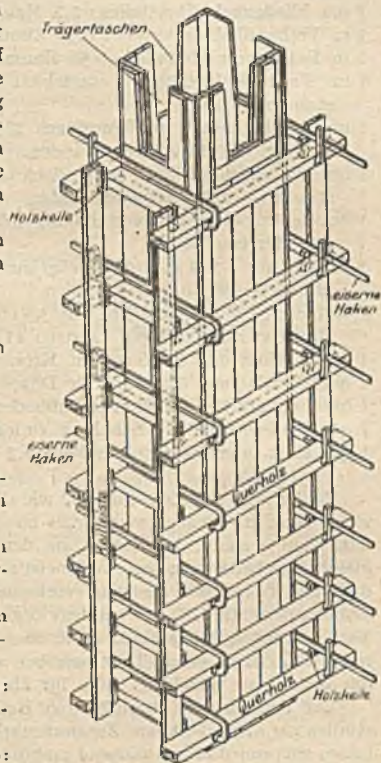


Fig. 2.

- 1 qm $\frac{1}{2}$ -Stein starke Ziegelwand mauern: 1,70 Maurerstunden + 0,85 Arbeiterstunden,
 1 qm $\frac{1}{2}$ -Stein starke Fachwerkwand ausmauern: 2,0 Maurerstunden + 1,0 Arbeiterstunden,
 1 qm Ansichtsfläche auskratzen, verfugen und die Fläche säubern: 1,25 Maurerstunden + 0,63 Arbeiterstunden,
 1 qm innerer glatter Wandputz: 0,51 Maurerstunden + 0,26 Arbeiterstunden,
 1 qm Wand oder Decke schlämmen und weißen: 0,225 Maurerstunden + 0,112 Arbeiterstunden,
 1 m Kellerstufen unterfüllen, mauern und verfugen: 2,6 Maurerstunden + 1,3 Arbeiterstunden,
 1 qm Fliesenbelag herstellen: 2,2 Maurerstunden + 1,1 Arbeiterstunden,
 1 m Verbandholz abbinden: 0,59 Zimmererstunden + 0,12 Arbeiterstunden,
 1 m Balkenholz abbinden: 0,56 Zimmererstunden + 0,11 Arbeiterstunden,
 1 m Fußbodenlagerhölzer verlegen: 0,33 Maurerstunden + 0,07 Arbeiterstunden,
 1 qm Dachschalung für Pappdach 2,5 cm stark aufbringen: 0,37 Zimmererstunden + 0,12 Arbeiterstunden,
 1 qm Dachschalung für Pfannendach einschl. Latten herstellen: 0,86 Zimmererstunden + 0,17 Arbeiterstunden,
 1 qm senkrechte Giebelverschalung herstellen: 0,48 Zimmererstunden + 0,10 Arbeiterstunden,
 1 Einfahrttor 4×4 m zweiflügelig aus 2,5 cm-Brettern mit 4×20 cm-Leisten erfordert: 36 Zimmererstunden,
 1 einfache Tür $1,25 \times 2,5$ m aus 3,3 cm starken gehobelten und gespundeten Brettern mit kräftigen Leisten: 11 Zimmererstunden,
 1 qm Dachlattung 4×6 cm für Kronendach: 0,47 Zimmererstunden,
 1 qm Dachlattung 4×6 cm für Doppeldach: 0,74 Zimmererstunden,
 1 qm 3 cm starken gehobelten Fußboden mit Fußleisten: 0,93 Zimmererstunden,
 1 qm Pfannendach auf Schalung verlegen: 0,71 Maurerstunden,
 1 qm First oder Kehle indecken: 1,2 Maurerstunden.

Zahlen aus fremden Quellen, wie die vorstehenden, können nur ausnahmsweise benützt werden, wenn man zu eigenen Studien noch keine Gelegenheit hat. Man beachte, daß Zahlen aus den üblichen Veröffentlichungen leichter zu kleinen Zeitbedarf ergeben, weil meist nur günstige Ergebnisse angeführt werden, daß andererseits die meisten vorkommenden Zahlen (von den vorstehenden insbesondere alle GZ) aus primitiv organisierten Betrieben stammen und großer Verbesserungen fähig sind. Muß man fremde Zahlen mitbenutzen, so prüfe man wenigstens einen Teil derselben durch eigene Beobachtungen und lasse das gefundene Verhältnis auch für ähnliche Arbeiten gelten.

Der Aufbau von brauchbaren Betriebsplänen ist ohne solche Leistungsstudien gar nicht denkbar. Zusammenarbeitende Gruppen, wie Betonierkolonnen, lassen sich nur dadurch passend zusammenstellen, daß man nach der geforderten Gesamtleistung die Einzelleistungen ausrechnet und mit der nötigen Anzahl von Leuten besetzt. Dann wird vermieden, daß ein Teil der Leute dauernd zu schwach beschäftigt ist, weil ihre Leistung durch die des anderen Teiles begrenzt ist, oder daß eine kleine Gruppe wegen unzureichender Anzahl den ganzen Betrieb aufhält.

Wenn über die beste Ausführung der Einzelarbeiten und die besten Vorrichtungen und Werkzeuge dazu sowie über den Zeitbedarf genügende Forschungsergebnisse vorliegen, kann man darangehen, sie der Ausführung zugrunde zu legen. Unbedingte Vorschrift ist es dabei, mit einem einzelnen Mann (und zwar dem Geschicktesten und Aufgewecktesten, den man zur Verfügung hat) zu beginnen, den man an eine getrennte Arbeit stellt, für die alles nach der Regelform vorbereitet ist und die ihm in jeder möglichen Weise er-

leichtert wird. Er muß schon in den ersten Tagen sehen, daß ihm nun eine bessere und raschere Erledigung seiner Arbeit möglich gemacht und ein viel größerer Verdienst erreichbar ist, wenn er sich nur Mühe gibt, sich an die veränderte Arbeitsweise, an die neuen Hilfsmittel, an die Einhaltung der (vorläufig mündlichen) Anweisungen zu gewöhnen. Mit diesem einzigen Mann beschäftigt man sich so lange, bis er in der Erledigung der täglichen Arbeitsaufgaben und in der Erlangung der damit verbundenen Sondervergütungen dauernden Erfolg hat.

In gleicher Weise ist dann ein Mann nach dem anderen heranzuziehen. Solche Arbeiten, die nur von Arbeitergruppen ausgeführt werden und bei denen die Leistung des einzelnen nicht abgesondert werden kann, stelle man zurück, bis man dafür Leute hat, die schon bei anderen Arbeiten in den Pensumbetrieb eingearbeitet sind.

Ist ein Arbeiter dauernd nicht imstande, seine Aufgabe zu erfüllen, so beschäufte man ihn anderwärts. Man wird überall nur Leute behalten, die sich so für die Arbeit eignen, daß sie regelmäßig ihre Aufgabe lösen und ihren Sonderverdienst beziehen, der sich auf 30—70% des Taglohnes belaufen muß. Besonders gute Arbeiter, wie sie sich gelegentlich finden, lasse man ruhig noch mehr verdienen, und gebe ihnen Gelegenheit, nach der Ableistung ihrer Aufgabe noch nutzbringende und hochbezahlte Arbeit zu leisten.

VII. Die Aufsicht

hat wegen der Anforderungen, die an Güte, Richtigkeit und Pünktlichkeit der fertigen Arbeit sowie an Wirtschaftlichkeit, Schnelligkeit und Zusammenhang der Ausführungsarbeiten gestellt werden, von so viel verschiedenen Gesichtspunkten aus zu erfolgen, daß ihre einwandfreie Führung durch einen einzigen Meister unmöglich ist.

Vor allem trenne man vollständig ab:

1. Die Ausführung von Skizzen und konstruktiven Berechnungen; sie sind selbständig oder nach Anweisung der Meister von einem eigenen Techniker auf der Baustelle zu erledigen;
2. die Einstellung und Anmeldung neuer Arbeiter; sie ist von der Arbeiterannahme zu besorgen;
3. die Beschaffung auch geringfügiger Posten an Baustoffen oder Werkzeugen; sie ist durch den Einkäufer zu erledigen;
4. Die Kontrolle über die Anwesenheit der Arbeiter; sie erfolgt am Eingang und (im Zusammenarbeiten mit den Gruppenmeistern) durch Schichtenkontrollure.

Aber auch die inneren Angelegenheiten des Betriebes bedürfen der Verteilung auf die folgenden Aufsichtspersonen:

1. Prüfmeister, der die technische Richtigkeit aller fertigen Arbeiten nach den Plänen überwacht und schon im Entstehen beobachtet, gleichzeitig selbst oder durch besondere Techniker die Absteckungs- und Einmessungsarbeiten erledigt.
2. Unterweisungsmeister, der die Übereinstimmung aller Ausführungsvorgänge mit den Regelformen, den Arbeitsanweisungen und den Unterweisungskarten überwacht, ungeschickte Arbeiter durch mündliche Anleitung und durch Vormachen unterstützt;
3. Akkordmeister, der die Einhaltung der vorgeschriebenen Zeiten überwacht, dem Verständnis der Arbeiter für die Zeitangaben der Aufgabenkarten nachhilft, Säumige aufklärt und dem Arbeitsbureau über etwa mögliche Verbesserungen berichtet;

4. Gruppenmeister, deren jeder seine Arbeitergruppe im Sinne der früheren Meister an die Arbeit stellt und ihr Zusammenarbeiten leitet, die erforderlichen Einzelanweisungen gibt und seinen Betriebsteil verantwortet;

5. Transportmeister, welche jederzeit über den Platz, an dem die verschiedenen Baustoffe, Hölzer usw. sich befinden, Bescheid wissen und dafür sorgen, daß alles zur rechten Zeit an seinen Platz kommt;

6. Maschinenmeister, der die Aufstellung, den Betrieb und die Reparatur aller Maschinen und Geräte, Gleise und Wagen usw. überwacht.

Es ist z. B. wichtig, einen eigenen Gruppenmeister bei der Mischmaschine zu haben, der An- und Abfuhr, richtiges Messen und richtigen Wasserzusatz (im Einvernehmen mit dem Prüfmeister) dauernd überwacht. Er muß mit seiner Mischergruppe eine Viertelstunde früher antreten als die übrigen Mannschaften, damit an der Verwendungsstelle schon die erste Mischung fertig steht, wenn die Betonierer zur Arbeit kommen. — Der Maschinenmeister sorgt für ständige Betriebsfähigkeit aller Vorrichtungen; auch dafür, daß jeden Abend die Maschinen in sauberem Zustand verlassen werden, daß die Mischtrommel und die Betonwagen jeden Abend ausgewaschen und geschmiert werden, daß vor längeren Pausen bei Frost die Kessel abgelassen und die Wasserleitungen entleert werden: er hält auch das Lager der Ersatzteile immer vollzählig. — Der Transportmeister hat auf größeren Baustellen eine eigene Transportgruppe, für die auch in den Zeiten, wo keine Wagen einlaufen, zweckmäßige Arbeit vorzusehen ist; wo größere Gleisanlagen betrieben werden, führt er eine eigene Gleiskolonne, welche dauernd die Schienenstöße nachbessert, die Gleise von Schmutz befreit, ausrichtet und unterstopft und bei Betriebsunfällen Hilfe leistet. — Zur Abteilung der Gruppenmeister sind die Betriebe vor allem in Schal-, Armier- und Betonierbetriebe zu unterteilen.

In kleineren Betrieben können natürlich die Pflichten mehrerer solcher Meister von einer einzigen Person erfüllt werden.

Den wichtigsten Teil der bisherigen Meisterpflichten übernimmt das Arbeitsbureau, welches auf der Baustelle die in übersichtlicher Form gesammelten Ergebnisse der Bewegungs- und Zeitstudien in enger Zusammenarbeit mit allen Betriebszweigen dazu verwertet, jedem Arbeiter für den nächsten Tag seine Arbeitsaufgabe in Form einer Aufgabenkarte zu stellen, sowie jeden Morgen die eingelaufenen Karten über den vorhergehenden Tag auszuarbeiten und die Höhe der erkannten Zuschläge sowohl dem Arbeiter als dem Lohnbureau noch im Laufe des Vormittags mitzuteilen. Die Arbeitskarte, die jedem einzelnen Arbeiter getrennt ausgearbeitet und am Morgen eingehändigt wird, zeigt ihm eine Liste der Leistungen, die er den Tag über zu vollbringen hat, samt den zugehörigen Einzelzeiten und den Zuschlägen; als Beilage hat er oder bekommt er Zeichnungen, Skizzen, Tabellen und Verzeichnisse sowie die Unterweisungskarten, welche die Regelform der Arbeitsvorgänge nach allen Einzelheiten in Wort, Zahl und Bild darstellen. Nach genügender Eingewöhnung, gründlicher Einübung der Regelformen und mit Unterstützung der Unterweisungs- und Akkordmeister entstehen dem Arbeiter nicht zu viel Umstände, zumal er als ersten Posten seiner Leistungen gewöhnlich das Studium der Arbeitskarte mit einem reichlichen Zeitanatz verzeichnet findet.

Das Lohnbureau, etwaige Verpflegung und Unterbringung der Arbeiter, die Magazinverwaltung und die Schreibstube der Bauleitung sind verhältnismäßig selbständige Betriebe, welche vom Annahmebureau, vom Arbeitsbureau oder von der Bauleitung die nötigen Weisungen erhalten.

Wo mehrere Bauwerke auf gemeinsamer Baustelle gleichzeitig auszuführen sind oder sonst die Baustelle aus sachlichen Gründen von vornherein in mehrere Betriebe zerfällt, können mehrere Gruppenmeister zusammengefaßt und einem Bauführer unterstellt werden, von denen dann jeder vielleicht auch seinen eigenen Transportmeister und Maschinenmeister haben kann.

VIII. Die Betriebsleitung

verteilt sich beim Bauwesen wegen der örtlichen Verhältnisse auf zwei Stellen: den stets oder meist auf der Baustelle anwesenden Bauleiter und den am Sitz des Geschäftes befindlichen Bauoberleiter. Von beiden Stellen ist wichtige verfügende und anordnende Arbeit zu leisten. Die Bauoberleitung hat vor allem nach Erhalt des Auftrages den ganzen Baubetrieb im Rahmen des Geschäftes neu zu schaffen, alle Einrichtungen zu wählen, zu planen und zu beschaffen, das Personal zu bestellen und einzuordnen, den Baustoffbezug abzuschließen, die Ausarbeitung der Einzelpläne für das Bauwerk und für die Hilfsbauten zu veranlassen, die Vorbereitungsarbeiten auf dem Werkplatz zu leiten und die ersten Entwürfe für die Betriebspläne und -einteilungen aufzustellen. Zweckmäßig geschieht dies alles schon im Einvernehmen mit dem künftigen Bauleiter, dessen Arbeit eigentlich erst daran anzuschließen hat.

Auf der Baustelle ist der ganze Betrieb, wie beschrieben, in die Wege zu leiten und dann ständig im Laufen zu erhalten und den täglich wechselnden Verhältnissen und dem Fortschreiten des Bauwerks anzupassen.

Vorausdenken ist dabei der wichtigste Teil der Geistesarbeit. Der Bauleiter muß deutliche Bilder davon in seiner inneren Anschauung haben, wie der Bau und der Betrieb zu verschiedenen späteren Zeitpunkten aussehen werden. Im Gespräch mit verschiedenen Beteiligten diese Bilder lebhafter, genauer und richtiger zu gestalten, ist sehr zweckmäßig. Bewußtes Ausbauen dieser Vorstellungen erleichtert die schwere Aufgabe, zur rechten Zeit an alles zu denken und alle Vorbereitungen und Bestellungen zur rechten Zeit zu veranlassen.

Zur Unterstützung und Nachprüfung dieser Phantasiearbeit darf aber nichts versäumt werden, was auf exaktem Wege zum gleichen Ziel geschehen kann. Alle Bestellungen und Anordnungen, die heute erfolgen müssen, haben ihren Grund in Absichten, die sich erst in Wochen und Monaten verwirklichen werden. Die durch das vorgegebene Hauptziel bedingten Teilziele erkennen und von da aus nach rückwärts rechnen, ist der einzige Weg, um die nächsten Erfordernisse wahrzunehmen und ist gerade im Bauwesen ganz wörtlich aufzufassen. Erfahrung, anschauliches Vorstellungsvermögen und Übersicht über die engen Sorgen des Tages hinaus sind deshalb wesentliche Anforderungen an den Bauleiter.

Die äußeren Hilfsmittel sind neben den Bauplänen (einschließlich der Darstellungen von Zwischenzuständen des Bauwerks) Betriebspläne aller Art. Ein ungefähres Bild des ganzen Verlaufs der Bauausführung geben Pläne, welche die Zeit als Abszissen aufweisen und die Erstreckung der einzelnen Arbeiten zeilenweise darstellen. Die Zeit von vornherein nach Kalendertagen (oder -wochen, -monaten) anzugeben, führt zu vielen Unstimmigkeiten und Änderungen; man rechne nach „Betriebstagen“, bei welchen man sich Arbeitstage vorstellt, sich aber nicht an deren geschlossene Reihenfolge bindet. Über deren Skala kann die nach Bedarf zu verschiebende Reihe der Kalendertage aufgetragen werden. Die Reihenfolge der Arbeiten ordnet man bei Hochbauten im lotrechten Sinne von unten nach oben, sonst nach irgendeiner Richtung, in welcher sich das Bauwerk einigermaßen linear erstreckt. Graphische Hilfsmittel aller Art verwende man zur Erhöhung der Übersichtlichkeit; durch Farben kennzeichne man gleichartige, getrennt liegende Arbeiten. Für manche Fälle eignet sich eine Anordnung, wobei man im Grundriß, in Aufrissen, Abwicklungen oder sonstigen Darstellungen des Bauwerks durch Isochronen, d. h. Linien gleichen Datums, die einzelnen Zustände andeutet; dabei können verschiedene Farben (oder verschiedene Strichelungen, verschiedene Pausen der gleichen Zeichnung) die verschiedenen Arten der Arbeiten darstellen. Teilbetriebspläne können nach den gleichen Grundsätzen angeordnet werden.

Nach solchen Betriebsplänen sind Terminkalender aufzustellen, welche die nötigen Maßnahmen (Bestellungen, Abrufe, Personalbeschaffung, Anzeigen

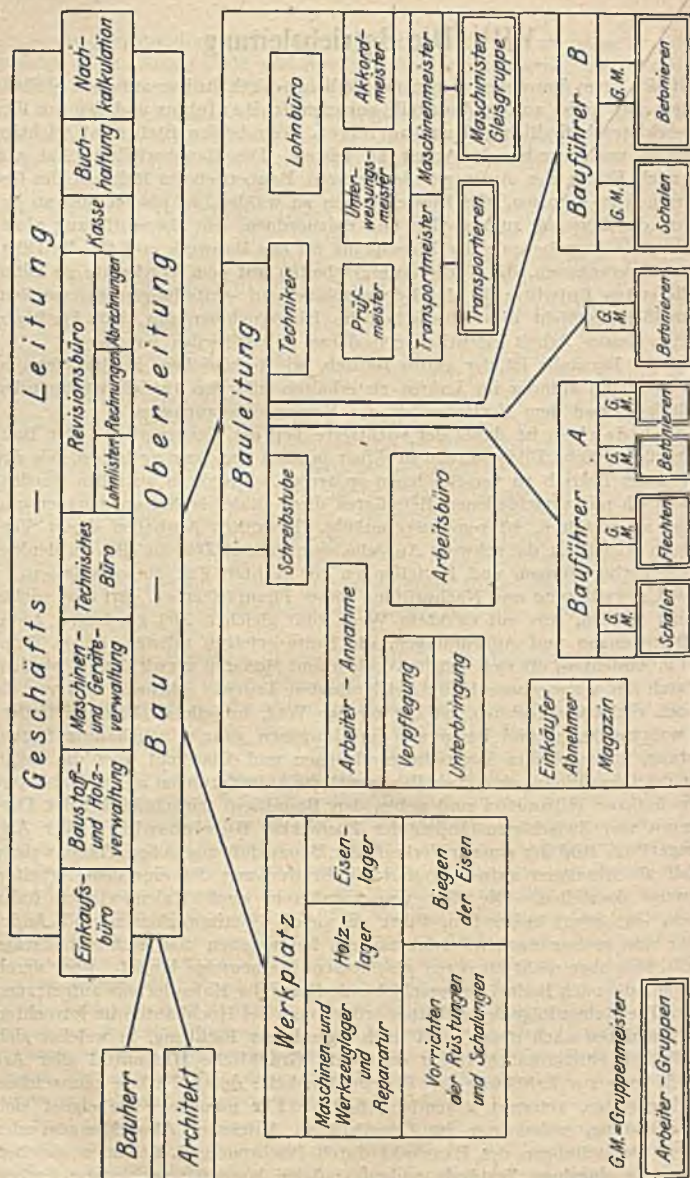


Fig. 3.

und Meldungen aller Art usw.), von jedem einzelnen Betriebsvorgang zurückgerechnet, auf den richtigen Zeitpunkt angeben. Neben einem nach Kalendertagen geordneten Terminkalender kann noch ein weiterer nötig sein, der nach den Entwicklungsstufen des Betriebs eingeteilt ist, soweit sie zeitlich noch nicht

festliegen. Zweckmäßig zieht man diese Notizen mit den übrigen im Bau-, Bureau- und Geschäftsbetrieb erforderlichen zusammen und ordnet sie nach „Gelegenheiten“, d. h. nach den äußeren Ereignissen, an die ihre Erledigung gebunden ist, also nach Zeit, Betriebsstufen, Betriebsereignissen, Besprechungen mit Bauherrn, Architekten, Geschäftsleitung, Bauführern, Behörden, Lieferanten; Anwesenheit auf der Baustelle, im Baubureau, im Hauptgeschäft usw. Man hat dann bei jeder eintretenden Gelegenheit ohne weiteres die zugehörigen Notizen in der Hand.

Die Betriebspläne sind weiterhin die Unterlagen nicht nur für die mündlichen Anweisungen, mit denen jederzeit die Fortdauer und die Veränderungen der Einzelbetriebe zu veranlassen sind, und für die tägliche Einteilung des kommenden Arbeitstages im Arbeitsbureau, sondern auch für die größeren Zusammenstellungen und schriftlichen Anweisungen, wie man sie oft den Bauführern oder Gruppenmeistern in die Hand geben muß, um zielbewußtes Zusammenarbeiten zu sichern. Mit Beginn einer Lohnperiode muß man die Arbeiterschaft neu in Gruppen teilen; man stelle alsdann zum Beginn jeder Lohnwoche einen Einteilungsplan auf, welcher die Stärke und Beschäftigung der Arbeitergruppen und ihre Zuteilung an die Meister und Bauführer enthält. Auszüge aus den Betriebsplänen zeigen den Bauführern und Meistern, welche Leistungen ihr Betrieb in den nächsten Tagen oder Wochen vollbringen muß; wo nicht durchweg mit Arbeitsaufgaben und Sondervergütungen für deren Erfüllung gearbeitet wird, sind mit den Arbeitergruppen und ihren Meistern Vergütungen für die Einhaltung solcher Teilbetriebspläne oder bestimmter Fertigstellungstermine schriftlich zu vereinbaren. Bei getrennt liegenden Betrieben (Baustelle, Werkplatz; technisches Bureau, das die Arbeitspläne liefert) ist nicht nur die tägliche (telephonische) Verständigung über das zunächst Benötigte, sondern auch der fortlaufende Austausch von Betriebsplänen, die das Ganze umfassen, wichtig.

Nicht nur Planen und Ordnen der Zukunft und danach Handeln in der Gegenwart ist nötig, sondern in zweiter Linie auch Festlegen der Vergangenheit. Die technischen Mittel für das Berichten über Geschehenes sind im großen die gleichen wie für das Festlegen des Beabsichtigten. Wie man die Entwurfszeichnungen, nötigenfalls mit berichtigten Maßen, für die Abrechnung benützt, so braucht sich die Darstellung der abgelaufenen Bauzeit vom Betriebsplan durch nichts zu unterscheiden als durch die Beschreibung am Kopfe und — durch die innere Wahrheit, sowie durch die Bestimmtheit der Angaben über äußere Ereignisse, Eingriffe höherer Gewalt usw. Der inneren Wahrheit auch in den Betriebsplänen nahezukommen, ist das Ziel aller Studien; das erreicht man am besten, wenn man die äußere Form für alle Berichte über Geschehenes genau gleich derjenigen der Entwürfe wählt. Den (graphischen) Betriebsplänen stelle man den (graphischen) Betriebsbericht fortlaufend recht deutlich vergleichbar gegenüber, der Kostenvorbereitung eine genau gleich gegliederte Kostennachrechnung, das Gleiche bei den überschlägigen statischen Berechnungen, den Massenberechnungen usw.

Solche Vergleiche, genügend weit in ihre Gründe hinein verfolgt, und die sich daraus ergebenden Lehren sind das wichtigste Erziehungsmittel für die Betriebs- und Bauleiter und alle Personen, welche Vorberechnungen anzustellen haben; sie müssen mit erschöpfenden Unterlagen allem Personal der betreffenden Klassen zu gründlichem Studium vorgelegt werden.

Die Berichterstattung über den wirklichen Verlauf des Baubetriebes muß aber viel weiter ins einzelne gehen als seine Vorausplanung. Die hauptsächlichsten, durchaus unentbehrliche und auch durchwegs übliche Einrichtung dafür sind die Tagesberichte (auf geeignetem Vordruck), welche jeweils am nächsten Tage auszufertigen und der Bauoberleitung einzureichen sind und eine vollständige Darstellung des Betriebes mit all den Angaben, die später irgendwie von Wert sein können, enthalten. Ihr Hauptteil ist eine Aufzählung der erfolgten Arbeits-

leistungen, jeweils unter Angabe der Beteiligten (Meister, wichtigen Arbeiter), der aufgewendeten Stundenzahlen (getrennt nach den verschiedenen Facharbeitern und Hilfsarbeitern — Stundensumme muß mit der Lohnliste übereinstimmen), der Leistungen nach Massen und Lage im Bauwerk, der die Leistung beeinflussenden Umstände und des Arbeitsverhältnisses (Verweisung auf Akkordverträge und Prämienvereinbarungen). Das Schema für die Einteilung der Arbeiten hierbei ist von der Bauoberleitung vor Beginn der Ausführung zu liefern und in dem Sinne aufzustellen, daß die Verarbeitung der Tagesberichte nicht nur die Ermittlung aller wissenswerten Gesamtzeiten, sondern auch die Aufstellung einer der Kostenvorbereitung Punkt für Punkt entsprechenden Kostennachberechnung ermöglicht. Seine Abteilungen werden also den Posten des Kostenanschlages, ergänzt durch eine Abteilung für Einrichtungsarbeiten, oder der sonstigen Aufteilung der Leistungen in der Kostenvorbereitung entsprechen. Der Tagesbericht enthält außerdem Feststellungen über den Baustoffverbrauch, die Zu- und Abgänge an Baustoffen und Geräten und eine Aufzählung aller bemerkenswerten Vorkommnisse im Betrieb (Personaländerungen, Neueinteilungen, Beginn und Beendigung von Bauabschnitten, Abweichungen von Bau- oder Betriebsplänen), außerhalb des Betriebes (Verkehr mit der Bauherrschaft, Geschäftsleitung, Behörden, Lieferanten, Nachbarfirmen, erfolgte Vereinbarungen über Zusammenarbeiten, Anschlüsse, Lagerplätze) und allgemeine Verhältnisse (Wetter, Temperatur, Wasserstand).

Diese Tagesberichte sind durch Wochenberichte (zu Beginn der Lohnwoche) zu ergänzen, welche den Stand der Baustelle ausführlich wiedergeben; im Zusammenhang mit diesen wird die Austeilung der durch die Lohnliste erwiesenen Lohnkosten auf die Leistungsliste (die Lohnverteilung) vorgenommen. Dabei werden die Stundenzahlen der Tagesberichte addiert und mit den Stundensummen der Lohnliste verglichen, sowie die Leistungsangaben der Tagesberichte addiert und mit der aus den aufeinander folgenden Wochenberichten als Differenz zwischen den Zuständen des Bauwerks und der Hilfsbauten berechneten Gesamtleistung verglichen.

Zur Unterstützung der mit Zahlen und Beschreibungen arbeitenden Berichte dient die photographische Berichterstattung. Man wähle eine Anzahl von Standpunkten und Richtungen, die im Gelände oder relativ zum fortschreitenden Bauwerk festliegen, und mache alle paar Tage (je nach den Veränderungen der Bilder) die gleichen Aufnahmen. Sorgt man dafür, daß auf der Baustelle entwickelt und kopiert bzw. vergrößert wird, so kann schon der Tagesbericht die Bilder enthalten. Außerdem ist dem Wochenbericht eine erschöpfende Reihe von Bilderpaaren beizugeben, welche den Stand der Baustelle zu Anfang und Ende der Berichtwoche in allen Teilen zeigen. Das spart viel Beschreibung, hält die Geschäftsleitung ausgezeichnet auf dem Laufenden, belebt die Anschauung, gibt auch den Fernerstehenden die Möglichkeit, Leistungen zu beurteilen, verhindert spätere Meinungsverschiedenheiten mit den Auftraggebern über den Fortschritt der Arbeiten und liefert für die Bewerbung um ähnliche Arbeiten den besten Nachweis der Leistungsfähigkeit.

Der bauleitende Ingenieur wird Wert darauf legen, allen wichtigen Betriebsereignissen persönlich beizuwohnen. Er wird bei allen größeren Ausrüstungs- und Ausschaltungsarbeiten, Probetriebes, Belastungsproben, Betriebseröffnungen, Besichtigungen anwesend sein; er muß es sich grundsätzlich zur Pflicht machen, alle fertig ausgehobenen Fundamentsohlen, alle fertigen Schalungen und Armierungen gründlich (oder wo dies von eigenen Beamten vorgenommen wird, durch Stichproben) zu prüfen und erst nach persönlicher Abnahme die Erlaubnis zum Betonieren zu geben. Bei der besonderen Wichtigkeit der Stützglieder wird er bei jeder Eisenbetonsäule durch Einsicht von oben (während unten durch das Reinigungsloch beleuchtet wird, sonst mit Spiegel oder Scheinwerfer) die Sauberkeit des Anschlusses prüfen und das Einbringen der ersten,

besonders fetten und nassen Mischung überwachen, auf der dann trockener weiter betoniert wird. Ähnliche Punkte sind die Beobachtung und Feuchthaltung (wo Schwindrisse unzulässig sind, fortlaufendes Nässen) des erhärtenden Betons, das Anziehen von Zugbändern und Verankerungen, das Flechten und Betonieren schwieriger Kreuzungspunkte und alle neuartigen oder dem Ausführungspersonal neuen Konstruktionen.

IX. Die Geschäftsleitung

hat im Bauwesen infolge der Unstetigkeit der Betriebe besonders umfangreiche und schwierige Aufgaben. Alle Personen, Geräte und Einrichtungen, welche zur Ausführung gehören, verändern in Zeiträumen, die oft nur nach Monaten oder Wochen zählen, ihre Verwendung und ihren Standort, und über alle Bestände muß so verfügt werden, daß einerseits alle Bedürfnisse der Betriebe aufs beste befriedigt, andererseits alles Vorhandene aufs beste ausgenützt wird. Nicht leicht ist es, die künftigen Bedürfnisse so zu übersehen, daß alle Neuemstellungen in angemessenem Umfang erfolgen; noch schwieriger ist es unter den heutigen Verhältnissen, den Auftragsbestand durch lohnende Abschlüsse immer auf solcher Höhe zu halten, daß alle Einrichtungen beschäftigt werden, zumal über geplante Bauten oft durch viele Monate verhandelt wird, bis der Beginn festgelegt werden kann.

Drohende Beschäftigungslosigkeit für einen Teil des Betriebes sollte bei der Bewerbung ins Gewicht fallen, doch ist sie heute dem Außenstehenden kaum nachzuweisen; sie muß auch bei der Preisstellung berücksichtigt werden.

Für die Kostenvorbereitung ergibt sich alles Wesentliche aus dem oben Gesagten; die Kenntnis ihrer Aufstellung entwickelt sich selbsttätig aus dem Berichts- und Nachrechnungswesen, wenn man daran festhält, daß jede Kalkulation als das vermutliche Bild der späteren Kosten nach Berechnung zu entwerfen ist, nach dem Muster der vorliegenden Kostennachberechnungen ausgeführter Arbeiten und der ihnen gegenübergestellten Vorberechnungen, und aufgebaut nicht durch Raten nach instinktiven, allgemeinen Vorstellungen und Schätzungen, sondern durch Berechnen aus dem exakten Material der zusammengefaßten Einzelzeiten und aus dem Vergleich mit den Gesamtzeiten, die aus den früheren Erfahrungen gesammelt sind. Wenn alle äußeren Gefahren ausgeschlossen sind, handelt es sich bei dem zu planenden Betrieb und den zu berechnenden Kosten genau wie bei dem zu planenden Gebäude ausschließlich um Menschenwerk, das von dem leitenden Menschengestalt (bei genügender organisierter Erfahrung und Arbeitsaufwendung) auch vorher erfaßt, dargestellt und berechnet werden kann. Da eine Reihe von Einzelposten (Vorbereitungsarbeiten, Einrichtungen, Unkosten) bei den meisten Kalkulationen gleichmäßig auftreten, sind Vordrucke zweckmäßig, welche durch Aufzählen der möglichen Posten das Vergessen einzelner verhüten und durch geeignete Minierung die Vorberechnungen (Baustoffkosten) und die Zerlegung der Kosten erleichtern.

Das wichtigste äußere Ereignis für die Geschäftsleitung ist das Einlaufen eines Bauauftrages. In unmittelbarer Folge ist eine Reihe von Anordnungen zu treffen, welche oft dem ganzen Geschäftsbetrieb ein neues Gesicht und dem ganzen Personal neuen Arbeitstoff geben. Um dabei keine Zeit zu versäumen, aber auch nichts zu überstürzen, muß man nicht nur bei der Bearbeitung des Angebotes und den Verhandlungen darüber sich schon alle wesentlichen Maßnahmen zurechtgelegt (und getrennt notiert) haben, sondern es muß auch schon im allgemeinen schematisch festgelegt sein, wie sich zwischen den leitenden Männern, den Bureauvorständen, Bauoberleitern und Ingenieuren die ersten Anordnungen verteilen, woher sie die Unterlagen dafür bekommen und wie sie zusammenarbeiten müssen.

Unter den allgemeinen Maßnahmen jeder Geschäftsleitung ist hier besonders wichtig die Trennung von Amt und Person. Der Wechsel von Personen im gleichen Amt, ob plötzlich durch Unfall, Tod oder außerordentliche Kündigung, oder vorbereitet infolge von Betriebsveränderungen oder persönlichen Wünschen, darf keinen unnötig großen Schaden zur Folge haben; deshalb müssen alle wichtigen Tatsachen und Zusammenhänge in solchem Umfange schriftlich niedergelegt und geordnet sein, daß der Ersatzmann sie ohne weiteres übernehmen und danach arbeiten kann. Dies gilt besonders für Dinge, die bloß einem einzigen bekannt sind.

Dazu gehört ein System von Dienstanweisungen, welche für jede einzelne Dienststelle die Tätigkeit und die Pflichten kurz und erschöpfend darstellen. Sie erleichtern nicht nur das richtige Schaffen und das Einarbeiten, sondern nehmen auch den Angestellten die Möglichkeit, sich ihrer Verantwortung mittels Aukennntnis ihrer Pflichten zu entziehen. Die Dienstanweisungen müssen in mindestens drei Stücken vorhanden sein, von denen je eines der betreffende Beamte und sein nächster Vorgesetzter sowie die Geschäftsleitung in Händen hat. Die starke Veränderlichkeit des Beamtenkörpers im Bauwesen hindert den folgerichtigen Gebrauch der Dienstanweisungen nicht, wenn man an der Einteilung und Bezeichnung der Dienststellen ein für allemal festhält und nur im Bedarfsfall verschiedene Dienststellen von einer Person verwalten läßt.

Wie sich die Dienstanweisungen, Arbeitsaufgaben und Unterweisungskarten mit der zu erfolgreichem Schaffen nötigen Freiheit des einzelnen vereinbaren lassen, löst sich durch die oben besprochene Forderung, jedem einzelnen seine Aufgabe zu stellen, ihm die besten Hilfsmittel aller Art zu liefern und seine Beziehungen zu den Mitarbeitern zu regeln, im übrigen aber mit dem nötigen Anreiz durch Vorteilsübertragung ihm die volle Entfaltung seiner persönlichen Leistungsfähigkeit anheimzustellen. Zwischen richtiger Gründlichkeit und falscher Pedanterie mag die Grenze manchmal unklar scheinen; sie ist dadurch aber stets deutlich gegeben, daß die Geschäftsleitung nur dort Einzelheiten angeben soll, wo sie durch Erfahrung, Forschung und Wissenschaft die Sache wirklich am besten versteht, und daß sie nur dort vorschreiben soll, wo der Betriebszusammenhang es erfordert. Alles übrige ist dem einzelnen Mitarbeiter zu überlassen. Ein Beispiel dafür sind die Unfallverhütungsvorschriften, die teilweise als vollständige Betriebsvorschriften erscheinen und doch nur solche Bestimmungen enthalten, die in ihrem Zweck begründet sind. Daß alle Betriebsbeamten sie vollständig kennen müssen, ebenso wie die ministeriellen Ausführungsvorschriften, die Gesetze und Statuten der Kranken- und Invaliditätsversicherung und den Bauvertrag mit seinen Ausführungsbestimmungen, ist selbstverständlich.

Die im Betrieb erforderlichen Berichte von einer Stelle an die andere werden sehr vereinfacht und verdeutlicht durch geschickte Vordrucke. Sie sind in Bücher oder Blöcke zu binden, damit der ausfertigenden Stelle eine geordnete Sammlung der Durchschriften verbleibt. Die Innenseite des Deckels soll ein Muster für die Ausfüllung zeigen.

Die Betriebsleitung muß planmäßig darauf ausgehen, alle möglichen Verbesserungen kennenzulernen, zu prüfen und einzuführen. Moderne Bureaueinrichtungen ermöglichen oft erstaunliche Mehrleistungen und Ersparnisse. Einheitliches Stenographieren aller Angestellten spart viel Schreibarbeit; neu Eintretende sind zum Erlernen zu verpflichten. Verbesserungsvorschläge aller Angestellten und Arbeiter müssen stets willkommen sein und vorurteilslos auf eingehendste geprüft werden. Jeder muß Gelegenheit haben, sie bei seinen Vorgesetzten sowohl wie unmittelbar bei der Geschäftsleitung vorzubringen und auch ungenannt in einem Briefkasten Anfragen und Anregungen niederzulegen, die (falls geeignet) in öffentlichem Anschlag zu beantworten sind. Geschickte Unterbeamte sich in verschiedene Teile des Betriebs einarbeiten zu lassen, kann zu manchen Verbesserungsvorschlägen und zu verständigerem Zusammenarbeiten führen.

Der oberste Geschäftsleiter muß sich von allen regelmäßigen Arbeiten für den Betrieb frei halten und sich nur durch möglichst einfache Zusammenstellungen über den laufenden Gesamterfolg des Betriebes unterrichten lassen. Für jede regelmäßig wiederkehrende Arbeit können Beamte angelernt werden. Der Hauptteil seiner Kraft muß für alles Außerordentliche und Neue vorbehalten bleiben, damit plötzliche Gefahren vom Betrieb möglichst zeitig abgewendet und immer die richtige Bahn eingeschlagen wird.

Man vergesse nicht, daß alle äußerlichen Organisationsformen und Hilfsmittel den Erfolg wohl ermöglichen, ihn aber nicht unmittelbar herbeiführen; der Geist, in dem sie benützt werden, ist die Wurzel des Erfolges. Die Form des Zusammenarbeitens darf nicht zum überwältigenden, das Schaffen erstickenden Zwang werden, sondern muß das Hilfsmittel bleiben, dessen mühelose Beherrschung jedem einzelnen die volle Wirksamkeit verschafft.

Gute Betriebe laufen reibungsfrei. Wenn auch das Unterbleiben des Berichtigen und Zutredstellens den schlechten Betrieb noch schlechter macht, so ist doch häufiger Krach und vieles Schimpfen keineswegs ein Kennzeichen des guten Betriebes. Alle Fehler müssen schon im Keim wahrgenommen und verhütet werden. Obwohl es ein gutes Zeichen ist, daß die Aufsichtspersonen eine deutliche Vorstellung davon haben, wie der Betrieb aussehen soll und alle Abweichungen sofort feststellen, so ist doch der Betrieb selbst nur dann gut, wenn solche Abweichungen wirklich nur im geringsten Maße vorkommen.

Gleicherweise muß der Betriebsleiter sich deutlich bewußt sein, welche Vervollkommnung des Betriebes anzustreben, nach welcher Richtung er zu entwickeln ist; aber nicht der ist der gute Betriebsleiter, der den Abstand zwischen Ideal und Wirklichkeit allzu klaffend und hoffnungslos empfindet, sondern wer vom Ideal das zunächst Erreichbare herauschält und die Wirklichkeit so weit verbessert, daß der verbleibende Unterschied nur noch eine wohltuende Anregung ist.

Gewichtstabellen.

Eigengewichte der wichtigsten Bau- und Belastungsstoffe in kg/cbm.

	Feste Stoffe	Geschichtete bzw. geschüttete Stoffe		Feste Stoffe	Geschichtete bzw. geschüttete Stoffe
Aluminium (gehämmert).	2750		Dolerit	2800 bis	
Asbest	2100 bis			3300	
	2800		Dolomit	2900	
Asbestpappe	1200		Eis	880 bis	
Asbestschiefer (Eternit) ¹⁾	2100			920	
Asche ($\varphi = 40-45^\circ$) . .		1000	Eisen:		
Asphalt:			Flußeisen	7850	
Gußasphalt ¹⁾	1500		Gußeisen	7250	
Stampfasphalt, Asphalt-	1400		Roheisen (weiß)	7000 bis	
platten	2000			7800	
Basalt	2700 bis		Roheisen (grau)	6700 bis	
	3200			7600	
Basaltlava (porig) ¹⁾	1800		Schweißeisen	7800	
Baumwolle		300 bis	Stahl	7850	
		600	Eisenbeton ¹⁾	2400	
Bauschutt		1400	Erbisen ($\varphi = 35^\circ$)	850	
Beton ¹⁾ aus:			Erde (trocken) i. M. ¹⁾	1600	
Bimskies i. M.	1000		Erde (naß) i. M. ¹⁾	2100	
Hochfenschlacke	2400		Estrichgips ¹⁾	2100	
Kies, Granit usw. i. M. . . .	2200		Eternit ¹⁾	2100	
Schlacken i. M.	1000		Flachs in Ballen gepreßt	300	
Ziegelschotter i. M.	1800		Formsand (aufgeschüttet)	1200	
Beton mit Eiseneinlagen	2400		Formsand (eingestampft)	1650	
Bimstein	400 bis		Gabbro	2950	
	900		Gerste ($\varphi = 40$ bis 45°)	690	
Bimssand ¹⁾		700	Gips (gebrannt)	1810	
Bimssteintuff	1400		Gips (gesiebt)	1250	
Blei	11370		Gipsdielen	700	
Bohnen ($\varphi = 35^\circ$)		850	Gipsestrich ¹⁾	2100	
Braunkohle (trocken)	1200 bis	650 bis	Gipsstück	1200	
($\varphi = 40$ bis 45°)	1500	780	Glas, Fenster-	2400 bis	
Bronze (8 bis 14% Zinn-	7400 bis			2600	
gehalt)	8900		Glimmerschiefer	2700	
Bruchsteine		2000	Gneis i. M.	2600	
Bruchsteinmauerwerk ¹⁾ :			Granit	2800 bis	
leicht (Sandstein, Kalk-	2500			3050	
stein)			Granitmauerwerk i. M.	2700	
schwer (Granit)	2700		Granulit	2600	
Bücher		800	Gras (Klee u. dgl.)	350	
			Griß	650 bis	
Chilialsalpete	2260	1050		700	
Deltametall	8600		Hafer ($\varphi = 40$ bis 45°)	430	
Diabas	3000		Heu	100 bis	
Diorit	2800 bis			120	
	3000				

¹⁾ Mittelwerte. Gemäß den Vorschriften der Bauabteilung des Preußischen Ministeriums der öffentl. Arbeiten vom 31. Januar 1910. φ = natürlicher Böschungswinkel.

	Feste Stoffe	Geschichtete bzw. geschüttete Stoffe		Feste Stoffe	Geschichtete bzw. geschüttete Stoffe
Hochfenschlacke (granu-					
liert)		850	Kunstsandstein	2000 bis	
Holzarten:	frisch	lufttrocken		2100	
	oder naß	i. M. ¹⁾	Kupfer	8900 bis	
Eiche	950 bis	900		9000	
	1250	400 bis	Lava (basaltisch)	2800 bis	
Rotbuche	850 bis	750		3000	
	1150	400	Lava (trachytisch)	2000 bis	
Kiefer	400 bis	650		2700	
	1100		Lehm (trocken)		1600
Fichte	350 bis	550	Lehm (naß)		2100
	1050	350	Linoleum ¹⁾	1200	
Tanne	400 bis	600	Linsen ($\varphi = 35^\circ$)		850
	1100	300 bis	Malz ($\varphi = 22^\circ$)		530
Lärche i. M.	800	400	Marmor i. M.	2800	
Pechkiefer			Mauerwerk aus natürlichen		
(Pitchpine)		900	Steinen ¹⁾ s. diese.		
Yellowpine		700	Mauerwerk aus Ziegeln		
Holzplaster i. M.	1000	700	s. diese.		
Hornblendefels u. -schiefer		3000	Mehl (los)		400 bis
Kaffee (geröstet)					500
			Mehl (zusammengepreßt)		700 bis
					800
Kaffee (roh)			Melaphyr	2600	
			Mergel	2400	
Kalk (gebrannt)		300 bis	Messing	8400 bis	
		350		8700	
Kalkmörtel ¹⁾		300 bis	Mörtel s. Kalk u. Zement.		
		700	Müll		660
Kalkzementmörtel ¹⁾		500			300 bis
Kalksandstein-Mauerwerk			Obst		350
					280
Kalkstein (dicht)			Preßheu u. Preßstroh		
Kalkstein (porig)			Quarz	2700	
Kartoffeln		680 bis	Rabitzputz	1400	
		700	Roggen ($\varphi = 37^\circ$)		680 bis
Kies ¹⁾ (trocken)		1700		790	
Kies ¹⁾ (naß)		2000	Rüben	570 bis	
Klarschlag		1700 bis		650	
		2000	Salpeter	1050	
Kleie v. Roggen u. Weizen		450 bis	Salz, Siede-	750 bis	
($\varphi = 60$ bis 65°)		600		800	
Klinkerziegel	1600 bis		Salz, Stein-	2280 bis	
	1800			2400	
Klinkerplatten	2300		Samen von Klee, Leim		600 bis
Koks (in Stücken)		350 bis	u. dgl.		800
		450	Sand (trocken)		1600
Kokasche ¹⁾		700	Sand (naß)		2100
Korkstein (schwarz)		560			
Korkstein (weiß)		250			
Kreide	1800 bis				
	2600				

¹⁾ Mittelwerte. Gemäß den Vorschriften der Bauabteilung des Preußischen Ministeriums der öffentl. Arbeiten vom 31. Januar 1910. φ = natürlicher Böschungswinkel.

	Feste Stoffe	Geschichtete bzw. geschüttete Stoffe		Feste Stoffe	Geschichtete bzw. geschüttete Stoffe
Sandstein i. M.	2400		Tuffsteinasche (eingerrüttelt)		1250
Schamottesteine	1850		Tuffsteinziegel	800 bis 900	
Schiefer ¹⁾	2700		Weizen ($\varphi = 25^\circ$)		700 bis 800
Schlacke		850	Nyololith (Steinholz)		1600
Schlackenmasche		600	Zement (lose)		800 bis 1050
Schlackenbeton	1000		Zement, eingerüttelt ($\varphi = 40^\circ$)		1200 bis 1500
Schlackensteine	2500 bis 3000		Zement (erhärtet)	2700 bis 3000	
Schnee (lose)		125	Zementestrich, Zementfließen ¹⁾	2200	
Schwemmsteinmauerwerk i. M.	1000		Zementmörtel ¹⁾	2100	
Serpentin i. M.	2700		Ziegelmauerwerk ¹⁾ : Vollsteine i. M.	1600 bis 1800	
Stahl	7850		Hohlsteine (Loch-)	1300	
Stampfbeton i. M.	2000		Klinker	1900	
Steinkohle	1200 bis 1500	720 bis 870	Kalksandsteine	1800	
Steinsalz	2280 bis 2400	1050	porige Steine	1100	
Stroh (lose)		60 bis 100	porige Lochsteine	1000	
Stroh (gepreßt)		280	Schwemmsteine	1000	
Stuckgips	1200		Korksteine	600	
Syenit	2600 bis 2800		Ziegelsteine: gewöhnliche	1350 bis 1500	
Tabak (in Ballen)		300	Klinker	1600 bis 1800	
Terrazzo ¹⁾	2000		Zink (gegossen)	6860	
Ton	1800 bis 2600	1800 bis 2000	Zink (gewalzt)	7130 bis 7200	
Tonfließen ¹⁾	2000		Zinn (gegossen)	7200	
Tonschiefer i. M.	2800		Zinn (gehämmert oder gewalzt)	7300 bis 7500	
Torf		650 bis 840	Zucker	1610	750
Torfstreu (gepreßt)		220	Zuckerrüben		600
Trachyt	2600 bis 2800				
Traub (gemahlen, eingerüttelt)		1250			
Tuffstein (dicht)	2000				
Tuffstein (locker)	1400				

Eigengewichte der wichtigsten Flüssigkeiten in kg/cbm.

Benzin	680 bis 700	Salpetersäure	1150 bis 1500
Benzol bei 0°	900	Salzsäure	1050 bis 1200
Bier	1020 bis 1040	Schwefelsäure	1050 bis 1800
Milch	1030	Schwefelsäure (rauchende)	1890
Petroleum	790 bis 820	Seewasser	1020 bis 1030
		Steinkohlenteer	1200

¹⁾ Mittelwerte. Gemäß den Vorschriften der Bauabteilung des Preußischen Ministeriums der öffentl. Arbeiten vom 31. Januar 1910. φ = natürlicher Böschungswinkel.

Taschenbuch für Bauingenieure

Unter Mitwirkung von

Dr.-Ing. Fr. Bleich-Wien, Geheimer Hofrat Prof. a. D. Th. Böhm-Dresden, Geh.
Rat Prof. Dr.-Ing. E. h., Dr. d. techn. Wissensch. E. h. H. Engels-Dresden,
Geheimer Hofrat Prof. Dr. jur. A. Esche-Dresden, Geheimer Hofrat Prof. Dr.-
Ing. E. h. M. Foerster-Dresden, Prof. Dr.-Ing. W. Gehler-Dresden, Geheimer
Hofrat, Geheimer Baurat Prof. E. Genzmer-Dresden, Geheimer Baurat,
Stadtbourat a. D. Th. Koehn-Berlin, Prof. Dr.-Ing. Fr. Kögler-Freiberg,
Ing. Benno Löser-Dresden, Geheimer Hofrat Prof. G. Lucas-Dresden,
Dr.-Ing. Max Mayer-Dortmund, Baurat Dr.-Ing. A. Schreiber-Dresden,
Baurat E. Wentzel-Leipzig

Herausgegeben von

Dr.-Ing. E. h. Max Foerster

Geh. Hofrat, ord. Prof. für Bauingenieurwesen
an der Technischen Hochschule Dresden

Dritte, verbesserte und erweiterte Auflage

Mit 3070 Textfiguren

In zwei Teilen
II. Teil (S. 1053—2047)



Berlin
Verlag von Julius Springer
1920

II. Teil.

Inhaltsverzeichnis.

Wasserbau.	Seite
Von Geheimer Rat Professor Dr.-Ing. E. h., H. Engels, Dresden	1055
Erdbau.	
Von Geheimer Hofrat Professor G. Lucas, Dresden	1207
Tunnelbau.	
Von Geheimer Hofrat Professor G. Lucas, Dresden	1253
Straßenbau.	
Von Geheimer Hofrat Professor G. Lucas, Dresden	1264
Eisenbahnwesen.	
Von Geheimer Hofrat Professor G. Lucas, Dresden	1310
Trägerlehre.	
Von Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden	1580
Statik der Baukonstruktion.	
Von Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden	1592
Eisenbrückenbau.	
Von Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden	1732
Hölzerne Brücken.	
Von Regierungsbaumeister Professor Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg in Sachsen	1870
Steinbrücken.	
Von Regierungsbaumeister Professor Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg in Sachsen	1887
Eisenbetonbrücken.	
Von Regierungsbaumeister Professor Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg in Sachsen	1944
Bebauungspläne.	
Von Geheimer Baurat und Geheimer Hofrat Professor E. Genzmer, Dresden	1964
Wasserversorgung der Städte.	
Von Geheimer Baurat Theodor Koehn, Berlin	1997
Kanalisation.	
Von Geheimer Baurat Theodor Koehn, Berlin	2096
Staats- und Rechtskunde.	
Von Professor Dr. jur. Arthur Esche, Dresden	2176
Sachregister	2208*

(Das ausführliche Inhaltsverzeichnis befindet sich in Teil I, S. VII—XVI.)

Wasserbau.

Von

Geheimer Rat Professor Dr.-Ing. E. h.,
Dr. der techn. Wissensch. E. h. H. Engels, Dresden.

I. Grundbau.

Allgemeines.

Durch die Gründung soll dem Bauwerk eine Unterlage verschafft werden, die seinen Druck aufnimmt, ohne in einer dem Bauwerk schädlichen Weise nachzugeben. Das „Setzen“ muß daher gleichmäßig erfolgen: bei ungleichmäßiger Lastverteilung und gleichmäßigem Baugrund zu beachten! Wo die einzelnen Teile eines ausgedehnten Bauwerks auf verschiedenartigen Baugrund aufzusetzen, also verschiedenartig zu gründen sind, ist ungleichmäßiges Setzen nicht zu vermeiden. Dann sind die verschiedenartig gegründeten Teile unabhängig voneinander hochzuführen. Verbindung dieser Teile unter sich erst dann, nachdem sie sich gesetzt haben.

Fundamentsohle tunlichst senkrecht zur Drucklinie anzuordnen: zulässiger größter Reibungswinkel etwa 20° . Bei großer Breite AB des Fundaments

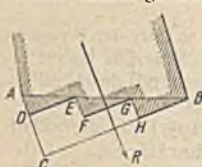


Fig. 1.

(Fig. 1) ist es zweckmäßig, die senkrecht zur Mittelkraft R liegende Fundamentsohle nicht nach ACB , sondern nach $ADEFGHB$ zu begrenzen.

Mindesttiefe der Fundamentsohle mit Rücksicht auf den Frost 1,0 bis 1,5 m. Ausnahme dort, wo festes und zusammenhängendes Gestein zutage liegt, falls kein Abgleiten des Bauwerks erfolgen kann.

Bodenuntersuchungen sollen Aufschluß geben über den Baugrund. Das wird am unvollkommensten erreicht durch das Sondieren, „Sondiereisen“, ein unten zugespitztes, 30 mm starkes und etwa bis 3 m langes Rund-eisen), am vollkommensten durch das Aufgraben oder Schürfen. Letzteres macht bei größerer Tiefe und Wasserandrang die Verschalung der dann lotrechten Wandungen der Schürfgrube oder, was empfehlenswerter, das Abteufen von Versuchsschächten (Fig. 2) notwendig.

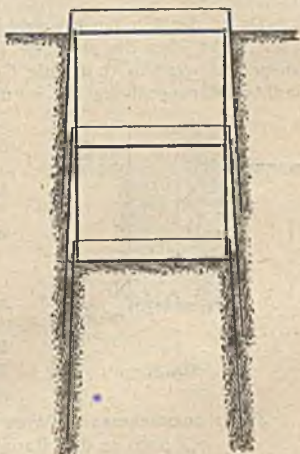


Fig. 2.

Bei Tiefen von etwa über 5 m empfehlen sich Bohrungen, die in der Regel mit festem Gestänge und bei wasserhaltigem, leicht beweglichen Boden unter Verwendung von Futterrohren ausgeführt werden. Da bei diesem Bohrverfahren das sich immer wiederholende Auseinandernehmen und Wiederausammenfügen des Bohrgestänges erheblich mehr Zeit beansprucht als das eigentliche Bohren, so ersetzt man es in sandigen Bodenarten durch das Spülbohrverfahren. Letzteres hat allerdings den Nachteil, daß durch das verwendete Druckwasser das mit dem Spülstrom nach oben geförderte Bodenmaterial ausgewaschen wird, der Befund also einen kohäsionsloseren Boden, einen reineren Sand ergibt als er unten ansetzt, das Ergebnis daher zu günstig ausfällt.

Ist eine Gründung auf Pfählen geplant, dann empfiehlt es sich, die Bodenuntersuchungen zu ergänzen durch Belastung von eingetriebenen Probepfählen, wobei die Probelast etwa das Anderthalbfache der wirklichen Last beträgt.

Die unmittelbare Probelastung der freigelegten Fundamentsohle in größerem Umfange stellt ein zeitraubendes, kostspieliges und bei elastischen, tonigen Bodenarten ein unsicheres Verfahren dar.

Nicht versäumen, bei allen Bodenuntersuchungen, insbesondere bei Bohrungen, gegebenenfalls die Grundwasserhältnisse klarzustellen, da diese von Bedeutung für die Art und Ausführung der Gründung sind.

Tragfähigkeit des Baugrundes ist die auf die Flächeneinheit bezogene Grenzbelastung.

Ist

die Größe der Fläche = F in qm,

die Tragfähigkeit = k in t/qm,

dann kann die Fläche tragen die Last

$$K = F \cdot k.$$

Die zulässige Belastung $\delta < k$

$$\delta = n k, \quad \text{wo} \quad n < 1.$$

Da an der Fundamentsohle Druck gleich Gegendruck, so darf der Baugrund auch nicht über die zulässige Pressung des gestützten Materials hinaus beansprucht werden, d. h.: die Grundflächengröße wird bestimmt durch die erlaubte Beanspruchung des weniger druckfesten Materials.

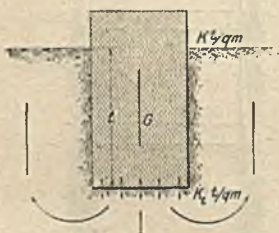


Fig. 3.

Nachstehende Tafel (S. 1057) gibt die zulässigen Belastungen an der Oberfläche.

Ganz allgemein nimmt — von Felsboden abgesehen — die Tragfähigkeit mit der Tiefe zu. Die Tragfähigkeit k_t in der Tiefe t setzt sich aus drei Größen zusammen:

1. aus der Tragfähigkeit k an der Oberfläche;
2. aus der Belastung der auflagernden Erdmassen;
3. — nur bei seitlich lotrecht begrenzten Fundamenten — aus der durch den seitlichen Erddruck bewirkten Reibung R am Fundamentumfang.

Zu 2: anzunehmender Wert für Tiefe t in m

$\gamma_e t$, wo γ_e das Raumbgewicht der Erde in t/cbm,

Kleinstwert für $\gamma_e = \gamma = 1$ t/cbm,

$\gamma_e t$ wirkt (Fig. 3) durch Verdichtung und durch Gegendruck gegen die beim Einsinken des Fundaments unten verdrängten Erdmassen.

Bodenart	Zulässige Belastung t/qm	Bemerkungen
1. Harter, fester Fels . . .	200—300	} Mindestmächtigkeit 3 m, Schichtung nahezu wagerecht.
2. Weichere Gesteine: Sandstein, Tuffstein, Trachyt usw.	70—150	
3. Fest gelagerter Kies . .	60—80	Mindestmächtigkeit 3 m. Mäßige bis zum Zustande der Bergfeuchtigkeit vorhandene Nässe vermehrt die Tragfähigkeit von Kies mit viel Feingehalt (Sand). Bei grobem Kies kein bemerkenswerter Unterschied. Übersättigung mit Wasser vermindert die Tragfähigkeit, da durch sie der Zusammenhang gelockert wird.
4. Fest gelagerter Sand . .	40—60	Wie zu 3!
5. Fest gelagerter feiner Sand (Trieb sand)	40—50	Mindestmächtigkeit 3 m. Feste Lagerung nicht durch Wasserschöpfen stören!
6. Lehm (= sandiger Ton) .	30—40	Falls trocken und in 3 bis 4 m Mächtigkeit.
7. Ton	30	Wie zu 6! Bei 6 und namentlich bei 7 nachträgliches Setzen zu erwarten. Daher gleichmäßige Belastung.
8. Mutterboden und aufgeschütteter Boden	5—10	Druck des menschlichen Fußes gleich 0,5 kg/qcm = 5 t/qm.
9. Schlamm	0	(bzw. = Auftrieb).

Zu 3: anzunehmender Wert = $\frac{UR}{F}$, wo

F = Fundamentfläche in qm,

U = Umfang des Fundaments in m,

$R = \mu \cdot E$ in t,

$E = \frac{\gamma_e t^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ in t,

γ_e = Raumbgewicht des Bodens in t/cbm,

φ = natürlicher Böschungswinkel,

μ = Reibungszahl zwischen Boden und Fundamentkörper.

Mithin

$$k_t = k + \gamma_e t + \frac{UR}{F}.$$

Will man mit obigen Größen rechnen, dann empfiehlt es sich, μ mit etwa nur 0,3 anzunehmen.

Eine zuverlässigere Unterlage bieten die aus besonderen Versuchen abgeleiteten R -Werte dar (von 5 m bis etwa 10 m Tiefe gültig):

Bezeichnung				R in t/qm
Schlackboden	gegen	Mauerwerk	1,0
Ton- und Lehm	boden	gegen	Eisenblech	1,5
"	"	"	Holz	2,0
"	"	"	Mauerwerk	2,5
Sand	"	Kies	Eisenblech	2,0
"	"	"	Holz	3,0
"	"	"	Mauerwerk	3,5

Es läßt sich mithin auch im Schlamm Boden, dessen Tragfähigkeit an der Oberfläche gleich Null ist, ein Bauwerk dann gründen, wenn sein Gewicht nicht größer ist als das der ausgehobenen oder verdrängten Schlamm Masse, die früher seine Stelle einnahm: Anwendung des hydrostatischen Prinzips. Ist (Fig. 4)

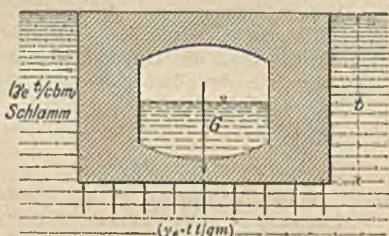


Fig. 4.

G das Eigengewicht des Bauwerks von der Grundfläche F , dann ist, wenn von der Reibung am seitlichen Umfange abgesehen wird, für den Zustand des Gleichgewichts, des Schwimmens

$$G = \gamma_s t F.$$

Umschließung der Baugrube durch Fangedämme bei Gründungen im und am offenen Wasser, wenn Fundament „zutage“ ausgeführt werden soll. Fangedämme

30 bis 50 cm über den während der Bauzeit voraussichtlich zu erwartenden Außenwasserstand. Bei Trieb sand Baugrubensohle innerhalb der Fangedämme durch Pumpen nicht freilegen: entweder Verzicht auf den Tagebau oder allgemeine Grundwassersenkung.

Berechnung der Fangedämme.

1. Erddämme. Fig. 5.



Fig. 5.

$$\mu \cdot G \geq W,$$

$$\mu = 0,5 \quad \text{Zahl der gleitenden Reibung,}$$

$$G = (\gamma_s - \gamma) \frac{x h}{2},$$

$$W = \frac{\gamma h^2}{2},$$

$$\gamma_s = 1,5, \quad \gamma = 1,0,$$

$$x = \infty 4 h.$$

daraus

2. Einseitige Fangedämme. Fig. 6.

Lotrechte Stützwand beansprucht durch

$$M_{\max} = \frac{p h^2}{15},$$

Stützendruck $A = \frac{p h}{10},$

$$\frac{p h}{2} = H = W + E,$$

$$W = \frac{\gamma h^2}{2}, \quad E = \frac{\gamma_e \eta^2}{2} = \frac{\gamma_e h^2}{2} \cos^2 \varphi \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 - \sin^2 \varphi} \right)^2$$

$$\varphi = 20^\circ \quad 30^\circ \quad 36^\circ \quad 40^\circ \quad 50^\circ$$

$$E = \frac{\gamma h^2}{5} \quad \frac{\gamma_e h^2}{8} \quad \frac{\gamma_e h^2}{10} \quad \frac{\gamma_e h^2}{11} \quad \frac{\gamma_e h^2}{20}$$

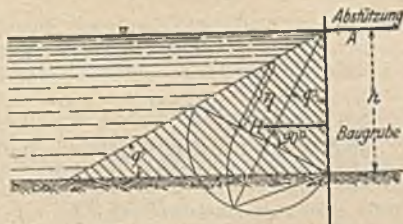


Fig. 6.

3. Kastenfangedämme. Fig. 7.

Breite nicht zu berechnen, abhängig von h und Füllmaterial. Wände I und II oben starr miteinander verbunden, ihre Berechnung verschieden, je nachdem sie oben a) nicht abgestützt oder b) abgestützt sind.

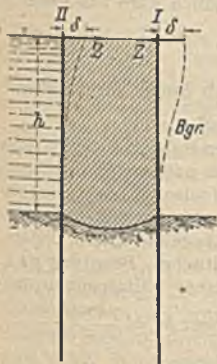


Fig. 7.

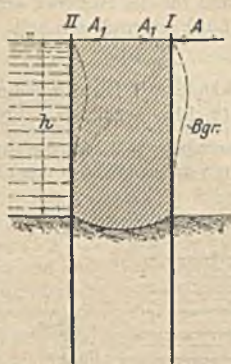


Fig. 7 a.

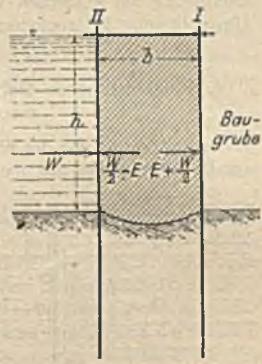


Fig. 7 b.

Zu a): Beide Wandenden erleiden (Fig. 7 a) die gleiche Ausbiegung δ , wobei in der oberen Verbindung Horizontalkraft Z entsteht.

Wand I
$$\delta = \frac{1}{EJ} \left(-\frac{Z h^3}{3} + \frac{p h^4}{30} \right),$$

Wand II
$$\delta = \frac{1}{EJ} \left(\frac{Z h^3}{3} + \frac{p_1 h^4}{30} \right).$$

Daraus

$$Z = \frac{h}{20} (p - p_1),$$

$$\frac{p h}{2} = E + \frac{W}{2}, \quad \frac{p_1 h}{2} = \frac{W}{2} - E, \quad W = \frac{\gamma h^2}{2},$$

$$E = \frac{\gamma_e h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad \text{wo } \varphi = \approx 40^\circ \quad \text{und} \quad \gamma_e = \approx 1,8 t.$$

$$\text{Wand I} \quad M_{\max} = -Z h + \frac{p h^2}{6},$$

$$\text{Wand II} \quad M_{\max} = Z h + \frac{p_1 h^2}{6}.$$

Sind Wände I und II verschieden stark, dann

$$Z = \frac{h}{10} \left(\frac{p}{J} - \frac{p_1}{J_1} \right) \left(\frac{J J_1}{J_1 + J} \right).$$

Zu b): δ für beide Wände gleich Null (Fig. 7 b).

Daraus

$$A = \frac{(p_1 + p) h}{10} \quad \text{und} \quad A_1 = \frac{p_1 h}{10},$$

$$\text{Wand I} \quad M_{\max} = -A h + A_1 h + \frac{p h^2}{6}$$

$$\text{Wand II} \quad M_{\max} = -A_1 h + \frac{p_1 h^2}{6}.$$

Wände gewöhnlich hölzerne Spundwände. Eisen oder Eisenbeton anstatt Holz bei besonders großen statischen Anforderungen an die Wand. Das gilt auch für Umschließungen der Baugrube. Hier auch dann Eisenbeton, wenn eine Zerstörung der hölzernen Wand für das Bauwerk schädlich wäre und wenn die Umschließung in trockener Lage dauernd sein soll.

4. Einzelstehende Holzwände mit Dichtung durch innen angenageltes wasserdichtes Segeltuch. Fig. 8.

Unter Absenkung des Wasserspiegels werden die unten einbetonierten Bohlen a zur Befestigung des Segeltuchs s an die Wand b von oben nach unten angenagelt.

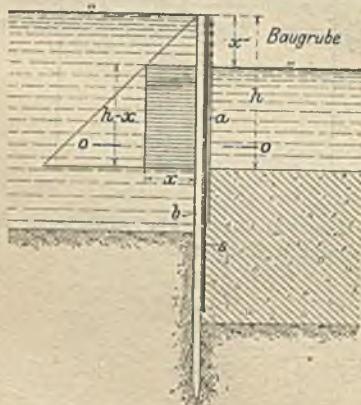


Fig. 8 a.

Bohlen als beiderseitig eingespannt mit der freien Länge $(h-x)$ und der spezifischen Belastung $\gamma e x$, daher Spannungsmoment $M = \frac{\gamma e x (h-x)^2}{12}$,
 daraus
 $M = \max$ für $x = \frac{h}{3}$,
 also
 $M_{\max} = \frac{\gamma e h^3}{81}$.

Schnitt o-o

Fig. 8 b.

Verwendbar nur bei Betonfundierungen und dann, wenn Segeltuch genügend tief, mindestens etwa 2,0 m, in das Betonbett eingreift.

Bei allen Fangedämmen wegen der stoßfreien Belastung und vorübergehenden Dauer große Materialbeanspruchungen zulässig, z. B. bei Kiefernholz

bei einjähriger Dauer	200 kg/qcm
„ zweijähriger „	150 „
„ dreijähriger „	u. mehr 100 „

Bestes Füllmaterial für Fangedämme sandiger Ton. Besondere Sorgfalt auf innige Verbindung desselben mit dem gewachsenen Boden.

Leitender Grundsatz für konstruktive Durchbildungen: Einheitlichkeit der Füllung nicht unterbrechen.

Trockenlegung der Baugrube durch pumpen innerhalb der Baugrube bis zur Sohle nicht immer durchführbar und nur dann statthaft, wenn mit ihr eine schädliche Lockerung der Sohle nicht verbunden ist. Bei großer Druckhöhe, starkem Wasserandrang und leicht beweglichem Boden ist daher entweder ein Gründungsverfahren einzuschlagen, das eine Trockenlegung der Sohle überhaupt nicht erforderlich macht, oder ein solches, bei dem das zu entfernende Wasser nicht gehoben, sondern — durch Preßluft — nach unten fortgedrückt wird.

Bei ausgedehnten und bis zu großer Tiefe trocken zu haltenden Baugruben kann es vorteilhaft sein, die Trockenlegung nicht auf die Baugrube zu beschränken, sondern auf eine allgemeine Grundwasserabsenkung in dem angrenzenden Gebiet auszudehnen.

Im übrigen sind an allgemeinen Regeln zu beachten:

1. Die Grundfläche der Baugrube ist so zu bemessen, daß sowohl der Pumpensumpf als auch die Zuleitungen zu ihm außerhalb des Fundaments angelegt werden können.

2. Der gegen Verunreinigungen zu schützende Pumpensumpf ist so tief und so groß anzulegen, daß das Wasser ihm mit genügendem Gefälle zufließen kann und daß das Saugrohr der Pumpe stets genügend Wasser in ihm vorfindet.

3. Bei Betonierungen in trocken zu haltender Baugrube ist darauf zu achten, daß das nach dem Pumpensumpf fließende Wasser den frischen Beton nicht auswäscht. Schwankungen des Wasserspiegels in der Baugrube möglichst zu vermeiden. Strömung darf nicht so stark sein, daß Sand mitgerissen wird, weil sonst unter dem Betonbett Hohlräume entstehen können. Wege des Wassers zum Pumpensumpf möglichst kurz, nötigenfalls Zwischensammelstellen. Die unterste Betonlage möglichst fett, damit sie sich der Sohle gut anschmiegt und weniger Ausspülungen erleidet. Besonders wichtig ist daher die richtige Bemessung der Pumpenstärke, die dem zu erwartenden Wasserandrang tunlichst anzupassen ist.

Die Vorausbestimmung der zu hebenden Wassermenge und der Pumpenleistung ist nur auf dem Wege des Versuchs möglich: wenn man mit einer Pumpe in der Baugrube oder — bei allgemeiner Grundwasserabsenkung — im Brunnen bei dauernder Förderung einer sekundlichen Wassermenge q eine dauernde Spiegelsenkung h bewirkt, dann berechnet sich angenähert die sekundliche größte Fördermenge Q für die geforderte Spiegelsenkung H aus der Beziehung

$$Q = q \sqrt{\frac{H}{h}}$$

Q mit der Zeit abnehmend, da Zufluß stetig kleiner wird.

Schon das Abpumpen von in Rohrbrunnen umgewandelten Bohrlöchern gibt einen für Veranschlagungen wertvollen Anhalt. Daher dringend zu empfehlen, im Grundwassergebiet schon bei den Bodenuntersuchungen die Wasserstände in den Bohrlöchern einzunivellieren: dadurch zugleich festgestellt, ob Grundwasser in Bewegung oder in Ruhe. Ferner mindestens ein Bohrloch oder einen Versuchsschacht vorübergehend abzupumpen. Gegebenenfalls Handpumpen schon genügend.

Wahl der Gründungsart nach den Boden- und Wasserverhältnissen. In den meisten Fällen werden verschiedene Gründungsarten miteinander in Wettbewerb treten. Dann Entwürfe für jede derselben und vergleichende Kostenanschläge. Bei gleicher Sicherheit in der Regel der billigste auszuführen,

Die wichtigsten Gründungsarten.

1. Fundamentverbreiterung behufs Anpassung des Bauwerkdruckes an die zulässige Bodenpressung.

a) Mauerwerk oder Stampfbeton. Ist (Fig. 9)

G das Gewicht des Bauwerks über der Erde,

α die Fundamentaualadung,

$m = \text{ctg } \alpha$,

p die spezifische Bodenpressung,

M das in der Ebene XX auftretende Biegemoment,

dann ist

$$M = \frac{p (m h)^2}{2} = \frac{\sigma h^2 \cdot 1}{6}$$

Für derartige Rechnungen darf man, da man es bei Fundamentverbreiterungen mit wenig tragfähigem Baugrunde, also mit kleinem p zu tun hat, die zulässige Zugbeanspruchung σ des Fundamentkörpers gleich p setzen.

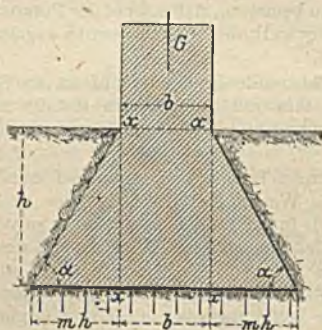


Fig. 9.

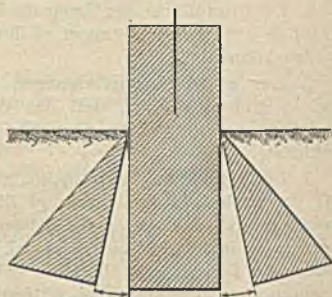


Fig. 10.

Mithin

$$m = \sqrt{\frac{1}{3}} = \approx 0,6.$$

Ferner ist

$$p = \frac{G}{b + 2mh} + \gamma h,$$

somit für $\gamma = 2 \text{ t/cbm}$

$$p = \frac{G}{b + 1,2h} + 2h.$$

Am einfachsten, für h probeweise Werte annehmen und fordern, daß $p_{\text{berechnet}} \leq p_{\text{zulässig}}$.

Beispiel:

$G = 70 \text{ t}$, $b = 1,0 \text{ m}$, $p_{\text{zul.}} 22 \text{ t/qm}$, $h_{\text{angen.}} = 3,0 \text{ m}$, $mh = 1,8$

$$p = \frac{70}{4,6} + 6,0 = 21,2 \text{ t/qm} < p_{\text{zul.}}$$

Breite der Fundamentsohle = $1,0 + 2 \cdot 1,8 = 4,6 \text{ m}$.

Bei solchen Fundamenten treten die größten Zugspannungen in der Sohle auf (Fig. 10). Es empfehlen sich daher hier Eiseneinlagen, wodurch bei gleicher Widerstandsfähigkeit sowohl h als auch p verkleinert werden.

Beispiel (Fig. 11 und 12): G und Fundamentbreite wie vor.

$$h_{\text{angen.}} = 1,0 \text{ m}.$$

Bewehrung durch zehn 20-mm-Rundeisen.

Dann ergibt sich für $n = 15$ und ohne Berücksichtigung der Zugspannungen im Mauerwerk bzw. Beton:

$$p = \frac{70}{4,6} + 2 \cdot 1,0 = 17,2 \text{ t/qm}$$

$$\kappa = 25,9 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 24,35 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_s = 1004,0 \text{ kg/qcm.}$$

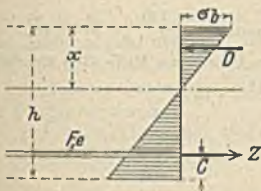


Fig. 11.

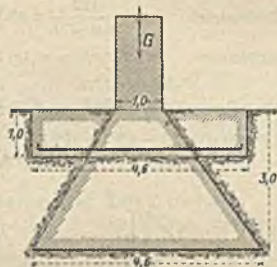


Fig. 12.

b) Der liegende Rost oder Schwellrost aus Holz oder sich kreuzenden und von Beton umhüllten Lagen von I-Trägern oder alten Eisenbahnschienen. Wenn aus Holz, dann stets unter Wasser. Neben der Aufgabe, bei der Herstellung des Fundamentes diesem eine feste Unterlage zu bieten, soll er auch die Sohlen verbreiteter Fundamente gegen Aufreißen sichern. Deshalb Ausbildung nach Fig. 13, wenn Zugfestigkeit in der Querrichtung und umgekehrte Anordnung, d. h. Längsschwellen zu unterst und darüber Querschwellen, wenn Zugfestigkeit in der Längsrichtung erforderlich ist. Zwischenräume mit Beton usw. sorgfältig austampfen. Sicherung gegen etwaige Unterspülung durch Spundwände — zuerst zu schlagen! —, die aber nicht mit tragen dürfen.

Anwendung bei gleichmäßigem Baugrunde und Bauwerken großen Umfanges und verhältnismäßig kleinen Eigengewichts: Hochbauten, Durchlässen usw. Ungleiches Setzen durch möglichst gleichmäßige Lastverteilung zu vermeiden.

c) Umgekehrte Gewölbe: durch Verbindung einander paralleler Fundamente verteilen sie den Druck auf die dazwischenliegenden Grundflächen.

Berechnung nach Fig. 14.

Form und Stärke des Gewölbes probeweise anzunehmen. Ferner Annahme, daß Scheitel- und Kämpferdruck in Fugenmitte angreifen.

Am besten zeichnerische Untersuchung.

Es seien

G_1 das Gewicht der Seitenmauer,

G_2 das Gewicht des halben Gewölbes nebst Unterfüllung,

dann ist

$$1. \quad \Sigma(G) = G_1 + G_2 = \Sigma(D).$$

$$2. \quad H = H.$$

$$3. \quad H \cdot h = \Sigma(G) r.$$

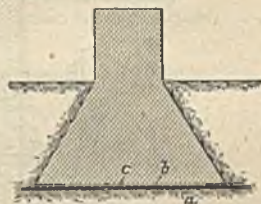


Fig. 13.

a Querschwellen; b Längsschwellen mit a überschritten und ins Mauerwerk eingreifend. Dazwischen Bohlenbelag c.

$$\text{Größte Gewölbebeanspruchung } \sigma = \frac{K}{d \cdot 1}$$

$$\text{Bodenpressung } p = \frac{\Sigma(G)}{b \cdot 1}$$

Untersuchung für 1 m Bauwerkstiefe.

Mauerlast = 100 t,

Gewicht des Gewölbes einschließlich Untermauerung = 12 t.

$$\text{Bodendruck: } \sigma_b = \frac{112}{6,0 \cdot 1,0} = 18,7 \text{ t/qm,}$$

$$\text{Erddruck: } \varphi = 36^\circ, \quad \gamma_e = 1,6 \text{ t/cbm,} \quad E = \frac{1,6}{2} \cdot 4 \cdot 8^3 \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 4,8 \text{ t,}$$

$$H = 204 \text{ t,} \quad K = 220 \text{ t,} \quad \sigma_{\text{Gewölbe}} = \frac{220}{0,77 \cdot 1,0} = 286 \text{ t/qm.}$$

Ankerkraft = $H - 4,8 \text{ t} = 199,2 \text{ t,}$ Abstand des Ankers von Mitte Gewölbescheitel

$$b = \frac{112 \cdot 2,22 - 4,8 \cdot 1,215}{204} = 1,19 \text{ m.}$$

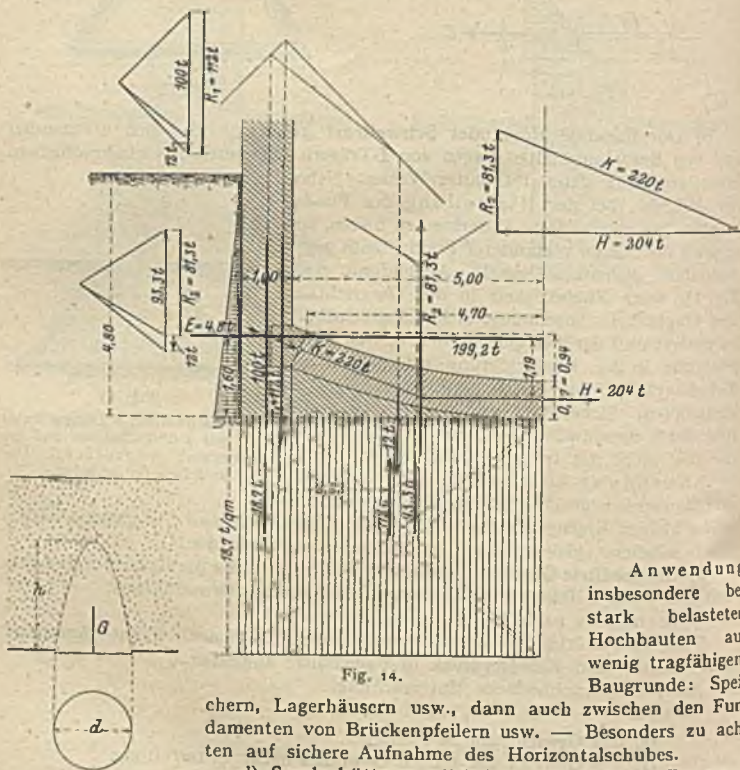


Fig. 14.

Fig. 15.

Anwendung insbesondere bei stark belasteten Hochbauten auf wenig tragfähigem Baugrunde: Speichern, Lagerhäusern usw., dann auch zwischen den Fundamenten von Brückenfeilern usw. — Besonders zu achten auf sichere Aufnahme des Horizontalschubes.

d) Sandschüttung soll bei ungleichmäßigem Baugrund den Druck des Bauwerks auf die ganze Grundfläche verteilen und ein Einsinken besonders stark belasteter oder nicht genügend unterstützter Stellen verhindern. Das kann sie im trockenen Zustande, da ihr Druck auf einzelne Stellen des Bodens dann ein gewisses Maß nicht überschreitet. Die Höhe des parabolischen Sandkörpers (Fig. 15).

der unmittelbar auf dem Boden lastet und sich nicht seitwärts überträgt, ergibt sich aus

$$h = \frac{d}{4\mu \cdot C},$$

wo μ gleich $\operatorname{tg}\varphi$ die natürliche Böschung des Sandes und

$$C = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Für $\varphi = 36^\circ$ wird $h = \approx 1,4 d$.

Die Belastung der nachgebenden kreisförmigen Bodenfläche vom Durchmesser d ermittelt sich aus

$$G = \frac{d^3 \cdot \pi \gamma}{32 \cdot \mu C}.$$

Für $\varphi = 36^\circ$ und $\gamma = 1,6 \text{ t}$ wird $G = \approx d^3$ in t, wenn d in m.

Bei Schüttungen, die nicht die Höhe h erreichen, ist die entsprechende Belastung gleich dem Gewicht des innerhalb der Schüttung liegenden Teils. Anwendung besonders im Hochbau. Nicht im offenen Wasser!

e) Pfahlgründung.

α) Zur Verdichtung des Bodens. Lastübertragung durch Reibung. Pfähle nicht reihenweise, sondern im Versatz, am besten in den Ecken gleichseitiger Dreiecke.

Zulässige Pfahlbelastung allgemein gleich $R \pi d l$, wo R Reibung in t/qm, d Pfahldurchmesser und l Pfahllänge in m.

Man rechne wegen des weichen Bodens

$$\begin{array}{ll} \text{bei Holzpählen} & R = \approx 1,0 \text{ t/qm} \\ \text{„ gewöhnlichen Betonpfählen} & R = \approx 1,2 \text{ „} \end{array}$$

Beispiel: Holzpfehl, 5 m lang und 32 cm Durchmesser, darf belastet werden mit

$$1,0 \cdot 3,14 \cdot 0,32 \cdot 5,0 = 5 \text{ t}.$$

Solche Schätzungen durch Belastung von Probepfählen stets nachprüfen.

Einen sicheren Anhalt für die zulässige Belastung geben allerdings erst die zuletzt eingetriebenen Pfähle, da erst bei diesen die Verdichtung des Bodens zur vollen Wirkung kommt. Verdichtung des Bodens erheblich zu fördern durch vorher einzuschlagende Umschließungswände. Wirksamste Verdichtung aber erzielt durch Betonpfähle oder -pfeiler, die in vorher hergestellte Löcher so fest eingestampft werden, daß hierbei der nachgiebige Boden seitlich verdrängt und der Pfahldurchmesser größer wird als der Lochdurchmesser.

Bauweise Dulac, Simplex- und Straußpfähle (Fig. 16). Bei den letzteren wird namentlich in weichere Bodenschichten eine größere Betonmenge seitlich eingepreßt als in festere Schichten, so daß ein Straußpfahl in den weichsten, am wenigsten tragfähigen Schichten die größten Durchmesser aufweist: die Ungleichmäßigkeiten des Bodens werden zur Vergrößerung der Reibung benutzt.

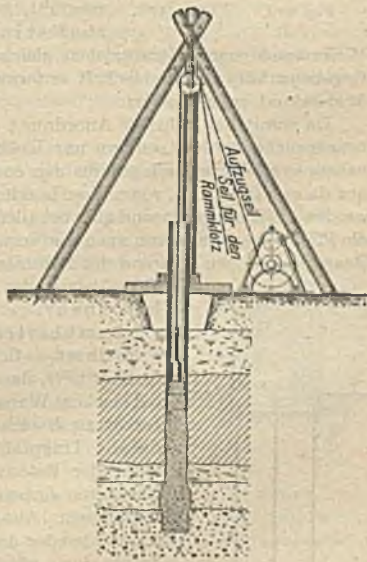


Fig. 16. Straußpfahl.

Man rechne bei solchen eingestampften (nicht eingerammten) Betonpfählen mit einem Reibungswiderstand von etwa 2,0 t/qm Pfahlumfang.

Anwendung. Wenn fester Baugrund so tief liegt, daß er nur mit unverhältnismäßig langen Pfählen (> 15 m) zu erreichen sein würde und wenn Last gleichmäßig verteilt ist.

β) Übertragung der Last auf eine tiefliegende feste Bodenschicht. Man rechne für einen Holzpfehl oder eingerammten Eisenbetonpfahl von 30 cm Durchmesser, der unten mindestens 1 m in festem Sand- oder Tonboden steht, eine zulässige Belastung von 20 t und lasse die zulässige Belastung proportional zum Pfahlquerschnitt zunehmen. Einzurammende Holzpfähle aber auch so stark, daß sie unter den Schlägen des Rammbarrens nicht knicken. Man rechne

bei Rundpfählen für 3 m Länge etwa 25 cm

„ Spundbohlen „ 2 „ „ „ 8 „ Stärke,

und für beide etwa $1\frac{1}{2}$ cm Mehrstärke für jeden Meter Mehrlänge.

Bei eingestampften, gleichstarken Betonpfählen erhöht sich die zulässige Belastung auf etwa 40 t.

Bei den Eisenbetonpfählen, heute meist in wagerechter Lage gestampft, soll die Längsarmierung mit Rundeisen meist nur dem Ausknicken beim Rammen vorbeugen und die beim Transport etwa entstehenden Biegungsbeanspruchungen aufnehmen. Von größter Wichtigkeit für die Haltbarkeit der Pfähle während des Rammens ist die sorgfältige Ausbildung der Querverbindungen sowie von Jungfer und Schlaghaube, die das Absplittern am Pfahlkopf verhüten sollen.

Die nicht ganz im Boden stehenden Pfähle sind so anzuordnen, daß sie nur axial, nicht auf Biegung beansprucht werden. Wo daher (Fig. 17) die Kraft- richtung R mit der Pfahlrichtung I nicht zusammenfällt, ist mit dem Pfahl I ein Schrägpfehl II zugfest zu verbinden. Dann I auf Zug beansprucht.

Widerstand gegen Herausziehen gleich der zulässigen Belastung anzunehmen! Gegebenenfalls den Pfahlschaft so formen, daß er dem Herausziehen besonderen Widerstand entgegengesetzt.

Da somit bei richtiger Anordnung die Fundamentpfähle nicht auf Biegung beansprucht werden, sondern nur Kräfte in ihrer Längsrichtung aufzunehmen haben, so sind Eiseneinlagen für den endgültigen Zustand der Pfähle im Bauwerk nur dann erforderlich, wenn diese in erheblichem Maße auf Knickung beansprucht werden. Eiseneinlagen sind aber bei allen einzurammenden Pfählen notwendig, um die Pfähle gegen die wenn auch nur vorübergehenden, aber außerordentlich hohen Beanspruchungen während des Rammens widerstandsfähig zu machen. Über die Berechnung der Eisenbetonpfähle vgl. Kap. „Eisenbetonbau“.

Lastübertragung auf die Pfähle durch hölzernen Schwellrost — Berechnung von Holzstärken überflüssig — bedingt tiefe, dauernd unter Wasser bleibende Lage, daher bei starkem Wasserandrang oft schwierig auszuführen und besser zu ersetzen durch eine Lage von Schüttbeton, in die die Tragpfähle mindestens 30 cm eingreifen müssen. Höhe der Betonschicht mit Rücksicht auf Biegung und Abscheren zu berechnen. Meist aber überreichliche Stärke vorhanden. Auf Beton- und Eisenbetonpfähle wird die Last entweder durch eine armierte Betonplatte oder aber durch einen massiven Betonkörper übertragen.

Bei gleicher Höhenlage der Stützen (Fig. 18) würde der

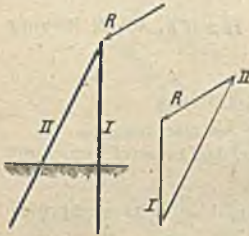


Fig. 17a.

Fig. 17b.

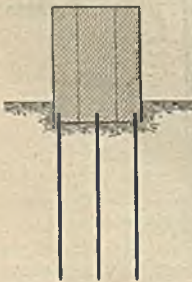


Fig. 18.

mittlere Pfahl eine stärkere Belastung erfahren als die äußeren. Es ist aber die Annahme gestattet, daß sich die anfänglich stärker belastete Mittelstütze so lange senken wird, bis alle Pfähle den gleichen Lastanteil erhalten.

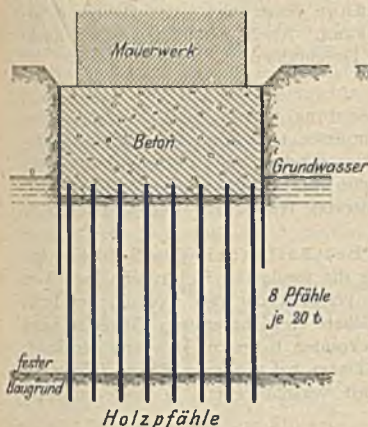


Fig. 19.

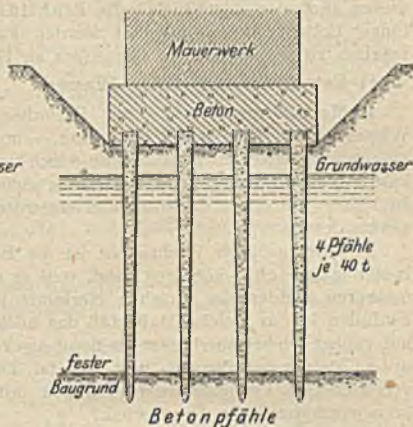


Fig. 20.

Anwendung. Wenn fester Baugrund nicht tiefer als etwa 15,0 m und die darüber anstehenden Schichten frei von größeren Hindernissen sind, also ein Durchrammen usw. gestatten (Fig. 19 und 20).

Eintreiben der Pfähle.

Rammen. Beim Einrammen erleidet der Pfahl Erschütterungen, durch die die Reibung zwischen Pfahl und Erdreich vorübergehend vermindert wird. Das Einsinken des Pfahls unter ruhender Belastung vermehrt aber diese Reibung. Es ist daher eine Gleichsetzung des Tragvermögens und Rammwiderstandes zu verwerfen, und es läßt sich aus dem Verhalten des Pfahls unter den Schlägen des Rammjärens mit Hilfe von Rammformeln ein Schluß auf sein Tragvermögen nicht herbeiführen.

Der Rammwiderstand ist wesentlich abhängig von der Zeitfolge der Schläge: je flüssiger der Boden, um so rascher die Aufeinanderfolge der Schläge. Also in wasserhaltigem Sandboden schnellschlagende Rammen.

Da der Pfahl um so leichter eindringt, je flüssiger der Boden, so ist es bei Rammungen im Sandboden vorteilhaft, der Pfahlspitze Druckwasser zuzuführen: gegebenenfalls lassen sich Pfähle unter Zuhilfenahme ruhender Belastung lediglich einspülen. Alsdann bei umfangreichen Rammarbeiten Pfahlschuhe mit Spülvorrichtung! Eiserne Pfahlschuhe auch in steinigem Boden. Namentlich zu achten auf eine feste Verbindung zwischen Pfahl und Schuh und bei hölzernen Pfählen auf eine genügend große Auflagerfläche $a b$ (Fig. 21).

Endlich lassen sich die Pfähle, mit Schraubenschuhen armiert, einschrauben. Bei festem Boden aber Widerstand leicht so groß, daß Holzpfahl durch Torsion bricht. Deshalb als Schraubensepfähle fast stets eiserne Pfähle. Namentlich verwendet zu provisorischen Bauten, da der eiserne Pfahl nicht von unbegrenzter Dauer. Gegebenenfalls Rostschutz durch Betonumhüllung. Besonders häufige und zweckmäßige Verwendung bei Landungsbrücken an der Seeküste, da Schraubensepfähle auch gegen Auftrieb sehr sicher sind. Mit dem eisernen Pfahlrohr wird die Schraube aus Gußstahl drehfest verbunden. Je fester der Boden, um so größer



Fig. 21.

die Zahl der Umgänge. Der mit dem Einschrauben verbundene Vorteil der Erschütterungsfreiheit — von Bedeutung bei Gründungen in großer Nähe von Bauwerken — wird namentlich auch erreicht bei den Straußpfählen. Bei diesen auch der Vorteil, daß die Pfahllänge genau dem beim Bohren erhaltenen Bodenbefunde angepaßt werden kann. Auch Eisenbetonpfähle nachträglich zu verlängern, im Gegensatz zu Holzpfählen.

f) Betonröndung unter Wasser.

1. Materialfragen. Alle zur Betonbereitung verwendeten Materialien — Wasser, Sand, Kies oder Steinschlag — müssen rein sein, um eine feste Ver kittung der einzelnen Bestandteile durch das Bindemittel zu ermöglichen. Sehr kaffes Wasser verzögert die Erhärtung nicht unerheblich, warmes befördert sie. In kalter Jahreszeit daher mäßig angewärmtes Wasser zur Betonbereitung zu verwenden.

Von der größten Wichtigkeit ist die Beschaffenheit des Sandes. Am besten gemischt-körniger Sand, weil er die wenigsten Hohlräume hat. Von mehreren Sanden der gleichen Herkunft verdient der den Vorzug, der beim Einfüllen in das gleiche Maßgefäß das höchste Gewicht erzielt. Scharfer Sand mit rauher Oberfläche besser als Sand aus runden Körnern. Je besser der Sand, um so kleiner der Zement- usw. Zusatz. Daher bei größeren Bauausführungen vergleichende Festigkeitsbestimmungen mit verschiedenen, in weiterem Umkreis vorkommenden Sandsorten.

Kies kommt als Flußkies und Grubenkies vor. Für die Verwendung von Kies spricht, daß oft in ihm alle Korngrößen vertreten sind, sein Gesamtporenvolumen daher verhältnismäßig klein ist. Ist dem Kies Sand beigemischt, dann bei der Betonbereitung Arbeitersparnis. Da im Flußkies der Sandanteil meist gering ist, auch die Körner glätter sind als bei Grubenkies, er auch bei schiffbaren Flüssen häufig durch Kohle, Aschenreste usw. verunreinigt ist, so ist Grubenkies im allgemeinen vorzuziehen, aber in der Regel durch Waschen von lehmigen Beimengungen zu befreien.

Das beste Schottermaterial liefern die sogenannten Hartgesteine: Granit, Gneis, Quarzit, Grauwacke; Grünstein, Basalt usw. Die Steine sollen möglichst grobkörniges Gefüge haben, weil sich dann viel Grus ergibt. Dieser bildet durch Ausfüllen der größeren Hohlräume einen wertvollen Bestandteil des Schotters und ist daher nicht auszusieben.

Soll Beton wasserdicht sein, dann dem Zementmörtel hydraulischen oder auch Fettkalk zusetzen. Die Dicke der Betonschicht ist von nur geringem Einfluß auf ihre Wasserdichtigkeit.

Traubeton dann zu verwenden, wenn die Verzögerung der Erhärtung gefordert wird.

Die Zusammensetzung des Betons muß für jeden einzelnen Fall besonders bestimmt werden. Der Beton soll nicht fetter, aber auch nicht magerer werden, als zur Erreichung der verlangten Eigenschaften notwendig ist. Wenn im Beton der Zuschlag in möglichst allen Korngrößen vorhanden ist und sorgfältig gemischt wurde, so daß die Hohlräume auf die Größe beschränkt sind, bei der nur eine dünne Umhüllung aller Körper stattfindet, dann ist der Mörtelbedarf am kleinsten. Über Berechnung des Materialbedarfs sowie über die Festigkeitseigenschaften des Betons vgl. Kap. „Baustoffe“.

2. Ausführung. Schüttbeton oder Naßbetonierung nur dann, wenn Baugrube nicht trocken zu legen ist. Sonst Trockenbetonierung, mit der fast stets ein Stampfen des Betons verbunden wird. Infolge des Überschusses an Wasser, der trotz größter Sorgfalt nie ganz zu verhindernden Entmischung des Betons beim Versenken durchs Wasser und endlich des Fortfalles des Stampfens kann unter Wasser geschütteter Beton nicht die Festigkeit des über Wasser gestampften erreichen. Stampfbeton magerer als Schüttbeton. Versenken des Betons durchs Wasser macht einen größeren Apparat an Rüstungen, Versenk-

einrichtungen usw. notwendig. Dieser kommt bei der Trockenbetonierung in α -Fall, dafür aber bei dieser Kosten der Wasserhaltung.

Bei der Versenkung des Betons den freien Fall des Betons durchs Wasser so kurz wie möglich machen, da selbst bei kurzem Fall und ruhigem Wasser eine Entmischung eintritt. Ferner ist der frisch geschüttete Beton gegen Ausspülung zu schützen. In fließendem Wasser ist eine dichte Umschließung der Baugrube unerlässlich. Kasten- oder Trichterschüttung. Trichterbeton dichter als Kastenbeton, daher Trichterschüttung im allgemeinen vorzuziehen, trotz der kostspieligen Versenkungseinrichtungen. Da Trichter stets bis über Wasser gefüllt bleiben müssen, so sind Trichterschüttungen ohne Unterbrechung auszuführen: nur bei Verwendung von Traßbeton Arbeitspausen gestattet, aber nicht empfehlenswert. Die Hauptgefahr bei jeder Unterbrechung einer Naßbetonierung liegt in den dann eintretenden Schlammbildungen, durch die die Homogenität des Betonkörpers zerstört wird. Von großer Bedeutung bei Trocken-, Schleusen usw.

3. Berechnungen. Es wird hier stets vollkommen durchlässiger, reiner Sandboden mit vollem Wasserauftrieb vorausgesetzt. In tonhaltigem Sande und überhaupt in allen unvollkommen durchlässigen Bodenarten läßt sich der Wasserdruck gegen die Betonsole nur durch besondere Versuche in jedem Einzelfall ermitteln.

Fig. 22 und 23 stellen Pfeilergründungen dar mit Segeltuch- und Kastenfangdamm.

Bei der Ausführung nach Fig. 22 ergibt sich die Stärke des Betonbettes aus

$$\gamma_1 d = \gamma h.$$

Für $\gamma_1 = 2$ — Raumeinheitsgewicht des Betons — wird

$$d = \frac{h}{2}.$$

Für den Fall der Fig. 23 muß zunächst sein:

$$G_1 + \gamma_1 d L \geq \gamma h L$$

d aus

$$M = \frac{(\gamma h - \gamma_1 d) L^2}{12} = \frac{\sigma d^2}{6},$$

wo σ zulässige Zugbeanspruchung des Schüttbetons.

Wegen der einmaligen und nur kurze Zeit andauernden Beanspruchung während der Bauausführung darf man sich mit zweifacher Sicherheit begnügen, daher

$$\sigma = \infty 30 \text{ bis } 35 \text{ t/qm.}$$

Anwendung. Bei Bauausführungen in offenem Wasser und unter starkem Grundwasserandrang, wenn Boden in mäßiger Tiefe — bis etwa zu 3,0 m — fest und Trockenlegung der Baugrube bis zu dieser Tiefe vermieden werden soll oder unmöglich ist. Immer Umschließung des Betons durch Bohl-, Spund- oder Pfahlwände. In offenem Wasser Schüttbeton möglichst bis Niedrigwasser dann Mauerwerk oder Stampfbeton usw. im Schutze von Fangdämmen.

g) Brunnen Gründung. Brunnen, stets bis auf den tragfähigen Baugrund abzusinken, aus Mauerwerk (am besten Ziegelmauerwerk), Stampfbeton, Eisen-

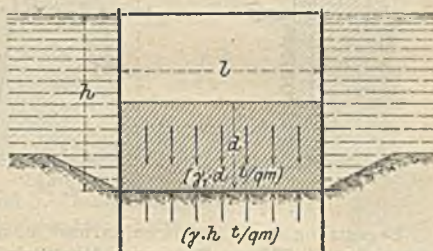


Fig. 22.

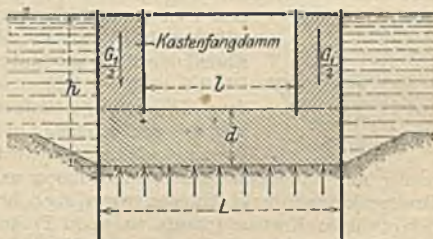


Fig. 23.

beton oder Eisen. Mauerwerk und Stampfbeton bei Absenkungen auf dem Lande und bei hindernisfreiem Boden. Eisenbeton bei Hindernissen im Boden, die eine ungleichmäßige Unterstützung des Brunnenkörpers während der Absenkung und dadurch Zugbeanspruchung in diesem hervorrufen können. Eisenbeton auch bei Absenkungen durch offenes Wasser, wenn Brunnen an Gerüsten aufgehängt werden. In letzterem Falle auch Eisen, jedoch Mäntel aus Eisenbeton wegen ihres das Absenken erleichternden Eigengewichtes, und da eiserne Mäntel stets durch diesen vorzuziehen. Überhaupt leitender Grundsatz: Eigengewicht, d. h. Mantelstärke des abzusenkenen Brunnenkörpers möglichst groß: nur Rücksicht auf den zum bequemen Ausheben des Bodens erforderlichen Lichtraum.

Grundflächengröße der zulässigen Bodenbeanspruchung anzupassen. Form der Grundfläche möglichst Kreisfläche, sonst nach der Form des zu tragenden Bauwerkes sich richtend.

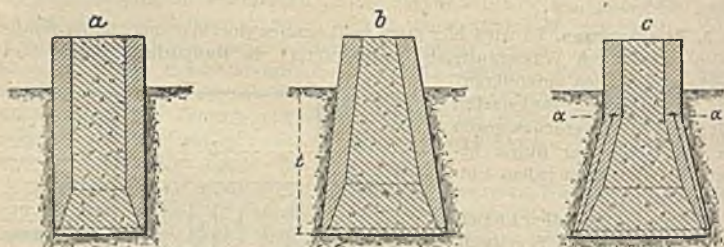


Fig. 24.

Begrenzung des Längenschnitts nach *a*, *b* oder *c* (Fig. 24). *a*, wenn bei nicht sehr tragfähigem Baugrunde Mitwirkung der Reibung an den lotrechten Seitenwänden erwünscht ist. *a* aber auch dann, wenn ein sehr tragfähiger Baugrund ausgenutzt werden soll. *c* deshalb *b* vorzuziehen, weil man bei *b* sich auf Absenkungstiefe *t* festlegt. Tiefere Absenkung dann nur unter Übergang zur Form *c* möglich. Die bei *c* in der Fuge $\alpha-\alpha$ auftretenden Zugspannungen durch Eiseneinlagen aufzunehmen. Querschnitt der Brunnenkränze nach *a*, nicht nach *b* der Fig. 25, da Absenkung möglichst erleichtert werden muß. Form *a* zweckmäßig nur unter Verwendung von Eisen und Beton auszubilden. Hölzerne Brunnenkränze unzulässig, wenn auch bei untergeordneten Ausführungen der etwaigen Kostenersparnis wegen in Frage kommend.

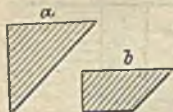


Fig. 25.

Bei starkem Wasserdrang Versenken tunlichst ohne Wasserschöpfen, d. h. Aushub des Bodens durch Baggerung. In Triebssand Versenkung auch so, daß man den auszuhebenden Sand durch Zuführung eines ununterbrochenen Druckwasserstrahls verdünnt und die dadurch erzeugte Mischung von Sand und Wasser mit einer Saugpumpe entfernt.

Beim Absenken der Brunnen in der Nähe bestehender Gebäude oder anderer Brunnen, und falls Boden ausgebagert wird, darauf zu achten, daß nicht mehr Boden entfernt wird, als durch den Brunnen verdrängt wird. Deshalb Belastung so groß, daß Brunnen stets willig nachsinkt. Bei rechteckigen Brunnen nach Fig. 26 durch die Form des Kranzes Segmente *S* abschneiden. Kranz dann Träger gleichen Widerstandes auf zwei Stützen.

Ausfüllung der Brunnenkörper am besten mit einem ganz mageren, tunlichst einzustampfen Beton oder Zement-Sand. Bei starkem Wasserandrang nur unterer Pfropfen aus gutem Schüttbeton, darüber gestampfter Magerbeton. Ausmauerung des Brunnenkerns bedeutet Verschwendung an Material und Arbeit. Bei Brunnen auf dem Lande genügt Ausfüllung mit

renem, fest einzuschlämmenden Sand, falls der Sand in frostsicherer Tiefe bleibt. Nur eiserne Brunnen sind durchweg mit einem guten Beton auszufüllen, da man auf dauernden Bestand der eisernen Schutzhülle nicht rechnen kann.

Statische Berechnungen.

1. Brunnenkranz. Berechnung nur notwendig, wenn Brunnenkranz aufgehängt wird, sonst nur bei geradlinig begrenzten Brunnen. Kranz als Träger auf zwei Stützen mit Belastung durch den Brunnenmantel von der Höhe gleich der Stützweite.

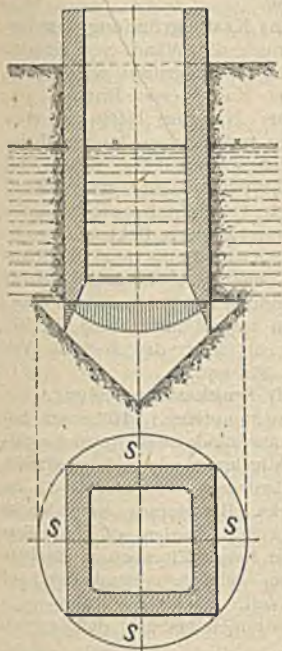


Fig. 26.

rechnen als Röhren mit äußerem Druck nach Bach:

$$r_a = r_i \sqrt{\frac{k}{k - 1,7 p}}$$

r_i = innerer Halbmesser in cm,

r_a = äußerer " " "

k = zulässige Druckbeanspruchung in kg/qcm,

$d = r_a - r_i$.

Bei eisernen Brunnen $d = r_a - r_i + c$.

c für Walzeisen 0,5 cm,

c „ Gußeisen 1,0 „

Bei eisernen runden Brunnen noch wagerechte Versteifungsrippen, deren Belastung bei gegenseitigem lotrechten Abstand $s = \sim 0,4 s p$ t/Längeneinheit.

3. Dicke der unteren Betonlage (Fig. 27) etwa gleich $\frac{h_1}{2}$. Bei geringerer Dicke als ringsum gestützte Platte mit Belastung γh_1 /qm zu berechnen.

2. Brunnenmantel.

α) Rechteckige Brunnen (Fig. 27).

Ungünstigster Fall: Brunnen wasserleer, von außen voller Druck wassergesättigten Sandbodens. Dann ist

$$E = \frac{\gamma h^2}{2} + \frac{(\gamma_n - \gamma) h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Für $\gamma = 1$, $\gamma_n = 2$
und $\varphi = 36^\circ$ wird

$$E = \frac{5}{8} \cdot h^2 \text{ in t} = \frac{p h}{2}$$

$$p = \frac{5}{4} h \text{ in t.}$$

Stärke d der untersten mit $p \cdot l$ belasteten Lamelle von der Höhe 1 aus:

$$\frac{p l^2}{12} = \sigma \cdot \frac{1 \cdot d^2}{6},$$

wo σ zulässige Zugbeanspruchung des Wandmaterials. Daher gegebenenfalls Eiseneinlage an der inneren Seite!

β) Runde Brunnen.

p so wie vor! Zu be-

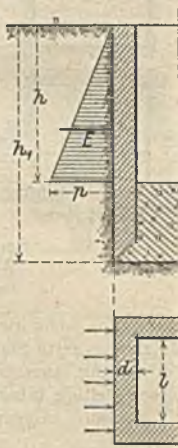
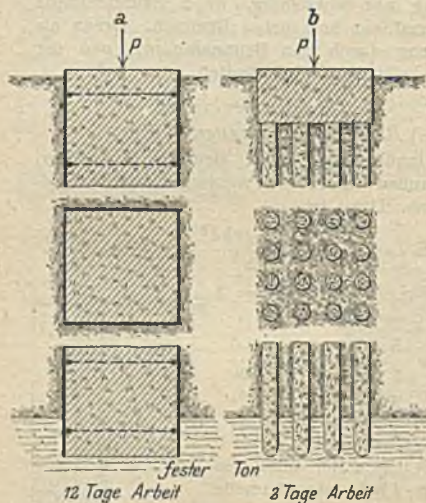


Fig. 27.

Anwendung. Wenn tragfähiger Baugrund erst in größerer Tiefe ansteht. Bei Tiefen $> \infty 8$ m nur dann noch empfehlenswert, wenn kein großer Wasserandrang oder wenn Boden frei von Hindernissen. Im Zweifelsfalle vorheriger Aufschluß durch Bohrungen an den Stellen der geplanten Brunnen. An Stelle von Gründungen auf eingerammten Pfählen dann, wenn mit Rücksicht auf bestehende Baulichkeiten die mit dem Einrammen verbundenen Erschütterungen vermieden werden sollen.



70% Ersparnis an Beton und Aushub. Keine Wasserhaltung!
Fig. 28.

nur dann, wenn Boden, am Gerüst hängend, versenkt werden soll. Auf dem Holzboden feste Seitenwände aus Mauerwerk oder besser Eisenbeton. Zugfeste Verbindung zwischen Seitenwänden und Boden, falls Schwimmkasten auf einem Helling erbaut und von diesem ablaufen soll.

Freibord mindestens 35 cm (Fig. 29). Schwimmen bedingt, daß

$$b z \gamma = \Sigma(G). \quad (1)$$

Stabilität beim Schwimmen fordert, daß der Schwerpunkt des schwimmenden Körpers tiefer liegt als der Angriffspunkt des Auftriebes, d. h.

$$y < \frac{z}{2}, \quad (2)$$

wo y der Abstand des Schwerpunktes S des schwimmenden Körpers vom Boden.

Um Forderung 2 zu erfüllen, auf dem Holzboden Mauerwerk oder Stampfbeton.

Wände gegeneinander abzusteifen und zu berechnen als durchgehende Träger oder — was genügend — als eingespannte Balken von Spannweite l . Unterste Lamelle hat Belastung h t/lfdm, daher

$$\frac{h l^2}{12} = \sigma \frac{d^3}{6},$$

wo wegen der kurzen vorübergehenden Belastung die zulässige Zugbeanspruchung des Mauerwerks usw. σ gleich 100 t/qm gesetzt werden darf.

Gegebenenfalls Eisenbetonwände oder statt geradliniger Wände kreisförmige (Figur 29), die nur auf Druck beansprucht werden. In letzterem Falle Wandstärkenberechnung wie unter g) 2., β).

In der Regel Absenken des Schwimmkastens auf eingerammte Pfähle. Verbindung zwischen Senkkasten und Pfählen nicht erforderlich. Nur wenn Boden in der Oberfläche sehr fest und Auswaschung der Sohle durch Strömung nicht zu befürchten ist, Absenkung unmittelbar auf die — vorher geebnete — Sohle.

Anwendung in offenem Wasser, wenn

1. besonders tragfähiger und nicht auswaschbarer Boden an der Sohle ansteht,
2. um bei tiefem Pfahlrost das Aufbringen des Schwellrostes unter Wasserhaltung zu vermeiden.

k) **Druckluftgründung.** Sie beruht auf der Verdrängung des Wassers durch verdichtete Luft und der Versorgung der unter Wasser im Senkkasten befindlichen Arbeiter mit frischer atmosphärischer Luft. Sie wird aber noch durch einen Umstand bedingt und begrenzt: die Fähigkeit des Menschen, in Druckluft zu leben und zu arbeiten. Nach dem Mariotteschen Gesetz ist die Elastizität und Dichtigkeit der Luft der verdichtenden Kraft direkt, dem

Volumen indirekt proportional: Luft, auf die Hälfte ihres Volumens zusammengepreßt, besitzt 2 Atm. Spannung oder 1 Atm. Überdruck usw. Da Wasserdruk mit rund 10 m Tiefe um 1 Atm. zunimmt, so kann Luft von 1, 2, 3 Atm. Überdruck das Wasser in 10, 20, 30 m Tiefe verdrängen, während die absolute Spannung der Luft 2, 3, 4 Atm. beträgt. Da aber das aus der Arbeitskammer verdrängte Wasser im Boden Widerstände zu überwinden hat, so muß der Überdruck höher sein als der nach der Absenkungstiefe berechnete. Senkkasten soll nur die Arbeitskammer bilden, daher im Lichten mindestens 2 m hoch. Versenkung unter Belastung durch den auf ihm ausgeführten und stets über Wasser bleibenden Mauer- oder Betonkörper. Nach Erreichung der tragfähigen Schicht Ausfüllung der Arbeitskammer.

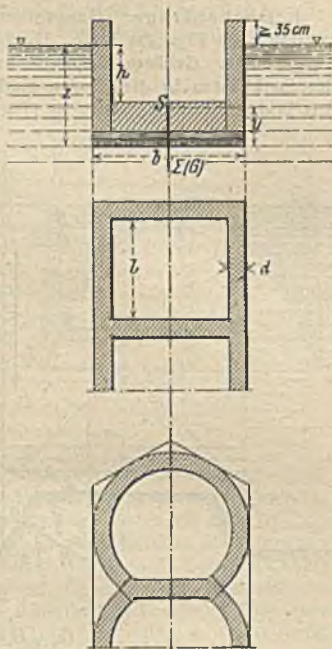


Fig. 29.

a

b



Ziegelmauerwerk



Bruchsteinmauerwerk



Stampfbeton

Fig. 30.

Statische Berechnung des Senkkastens.

α) Bei wagerechter Decke konsolartige Seitenwände als Stützen der Hauptquerträger, deren Abstand in nachfolgenden Berechnungen gleich 1 m angenommen ist.

1. Deckenträger (Hauptquerträger). Balken auf zwei Stützen mit Belastung nach Fig. 30a bis c. Hierbei nur sehr kleines Biegemoment in der Trägermitte. Größere Beanspruchung, wenn vor Einführung der Druckluft der Senkkasten in den Boden eindringt, während das fließende Wasser außen den Boden fortspült. Dann ist (Fig. 31) das Moment in der Trägermitte

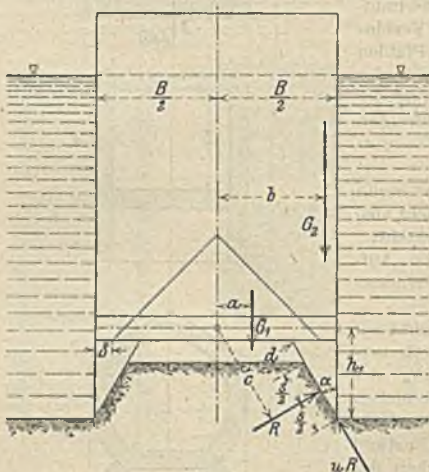


Fig. 31.

$$M_m = G_1 a + G_2 b - R c - \mu R d$$

und ferner

$$G_1 + G_2 = R \sin \alpha + \mu R \cos \alpha,$$

$$R = \frac{G_1 + G_2}{\sin \alpha + \mu \cos \alpha},$$

$$a = \frac{1}{3} \left(\frac{B}{2} - \delta \right);$$

$$b = \frac{1}{2} (B - \delta);$$

$$c = \frac{B}{2} \sin \alpha + h_1 \cos \alpha - \frac{s}{2};$$

$$d = \frac{B}{2} \cos \alpha - h_1 \sin \alpha.$$

G_1 und G_2 , letzteres soweit es unter Wasser, wegen Eintauchens um 1 t/cbm zu verkleinern.

Somit wird

$$M_m = \frac{G_1}{3} \left(\frac{B}{2} - \delta \right) + \frac{G_2}{2} (B - \delta) - \frac{G_1 + G_2}{\sin \alpha + \mu \cos \alpha} \left(\frac{B}{2} \sin \alpha + h_1 \cos \alpha - \frac{s}{2} + \frac{\mu B}{2} \cos \alpha - \mu h_1 \sin \alpha \right),$$

$$\delta = \approx 0,5 \text{ m}; \quad s = \approx 0,6 \text{ m}; \quad \mu = \approx 0,7.$$

s und μ übrigens von der Bodenart abhängig.

2. Seitenwände. Auch diese werden für den voruntersuchten Fall am ungünstigsten beansprucht. Größtes Moment M_1 in der Schnittebene XY (Fig. 32).

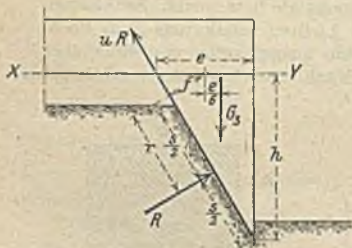


Fig. 32.

$$M_1 = \frac{G_3 \cdot e}{6} - R r + \mu R f,$$

$$r = \frac{h}{\cos \alpha} - \frac{e}{2} \sin \alpha - \frac{s}{2};$$

$$f = \frac{e}{2} \cos \alpha,$$

$$M_1 = \frac{G_3 \cdot e}{6} - R \left(\frac{h}{\cos \alpha} - \frac{e}{2} \sin \alpha - \frac{s}{2} - \mu \frac{e}{2} \cos \alpha \right).$$

β) Bei gewölbter Decke (Eisenbeton) (Fig. 33 von Dyckerhoff & Widmann) am besten statische Untersuchungen auf zeichnerischem Wege. Hierbei sowohl den vorigen Fall, als auch den mit innerem Überdruck untersuchen. Es empfiehlt sich, den Senkkasten in den drei Zuständen während des Absenkens durchs offene Wasser, beim Aufsetzen auf den Boden und bei Erreichung der größten Tiefe, in letzteren beiden Fällen mit und ohne inneren Überdruck, zu

untersuchen. In schwer durchlässigem Boden auch der Fall denkbar, daß Druckluft plötzlich nach oben entweicht und das Wasser nicht sofort nachsteigt.

Untere Zugstange zur Aufnahme der entstehenden Horizontalkräfte meistens erforderlich.

Bauliches. Bei großer Wassertiefe empfiehlt es sich stets behufs Entlastung der Aufhängespindeln den Körper auf dem Senkkasten zunächst als Hohlkörper auszuführen. Ist gleichzeitig die durchzusenkende Bodenschicht bei großer Mächtigkeit schlammartig, dann kann es zweckmäßig werden, den Senkkasten bis zur Erreichung der tiefliegenden tragfähigen Schicht aufgehängt zu lassen. Alsdann Verbindung der Hängespindeln mit dem oberen Rande einer stets über Wasser hinaufreichenden Ummantelung. Ausbildung dieser z. B. als mit Holzbohlen verschalteter Eisenfachkörper, der nach erfolgter Absenkung ausbetoniert wird.

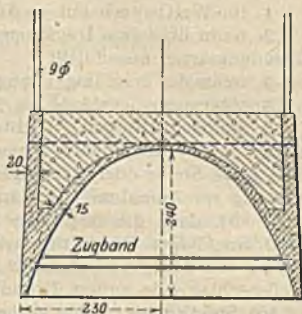


Fig. 33.

Fortfall der Deckenbleche der Arbeitskammer bei Bauwerken, die einem großen Auftriebe ausgesetzt sind — Trockendocks usw. —, von großer Bedeutung, weil nur dann die Ausmauerung der Arbeitskammer im Verein mit dem darüberliegenden Mauerwerk dem Auftrieb widersteht. Arbeitskammer alsdann sorgfältigst auszumauern und auszubetonieren, wobei Beton nicht durch die Luftschleuse hinuntergeworfen werden darf, weil sich dann die Einzelbestandteile nach Maßgabe ihrer verschiedenen Schwere voneinander trennen. Dies aber ohne Bedeutung bei Pfeilerfundamenten usw. Steht bei Pfeilern usw. der Senkkasten in solcher Tiefe, daß eine Unterspülung der Schneide ausgeschlossen ist, dann genügt Anfüllen des unteren Teils der Arbeitskammer mit Sand. Aber über diesem Beton oder Mauerwerk bis dicht unter die Decke, so daß diese überall voll gestützt wird.

Hölzerne Senkkästen bei sehr schlechtem Baugrund nur dann, wenn keine Verteuerung gegen Eisen, Eisenbeton oder Mauerwerk.

Alle Verschlüsse der Luftschleusen, Materialkammern, Arbeitskammern usw. müssen nach dahin aufklappen, von wo die Druckluft kommt, so daß beim versehentlichen Aufstehenlassen die Verschlüsse durch den Druck der Druckluft selbsttätig zugeschlagen werden. Dadurch wird es auch unmöglich, eine Tür zu öffnen, hinter der Druckluft ansteht.

Die in die Arbeitskammern geleitete Luft tunlichst rein und kühl! Leistungsfähigkeit des Kompressors so, daß er in einer Stunde die Arbeitskammer in der projektierten größten Gründungstiefe trockenlegen kann.

Dauer der Arbeitsschichten (nach Brennecke):

bis etwa $1\frac{3}{4}$ Atm. Überdruck	zweimal täglich	4 Stunden,
von $1\frac{3}{4}$ bis $2\frac{1}{2}$ „	„	einmal „ 6 „
„ $2\frac{1}{2}$ „ 3 „	„	„ 4 „
„ 3 „ $3\frac{1}{2}$ „	„	„ 3 „

Außerdem beim Einschleusen für je 1 Atm. Überdruck 8 Min.

„ Ausschleusen bis zu 1 „	„	5 „
„ „ „ $1\frac{1}{2}$ „	„	10 „
„ „ „ 2 „	„	20 „
„ „ „ $2\frac{1}{2}$ „	„	35 „
„ „ „ 3 „	„	50 „
„ „ „ $3\frac{1}{2}$ „	„	70 „

Der zum Ein- und Ausschleusen benutzte Raum so groß, daß auf jeden

der gleichzeitig Durchzuschleusenden mindestens $\frac{3}{4}$ cbm Raum entfällt. Gesamthalt mindestens 2,5 cbm.

Anwendung. Wenn Wasser vorhanden, aber nicht ausschöpfbar ist:

1. im Wettbewerb mit e) β), f) und g);
2. wenn über dem tragfähigen Baugrund ein hindernisreicher Boden andere Gründungsarten ausschließt;
3. wenn der tragfähige Baugrund sehr tief liegt.

Ausführungsmöglichkeit bis 35 m unter dem Wasserspiegel.

l) Steinschüttungen. Dichteste Lagerung bei Verwendung verschieden großer Steine. Im offenen Wasser seitliche Abdeckung entweder durch besonders große Steine oder Betonblöcke oder Pfahlwände. Erst nach längerer Ablagerung zur Aufnahme von Bauwerken geeignet. Ist Boden in der Oberfläche nicht fest, dann die tragfähige Schicht durch Baggerung frei legen oder den nicht tragfähigen Boden durch Steinschüttung verdrängen.

Anwendung besonders im Seebau — siehe dort —, wenn Strömung und Wellenschlag jede andere Gründungsart unmöglich machen.

m) Steinkisten. Sohle vorher ebenen durch Steinschüttung oder Sprengung. Durch die Steifigkeit der Kiste wird ungleichmäßiges Setzen erschwert.

Anwendung in offenem Wasser, festem Untergrunde und holzreichen Gegenden, falls keine Zerstörung durch den Bohrwurm — siehe Seebau — zu befürchten.

n) Zementierung von wasserhaltigen Kies- und Geröllschichten durch Einpressen von dünnflüssigem Zement. Auch in offenem Wasser bei nicht zu großer Tiefe zu verwenden, wenn die betreffenden Schichten auf Felsboden aufliegen.

o) Gefriergründung nach Pötsch. Wenn auch im Bergbau bei Schachtabtäufungen im schwimmenden Gebirge und bei großen Tiefen von Bedeutung geworden, so doch im Grundbau selten angewendet. Große Kosten und erheblicher Zeitaufwand für den Zusammenschluß der Frostkörper. Nur dort, wo Tiefen über 35 m unter Wasser erreicht werden sollen, als Fortsetzung der Druckluftgründung in Frage kommend.

p) Sicherung der Fundamente gegen Unterspülungen. Bester, aber auch teuerster Schutz durch Tiefgründung. Flachgründungen zu sichern durch Umschließungen mit Spundwänden und Befestigungen der Flußsohle. Sohlenauswaschung besonders dort, wo Strömung auf feste lotrechte Wände stößt: Vorköpfe von Strompfeilern, Ufermauern an einbiegenden Ufern.

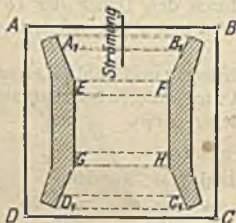


Fig. 34.

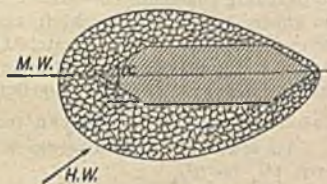


Fig. 35.

Kleinere Bauwerke, wie Durchlässe usw. am besten auf einem einheitlichen Betonbett $ABCD$ (Fig. 34), bei größeren Abmessungen und getrennten Fundamenten Herdmauern A_1B_1 und C_1D_1 , gegebenenfalls auch EF und GH . Zwischen diesen Herdmauern Abpflasterung der Sohle.

Bei Brückenpfeilern besonders der Vorkopf zu schützen. Jedoch zu beachten, daß bei $H. W.$ andere Strömungsrichtung möglich wie bei $M. W.$ Alsdann die von beiden Strömungen getroffenen Seiten besonders zu schützen (Fig. 35). Bei sehr beweglicher, feinsandiger Flußsohle und Flachgründung Winkel α

spitz. Befestigung der Flußsohle durch Steinschüttung, diese aber in die Sohle, gegebenenfalls vorher auszubaggern, versenken, nicht über die Sohle vortreten lassen!

II. Uferbau (Seeuferbau s. Seebau).

Bauweise verschieden, je nachdem das Ufer nur geschützt oder aber auch benutzt werden soll. Im ersten Falle Flachufer, im letzteren behufs Gewinnung von nutzbarer Wassertiefe Steilufer.

1. Flachufer, Böschungen.

a) **Stehendes Wasser, undurchlässiger Boden.** Von der Sohle bis zum Wasserspiegel natürliche Böschung, darüber die Böschung gegen die auswaschenden Wirkungen des abfließenden Tagewassers und des Wellenschlages durch eine Rasen- oder Pflasterdecke zu sichern. Letztere hier mit wasserdichten Fugen.

b) **Stehendes Wasser, durchlässiger Boden.** Wie vor, jedoch obere Decke wasserdurchlässig, damit sich hinter ihr nicht Sickerwasser ansammle. Unterbettung des Pflasters so, daß das durch die offenen Pflasterfugen austretende Sickerwasser feinen Sand usw. nicht mitreißen kann.

c) **Fließendes Wasser, undurchlässiger Boden.** Nur einbiegende Ufer gefährdet durch Unterwaschung des Böschungsfußes und Auskolkung der Sohle vor ihm bei H. W. — Da aber bei undurchlässigem Boden der Gegendruck des Wassers wirksam, so Einsturz des zu steilen oder gar überhängenden Tonufers häufig erst dann, wenn der Wasserspiegel sinkt und der Gegendruck des Wassers aufhört. Daher zunächst die Flußsohle gegen Auskolkungen, dann die untere Böschung gegen Unterwaschungen, und erst zuletzt die obere Böschung zu sichern. Da man aber mit einem Nachrutschen dieser Sicherungen wegen der nie ganz aufzuhebenden Beweglichkeit der Flußsohle zu rechnen hat, so sind starre Bauweisen grundsätzlich fehlerhaft, vielmehr nur solche in Frage kommend, die, durch ihr Gewicht selbstständig nachsinkend, den dauernden Schutz der unter Wasser befindlichen Uferteile gewährleisten. Sohlensicherung durch Grundswellen oder Schüttungen aus Steinen, Sinkstücken oder Senkfaschinen, darüber gleiche Bauweisen oder Deckwerke aus Faschinen. Über N. W. Decke aus Pflaster, Spreutlage usw.

d) **Fließendes Wasser, durchlässiger Boden.** Dann kein Gegendruck des Wassers, aber seitliches Eindringen des Hochwassers. Bei fallendem Wasser strömt das vorher eingedrungene Wasser zurück, und da es nicht so schnell das Ufer wieder erreichen kann wie die Spiegelsenkung im Flusse erfolgt, so bilden sich starke Quellen, die feineren Sand mit sich reißen, so daß nach jedem H. W. das Ufer einstürzt. Vor einbiegenden Ufern auch hier Gefährdung des Fußes durch Sohlensenkungen und Erosion der unteren Uferteile. Sicherungsmittel wie zu c). Pflaster wasserdurchlässig.

e) **Auf Schiffsstraßen** treten als neue angreifende Kräfte die längs der Ufer mit der Geschwindigkeit des fahrenden Schiffs rollenden Brandungswellen auf. Sie werden lediglich durch die Bugwellen hervorgerufen und sind — bei gleichem Wasserquerschnitt — nur abhängig von der Form und Geschwindigkeit der Schiffe. Sie machen eine durchgehende Befestigung der Ufer in der Ausdehnung ihres Wirkungsbereichs — etwa von 0,60 m unter bis 0,50 m über dem Wasserspiegel der Ruhe — erforderlich. Bei ihrer baulichen Ausbildung unter Beachtung der unter a) bis d) aufgestellten Gesichtspunkte noch Rücksicht auf den Schiffswiderstand zu nehmen (s. Schiffsstraßenkanäle).

2. Steilufer.

Bei ihnen muß der Druck der Hinterfüllungserde durch das Bauwerk aufgenommen werden. Den Untersuchungen über die Standsicherheit müssen

daher bestimmte, aber wegen unserer mangelnden Erkenntnis unsichere Annahmen über die Größe und Richtung des Erddrucks zugrunde gelegt werden. Da es sich somit mehr um Schätzungen als um genaue Berechnungen des Erddrucks handelt, so sind übermäßig genaue Rechnungen wertlos und irreführend. Viel wichtiger ist es, in jedem einzelnen Falle die physikalische Beschaffenheit des Hinterfüllungsbodens sorgfältig zu bestimmen. Dabei sind zu ermitteln das Raumgewicht des letzteren, sein natürlicher Böschungswinkel und das Maß seiner Kohäsion. Diese drei Größen sind abhängig von dem Grade der Durchnässung. Und da letztere allgemein den Erddruck vergrößert, so ist zur Hinterfüllung nur wasserdurchlässiger Boden — Sand, Kies oder Gerölle — zu verwenden und besondere Sorgfalt darauf zu legen, daß sich hinter der Stützwand Wasser nicht ansammeln kann. Steht daher die Wand in undurchlässigem Boden, auf den auch der durchlässige Hinterfüllungsboden zu liegen kommt, dann ist die Wand so auszubilden, daß das hinter ihr eindringende Sickerwasser durch sie hindurch abgeführt wird.

Reiner Sand ist in trockenem Zustand kohäsionslos, im feuchten Zustand aber bindig. Es empfiehlt sich aber, die alsdann vorhandene Kohäsion nur beim natürlichen Böschungswinkel zu berücksichtigen. Vorbehaltlich der Ergebnisse etwaiger Sonderermittlungen sei auf folgende Angaben verwiesen:

Raumgewicht. Man rechne nach Versuchen des Verfassers

für gewöhnlichen trocknen Sandboden	$\gamma_e = 1,6$ t/cbm,
„ feuchten	„ $\gamma_e = 1,8$ „
„ vollgesättigten	„ $\gamma_e = 2,1$ „

Natürlicher Böschungswinkel:

für gewöhnlichen trocknen Sandboden	$\varphi = 31^\circ$
„ feuchten	„ $\varphi = 40^\circ$
„ vollgesättigten	„ $\varphi = 29^\circ$



Fig. 36.

Dabei ist, wie Versuche des Verfassers ergeben haben, solange man es mit Sandboden zu tun hat, folgendes zu beachten.

Volle Sättigung ist nur bis zur ungefähren Höhe des jeweiligen Außenwasserstandes vorhanden. Mit sinkendem Außenwasser sinkt auch das Grundwasser unmittelbar hinter der Wand. Deshalb nehme man als ungünstigsten Zustand an: Niedrigwasser außen und Grundwasserspiegel in gleicher Höhe. Erde über dem Grundwasserspiegel bis zum Hochwasserspiegel nur feucht, über dem letzteren trocken. Diesen Annahmen entspricht das Schema der Fig. 36.

Richtung des Erddrucks. Auf Grund seiner Versuche empfiehlt Verf. mit einer Ablenkung der Richtung des Erddrucks durch Reibung nicht zu rechnen.

a) Bollwerke. Bauweisen. Entweder (Fig. 37) einteilige Wand, d. h. durchgerammte Pfähle *a* mit Verkleidung *b* zur Aufnahme und Übertragung des Erddrucks, oder (Fig. 38) zweiteilige Wand, d. h. untere Spundwand *a* mit aufgeständerter Wand *b*.

Da Holz über Wasser von beschränkter Dauer, so einteilige Bollwerke am zweckmäßigsten in Eisenbeton. Bei Bauweise nach Fig. 38 untere Spund-

wand auch in Holz, dann aber nur bis N. W., und auf dieser am besten verankerte Eisenbetonwand oder auch eiserne Ständer *b* mit Verkleidung *c* aus Monierplatten. Angriffspunkt des oberen Ankers so, daß Biegemomente am kleinsten.



Fig. 37.

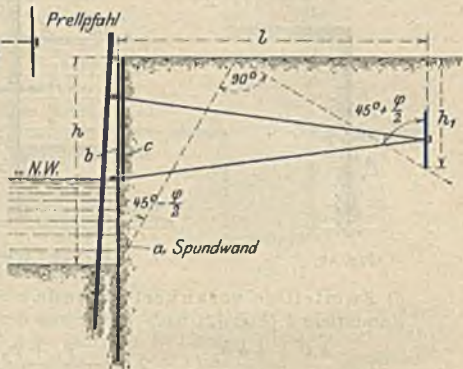


Fig. 38.

Ankerlänge verschieden, je nachdem Verankerung an Bock oder Wand. Im ersteren Falle (Fig. 39) muß Ankerbock in gewachsenem Boden stehen, im zweiten Falle (Fig. 38) muß sich der widerstehende Erddruck voll entwickeln können, d. h. es muß sein

$$l = h \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) + h_1 \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right).$$

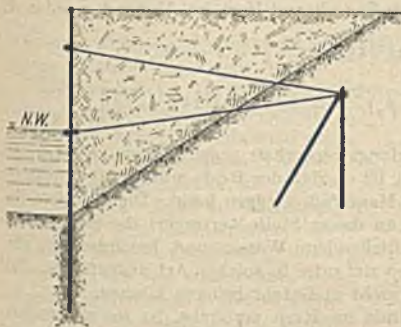


Fig. 39.

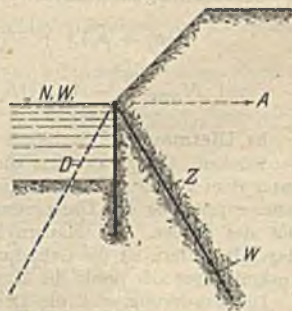


Fig. 40.

Wenn untere Spundwand den Fuß für eine Böschung bildet (Fig. 40), dann entweder Verankerung *A* oder in zugfester Verbindung mit der Spundwand Zugpfähle *Z*, die gegen Herausziehen gegebenenfalls durch Wulste *W* zu sichern sind. Ersatz von *Z* durch Druckpfähle *D* möglich, die ebenfalls mit der Spundwand zugfest zu verbinden sind.

Berechnung der Standsicherheit. (Nur für reinen Sandboden gültig!)

α) Einteilige unverankerte Wände (Fig. 41).

Rammtiefe gleich freier Höhe. Größtes Biegemoment in A gleich etwa

$$\frac{p h^2}{4},$$

wo

$$p = \gamma_e h \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right).$$

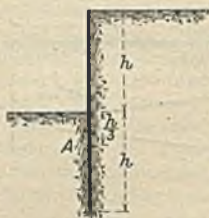


Fig. 41.

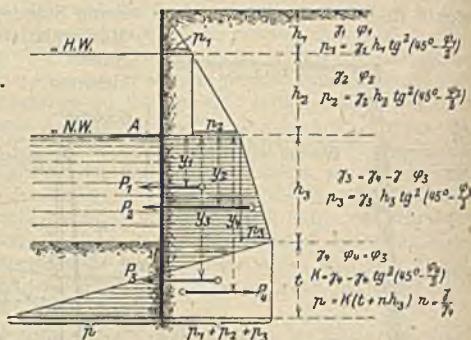


Fig. 42. Werte für reinen Sand nach Fig. 36.

β) Zweiteilige verankerte Wände.

Rammtiefe t (Fig. 42) nach Mohr aus der Gleichung

$$0 = \frac{k t^3}{3} + \left[\frac{k h_3}{6} (3 + 2n) - \frac{p_1 + p_2 + p_3}{6} \right] t^2$$

$$+ \frac{h_3}{2} \left[k n h_3 - (p_1 + p_2 + p_3) \right] t - h_3^2 \left(\frac{p_1 + p_2}{2} + \frac{p_3}{3} \right),$$

Ankerkraft A aus

$$A = P_1 + P_2 + P_3 - P_4,$$

worin

$$P_1 = (p_1 + p_2) h_3; \quad P_2 = \frac{p_3 h_3}{2}; \quad P_3 = (p_1 + p_2 + p_3) t;$$

$$P_4 = (p + p_1 + p_2 + p_3) \frac{t}{2}.$$

Größtes Biegemoment für die Spundwand liegt im Abstand x unter A , wenn

$$(p_1 + p_2) x + \frac{\gamma_3 x^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2}\right) - A = 0,$$

$$M_{\max} = -A x + (p_1 + p_2) \frac{x^2}{2} + \frac{\gamma_3 x^3}{6} \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2}\right).$$

b) Ufermauern. Stabilität verlangt Sicherheit gegen Drehen, Gleiten und Zerdrücken. Ganz besonders wichtig ist es, daß der Boden die größte Pressung unter dem vorderen, wasserseitigen Mauerfuß ertragen kann. Die geringste Zusammenpressung des Untergrundes an dieser Stelle verringert die Standsicherheit der Mauer. Bei Mauern an fließendem Wasser und besonders an einbiegenden Ufern ist die Gründung so tief oder in solcher Art auszuführen, daß Auskolkungen der Sohle die Mauer nicht in Gefahr bringen können.

Die Forderung, daß die Drucklinie im Kern verbleibe, ist im allgemeinen übertrieben, falls die unter Vernachlässigung der Zugspannung berechnete größte Kantenpressung die zulässige Grenze sowohl für das Mauerwerk als auch für die stützende Unterlage nicht überschreitet. Ist b die Grundflächenbreite der Mauer und der Abstand x der Normalkraft N von der Vorderkante

kleiner als $\frac{b}{3}$, dann ergibt sich unter der genannten Voraussetzung bei der Tiefe Eins die größte Kantenpressung

$$\sigma_d = \frac{2N}{3x}.$$

Man lasse aber bei Lage der Drucklinie außerhalb des Kerns nicht außer acht, daß dann ein Klaffen der Lagerfuge, soweit sie keinen Druck erhält, möglich ist und daß bei H. W. in diesem Fugenteil ein das Umsturzmoment vergrößernder Auftrieb auftreten kann. Bei Mauern auf Pfahlrost mache man diesen so breit, daß er von der Drucklinie stets innerhalb des Kerns getroffen wird.

Ufermauern sollen standsicher sein und bleiben, ohne daß sie kleine Bewegungen ausführen. Man darf daher nicht, wie bei durch ein Biegemoment beanspruchten eingerammten Wänden, die durch kleine Bewegungen hervorgerufenen Spannungen im Erdreich in Rechnung stellen. Auf das Fundament der Mauer (Fig. 43) wirkt daher von links nach rechts nur der aktive Erddruck E_1 , um welchen der auf der Gegen-

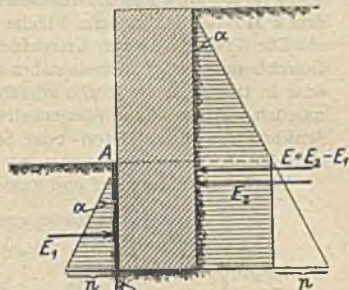


Fig. 43.

seite wirkende aktive Erddruck zu verringern ist. Die meist gebräuchliche Annahme, daß an der Seite AB passiver Erddruck wirksam sei, führt, namentlich bei größeren Fundierungstiefen, zu unmöglichen Ergebnissen.

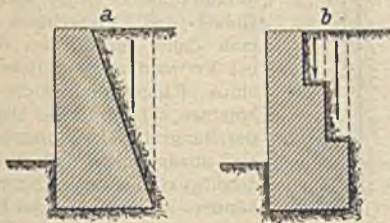


Fig. 44.

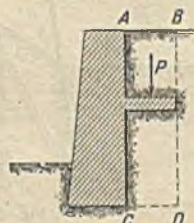


Fig. 45.

Aus dem gleichen Grunde vernachlässige man die Ablenkung des Erddruckes durch Reibungswirkungen.

Die Querschnittsform der Ufermauern wird hinsichtlich ihrer vorderen, wasserseitigen Neigung vorwiegend durch den Zweck der Mauern, im übrigen aber lediglich durch statische Erwägungen bestimmt. Letztere fordern, daß die lotrechte Mittelkraft aller permanenten vertikalen Kräfte in möglichst großem Abstände von der Vorderkante der Mauer liege: daraus ergibt sich die günstigste Querschnittsform. Es ist stets vorteilhaft, die Rückseite der Mauer so auszubilden, daß die hier anliegende Hinterfüllungserde zur Belastung der Mauer und damit zur Vergrößerung des Stabilitätsmomentes kommt (Fig. 44

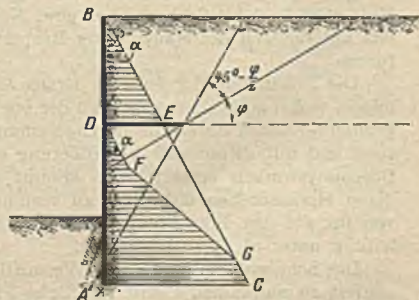


Fig. 46.

und 45). Bei der Anordnung nach Fig. 45 können die Belastungsplatten — gegebenenfalls mehrere übereinander! — entweder als solche, dann in Eisenbeton (biegungsfeste Verbindung mit der Mauer), oder aber als Gewölbe zwischen Verstärkungspfählen $ABCD$ ausgebildet werden. Bei nur einer Platte am Fuße der

Mauer erhält man die in Eisenbeton auszubildenden sogenannten Winkelstützmauern. Vorkehrungen notwendig, damit sich auf diesen Platten oder Gewölbem kein Sickerwasser ansammeln kann! Solche Belastungsplatten bewirken ferner eine Verkleinerung des Erddrucks, die nach Fig. 46 zu ermitteln ist: der Erddruck ABC wird um die Fläche $DEFG$ verkleinert.

Die Gründung von Ufermauern erfolgt nach den im Grundbau entwickelten Gesichtspunkten, richtet sich aber auch danach, ob die Mauer am offenen Wasser oder in trockener Baugrube zu erbauen ist. Im ersteren Falle wird man, wenn möglich, hohe ohne Wasserhaltung auszuführende Fundamente: Pfahlrost, Senkbrunnen, hohe Beton- oder Steinschüttung zwischen Spundwänden, Steinkisten usw. in Aussicht nehmen.

Wegen ihrer Eigenart und zugleich besonders großen praktischen Bedeutung

wird hier nur auf die Pfahlrostgründung (Fig. 47) näher eingegangen.

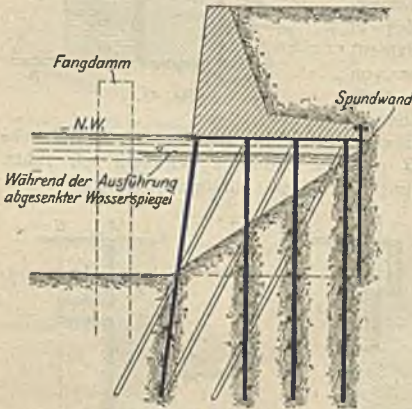


Fig. 47.

Bei Verwendung von Holz muß — mit Ausnahme des Ebbe- und Flutgebietes — alles Holzwerk dauernd unter Wasser bleiben, darf also höchstens bis zum niedrigsten Wasserstande hinaufreichen. Außerhalb des Ebbe- und Flutgebietes wird man daher an offenem Wasser bei Verwendung von Holz ohne einen Fangdamm nicht auskommen, braucht aber dann in der Baugrube das Wasser nur so tief abzupumpen, daß die Rostarbeiten zutage ausgeführt werden können. Will man hier den Fangdamm und das Wasserschöpfen

ersparen, dann muß man den Rost bis etwa M. W., jedenfalls bis über den Wasserstand der Bauzeit hinaufführen, ihn dann aber mitsamt dem Unterbau in Eisenbeton herstellen.

Im Ebbe- und Flutgebiet kann man jedoch — falls überhaupt Holz zulässig ist (Angriffe durch den Bohrwurm im Seewasser, s. „Seebau“) — den Rost etwa 0,30 bis 0,50 m über gew. N. W. legen und sowohl diesen als auch den unteren Teil der Mauer unter Benutzung der Gezeiten in „Tidearbeit“ ausführen.

Die Ermittlung der äußeren Kräfte kann nach dem Muster der Fig. 42 erfolgen, wobei zu beachten ist, daß der vor der Spundwand wasserseitig lagernde geböschte Boden durch die durchgerammten Pfähle eine weitgehende Verdichtung und mit dieser eine Vergrößerung seines Raumgewichts und natürlichen Böschungswinkels erfährt. Das kommt der Standsicherheit der Spundwand, deren Herausdrehen unbedingt zu verhindern ist, zugute; sie ist mitsamt der von ihr auf den Rost übertragenen Horizontalkraft A (Fig. 48) nach der Anleitung unter a) β) zu berechnen.

Die Schrägpfähle sind durch Vermittlung des Rostes mit den Tragpfählen zugfest zu verbinden, damit sämtliche Pfähle nur axial beansprucht werden. Hat die Druckfigur die Gestalt der Fig. 48a, dann erhalten die Tragpfähle I , II , III und IV genügend genau die anteiligen Druckbelastungen q_1 , q_2 , q_3 und q_4 , während die Schrägpfähle S_1 , S_2 und S_3 in Verbindung mit je zwei ihnen entsprechenden Tragpfählen II , III und IV die anteilige Horizontalkraft $\frac{A+H}{3}$, allgemein $\frac{A+H}{n}$, aufnehmen. Dadurch erhalten die Schrägpfähle einen Axial-

druck von je D (Fig. 48 c), während die Belastung der Tragpfähle *II*, *III* und *IV* sich je um den Zug Z verringert.

Auch hier ist, wie bei allen Mauern am offenen Wasser, das Kräftespiel bei H. W. zu untersuchen. Man führe den Bohlenbelag mit möglichst engen Fugen aus und verlege die unterste Mauerschicht in fettem, wasserundurchlässigen Mörtel. Liegt dann der b m breite und 1 m tiefe Bohlenbelag wagerecht und h m unter dem H. W.-Spiegel, ist ferner die Summe der Fugenbreiten gleich f , dann ist der von der Mauer aufzunehmende Auftrieb gleich $\gamma h f$.

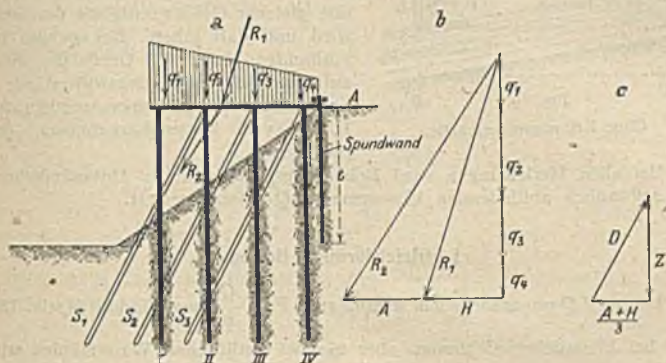


Fig. 48.

Der verbleibende Auftrieb in der Größe $\gamma h (b - f)$ wird durch den mit den Tragpfählen zugfest zu verbindenden Rost auf letztere übertragen.

Bei guter Ausführung wird wegen der Kleinheit von f die Größe $\gamma h f$ vernachlässigt werden können. Beim Ersatz des Holzrostes (oder Eisenbetonrostes) durch einen Betonkörper, in den die Tragpfähle genügend tief eingreifen, wird der ganze Auftrieb auf diese übertragen.

III. Gewässerkunde.

A. Bewegung des Wassers.

Der Ausdruck für die bewegende Kraft ist das Spiegelgefälle. Sohlengefälle nur insofern von Bedeutung, als es das Spiegelgefälle beeinflusst.

Die Arbeit der Schwerkraft setzt das Wasser auf geneigter Fläche in Bewegung. Dadurch erlangt die bewegte Wassermasse Arbeitsvermögen, d. i. die Fähigkeit, mechanische Arbeit zu verrichten. Ohne Bewegungswiderstände könnte das fließende Wasser, dessen sekundliche Menge unveränderlich angenommen wird, in einem bestimmten Zeitpunkt die gleiche Arbeit verrichten, die bis zu diesem Zeitpunkt für seine Bewegung aufgewendet ist: d. h. das Arbeits-

vermögen $\frac{m v^2}{2}$ müßte talwärts fortwährend zunehmen, da dann $v = \sqrt{2 g h}$.

Mit Widerständen wird aber ein gewisser Anteil der Beschleunigung verbraucht zur Ausbildung des für die Überwindung dieser Widerstände erforderlichen Arbeitsvermögens. Es ist somit

ohne Widerstände $k_u = k_o + h$ (Fig. 49).

mit Widerständen $k_u = k_o + h - w$.

Auf der Strecke AB ist also die durch Widerstände verzehrte Gefällehöhe

$$w = k_o + h - k_u.$$

Ist das absolute Gefälle h durch w vollständig aufgebraucht, dann ist

$$k_w = k_o \quad \text{und} \quad w = h \quad \text{gleichförmige Bewegung!}$$

Ist $w < h$, dann ungleichförmige Bewegung!

Für den Ingenieur ist die Kenntnis der Beziehungen notwendig, die zwischen Geschwindigkeit v , Gefälle J und Querschnitt F eines Wasserlaufs bestehen.

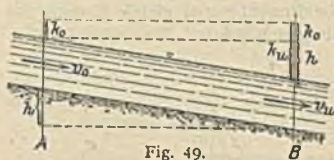


Fig. 49.

Ohne Reibungswiderstände.

Diese Kenntnis ist jedoch nur unter den in Wirklichkeit nicht erfüllten Voraussetzungen abzuleiten, daß der Querschnitt überall mit gleicher Geschwindigkeit durchströmt wird und daß innere Bewegungen nicht vorhanden sind. Die Größe der wirklich auftretenden Bewegungswiderstände ist nicht scharf zu bestimmen, sondern nur an Hand von Messungsergebnissen einzuschätzen.

Bei allen Herleitungen wird Beharrungszustand, d. h. Unveränderlichkeit der sekundlich abfließenden Wassermenge Q , vorausgesetzt.

1. Gleichförmige Bewegung.

Da v und Q unveränderlich, so muß auch $F = \frac{Q}{v}$ unveränderlich sein. Dieses nur bei künstlichen Gerinnen, aber nie bei natürlichen Wasserläufen erfüllt.

$$h = w = \zeta l \frac{\rho}{F} \frac{v^2}{2g} \quad (\text{Fig. 50}),$$

$$v = \sqrt{\frac{2g}{\zeta}} \sqrt{\frac{F}{\rho} \frac{h}{l}}.$$

Wegen Kleinheit des Winkels α ist $\frac{h}{l} = \sin \alpha \cong \text{tg } \alpha = \text{relativem Gefälle } J$.

Somit

$$v = \sqrt{\frac{2g}{\zeta}} \sqrt{R J},$$



Fig. 50 a.



Fig. 50 b.

wo R , der Profilradius, gleich $\frac{F}{\rho}$. Oder

$$v = c \sqrt{R J}.$$

I. Nach Eytelwein ist $c = 50,9$.

II. „ Weisbach ist $\zeta = 0,007409 + \frac{0,000434}{v}$.

III. „ Darcy und Bazin ist $c = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \frac{\beta}{R}}}$.

Beschaffenheit der Wandungen	α	β
1. Gehobeltes Holz oder Zement	0,00015	0,0000045
2. Quader und rauhes Holz	0,00019	0,0000133
3. Mauerwerk aus Bruchsteinen	0,00024	0,00006
4. Erde, Querschnitt regelmäßig und rein	0,00028	0,00035
5. Geschiebe (nach Kutter)	0,00040	0,0007

Für den Rauigkeitsfall 4., Erde, ergibt sich

$$v = \frac{60}{\sqrt{1 + \frac{1,25}{R}}} \sqrt{RJ}.$$

IV. Nach Bazin (neue Formel) ist $c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$.

Beschaffenheit der Wandungen	γ
1. Gehobeltes Holz oder Zement	0,06
2. Rauhes Holz oder Quader	0,16
3. Mauerwerk aus Bruchsteinen	0,46
4. Kanäle in Erde mit gepflasterten Böschungen	0,85
5. Erde, Querschnitt regelmäßig und rein	1,30
6. Geschiebe, verwilderte Flußbetten	1,75

(Tabelle S. 1086.)

V. Nach Ganguillet und Kutter ist

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}},$$

wo n veränderlich mit dem Rauigkeitsgrade.

Beschaffenheit der Wandungen	n
1. Gehobeltes Holz oder Zement	0,010
2. Rauhes Holz	0,012
3. Mauerwerk aus Quadern	0,014
4. Mauerwerk aus Bruchsteinen	0,017
5. Kanäle in Erde mit gepflasterten Böschungen	0,020
6. Kanäle und Flüsse, regelmäßig und rein	0,025
7. desgl., teilweise steinig oder etwas Wasserpflanzen	0,030
8. desgl., schlecht unterhalten, mit Wasserpflanzen oder Geschiebe	0,035

$$\text{Werte } c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

R in m	Klasse						R in m	Klasse					
	1	2	3	4	5	6		1	2	3	4	5	6
0,05	68,5	50,7	28,4	18,1	12,8	9,9	0,70	81,1	73,0	56,1	43,1	34,1	28,1
0,06	69,8	52,6	30,2	19,4	13,8	10,7	0,75	81,3	73,4	56,8	43,9	34,8	28,8
0,07	70,9	54,2	31,7	20,6	14,7	11,4	0,80	81,5	73,8	57,4	44,6	35,5	29,4
0,08	71,8	55,6	33,1	21,7	15,5	12,1	0,85	81,7	74,1	58,0	45,2	36,1	30,0
0,09	72,5	56,7	34,4	22,7	16,3	12,7	0,90	81,8	74,4	58,6	45,9	36,7	30,6
0,10	73,1	57,7	35,5	23,6	17,0	13,3	0,95	81,9	74,7	59,1	46,5	37,3	31,1
0,11	73,6	58,7	36,5	24,4	17,7	13,9	1,00	82,0	75,0	59,6	47,0	37,8	31,6
0,12	74,1	59,5	37,4	25,2	18,3	14,4	1,10	82,2	75,4	60,5	48,0	38,8	32,6
0,13	74,6	60,2	38,2	25,9	18,9	14,9	1,20	82,4	75,9	61,3	48,9	39,7	33,5
0,14	75,0	60,9	39,0	26,7	19,4	15,3	1,30	82,6	76,3	62,0	49,8	40,6	34,3
0,15	75,3	61,5	39,7	27,2	19,9	15,8	1,40	82,8	76,3	62,6	50,6	41,4	35,1
0,16	75,6	62,1	40,5	27,8	20,4	16,2	1,50	82,9	76,9	63,2	51,3	42,2	35,8
0,17	75,9	62,7	41,2	28,4	20,9	16,6	1,60	83,0	77,2	63,8	52,0	42,9	36,5
0,18	76,2	63,2	41,8	29,0	21,4	17,0	1,70	83,1	77,5	64,3	52,6	43,6	37,1
0,19	76,5	63,6	42,4	29,5	21,8	17,3	1,80	83,2	77,7	64,8	53,2	44,2	37,7
0,20	76,7	64,1	42,9	30,0	22,3	17,7	1,90	83,3	77,9	65,2	53,8	44,8	38,3
0,21	76,9	64,5	43,5	30,5	22,7	18,1	2,00	83,4	78,1	65,6	54,3	45,3	38,9
0,22	77,1	64,9	44,0	30,9	23,1	18,4	2,20	83,6	78,5	66,4	55,3	46,4	39,9
0,23	77,3	65,2	44,4	31,4	23,4	18,7	2,40	83,7	78,8	67,1	56,2	47,3	40,8
0,24	77,5	65,5	44,8	31,8	23,8	19,0	2,60	83,8	79,1	67,7	57,0	48,1	41,7
0,25	77,6	65,9	45,3	32,2	24,2	19,3	2,80	83,9	79,4	68,2	57,7	48,9	42,5
0,26	77,8	66,2	45,7	32,6	24,5	19,6	3,00	84,0	79,6	68,7	58,3	49,7	43,3
0,27	78,0	66,5	46,1	33,0	24,8	19,9	3,20	84,1	79,8	69,2	58,9	50,4	44,0
0,28	78,1	66,8	46,5	33,4	25,2	20,2	3,40	84,2	80,0	69,6	59,5	51,0	44,6
0,29	78,3	67,0	46,9	33,7	25,5	20,5	3,60	84,3	80,2	70,0	60,1	51,6	45,2
0,30	78,4	67,3	47,3	34,1	25,8	20,7	3,80	84,4	80,4	70,4	60,6	52,2	45,8
0,31	78,5	67,6	47,6	34,3	26,1	21,0	4,00	84,4	80,5	70,7	61,0	52,7	46,4
0,32	78,6	67,8	47,9	34,7	26,4	21,2	4,50	84,6	80,9	71,5	62,1	53,9	47,6
0,33	78,8	68,0	48,2	35,1	26,7	21,5	5,00	84,7	81,2	72,1	63,0	55,0	48,8
0,34	78,9	68,2	48,5	35,4	26,9	21,7	5,50	84,8	81,4	72,7	63,8	56,8	49,8
0,35	79,0	68,4	48,8	35,7	27,2	22,0	6,00	84,9	81,6	73,2	64,6	56,6	50,7
0,36	79,1	68,6	49,2	36,0	27,5	22,2	6,50	85,0	81,8	73,7	65,2	57,5	51,6
0,37	79,2	68,8	49,5	36,3	27,7	22,4	7,00	85,0	82,0	74,1	65,8	58,3	52,3
0,38	79,2	69,0	49,8	36,6	28,0	22,7	7,50	85,1	82,2	74,5	66,4	58,9	53,0
0,39	79,3	69,2	50,1	36,8	28,2	22,9	8,00	85,2	82,3	74,8	66,9	59,5	52,7
0,40	79,4	69,4	50,4	37,1	28,5	23,1	8,50	85,2	82,4	75,1	67,4	60,1	54,3
0,41	79,5	69,6	50,6	37,4	28,7	23,3	9,00	85,3	82,6	75,4	67,8	60,7	54,9
0,42	79,6	69,7	50,9	37,6	28,9	23,5	9,50	85,3	82,7	75,7	68,2	61,2	55,6
0,43	79,7	69,9	51,1	37,9	29,2	23,7	10,00	85,3	82,8	75,9	68,5	61,6	56,0
0,44	79,7	70,1	51,4	38,1	29,4	23,9	11,00	85,4	83,0	76,4	69,2	62,5	57,0
0,45	79,8	70,2	51,6	38,4	29,6	24,1	12,00	85,5	83,1	76,8	69,9	63,3	57,8
0,46	79,9	70,4	51,8	38,6	29,8	24,3	13,00	85,5	83,3	77,1	70,4	63,9	58,6
0,47	80,0	70,5	52,0	38,8	30,0	24,5	14,00	85,6	83,4	77,4	70,9	64,5	59,3
0,48	80,0	70,6	52,3	39,1	30,2	24,7	15,00	85,6	83,5	77,7	71,3	65,1	59,9
0,49	80,1	70,8	52,5	39,3	30,4	24,8	16,00	85,7	83,6	78,0	71,7	65,6	60,5
0,50	80,2	70,9	52,7	39,5	30,6	25,0	17,00	85,7	83,7	78,3	72,1	66,1	61,1
0,55	80,4	71,5	53,7	40,5	31,6	25,9	18,00	85,7	83,8	78,5	72,5	66,6	61,6
0,60	80,7	72,1	54,6	41,4	32,5	26,7	19,00	85,8	83,9	78,7	72,8	67,0	62,1
0,65	80,9	72,6	55,4	42,3	33,3	27,4	20,00	85,8	84,0	78,8	73,0	67,3	62,5

VI. Nach Heßle ist $c = 25 \left(1 + \frac{1}{2}\sqrt{R}\right)$.

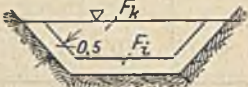
Werte $c = 25 \left(1 + \frac{1}{2}\sqrt{R}\right)$ (auf ganze Zahlen abgerundet).

$R =$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,6	0,7	0,8	0,9
$c =$	28	29	30	31 -	31 +	32	32 +	33	33 +	34	35 -	36 -	36	37
$R =$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,2	2,4	2,6
$c =$	38 -	38	39 -	39 +	40	40	41	41 +	42	42 +	43 -	44 -	44 +	45
$R =$	2,8	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	9,0	10,0
$c =$	46	47 -	48 +	50	52 -	53	54 +	56 -	57	58	59	60 +	63 -	65 -

Für Gerinne mit städtischem Schmutzwasser gelten die doppelten c -Werte.

Die Zeichen + und - bedeuten, daß die genauen Werte um $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{2}$ einer Zahleneinheit größer oder kleiner sind als die abgerundeten Tafelwerte.

VII. Formeln von Siedek.

Art	Wasserspiegelbreite b	Mittlere Tiefe t	$b < 15 t$ oder $b > 15 t$	Formeln zur Berechnung der mittleren Geschwindigkeit	Anmerkung	
Künstliche Gerinne	von 1 m bis 3 m	unter 1 m	—	$v = \frac{(F_i w + F_k) v_1}{F}$	$v_1 = \frac{t \sqrt{J}}{\sqrt[20]{b} \sqrt{0,001}}$ $v_2 = \left(v_1 + \frac{t - t_n}{\alpha} + \frac{J - J_n}{\beta (J + J_n)} + v_1 \frac{t_n - t}{\gamma} \right)$ $v_3 = v_2 + \frac{t_n - t}{\sqrt{b}}$ <p>Die Werte von α, β, γ sind aus der Hilfstafel A zu entnehmen.</p> <p>w = Widerstandsziffer, ist aus Hilfstafel B zu entnehmen. F_i = Fläche des 0,5 m breiten Influssstreifens. F_k = Fläche des verbleibenden Kerns.</p>  $t_n = \sqrt{0,0175 b - 0,0125}$ <p>Für Breiten unter 10 m ist: $J_n = 0,01165 - \sqrt{0,0000582 + 0,00000552 b}$ Für Breiten von 10 bis 415 m ist: $J_n = 0,0010222 - 0,00000222 b$ Für Breiten über 415 m ist: $J_n = 0,0001$</p>	
		über 1 m	—	$v = (F_i w + F_k) \frac{v_1}{F}$		
	über 3 m	unter 1 m	kleiner	$v = \frac{(F_i w + F_k) v_3}{F}$		
			größer	$v = \frac{(F_i w + F_k) v_2}{F}$		
		über 1 m	kleiner	$v = (F_i w + F_k) \frac{v_3}{F}$		
			größer	$v = (F_i w + F_k) \frac{v_2}{F}$		
	Natürliche Gerinne	von 1 m bis 3 m	—	—		$v = v_1$
		über 3 m	—	kleiner größer		$v = v_3$ $v = v_2$

Hilfstafel A.

Bei einer Tiefe t , wenn $t > t_n$ und t_n , wenn $t < t_n$	α	Bei einem Gefälle J von	β für		Bei der Differenz $t_n - t$	γ	
			$J > J_n$	$J < J_n$		$\frac{J < J_n}{J > 0,001}$	$\frac{J < J_n}{J < 0,001}$
von 0,3 bis 0,5 m	1,5	0,006 bis 0,005	6—5			2	1
„ 0,5 „ 1,0 „	2	0,005 „ 0,004	5—4	5	+1,0 bis +0,7 m	2	0,75
„ 1,0 „ 1,5 „	3	0,004 „ 0,003	4—3	5	+0,7 „ +0,5 „	1	0,5
„ 1,5 „ 2,0 „	4	0,003 „ 0,002	3—2	5	+0,5 „ +0,0 „	10	10
„ 2,0 „ 2,5 „	6	0,002 „ 0,001	2—1	5	0 „ 1,0 „	15	15
„ 2,5 „ 3,0 „	10	0,001 „ 0,0009	1	5	-1,0 „ -2,0 „	20	20
„ 3,0 „ 3,5 „	15	0,0009 „ 0,0008	1,5	5	über -2,0 „		
„ 3,5 „ 4,0 „	20	0,0008 „ 0,0007	2,0	5			
„ 4,0 „ 4,5 „	30	0,0007 „ 0,0006	2,5	5			
„ 4,5 „ 5,0 „	40	0,0006 „ 0,0005	3,5	10,0			
„ 5,0 „ 5,5 „	60	0,0005 „ 0,0004	4,5	∞			
„ 5,5 „ 6,0 „	80	0,0004 „ 0,0003	6	∞			
„ 6,0 „ 6,5 „	100	0,0003 „ 0,0002	8	∞			
über 6,5 „	∞	0,0002 „ 0,0001	10	∞			
		unter 0,0001	∞	∞			

Hilfstafel B.

Widerstandsziffer w für künstliche Gerinne.

Nr.	Art des benetzten Umfanges	w	
		bei rechteckigem Querschnitt unter 1,6 m Breite	in allen übrigen Fällen
1	Quadern, sehr glatt	2,05	2,25
2	Zement, „ „	2,05	2,25
3	Backstein, Sohle Zement, glatt	2,00	2,20
4	Zement, gewöhnlich verputzt	1,80	2,00
5	Backstein	1,45	1,65
6	Holz, glattgehobelt	1,70	1,90
7	„ ungehobelt	1,40	1,60
8	Bruchstein, gut behauen	1,20	1,40
9	„ einfach „	1,15	1,25
10	„ rauh „	1,00	1,10
11	„ Sohle mit Kies	1,00	1,10

Hilfstafel C

zur Entnahme der Werte $\lg \frac{1}{\sqrt[20]{b \sqrt[0,001]}}$, t_n und J_n für Wasserspiegelbreiten von 1 bis 500 m.

b	$\lg \frac{1}{\sqrt[20]{b \sqrt[0,001]}}$	t_n	J_n	b	$\lg \frac{1}{\sqrt[20]{b \sqrt[0,001]}}$	t_n	J_n
m		m		m		m	
1	1,50000	—	—	42	884	850	929
2	1,48495	—	—	43	833	860	927
3	1,47614	0,200	0,00300	44	783	870	925
4	1,46990	240	269	45	734	880	922
5	505	274	239	46	686	890	920
6	109	304	209	47	639	900	918
7	1,45775	332	181	48	594	910	915
8	485	357	153	49	549	919	913
9	229	381	126	50	505	929	911
10	000	403	100	55	298	975	900
11	1,44793	424	0,000998	60	109	019	889
12	604	444	995	65	1,40935	1,061	878
13	430	464	993	70	774	101	867
14	269	482	991	75	625	140	855
15	120	500	989	80	485	178	844
16	1,43979	517	986	85	353	215	833
17	848	534	984	90	229	250	822
18	724	550	982	95	111	285	811
19	606	566	980	100	000	318	800
20	1,43495	0,581	0,000978	105	1,39895	351	789
21	389	596	976	110	794	383	778
22	288	610	973	115	697	414	766
23	191	625	971	120	605	445	755
24	099	638	969	125	516	475	744
25	010	652	966	130	431	504	733
26	1,42925	665	964	135	349	533	722
27	843	678	962	140	270	561	711
28	764	691	960	145	194	589	700
29	688	704	958	150	120	616	689
30	614	716	956	155	049	643	678
31	543	728	953	160	1,38980	669	667
32	474	740	951	165	1,38913	1,696	0,000655
33	407	752	949	170	848	721	644
34	343	763	947	175	785	746	633
35	280	775	944	180	724	771	622
36	218	786	942	185	665	796	611
37	1,42159	0,797	0,000940	190	607	820	600
38	101	808	938	195	550	844	589
39	045	819	935	200	495	868	578
40	1,41990	829	933	210	389	914	556
41	936	840	931	220	288	959	534

<i>b</i>	$1 \sqrt[15]{\frac{30}{b}/0,001}$	<i>i_n</i>	<i>J_n</i>	<i>b</i>	$1 \sqrt[15]{\frac{30}{b}/0,001}$	<i>i_n</i>	<i>J_n</i>
m		m		m		m	
230	191	2,003	511	500	505	956	100
240	099	046	489	550	298	3,100	100
250	010	089	467	600	109	238	100
260	1,37925	130	445	650	1,35935	345	100
270	843	171	423	700	774	498	100
280	764	211	400	750	625	621	100
290	688	250	378	800	485	740	100
300	614	289	356	850	353	855	100
350	280	472	245	900	229	967	100
400	1,36990	643	134	950	111	4,076	100
450	734	804	100	1000	000	182	100

VIII. Formeln von Hermanek

a) für künstliche Gerinne.

$$v = \left[c_0 + \frac{m}{6} (70 - c_0) \right] \sqrt[4]{iJ}.$$

 $c_0 = 34 \sqrt[4]{i}$; m aus folgender Tafel.

Klasse	Beschaffenheit der Wandungen	m
1	Geschliffener Zementputz	6
2	Zementputz und sehr glattes Quadermauerwerk . . .	5
3	Gehobelte Bretter und Quadermauerwerk	4
4	Verfugtes Ziegelmauerwerk	3
5	Bestocktes Bruchsteinmauerwerk, raube Bretter . . .	2
6	Gewöhnliches Bruchsteinmauerwerk	1
7	Wände in Erde	0

Bei sehr schmalen und tiefen Gerinnen setze man

$$v = \left(1 - \frac{i}{4b} \right) \left[c_0 + \frac{m}{6} (70 - c_0) \right] \sqrt[4]{iJ}.$$

Klasse 5 und 6 gelten auch für Gerinne mit künstlichen, gemauerten oder verschalten Uferwandungen und mit natürlicher Sohle. Bei größerem Kies in der Sohle oder bei Unregelmäßigkeiten sind die Gerinne mit gemauerten Wänden der Klasse 7 zuzuteilen. — Der für Klasse 1 sich ergebende unveränderliche Wert $c = 70$ gilt für Tiefen $> 0,30$ m. Für kleinere Tiefen siehe Tafelwerte auf S. 1094.

b) für natürliche Wasserläufe.

$$v = c_1 \sqrt{tJ}; \quad v = c_2 \sqrt[4]{tJ}; \quad v = c_3 \sqrt[4]{tJ}.$$

$t_{(m)}$	$c_1 = 30,7$ \sqrt{t}	$c_2 = 34$ $\sqrt[4]{t}$	$c_3 = (50,2$ $+ 0,5 t)$	$t_{(m)}$	$c_1 = 30,7$ \sqrt{t}	$c_2 = 34$ $\sqrt[4]{t}$	$c_3 = (50,2$ $+ 0,5 t)$
0,10	9,7	—	—	0,95	29,9	—	—
0,11	10,2	—	—	1,00	30,7	—	—
0,12	10,6	—	—	1,10	32,2	—	—
0,13	11,1	—	—	1,20	33,6	—	—
0,14	11,5	—	—	1,30	35,0	—	—
0,15	11,9	—	—	1,40	36,3	—	—
0,16	12,3	—	—	1,50	37,6	—	—
0,17	12,7	—	—				
0,18	13,0	—	—	1,50	—	37,6	—
0,19	13,4	—	—	1,60	—	38,2	—
0,20	13,7	—	—	1,70	—	38,8	—
0,21	14,1	—	—	1,80	—	39,4	—
0,22	14,4	—	—	1,90	—	39,9	—
0,23	14,7	—	—	2,00	—	40,4	—
0,24	15,0	—	—	2,20	—	41,4	—
0,25	15,4	—	—	2,40	—	42,3	—
0,26	15,7	—	—	2,60	—	43,2	—
0,27	16,0	—	—	2,80	—	44,0	—
0,28	16,3	—	—	3,00	—	44,8	—
0,29	16,5	—	—	3,20	—	45,5	—
0,30	16,8	—	—	3,40	—	46,2	—
0,31	17,1	—	—	3,60	—	46,8	—
0,32	17,4	—	—	3,80	—	47,5	—
0,33	17,6	—	—	4,00	—	48,1	—
0,34	17,9	—	—	4,50	—	49,5	—
0,35	18,2	—	—	5,00	—	50,8	—
0,36	18,4	—	—	5,50	—	52,1	—
0,37	18,7	—	—	6,00	—	53,2	—
0,38	18,9	—	—				
0,39	19,2	—	—	6,00	—	—	53,2
0,40	19,4	—	—	6,50	—	—	53,5
0,41	19,7	—	—	7,00	—	—	53,7
0,42	19,9	—	—	7,50	—	—	54,0
0,43	20,1	—	—	8,00	—	—	54,2
0,44	20,4	—	—	8,50	—	—	54,5
0,45	20,6	—	—	9,00	—	—	54,7
0,46	20,8	—	—	9,50	—	—	55,0
0,47	21,1	—	—	10,00	—	—	55,2
0,48	21,3	—	—	11,00	—	—	55,7
0,49	21,5	—	—	12,00	—	—	56,2
0,50	21,7	—	—	13,00	—	—	56,7
0,55	22,8	—	—	14,00	—	—	57,2
0,60	23,8	—	—	15,00	—	—	57,7
0,65	24,8	—	—	16,00	—	—	58,2
0,70	25,7	—	—	17,00	—	—	58,7
0,75	26,6	—	—	18,00	—	—	59,2
0,80	27,5	—	—	19,00	—	—	59,7
0,85	28,3	—	—	20,00	—	—	60,2
0,90	29,1	—	—				

X. Formel von M. Matakiewicz.

$$v = \frac{116 \cdot J^{0,493 + 10J}}{2,2 + l^{\frac{2}{3} + \frac{0,15}{J^2}}}$$

Mittlere Profilvergeschwindigkeiten.

v in Metern

Mittl. Tiefe in Metern	1000 · J =																									
	0,025	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,25	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	9	10
0,1	0,028	0,040	0,056	0,080	0,095	0,108	0,120	0,129	0,139	0,148	0,155	0,163	0,179	0,194	0,217	0,236	0,252	0,266	0,278	0,288	0,297	0,311	0,323	0,331	0,338	0,343
0,2	0,056	0,079	0,111	0,159	0,189	0,215	0,239	0,258	0,278	0,295	0,309	0,325	0,356	0,386	0,433	0,471	0,503	0,530	0,554	0,573	0,591	0,620	0,643	0,661	0,674	0,684
0,3	0,082	0,115	0,161	0,230	0,275	0,312	0,346	0,374	0,403	0,428	0,449	0,472	0,517	0,560	0,628	0,682	0,730	0,769	0,803	0,831	0,857	0,900	0,932	0,958	0,978	0,992
0,4	0,101	0,141	0,198	0,283	0,338	0,385	0,426	0,461	0,497	0,527	0,554	0,581	0,636	0,690	0,774	0,841	0,899	0,947	0,989	1,024	1,057	1,108	1,149	1,180	1,204	1,223
0,5	0,119	0,167	0,234	0,334	0,399	0,454	0,503	0,544	0,586	0,622	0,653	0,685	0,751	0,814	0,913	0,991	1,060	1,117	1,167	1,208	1,246	1,307	1,355	1,392	1,420	1,442
0,6	0,136	0,190	0,266	0,381	0,455	0,517	0,573	0,620	0,668	0,709	0,744	0,781	0,856	0,927	1,040	1,130	1,209	1,273	1,330	1,376	1,420	1,490	1,544	1,586	1,619	1,644
0,7	0,151	0,211	0,295	0,422	0,504	0,574	0,635	0,687	0,741	0,786	0,825	0,867	0,949	1,029	1,154	1,253	1,341	1,412	1,475	1,527	1,575	1,653	1,713	1,760	1,796	1,823
0,8	0,166	0,232	0,325	0,465	0,555	0,631	0,699	0,756	0,815	0,865	0,909	0,954	1,045	1,132	1,270	1,380	1,476	1,555	1,624	1,681	1,734	1,819	1,885	1,937	1,977	2,007
0,9	0,180	0,252	0,353	0,505	0,603	0,686	0,760	0,822	0,866	0,940	0,987	1,036	1,135	1,230	1,380	1,499	1,603	1,689	1,763	1,825	1,883	1,976	2,048	2,104	2,147	2,180
1,0	0,195	0,273	0,383	0,547	0,653	0,743	0,823	0,890	0,959	1,018	1,069	1,122	1,229	1,332	1,495	1,623	1,737	1,829	1,910	1,977	2,040	2,141	2,218	2,279	2,326	2,361
1,25	0,231	0,324	0,454	0,649	0,775	0,882	0,977	1,056	1,138	1,208	1,269	1,332	1,459	1,581	1,773	1,927	2,061	2,171	2,267	2,347	2,421	2,540	2,632	2,705	2,760	2,802
1,50	0,264	0,369	0,517	0,739	0,883	1,004	1,112	1,203	1,297	1,376	1,445	1,517	1,661	1,801	2,020	2,195	2,347	2,473	2,582	2,673	2,758	2,894	2,999	3,081	3,144	3,192
1,75	0,296	0,413	0,580	0,828	0,990	1,126	1,250	1,349	1,454	1,542	1,620	1,700	1,862	2,019	2,264	2,460	2,631	2,771	2,894	2,996	3,091	3,243	3,361	3,453	3,524	3,577
2,0	0,326	0,456	0,639	0,913	1,091	1,241	1,374	1,486	1,602	1,700	1,785	1,874	2,052	2,225	2,496	2,711	2,900	3,054	3,189	3,302	3,407	3,574	3,704	3,806	3,884	3,943
2,50	0,383	0,536	0,751	1,074	1,283	1,459	1,616	1,748	1,884	1,999	2,099	2,193	2,413	2,616	2,934	3,188	3,410	3,592	3,751	3,883	4,006	4,203	4,356	4,475	4,567	4,636
3,0	0,433	0,606	0,850	1,214	1,451	1,650	1,827	1,976	2,130	2,260	2,374	2,492	2,729	2,959	3,319	3,605	3,856	4,062	4,242	4,391	4,530	4,753	4,926	5,061	5,165	5,243
3,5	0,480	0,672	0,942	1,347	1,610	1,830	2,026	2,192	2,362	2,507	2,633	2,764	3,027	3,281	3,680	3,998	4,276	4,505	4,704	4,869	5,024	5,271	5,463	5,612	5,728	5,814
4,0	0,525	0,734	1,030	1,471	1,758	1,999	2,214	2,395	2,581	2,739	2,877	3,020	3,307	3,585	4,021	4,368	4,672	4,921	5,139	5,320	5,489	5,759	5,968	6,132	6,258	6,353
4,5	0,567	0,794	1,113	1,590	1,900	2,161	2,393	2,588	2,790	2,961	3,109	3,264	3,574	3,875	4,346	4,721	5,050	5,320	5,555	5,751	5,933	6,225	6,451	6,628	6,764	6,867
5,0	0,605	0,846	1,186	1,695	2,026	2,304	2,551	2,760	2,975	3,156	3,315	3,480	3,811	4,131	4,634	5,034	5,384	5,671	5,923	6,131	6,326	6,636	6,878	7,066	7,212	7,321
5,5	0,641	0,898	1,258	1,799	2,149	2,443	2,706	2,927	3,154	3,347	3,515	3,691	4,041	4,381	4,914	5,338	5,710	6,015	6,281	6,502	6,709	7,038	7,294	7,494	7,648	7,764
6,0	0,677	0,947	1,328	1,898	2,268	2,579	2,856	3,089	3,330	3,534	3,711	3,896	4,266	4,625	5,187	5,635	6,027	6,349	6,630	6,864	7,082	7,430	7,670	7,911	8,073	8,195
7,0	0,743	1,039	1,458	2,083	2,489	2,830	3,134	3,390	3,654	3,877	4,072	4,275	4,681	5,075	5,692	6,183	6,614	6,967	7,276	7,531	7,771	8,152	8,449	8,680	8,859	8,993

$t_{(m)}$	Klasse							$t_{(m)}$	Klasse						
	1	2	3	4	5	6	7		1	2	3	4	5	6	7
0,05	64,1	61,0	52,0	43,0	34,1	25,1	16,1	0,36	70,0	62,7	55,5	48,2	40,9	33,6	26,3
0,06	64,7	61,1	52,3	43,4	34,6	25,7	16,8	0,37	70,0	62,8	55,5	48,3	41,0	33,8	26,5
0,07	65,3	61,2	52,5	43,7	35,0	26,2	17,5	0,38	70,0	62,8	55,6	48,4	41,1	33,9	26,7
0,08	65,8	61,3	52,7	44,0	35,4	26,7	18,1	0,39	70,0	62,8	55,6	48,4	41,3	34,1	26,9
0,09	66,3	61,4	52,9	44,3	35,7	27,2	18,6	0,40	70,0	62,8	55,7	48,5	41,4	34,2	27,0
0,10	66,7	61,5	53,0	44,6	36,1	27,6	19,1	0,41	70,0	62,9	55,7	48,6	41,5	34,3	27,2
0,11	67,1	61,6	53,2	44,8	36,4	28,0	19,6	0,42	70,0	62,9	55,8	48,7	41,6	34,5	27,4
0,12	67,5	61,7	53,3	45,0	36,7	28,3	20,0	0,43	70,0	62,9	55,9	48,8	41,7	34,6	27,5
0,13	67,8	61,7	53,5	45,2	36,9	28,7	20,4	0,44	70,0	62,9	55,9	48,8	41,8	34,7	27,7
0,14	68,1	61,8	53,6	45,4	37,2	29,0	20,8	0,45	70,0	63,0	56,0	48,9	41,9	34,9	27,9
0,15	68,4	61,9	53,7	45,6	37,4	29,3	21,2	0,46	70,0	63,0	56,0	49,0	42,0	35,0	28,0
0,16	68,7	61,9	53,8	45,7	37,6	29,5	21,5	0,47	70,0	63,0	56,1	49,1	42,1	35,1	28,2
0,17	68,9	62,0	54,0	45,9	37,9	29,9	21,8	0,48	70,0	63,1	56,1	49,2	42,2	35,3	28,3
0,18	69,1	62,1	54,1	46,1	38,1	30,1	22,2	0,49	70,0	63,1	56,2	49,2	42,3	35,4	28,5
0,19	69,2	62,1	54,2	46,2	38,3	30,4	22,5	0,50	70,0	63,1	56,2	49,3	42,4	35,5	28,6
0,20	69,3	62,1	54,3	46,4	38,5	30,6	22,7	0,55	70,0	63,2	56,4	49,6	42,9	36,1	29,3
0,21	69,4	62,2	54,3	46,5	38,7	30,9	23,0	0,60	70,0	63,3	56,6	50,0	43,3	36,6	29,9
0,22	69,5	62,2	54,5	46,7	38,9	31,1	23,3	0,65	70,0	63,4	56,9	50,3	43,7	37,1	30,5
0,23	69,7	62,3	54,5	46,8	39,0	31,3	23,6	0,70	70,0	63,5	57,0	50,6	44,1	37,6	31,1
0,24	69,8	62,3	54,6	46,9	39,2	31,5	23,8	0,75	70,0	63,6	57,2	50,8	44,4	38,0	31,6
0,25	69,8	62,3	54,7	47,0	39,4	31,7	24,0	0,80	70,0	63,7	57,4	51,1	44,8	38,5	32,2
0,26	69,9	62,4	54,8	47,1	39,5	31,9	24,3	0,85	70,0	63,8	57,6	51,3	45,1	38,9	32,7
0,27	69,9	62,4	54,8	47,3	39,7	32,1	24,5	0,90	70,0	63,9	57,7	51,6	45,4	39,3	33,1
0,28	69,9	62,5	54,9	47,4	39,8	32,3	24,7	0,95	70,0	63,9	57,9	51,8	45,7	39,6	33,8
0,29	69,9	62,5	55,0	47,5	39,9	32,4	24,9	1,00	70,0	64,0	58,0	52,0	46,0	40,0	34,0
0,30	70,0	62,5	55,0	47,6	40,1	32,6	25,2	1,10	70,0	64,1	58,3	52,4	46,5	40,7	34,8
0,31	70,0	62,6	55,1	47,7	40,3	32,8	25,4	1,20	70,0	64,3	58,6	52,8	47,1	41,3	35,6
0,32	70,0	62,6	55,2	47,8	40,4	33,0	25,6	1,30	70,0	64,4	58,8	53,2	47,6	41,9	36,3
0,33	70,0	62,6	55,3	47,9	40,5	33,1	25,8	1,40	70,0	64,5	59,0	53,5	48,0	42,5	37,0
0,34	70,0	62,7	55,3	48,0	40,6	33,3	26,0	1,50	70,0	64,6	59,2	53,8	48,4	43,0	37,6
0,35	70,0	62,7	55,4	48,1	40,8	33,5	26,2								

IX. Formeln

	$J < 0,0006$	
	$\frac{t}{b} < 0,028$ v in m	$0,028 < \frac{t}{b} < 0,1$ v in m
$t < 1,12$ m	$23,37 \left(0,822 - \frac{t}{b} \right) t^{0,9} J^{0,43}$	$8,19 \left(2,293 - \frac{t}{b} \right) t^{0,9} J^{0,43}$
$1,12 < t < 3,65$ m	$24,11 \left(0,822 - \frac{t}{b} \right) t^{0,83} J^{0,42}$	$8,45 \left(2,293 - \frac{t}{b} \right) t^{0,83} J^{0,42}$
$t > 3,65$ m	$27,45 \left(0,822 - \frac{t}{b} \right) t^{0,53} J^{0,42}$	$9,62 \left(2,293 - \frac{t}{b} \right) t^{0,53} J^{0,42}$

Kritik der Formeln.

I und II nur für erste Schätzungen und regelmäßige Gerinne brauchbar.
 III paßt nicht für größere Flüsse, da bei diesen der Einfluß der Rauigkeit kleiner als durch die Formel ausgedrückt.

IV besser als V.

III, IV und V nur dann gute Ergebnisse, wenn die Rauigkeitsklasse vorher sicher einzuschätzen oder aus Messungen bereits bekannt geworden ist.

VI gute Ergebnisse bei Gefällen unter 0,0005.

VII bis X haben den Vorzug, daß in ihnen die Größen J , b und t so vorkommen, daß durch diese Größen allein die Rauigkeit genügend zum Ausdruck gelangt, und daß sie frei sind von willkürlich wählbaren Koeffizienten.

Alle Formeln gelten nur für stetige Querschnitte.



Fig. 51.

Wenn diese nicht vorhanden, dann Zerlegung nach Fig. 51 und Berechnung der Sondergeschwindigkeiten v_1 , v_2 und v_3 . Die beste Formel kann aber nie die Messung ersetzen: daher nur dann eine Formel benutzen, wenn die Ermittlung der mittleren Geschwindigkeit durch Messung durch die Verhältnisse ausgeschlossen ist!

Künstliche Gerinne. Günstigster Querschnitt ist der, welcher unter sonst gleichen, gegebenen Umständen zur Hervorbringung einer bestimmten Geschwindigkeit des kleinsten Gefälles bedarf. Er ist, rein theoretisch, der Halbkreis.

Ist dessen Halbmesser gleich r , dann ist

$$R = \frac{r}{2}, \quad v = \sqrt{0,5} \cdot c \sqrt{rJ}, \quad Q = 1,11 c \sqrt{r^5 J}.$$

Beim vollen Kreisprofil ist die Geschwindigkeit bei halber und ganzer Füllung gleich groß, aber bei der Füllhöhe 1,66 r am größten. Die durchfließende Wassermenge wird ein Maximum bei einer Füllhöhe von etwa 1,8 r .

von W. Lindboe.

0,0006 < J < 0,005		Gültigkeits- grenzen der Formeln
$\frac{t}{b} < 0,028$ v in m	$0,028 < \frac{t}{b} < 0,1$ v in m	
$33,86 \left(0,822 - \frac{t}{b}\right) t^{0,9} J^{0,47}$	$11,86 \left(2,293 - \frac{t}{b}\right) t^{0,9} J^{0,47}$	1. $b \geq 10,0$ m 2. $t \leq 14,0$ m
$34,94 \left(0,822 - \frac{t}{b}\right) t^{0,63} J^{0,47}$	$12,24 \left(2,293 - \frac{t}{b}\right) t^{0,63} J^{0,47}$	3. $\frac{t}{b} \leq 0,1$
$39,77 \left(0,822 - \frac{t}{b}\right) t^{0,53} J^{0,47}$	$13,94 \left(2,293 - \frac{t}{b}\right) t^{0,53} J^{0,47}$	4. $J \leq 0,005$

Halbkreisprofil aber nur in Mauerwerk usw. ausführbar und den veränderlichen Wassermengen schwer anzupassen.

Allgemein verwendbar ist die Form der Fig. 52 mit folgenden Beziehungen:

$\text{ctg } \alpha =$	3	2,5	2,0	1,5	1,0	0,5
$\frac{F}{r^2} = \alpha + \text{ctg } \alpha$	3,32	2,88	2,46	2,09	1,79	1,61
$\frac{c}{t} = 2\sqrt{1 + \text{ctg}^2 \alpha}$	6,32	5,38	4,47	3,60	2,82	2,24

$$R = \frac{r}{2}$$

$$v = \sqrt{0,5 \cdot c \sqrt{rJ}}$$

$$Q = (\alpha + \text{ctg } \alpha) \sqrt{0,5 \cdot c \sqrt{r^2 J}}$$



Fig. 52.

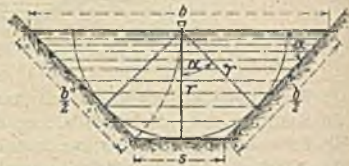


Fig. 53.

Sind Q und J gegeben, dann findet man r am einfachsten durch Probieren, da c von $R = \frac{r}{2}$ abhängig ist.

In der Regel erhalten offene Gräben trapezförmigen Querschnitt. In diesem Falle hat (Fig. 53) das günstigste Querprofil die Eigenschaft, daß es einem Halbkreis, dessen Mittelpunkt im Wasserspiegel liegt, umschrieben ist. Es ergeben sich dann folgende Beziehungen:

$\text{ctg } \alpha =$	3,0	2,5	2,0	1,75	1,50	1,25	1,00	0,75	0,50
$\frac{b}{r} = 2\sqrt{1 + \text{ctg}^2 \alpha} =$	6,32	5,38	4,47	4,03	3,60	3,20	2,82	2,50	2,24
$\frac{F}{r^2} = 2\sqrt{1 + \text{ctg}^2 \alpha} - \text{ctg } \alpha =$	3,32	2,88	2,47	2,28	2,10	1,95	1,82	1,75	1,74
$\frac{b}{t} = 2\sqrt{1 + \text{ctg}^2 \alpha} - 2 \text{ctg } \alpha =$	0,32	0,38	0,47	0,53	0,60	0,70	0,82	1,00	1,24

$$R = \frac{r}{2}, \quad \frac{p}{r} = \frac{2F}{r^2}, \quad p = b + s.$$

α ist gewöhnlich gegeben durch die Beschaffenheit des Bodens, in den der Graben eingeschnitten werden soll. Kann α beliebig gewählt werden, dann ergibt sich für die günstigste Profilform $\alpha = 60^\circ$, d. h. das halbe regelmäßige Sechseck.

Für das günstigste Rechteckprofil, $\text{ctg } \alpha = 0$, ergibt sich $r = \frac{b}{2}$, d. h. ein Rechteck, dessen Tiefe gleich der halben Breite ist.

Bewegung des Grundwassers. Wegen der großen Bewegungswiderstände kann sich nur eine sehr kleine Geschwindigkeit entwickeln. Man setzt daher

den Bewegungswiderstand proportional der ersten Potenz der Geschwindigkeit und erhält somit (vgl. Fig. 50)

$$h = w = \zeta \frac{\rho l}{F} v,$$

woraus

$$v = \left(\frac{F}{\rho} \cdot \frac{1}{\zeta} \right) \frac{h}{l} = k \frac{h}{l}.$$

Das ist das Dupuit-Darcysche Filtrationsgesetz.

$$\text{Wegen } v = \frac{Q}{F} \quad \text{wird} \quad k = \frac{Q}{F} \cdot \frac{l}{h}.$$

k kann nur experimentell bestimmt werden. Für Filtersand fand Darcy $k = 0,0008$.

Weiteres siehe Wasserversorgung!

Bewegung des Wassers in Rohrleitungen (siehe auch Wasserversorgung).

Aus der Grundformel

$$v = c \sqrt{\frac{F h}{\rho l}} \quad \text{folgt}$$

$$h = \frac{2g}{c^2} l \frac{\rho v^2}{F 2g}$$

und, da für den Kreisquerschnitt vom Durchmesser d

$$\frac{\rho}{F} = \frac{4}{d},$$

$$h = \frac{78,5}{c^2} \frac{l v^2}{d 2g} = \zeta \frac{l v^2}{d 2g},$$

$$\zeta = \frac{78,5}{c^2}.$$

worin

Ist der Querschnitt der Leitung ein Rechteck von der Höhe a und der Breite b , dann ist

$$h = \zeta \frac{l(a+b)v^2}{2ab 2g}.$$

Wird die Leitung aus einem Behälter gespeist, dann ist die Druckhöhe

$$H = \frac{v^2}{2g} \left(1,51 + \zeta \frac{l}{d} \right).$$

ζ genügend genau aus der Tafel für die Werte c der Bazinschen Formel!

Für lange Leitung genügend genau

$$H = \frac{v^2}{2g} \zeta \frac{l}{d} = 0,083 \zeta l \frac{Q^2}{d^5}.$$

Mit $\zeta = 0,03$ wird:

$$\frac{H}{l} = J = 0,0025 \frac{Q^2}{d^5}; \quad Q = 20,3 d^2 \sqrt{J d}; \quad d = 0,3 \sqrt[5]{\frac{Q^2}{J}}.$$

Wasserschlag. Wird eine l m lange Rohrleitung, in der das Wasser mit der Geschwindigkeit v fließt, in T Sekunden abgeschlossen, dann ist die Druckerhöhung am unteren Ende

$$(h) = \frac{3}{2} \cdot \frac{l v}{g T}$$

und der Gesamtdruck daselbst

$$h_2 = H + \frac{3}{2} \frac{lv}{gT}$$

2. Ungleichförmige Bewegung.

$w \approx h$, Fig. 54 und Fig. 55.

Für kurze Strecke mit Länge l , mittlerem Querschnitt $F = \frac{F_o + F_u}{2}$ und mittlerer Geschwindigkeit $v = \frac{v_o + v_u}{2}$ ergibt sich

$$a_o - a_u + l \sin \alpha = h = \frac{Q^2 p l}{F^3 c^3} + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_o^2} \right)$$

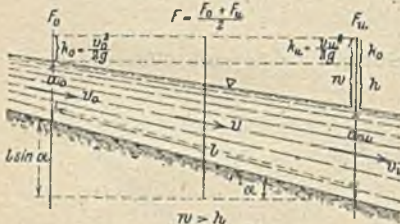


Fig. 54.

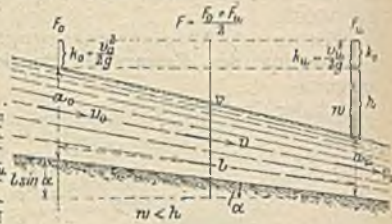


Fig. 55.

Oder für viele kurze Strecken von den Teillängen l

$$h = Q^2 \sum \frac{p l}{F^3 c^2} + \frac{Q^2}{2g} \sum \left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_o^2} \right)$$

In anderer Schreibweise

$$\left(\frac{100}{Q} \right)^2 h = \sum \left\{ \left(\frac{100}{c} \right)^2 \frac{p l}{F^3} \right\} + \frac{1}{19,26} \sum \left\{ \left(\frac{100}{F_u} \right)^2 - \left(\frac{100}{F_o} \right)^2 \right\}$$

Letztere Gleichung liefert für gegebenes Q das J und für gegebenes J die Wassermenge Q .

Bei der beschleunigten Bewegung (Fig. 55) setzt sich der Verbrauch an absolutem Gefälle zusammen aus dem Wert $\frac{Q^2 p l}{F^3 c^2}$ zur Überwindung der Reibung und dem Wert $\frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_o^2} \right)$ zur Erzeugung der Beschleunigung.

Bei der verzögerten Bewegung (Fig. 54) tritt Verlust an lebendiger Kraft ein, da der Überschuss an dieser durch innere Bewegungen zum größten Teil aufgezehrt wird. Deshalb kann bei der verzögerten Bewegung das dann negative Glied $\frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_o^2} \right)$ vernachlässigt werden. Da solche verzögerte Bewegung oberhalb von Wehren, so lautet für kurze Strecken l die Gleichung der Staukurve:

$$l = \frac{a_u - a_o}{\sin \alpha - Q^2 \frac{p}{F^3 c^2}}$$

worin c der Beiwert der allgemeinen Geschwindigkeitsformel!

Oder in anderer Schreibweise (vgl. Fig. 56), da

$$l = \Delta x, \quad a_u - a_o = \Delta z, \quad \sin \alpha = J.$$

$$\Delta x = \frac{\Delta z}{J - \left(\frac{Q}{c} \right)^2 \frac{p}{F^3}}$$

Diese Gleichung allgemein verwendbar: am Wehre anfangend, für angenommene Δz die zugehörigen Δx berechnen und so die Staukurve stückweise bestimmen.

Zahlenbeispiel. In einem 30 m breiten und 1,2 m tiefen, von senkrechten Ufermauern eingefäbten Flusse, dessen Gefälle $J = 0,000324$ beträgt und der 40 cbm Wasser führt, soll durch ein Wehr das Wasser 1,0 m hoch aufgestaut werden.

1. Wo beträgt die Stauhöhe noch 0,8 m?

$$\Delta z = 0,2, \quad F = 63 \text{ qm,}$$

$$p = 34,2, \quad R = 1,84,$$

c nach III, Kl. 3 = 61,

$$\Delta x_1 = \frac{0,20}{0,000324 - \left(\frac{40}{61}\right)^2 \cdot \frac{34,2}{63^3}} = 755 \text{ m.}$$



Fig. 56.

2. Wo beträgt die Stauhöhe noch 0,6 m?

$$\Delta x_2 = \frac{0,20}{0,000324 - \left(\frac{40}{60}\right)^2 \frac{33,8}{57^3}} = 823 \text{ m,}$$

mithin $755 + 823 = 1578 \text{ m}$ oberhalb des Wehres! usw.

Einfacher gestalten sich die Berechnungen, wenn man nach Tolkmitt das Flußprofil als Parabel auffaßt. Man erhält dann (Fig. 57)

$$Jx = a \left(\frac{T}{a} - \frac{1}{4} \ln \frac{T+a}{T-a} - \frac{1}{2} \arctg \frac{T}{a} \right) + \frac{a\pi}{4},$$

$$y = -a \left(\frac{1}{4} \ln \frac{T+a}{T-a} + \frac{1}{2} \arctg \frac{T}{a} \right) + \frac{a\pi}{4}.$$

Setzt man

$$\frac{1}{4} \ln \frac{T+a}{T-a} + \frac{1}{2} \arctg \frac{T}{a} - \frac{\pi}{4} = F \left(\frac{T}{a} \right)$$

und

$$\frac{T}{a} - F \left(\frac{T}{a} \right) = f \left(\frac{T}{a} \right),$$

dann wird

$$x = \frac{a}{J} f \left(\frac{T}{a} \right),$$

$$y = -a F \left(\frac{T}{a} \right).$$



Fig. 57.

In diesen Gleichungen nimmt T zu von $(a+z)$ bis $(a+h)$.

Zur Berechnung von $l_{(h,z)}$ und $y_{(h,z)}$ dienen die Formeln

$$l_{(h,z)} = \frac{a}{J} \left[f \left(\frac{a+h}{a} \right) - f \left(\frac{a+z}{a} \right) \right] = \frac{1}{J} [h - z + y_{(h,z)}],$$

$$y_{(h,z)} = a \left[F \left(\frac{a+z}{a} \right) - F \left(\frac{a+h}{a} \right) \right],$$

Tafel zur Berechnung der Staukurven.

$\frac{a+h}{a}$	$F\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$f\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$\frac{a+h}{a}$	$F\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$f\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$\frac{a+h}{a}$	$F\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$f\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$\frac{a+h}{a}$	$F\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$f\left(\frac{a+h}{a}\right)$
$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$
1,00	∞	$-\infty$	1,125	0,345	0,780	1,36	0,153	1,207	1,65	0,079	1,521
1,005	1,107	-0,102	1,130	0,337	0,793	1,37	0,149	1,221	1,70	0,072	1,628
1,010	0,936	+0,074	1,135	0,329	0,806	1,38	0,145	1,235	1,75	0,065	1,685
1,015	0,836	0,179	1,140	0,322	0,818	1,39	0,141	1,249	1,80	0,060	1,740
1,020	0,766	0,254	1,150	0,308	0,842	1,40	0,138	1,262	1,85	0,055	1,795
1,025	0,712	0,313	1,160	0,295	0,865	1,41	0,134	1,276	1,90	0,050	1,850
1,030	0,668	0,362	1,170	0,283	0,887	1,42	0,131	1,289	2,00	0,043	1,957
1,035	0,632	0,403	1,180	0,272	0,908	1,43	0,128	1,302	2,10	0,037	2,063
1,040	0,600	0,440	1,190	0,262	0,928	1,44	0,125	1,315	2,2	0,032	2,168
1,045	0,572	0,473	1,200	0,252	0,948	1,45	0,122	1,328	2,3	0,028	2,272
1,050	0,548	0,502	1,210	0,243	0,967	1,46	0,119	1,341	2,4	0,024	2,376
1,055	0,526	0,529	1,220	0,235	0,985	1,47	0,116	1,354	2,5	0,022	2,478
1,060	0,506	0,554	1,230	0,227	1,003	1,48	0,113	1,367	2,6	0,019	2,581
1,065	0,487	0,578	1,240	0,219	1,021	1,49	0,111	1,379	2,7	0,017	2,683
1,070	0,471	0,599	1,250	0,212	1,038	1,50	0,108	1,392	2,8	0,015	2,785
1,075	0,455	0,620	1,260	0,205	1,055	1,51	0,106	1,404	2,9	0,014	2,886
1,080	0,441	0,639	1,270	0,199	1,071	1,52	0,103	1,417	3,0	0,012	2,988
1,085	0,428	0,657	1,280	0,193	1,087	1,53	0,101	1,429	3,5	0,008	3,492
1,090	0,415	0,675	1,290	0,187	1,103	1,54	0,099	1,441	4,0	0,005	3,995
1,095	0,403	0,692	1,300	0,181	1,119	1,55	0,097	1,453	4,5	0,004	4,496
1,100	0,392	0,708	1,310	0,176	1,134	1,56	0,094	1,466	5,0	0,003	4,997
1,105	0,382	0,723	1,320	0,171	1,149	1,57	0,093	1,477	6,0	0,002	5,998
1,110	0,372	0,738	1,330	0,166	1,164	1,58	0,091	1,489	8,0	0,001	7,999
1,115	0,362	0,753	1,340	0,162	1,178	1,59	0,089	1,501	10,0	0	10,000
1,120	0,353	0,767	1,350	0,157	1,193	1,60	0,087	1,513	∞	0	∞

oder die genaueren

$$l_{(h, z)} = \frac{a}{J} \left[f\left(\frac{a+h}{a}\right) - f\left(\frac{a+z}{a}\right) \right] - a \frac{c^2}{g} \left[F\left(\frac{a+z}{a}\right) - F\left(\frac{a+h}{a}\right) \right],$$

$$y_{(h, z)} = a \left(1 - \frac{Jc^2}{g} \right) \left[F\left(\frac{a+z}{a}\right) - F\left(\frac{a+h}{a}\right) \right].$$

Für $Jc^2 = g$ oder $R = \frac{v^2}{g}$ wird $y = 0$: Bedingung für Eintritt des sog. Wassersprungs.

Die praktische Stauweite ist $\frac{a}{J} f\left(\frac{a+h}{a}\right)$.

Zahlenbeispiel. Gegeben: $J = 0,0005$, $F = 50$ qm, $b = 50$ m, Stauhöhe am Wehre $h = 1,2$ m, $a = \frac{3}{2} \cdot \frac{50}{50} = 1,5$ m.

1. Wie groß ist die praktische Stauweite?

$$\frac{a+h}{a} = \frac{2,7}{1,5} = 1,80, \quad f(1,80) = 1,74.$$

$$l = \frac{1,5}{0,0005} \cdot 1,74 = 5220 \text{ m.}$$

2. In welchem Abstände vom Wehre ist Stauhöhe noch 0,05 m?

$$\frac{a+z}{a} = \frac{1,5+0,05}{1,5} = 1,033, \quad f(1,033) = 0,387,$$

$$l_{(h, z)} = \frac{1,5}{0,0005} [1,740 - 0,387] = 4059 \text{ m.}$$

Genauer ergibt sich

$$l_{(h, z)} = 4059 - \frac{ac^2}{g} \left[F\left(\frac{a+z}{a}\right) - F\left(\frac{a+h}{a}\right) \right].$$

Da $R \approx 1$ m, so c nach IV. Kl. 6¹⁾ = 32,

$$F(1,033) = 0,646, \quad F(1,800) = 0,060.$$

Mithin

$$l_{(h, z)} = 4059 - \frac{1,5 \cdot 32^2}{9,81} (0,646 - 0,060) = 4059 - 92 = 3967 \text{ m.}$$

Die Stautafel ist aber nur anwendbar, wenn im Bereich des Staus im ungestauten Fluß gleichförmige Bewegung! Bei ungleichförmiger Bewegung Benutzung der Formel

$$\Delta x = \frac{\Delta z}{J - \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{\rho}{F^3}}$$

unter stückweiser Berechnung der Staukurve.

Angenäherte Berechnungen der Staukurve.

a) Ist $h \ll a$, dann ist $f\left(\frac{a+h}{a}\right) \approx \frac{a+h}{a}$ die praktische Stauweite bis

dahin, wo die durch den Stauspiegel am Wehr gelegte Horizontale die Flußsohle schneidet (Fig. 58). Bei kleiner Stauhöhe ist die Stauweite kürzer.

b) Staukurve als quadratische Parabel auffassen, wobei ungestauter Spiegel Tangente an die Parabel.

¹⁾ Klasse 6 gewählt, weil ein Gefälle $J = 0,0005$ sich nur beim Vorhandensein von Geschiebe erhalten kann!

Dann ist (Fig. 59)

$$l = \frac{2h}{J},$$

d. h. gleich der doppelten hydrostatischen Stauweite. Bei kleiner Stauhöhe ($h < a$) ist die Stauweite größer.



Fig. 58.

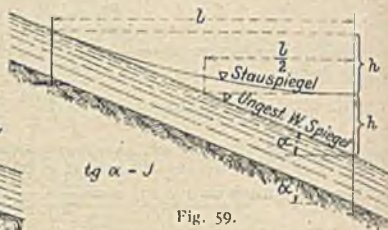


Fig. 59.

Senkungskurve.

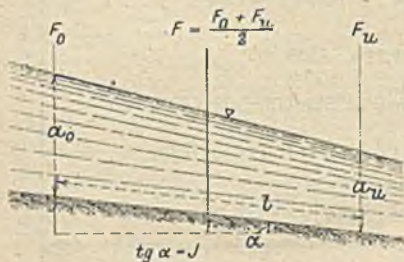


Fig. 60.

Für eine kurze Strecke (Fig. 60) ist

$$l = \frac{a_0 - a_u - \left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2} \right) \frac{Q^2}{2g}}{Q^2 \frac{p}{F^3 c^3} - J}$$

oder

$$\Delta x = \frac{\Delta z - \left(\frac{F_0 - F_u}{F^3} \right) \frac{Q^2}{g}}{\left(\frac{Q}{c} \right)^2 \frac{p}{F^3} - J}$$

Zahlenbeispiel (Fig. 61).

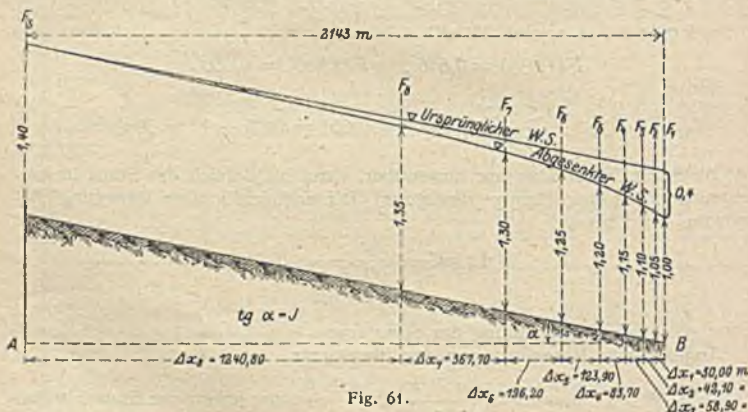


Fig. 61.

Gegeben: $J = 0,0005$. $F = 28$ qm, $b = 30$ m. Parabelprofil, somit

$$a = \frac{3 \cdot 28}{2 \cdot 30} = 1,40 \text{ m.}$$

Ferner Parameter

$$P = \frac{b^2}{4a} = 160,7, \quad F = \frac{1}{4} \sqrt{P \cdot a^3}, \quad R = \frac{28}{30} \quad \text{und} \quad c = 38.$$

$$v = 38 \sqrt{\frac{28}{30} \cdot 0,0005} = 0,821 \text{ m}, \quad Q = 28 \cdot 0,821 = 23 \text{ cbm},$$

$$\frac{Q^2}{g} = 53,92, \quad \left(\frac{Q}{c}\right)^2 = 0,366, \quad b = 2\sqrt{P(a-z)}.$$

Von B abwärts werde das Flußbett durch Ausbaggerung vertieft, wodurch bei B eine Senkung = 0,4 m herbeigeführt werde.

In welchen Entfernungen aufwärts von B betragen die Wassertiefen noch 1,05, 1,10, 1,20 usw. bis 1,40 m?

Die zur Berechnung der Einzelstrecken $\Delta x_1, \Delta x_2$ usw. erforderlichen Zahlenwerte sind nachfolgend zusammengestellt:

Profil	b	F	$F_o - F_u$	F_{mittel}	$b = p_{\text{mittel}}$	Strecke
	m	qm	qm	qm		
F_1	25,35	16,90				
F_2	25,98	18,19	1,29	17,55	25,67	Δx_1
F_3	26,59	19,50	1,31	18,85	26,29	Δx_2
F_4	27,19	20,84	1,34	20,17	26,89	Δx_3
F_5	27,77	22,22	1,38	21,53	27,48	Δx_4
F_6	28,35	23,62	1,40	22,92	28,06	Δx_5
F_7	28,91	25,05	1,43	24,34	28,63	Δx_6
F_8	29,46	26,51	1,46	25,78	29,19	Δx_7
F_9	30,00	28,00	1,49	27,26	29,73	Δx_8

$$\Delta x_1 = \frac{0,05 - \frac{1,29}{17,55^3} \cdot 53,92}{0,366 \cdot \frac{25,67}{17,55^3} - 0,0005} = 30,00 \text{ m.}$$

In gleicher Weise erhält man:

$\Delta x_2 =$	42,10 m
$\Delta x_3 =$	58,90 „
$\Delta x_4 =$	83,70 „
$\Delta x_5 =$	123,90 „
$\Delta x_6 =$	196,20 „
$\Delta x_7 =$	367,70 „
$\Delta x_8 =$	1240,80 „

Gesamtsenkungsbereich = 2143,30 \cong 2143 m.

Wesentlich einfacher gestalten sich auch hier die Rechnungen, wenn für regelmäßige Flußstrecken die gleiche Differentialgleichung wie beim Stau angewendet wird. Nur ist jetzt $T < a$. Man setze

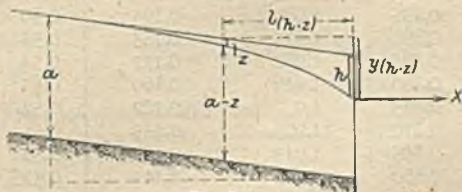


Fig. 62.

$$\frac{1}{4} \ln \frac{1 + \frac{a-z}{a}}{1 - \frac{a-z}{a}} + \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \frac{a-z}{a} = F\left(\frac{a-z}{a}\right)$$

und

$$F\left(\frac{a-z}{a}\right) - \frac{a-z}{a} = f\left(\frac{a-z}{a}\right).$$

dann gelten die Gleichungen (Fig. 62)

$$l_{(h,z)} = \frac{a}{J} \left[f\left(\frac{a-z}{a}\right) - f\left(\frac{a-h}{a}\right) \right] - \frac{ac^2}{g} \left[F\left(\frac{a-z}{a}\right) - F\left(\frac{a-h}{a}\right) \right]$$

$$= \frac{1}{J} [y_{(h,z)} - (h-z)],$$

$$y_{(h,z)} = a \left(1 - \frac{Jc^2}{g} \right) \left[F\left(\frac{a-z}{a}\right) - F\left(\frac{a-h}{a}\right) \right].$$

Tafel zur Berechnung der Senkungskurven.

$\frac{a-h}{a}$	$F\left(\frac{a-h}{a}\right)$	$f\left(\frac{a-h}{a}\right)$	$\frac{a-h}{a}$	$F\left(\frac{a-h}{a}\right)$	$f\left(\frac{a-h}{a}\right)$
$\frac{a-z}{a}$	$F\left(\frac{a-z}{a}\right)$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$	$\frac{a-z}{a}$	$F\left(\frac{a-z}{a}\right)$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$
1,000	∞	∞	0,77	0,838	0,068
0,995	1,889	0,894	0,76	0,823	0,063
0,990	1,714	0,724	0,75	0,808	0,058
0,985	1,610	0,625	0,74	0,794	0,054
0,980	1,536	0,556	0,73	0,780	0,050
0,975	1,479	0,504	0,72	0,766	0,046
0,970	1,431	0,461	0,71	0,752	0,042
0,965	1,391	0,426	0,70	0,739	0,039
0,960	1,355	0,395	0,69	0,726	0,036
0,955	1,324	0,369	0,68	0,713	0,033
0,950	1,296	0,346	0,67	0,701	0,031
0,945	1,270	0,325	0,66	0,688	0,028
0,940	1,246	0,306	0,65	0,676	0,026
0,935	1,224	0,289	0,64	0,664	0,024
0,930	1,204	0,274	0,63	0,652	0,022
0,925	1,185	0,260	0,62	0,640	0,020
0,920	1,166	0,246	0,61	0,628	0,018
0,915	1,149	0,243	0,60	0,617	0,017
0,910	1,133	0,223	0,59	0,606	0,016
0,905	1,118	0,213	0,58	0,594	0,014
0,900	1,103	0,203	0,57	0,583	0,013
0,895	1,089	0,194	0,56	0,572	0,012
0,890	1,075	0,185	0,55	0,561	0,011
0,885	1,062	0,177	0,54	0,550	0,010
0,880	1,049	0,169	0,53	0,539	0,009
0,875	1,037	0,162	0,52	0,528	0,008
0,870	1,025	0,155	0,51	0,517	0,007
0,865	1,013	0,148	0,50	0,506	0,006
0,860	1,002	0,142	0,475	0,480	0,005
0,850	0,980	0,130	0,450	0,454	0,004
0,84	0,960	0,120	0,425	0,428	0,003
0,83	0,940	0,110	0,400	0,402	0,002
0,82	0,922	0,102	0,350	0,351	0,001
0,81	0,904	0,094	0,300	0,300	0,000
0,80	0,887	0,087	0,200	0,200	—
0,79	0,870	0,080	0,100	0,100	—
0,78	0,854	0,074	0	0	—

Anwendung auf das vorige Zahlenbeispiel.

Wo beträgt die Wassertiefe noch 1,35 m oder die Senkung noch 0,05 m?

$$\frac{a-h}{a} = \frac{1,4 - 0,4}{1,4} = 0,714, \quad F(0,714) = 0,759, \quad f(0,714) = 0,044,$$

$$\frac{a-z}{a} = \frac{1,4 - 0,05}{1,4} = 0,964, \quad F(0,964) = 1,383, \quad f(0,964) = 0,419.$$

Somit $y_{(h,z)} = 1,4 \left(1 - \frac{0,0005 \cdot 38^2}{9,81} \right) [1,383 - 0,759] = 0,8093,$

$$l_{(h,z)} = \frac{1}{0,0005} [0,8093 - (0,4 - 0,05)] \cong 919 \text{ m}$$

oder

$$l_{(h,z)} = \frac{1,4}{0,0005} (0,419 - 0,44) - \frac{1,4 \cdot 38^2}{9,81} (1,383 - 0,759) = 921 \text{ m}.$$

Im vorigen Beispiele ergibt sich $l_{(h,z)} \cong 903 \text{ m}.$

Berechnung der Wirkungen von Stauanlagen.

Stauhöhe gegeben, Wehrhöhe gesucht. Vier Fälle möglich: Überfallwehr, Grundwehr, unvollkommenes Wehr (Buhne), Grundablaß.

a) Überfallwehr (Fig. 63). Gegeben:

$$Q, h_1, a, b, v = \frac{Q}{(a + h_1) b}, \quad k = \frac{v^2}{2g}.$$

Gesucht: Wehrhöhe x .

Zunächst ist durch eine Versuchsrechnung mit $x = a$ zu ermitteln, ob Überfall- oder Grundwehr anzuordnen ist. Man erhält dann die überfließende Wassermenge

$$Q_1 = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} [(h_1 + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}].$$

Ist $Q_1 > Q$, dann Wehrkrone heben: Überfallwehr.

„ $Q_1 = Q$, „ „ in richtiger Höhe.

„ $Q_1 < Q$, „ „ senken: Grundwehr.

Es ergebe sich $Q_1 > Q$, dann:

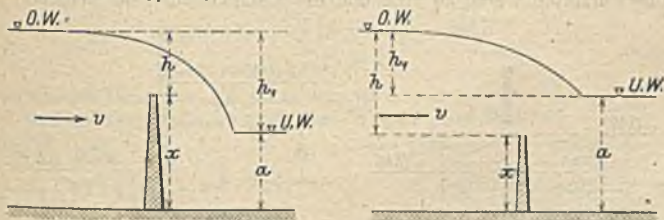


Fig. 63 und 64. Breite = $b \text{ m}.$

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} [(h + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}],$$

$$h = \left(\frac{\frac{3}{2} Q}{\mu b \sqrt{2g}} + k^{\frac{3}{2}} \right)^{\frac{2}{3}} - k,$$

$$x = a + h_1 - h.$$

Bei Vernachlässigung von k wird

$$x = a + h_1 - \left(\frac{\frac{3}{2} Q}{\mu b \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}}.$$

Unter der Voraussetzung, daß oberhalb des Wehres Leitwände vorhanden sind, wird für abgerundete Wehrkronen $\mu = 0,83$, für eckige Wehrkronen $\mu = 0,68$.

b) Grundwehr. Es ergebe sich für $x = a$, $Q_1 < Q$, dann wird (Fig. 64)

$$Q_1 = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} [(h_1 + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}],$$

$$Q_2 = \mu b (h - h_1) \sqrt{2g (h_1 + k)}.$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = \mu b \sqrt{2g} \left\{ \frac{2}{3} [(h_1 + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}] + (h - h_1) \sqrt{h_1 + k} \right\}.$$

Für genauere Rechnungen muß in die Formel für Q_1 μ_1 und in die für Q_2 μ_2 eingesetzt werden, und zwar

für abgerundete Wehrkronen $\mu_1 = 0,83$, $\mu_2 = 0,67$,

„ eckige „ $\mu_1 = 0,68$, $\mu_2 = 0,62$.

Bildet das Grundwehr den Unterbau eines beweglichen Wehres mit Griespfosten, dann setze man $\mu_1 = \mu_2 = 0,63$. Für den Grundablaß mit freier Durchflußöffnung bis zur Flußsohle setze man $\mu_1 = \mu_2 = 0,80$.

In den meisten praktischen Fällen genügt aber die Annahme $\mu_1 = \mu_2 = \mu$. Die gesuchte Wehrhöhe ergibt sich dann zu

$$x = a - \frac{Q}{\mu b \sqrt{2g (h_1 + k)}} + \frac{2}{3} \frac{(h_1 + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{h_1 + k}}.$$

Ist bei größerem Aufstau v so klein, daß k vernachlässigt werden kann, dann wird

$$x = a + \frac{2}{3} h_1 - \frac{Q}{\mu b \sqrt{2g h_1}}.$$

Zahlenbeispiel. Gegeben: $b = 10$ m, $a = 1,0$ m, $Q = 12$ cbm, $h_1 = 0,5$, $\mu = 0,80$. Gesucht: Wehrhöhe x .

Für $x = a$ erhält man, da $k = \frac{1}{2 \cdot 9,81} \left[\frac{12}{(1,0 + 0,5) \cdot 10} \right]^2 = 0,033$ m.

$Q_1 = \frac{2}{3} 0,80 \cdot 10 \sqrt{2 \cdot 9,81} [(0,5 + 0,033)^{\frac{3}{2}} - 0,033^{\frac{3}{2}}] = 9,05$ cbm, also $< Q$. mithin Grundwehr anzuordnen.

$$x = 1,0 - \frac{12,0}{0,8 \cdot 10 \sqrt{2 \cdot 9,81 (0,5 + 0,033)}} + \frac{2}{3} \frac{(0,5 + 0,033)^{\frac{3}{2}} - 0,033^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{0,5 + 0,033}} = 0,886 \text{ m.}$$

Für $k = 0$ würde man erhalten $x = 0,854$ m, also um 0,032 m zu klein: das Übersturzprofil würde zu groß und die Stauhöhe zu klein werden.

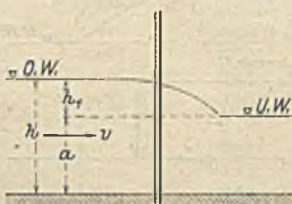


Fig. 65.

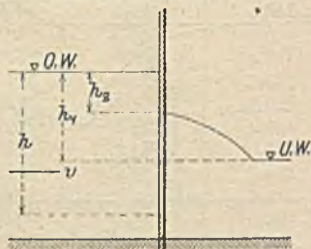


Fig. 66.

c) Grundablaß (Fig. 65 und 66). Für den Grundablaß nach Fig. 65 sind die Formeln für das Grundwehr mit $(h - h_1) = a$ zu benutzen; $\mu = 0,80$.

Liegt nach Fig. 66 die Öffnung unter O. W., dann

$$Q = Q_1 + Q_2,$$

worin

$$Q_1 = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} [(h_1 + k)^{\frac{3}{2}} - (h_2 + k)^{\frac{3}{2}}],$$

$$Q_2 = \mu b (h - h_1) \sqrt{2g (h_1 + k)},$$

$$\mu = 0,63.$$



Fig. 67. $b_1 =$ Wehrlänge + Summe der Zwischenpfeilerstärken.

1) Unvollkommenes Wehr (Vereinigung von Wehr und Grundablaß).

1. Oberwasserspiegel unter der Wehrkrone (Fig. 67).

Gegeben: Q , b und a . Gesucht: h .

$$Q_1 = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} [(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}],$$

$$Q_2 = \mu b a \sqrt{2g(h+k)},$$

h aus $Q = Q_1 + Q_2$.

Da aber $h = \frac{1}{2g} \left[\frac{Q}{(a+h)b} \right]^2$ unbekannt, so macht sich folgendes Näherungsverfahren erforderlich:

$$Q = Q_1 + Q_2 \text{ für } k = 0.$$

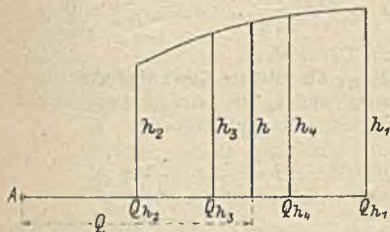


Fig. 68.

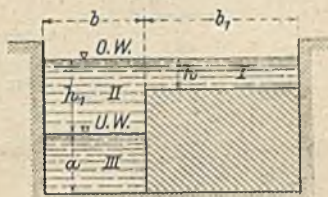


Fig. 69. $b_1 =$ Wehrlänge + Summe der Zwischenpfeilerstärken.

Daraus h_1 zu groß. Mit diesem h_1 zu berechnen h_{h1} und Q_{h1} . Nunmehr mit einem, wenn möglich zu kleinen h_2 Q_{h2} zu berechnen usw.

Alsdann nach Fig. 68 das gesuchte h durch zeichnerische Einmittleung zu bestimmen.

2. Oberwasserspiegel über der Wehrkrone (Fig. 69).

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3,$$

$$Q_1 = \frac{2}{3} \mu b_1 \sqrt{2g} [(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}],$$

$$Q_2 = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} [(h_1+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}],$$

$$Q_3 = \mu b a \sqrt{2g(h_1+k)}.$$

Im übrigen Gang der Rechnung wie vor.

3. Unterwasserspiegel über der Wehrkrone (Fig. 70).

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3,$$

$$Q_1 = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} [(h_1+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}],$$

$$Q_2 = \mu b (h - h_1) \sqrt{2g(h_1+k)},$$

$$Q_3 = \mu b_1 (a + h_1 - h) \sqrt{2g(h_1+k)} \text{ usw.}$$

Ist die Höhe des Stauspiegels vorgeschrieben, dann Wehr und Grundablaß so zu bemessen, daß Q durchfließen kann.

Sind Stau- und Wehrhöhe gegeben, dann Breite des Grundablasses zu ermitteln.

o) Streichwehr. Ist l die Länge des mit der Sohle parallelen Überfallrückens und h die Überfallhöhe am unteren Ende des Überfallrückens, dann ist, unter Voraussetzung gleichförmiger Bewegung im Gerinne unterhalb des Streichwehres, die über das Streichwehr ausfließende Wassermenge

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} \sqrt{l^{2,5} h^{5,0}} \text{ in cbm/sek,}$$

wenn l und h in Meter eingeführt werden.

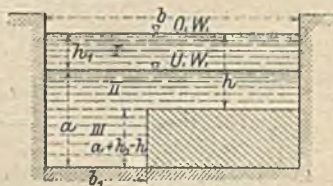


Fig. 70.

Berechnung der Durchlaßöffnung von Brücken. (Fig. 71.)

1. Gegeben der zulässige Stau h und Q ; gesucht die Lichtweite. b aus

$$Q = \mu b \sqrt{2g} \left\{ \frac{2}{3} [(h+k)^2 - k^2] + a \sqrt{h+k} \right\}, \quad \text{worin } k = \frac{v_0^2}{2g}. \quad (1)$$

μ nach Fig. 72 je nach der Form des Pfeilervorkopfes.

Je größer Verhältnis der Lichtweite zur Summe Pfeilerstärken, desto größer μ .

2. Gegeben Lichtweite b und Q ; gesucht Stauhöhe h .

a) Folgendes Näherungsverfahren oft genügend:

$$k = \frac{v_0^2}{2g}, \quad v_0 = \frac{Q}{B a},$$

dann aus Gl. (1) h .

b) Ist v_0 die mittlere Geschwindigkeit oberhalb der Brücke und v_m die mittlere Geschwindigkeit in der Brückenöffnung, dann ist

$$h = \frac{v_m^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g}$$

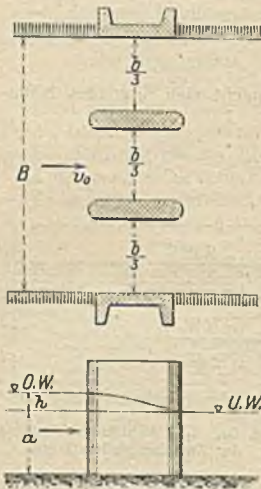


Fig. 71.

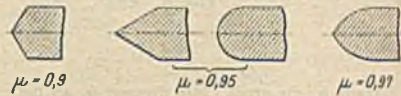


Fig. 72.

und da

$$v_m = \frac{Q}{\mu a b}, \quad v_0 = \frac{Q}{B(a+h)},$$

so wird

$$h = \frac{Q^2}{2g} \left[\frac{1}{(\mu a b)^2} - \frac{1}{B^2 (a+h)^2} \right] \quad (II)$$

oder

$$h^3 + h^2(2a - m) + h(a^2 - 2am) = m a^2 - \frac{Q^2}{2g B^2}, \quad (IIa)$$

worin

$$m = \frac{Q^2}{2g(\mu a b)^2}$$

Bei größerer Wassertiefe kann man angenähert setzen:

$$h = \frac{Q^2}{2g} \left[\frac{1}{(\mu a b)^2} - \frac{1}{B^2 \cdot a^2} \right], \quad (III)$$

daraus aber zu kleines h !

Zahlenbeispiel.

Ein von Ufermauern eingefasster Strom führe bei H. W. 3000 cbm

$$B = 220 \text{ m}, \quad a = 4,0 \text{ m}, \quad b = 200 \text{ m}, \quad \mu = 0,95.$$

Gesucht h .

1. Angenähert wird nach Gl. (III)

$$h = \frac{3000^2}{2 \cdot 9,81} \left[\frac{1}{(0,95 \cdot 4,0 \cdot 200)^2} - \frac{1}{220^2 \cdot 4,0^2} \right] = 0,202 \text{ m.}$$

2. Genauer wird nach Gl. (IIa)

$$m = \frac{3000^2}{2 \cdot 9,81 (0,95 \cdot 4,0 \cdot 200)^2} = 0,794.$$

Ferner

$$2a - m = 7,206,$$

$$a^2 - 2am = 9,648,$$

$$m a^2 - \frac{Q^2}{2g \cdot B^2} = 12,704 - 9,477 = 3,227.$$

Mithin

$$h^3 + 7,206 h^2 + 9,648 h = 3,227.$$

Daraus

$$h = 0,276 \text{ m.}$$

Umständlicher gestalten sich die Rechnungen, wenn weder die Durchflußmenge Q noch die Stauhöhe h gegeben sind. Es muß dann das Gefälle J gegeben sein. Den Gang der Rechnung möge ein Zahlenbeispiel erläutern (Fig. 73).

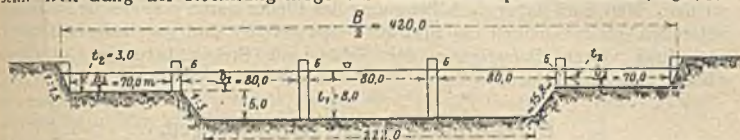


Fig. 73.

Gegeben: $b_1 = 240 \text{ m}$, $b_2 = 140 \text{ m}$, $t_1 = 8.0 \text{ m}$, $t_2 = 3.0 \text{ m}$, $\mu = 0.95$, $J = 0.0003$. Gesucht: Q und h .

Es sei vor Erbauung der Brücke:

- F_1 der Querschnitt des mittleren Stromschlauchs,
- v_1 die mittlere Geschwindigkeit in demselben,
- R_1 der Profilradius desselben,
- F_2 der gesamte Querschnitt über den Vorländern.
- v_2 die mittlere Geschwindigkeit daselbst,
- R_2 der zugehörige Profilradius,

dann wird nach Heßle

$$v_1 = 25 \left(1 + \frac{1}{2} \sqrt{R_1} \right) \sqrt{R_1 \cdot 0,0003},$$

$$v_2 = 25 \left(1 + \frac{1}{2} \sqrt{R_2} \right) \sqrt{R_2 \cdot 0,0003},$$

$$R_1 = \frac{F_1}{p_1} = \left(\frac{252 + 222}{2} \cdot 5 + 252 \cdot 3 \right) \frac{1}{222 + 2 \cdot 15,8} = 7,65 \text{ m},$$

$$R_2 = \frac{F_2}{p_2} = \left(\frac{76 + 80,5}{2} \cdot 3,0 \right) \frac{1}{76 + 5,4} = 2,88 \text{ m},$$

$$v_1 = 2,85 \text{ m}, \quad v_2 = 1,36 \text{ m},$$

$$F_1 = 1941 \text{ qm}, \quad F_2 = 470 \text{ qm},$$

$$Q_1 = F_1 v_1 = 5532 \text{ cbm}, \quad Q_2 = F_2 v_2 = 639 \text{ cbm},$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = 6171 \text{ cbm}.$$

Nach Erbauung der Brücke wird

$$Q_1 = \mu b_1 \sqrt{2g} \left\{ \frac{2}{3} [(h + k_1)^{\frac{3}{2}} - k_1^{\frac{3}{2}}] \right\} + \mu b_2 t_1 \sqrt{2g(h + k_1)}$$

worin $b_2 = \frac{1845}{8} = 230,63 \text{ m}$, Fig. 74,

$$Q_2 = \mu b_2 \sqrt{2g} \left\{ \frac{2}{3} [(h + k_2)^{\frac{3}{2}} - k_2^{\frac{3}{2}}] + t_2 \sqrt{h + k_2} \right\},$$

$$Q = Q_1 + Q_2.$$

Jetzt h probeweise annehmen und dann mit Hilfe der letzten Gleichung $Q = Q_1 + Q_2$ das Q berechnen, das mit dem zuerst berechneten Q übereinstimmen muß.

Für $h = 0,10 \text{ m}$ wird

$$F_1 = 1966,2 \text{ qm},$$

$$F_2 = 485,6 \text{ qm},$$

$$v_1 = \frac{5532}{1966,2} = 2,81 \text{ m},$$

$$k_1 = \frac{v_1^2}{2g} = 0,403,$$

$$v_2 = \frac{639}{485,6} = 1,32 \text{ m},$$

$$k_2 = \frac{v_2^2}{2g} = 0,089,$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = 6364 \text{ cbm}, \quad \text{gegen } 6171 \text{ cbm}.$$

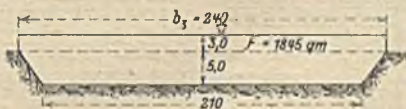


Fig. 74.

Für $h = 0,08$ m erhält man eine genügende Übereinstimmung zwischen beiden Q -Werten.

Der durch die Brücke verursachte Stau beträgt also 8 cm.

Wegen der unter der Brücke entstehenden Geschwindigkeitsvermehrung wird die Gefahr einer Auskolkung des Flußbettes zwischen den Pfeilern hervorgerufen. Man muß daher nach Erbauung der Pfeiler durch periodische Peilungen feststellen, ob tatsächlich die Flußsohle sich vertieft und gegebenenfalls dieser Vertiefung durch Befestigung der Sohle mit Steinschüttungen — Querschwellen — vorbeugen.

B. Bestimmung der Abflusmengen.

Allgemeines.

Der Ingenieur bedarf vor allem der Kenntnis der extremsten Abflusmengen, der bekanntesten kleinsten — N. N. W. — und der bekanntesten größten — H. H. W. Von der kleinsten Wassermenge hängt beispielsweise ab der erreichbare Regelungserfolg, während die bekannte größte Wassermenge für die Durchflußweiten von Brücken usw. maßgebend ist.

Die Kenntnis der mittleren Jahresabflusmenge — M. W. — hat zwar in erster Linie eine rein wissenschaftliche Bedeutung, mit ihrer Hilfe kann aber auch die Kleinst- und Größtwassermenge eingeschätzt werden, wenn man das Verhältnis dieser beiden zu jener aus Erfahrungswerten einschätzen kann. In Verbindung mit dem Gefälle gibt die mittlere Jahresabflusmenge einen Maßstab für die Größe der Wasserkraft ab.

Es gibt nur ein Mittel, die Abflusmenge genau zu bestimmen: die Eichung, die aber nur bei sehr kleinen Wassermengen, bis zu etwa 2 cbm/Sek., anwendbar ist. Bei größeren Wassermengen, bis zu etwa 10 cbm/Sek., läßt sich die Abflusmenge indirekt durch Überfallmessungen usw. bestimmen. Diesen Bestimmungen haftet aber die mit dem Gebrauch von Ausflußkoeffizienten verbundene Unsicherheit an. Nur dann, wenn die Messungen unter genau den gleichen Umständen angestellt werden, unter denen diese Koeffizienten ermittelt worden sind, kann von einer genauen Ermittlung der Abflusmenge gesprochen werden. Sind die Wassermengen oder die Abflußquerschnitte so groß, daß man der Kosten und anderer Rücksichten wegen auf den Einbau von Meßwehren usw. verzichten muß, dann ist man auf die Berechnung der Abflusmenge aus $Q = Fv$ angewiesen, wo F und, wenn irgend tunlich, auch v durch Messung zu bestimmen sind. Ist die Messung von v unmöglich, dann kann v , falls das Gefälle J bekannt ist, mit der Geschwindigkeitsformel berechnet werden, ist auch J unbekannt, dann bleibt als letzter Ausweg die Einschätzung der Abflusmengen aus der



Fig. 75.

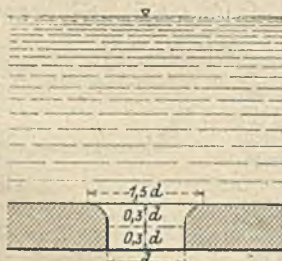


Fig. 76.

Größe und dem Charakter des Flußgebietes und der Niederschlagshöhe.

1. Wasserzoll ist die Wassermenge, die durch eine zugespitzte Kreisöffnung in senkrechter Wandung abfließt. In der dichten Abflußwand sind mehrere solcher Öffnungen wagenrecht nebeneinander vorhanden, von denen so viele verstopft werden.

daß der Wasserspiegel auf einem bestimmten Normaldruck erhalten wird. Bei den Verhältnissen der Fig. 75 ergibt 1 Öffnung 20 cbm/Tag = 0,23 l/Sek. („sl“), also Ausflußmenge bei n Öffnungen = $n \cdot 0,23$ sl.

Genauere Ergebnisse nach Fig. 76 mit gut geglätteten und ausgerundeten Düsen im Boden des Ablaufes. Alle Düsen (von verschiedenem Querschnitt) stehen unter gleichem Wasserdruck und haben die gleiche Ausflußzahl $\mu \approx 0,99$. Mithin verhalten sich die Ausflußmengen wie die Düsenquerschnitte. Eine der kleineren Düsen fördert in ein Eichgefäß.

2. Überfälle. Zur Wassermengenmessung eignen sich nur vollkommene Überfälle mit stromaufwärts zugeschärften Kanten. Bei rechtwinkligen Überfällen wird die Druckhöhe h (Fig. 77) in 3 bis 5 m Entfernung vom Überfall gemessen. Zwischen Schwelle und Strahl muß sich ein mit Luft erfüllter Raum befinden, daher ist bei Überfällen ohne Seitenkontraktion, wenn sie als Meßwehre benutzt werden sollen, in einer der senkrechten Seitenwände eine Luftöffnung a (Fig. 77) von etwa 60 mm Durchmesser anzubringen.

a) Vollkommener Überfall ohne Seitenkontraktion (Wehrlänge b gleich Gerinnbreite!).

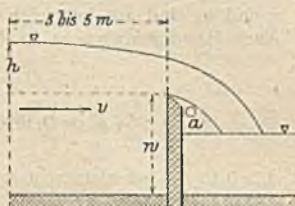


Fig. 77.

Die überfließende Wassermenge ist

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left\{ (h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right\}, \quad \text{wo } k = \frac{v^2}{2g} \quad \text{und } v = \frac{Q}{b(h+w)}.$$

Oder

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh} \left\{ 1 + 0,55 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right\}.$$

Für $b > h$ und $0,1 < h < 0,6$ m ist nach Frese in vorstehender Formel

$$\mu = 0,615 + \frac{0,0021}{h}.$$

Kommt es bei den Messungen nicht auf große Genauigkeit an und ist das Meßwehr nicht in rechteckigen künstlichen Gerinnen erbaut, ist endlich das

Verhältnis $\frac{h}{h+w} \leq \frac{1}{15}$, dann genügt die einfachere Formel

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh} \quad \text{mit} \quad \frac{2}{3} \mu \approx 0,443$$

oder

$$Q = 1,96 h \sqrt{h}.$$

b) Vollkommener Überfall mit Seitenkontraktion (Gerinnbreite $B >$ Wehrlänge b).

Für den praktischen Gebrauch geeigneter als der Überfall ohne Seitenkontraktion.

In der Gleichung

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh}$$

ist nach Frese für

$$0,1 \leq h \leq 0,6 \text{ m,}$$

$$\mu = \mu_0 \cdot \varepsilon,$$

worin

$$\mu_0 = 0,5755 + \frac{0,017}{h+0,18} - \frac{0,075}{b+1,2},$$

$$\varepsilon = 1 + \left[0,25 \left(\frac{b}{B} \right)^2 + \zeta^1 \right] \left(\frac{h}{h+w} \right)^2,$$

$$\zeta^1 = 0,025 + \frac{0,0375}{\left(\frac{h}{h+w}\right)^2 + 0,02},$$

ε und μ_0 sind aus folgenden Tafeln zu entnehmen.
Nach Braschmann ist in der Gleichung

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh},$$

$$\frac{2}{3} \mu = 0,3838 + 0,0386 \frac{b}{B} + \frac{0,00053}{h},$$

für $h > 0,10$ m; bei kleinerem h Fehler von einigen Prozenten!
Angenähert ist

$$Q = 1,8 b h \sqrt{h}.$$

$\varepsilon =$ Werte.

$\frac{h}{h+w}$	$\frac{b}{B}$								
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,05	1,0042	1,0043	1,0043	1,0043	1,0044	1,0045	1,0045	1,0046	1,0047
6	58	58	59	59	60	61	63	64	66
7	75	75	76	77	78	79	81	83	85
8	93	93	94	95	97	98	1,0100	1,0106	1,0100
9	1,0110	1,0111	1,0112	1,0113	1,0115	1,0117	20	23	26
0,100	28	29	30	32	34	37	40	44	48
25	68	70	72	75	78	82	87	93	
50	1,0205	1,0206	1,0209	1,0213	1,0218	1,0224	1,0232	1,0240	
75	35	37	41	46	53	62	72	83	
0,200	61	64	69	76	85	96	1,0309	1,0324	
25	83	86	93	1,0313	1,0313	1,0327	43		
50	1,0301	1,0306	1,0314	25	39	56	76		
75	17	23	33	46	63	84	1,0408		
0,300	31	38	49	65	85	1,0410	39		
25	44	52	65	84	1,0408	37			
50	56	65	81	1,0402	30	63			
75	67	78	95	20	51				
0,40	77	89	1,0409	37	73				
5	97	1,0412	37	73					
0,50	1,0416	35	66						
5	35	58							
0,60	54	81							
5	74	1,0506							
0,70	95	32							
5	1,0517								
0,80	40								
5	64								
0,90	89								
5	1,0616								
1,00	43								

Anmerkung. Es sind nur die Werte aufgenommen, für welche Versuche vorliegen!

$\mu_0 = \text{Werte.}$

h m	b in Meter											
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,25	1,50
0,1	0,5785	0,5826	0,5862	0,5893	0,5921	0,5945	0,5967	0,5987	0,6005	0,6021	0,6056	0,6084
0,2	625	666	702	733	761	785	807	827	845	861	896	924
0,3	532	573	609	640	668	692	714	734	752	768	803	831
0,4	471	512	548	579	607	631	653	673	691	707	742	770
0,5	428	469	505	536	564	588	610	630	648	664	699	727
0,6	396	437	473	504	532	556	578	598	616	632	667	695

h m	b in Meter											
	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
0,1	0,6108	0,6128	0,6159	0,6183	0,6202	0,6218	0,6230	0,6241	0,6250	0,6258	0,6265	0,6271
0,2	5948	5968	5999	6023	6042	6058	6070	6081	6090	6098	6105	6111
0,3	855	875	906	930	949	965	977	988	997	6005	6012	6018
0,4	794	814	845	869	888	904	916	927	936	5944	5951	5957
0,5	751	771	802	826	845	861	873	884	893	901	908	914
0,6	719	739	770	794	813	829	841	852	861	869	876	882

c) Vollkommener \sphericalangle = Überfall (Fig. 78).

Nach Jas. Thompson wird

$$Q = 0,014 h^2 \sqrt{h} \text{ in sl,}$$

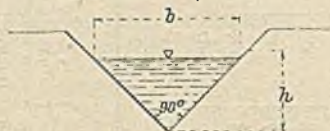


Fig. 78.

wenn h in cm ausgedrückt und im Abstände von 0,77 m oberhalb des Einschnittes gemessen wird. Für kleine Wassermengen besonders zu empfehlen.

3. Bestimmung der Wassermenge aus $Q = Fv$.

a) In den Profilvertikalen I, II, III usw. (Fig. 79) werden durch Messung die Vertikalgeschwindigkeitskurven (Fig. 80) bestimmt, deren Flächen f_1, f_2, f_3 usw. linear von der Wasserspiegellinie AC nach oben aufgetragen, dann ergibt die Fläche ABC die Wassermenge.

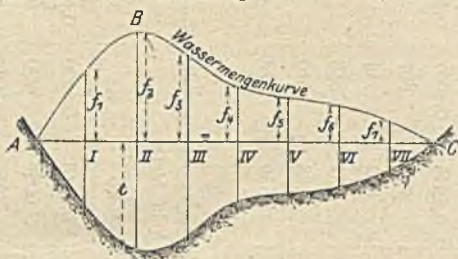


Fig. 79.

Angenähert — aber Fehler bis zu 10% möglich! — kann gesetzt werden in jeder Profilvertikalen (Fig. 80)

$$v_m = \frac{1}{8} v_o, \quad t_m = \frac{1}{8} t$$

und für das ganze Profil $v = \frac{11}{8} \times$ größter Oberflächengeschwindigkeit. Letztere durch Schwimmermessungen zu bestimmen.

Über Geschwindigkeitsmessungen und sonstige hydrometrische Arbeiten geben die von den bekannten Firmen der Feinmechanik — es seien hier nur A. Ott in Kempten (Bayern) und R. Fueß in Berlin-Steglitz genannt — erhältlichen Broschüren ausführliche Anleitung und Auskunft.

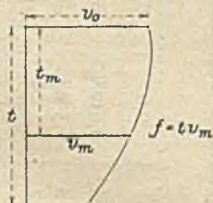


Fig. 80.

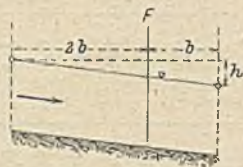


Fig. 81.

b) Benutzung der Geschwindigkeitsformel $v = c \sqrt{RJ}$.

R und J durch Messung zu ermitteln. Bei der Gefällebestimmung besondere Sorgfalt zu verwenden, da sie für die Geschwindigkeit am ausschlaggebendsten ist. Nach Siedek soll man (Fig. 81) das Gefälle im Querschnitt F bestimmen aus

$$J = \frac{h}{3b}$$

wo b die Flußbreite!

Für $b < 10$ m wird

$$J = \frac{h}{30 \text{ m}}$$

Zu beachten, daß die Geschwindigkeitsformel nur für stetige Profile gilt. Bei nicht stetigen Profilen Zerlegung nach Fig. 51, S. 1095.

4. Bestimmung der Abflußmenge aus dem Niederschlagsgebiet und der Niederschlagshöhe.

a) **Allgemeines.** Je höher das Fluß- oder Niederschlagsgebiet, desto größer und häufiger die Niederschläge. Je kürzer, kreisförmiger, geneigter und undurchlässiger, je vegetationsärmer das Niederschlagsgebiet, desto rascher und vollständiger gelangt der atmosphärische Niederschlag zum Abfluß. Die Wasserführung eines Flusses ist um so gleichmäßiger, der Unterschied zwischen H. W. und N. W. um so kleiner, die Dauer des M. W. um so länger, je größer das Zuflußgebiet und je langsamer das Wasser aus ihm in den Fluß gelangt. Die Regel, daß die sekundlich abfließende Wassermenge flußabwärts zunimmt, erleidet zuweilen bei H. W. eine Ausnahme unterhalb von Strecken erheblicher Profilerweiterung der kleineren sekundlichen Durchflußmenge unterhalb steht dann eine längere Dauer des H. W.-Abflusses gegenüber. Die Abnahme der sekundlichen H. W.-Menge ist besonders groß unterhalb eines Sees, da der Wasserspiegel in der ausfließenden Flußstrecke nicht schneller ansteigen kann als der Wasserspiegel des Sees. Deshalb stellen seenartige Erweiterungen ein sehr wirksames Schutzmittel gegen Überschwemmungen dar. Das Rückhaltvermögen solcher Seen, die „Secretention“, ergibt sich aus folgenden Beziehungen:

Ist

Q_z der sekundliche Zufluß,

F die Seefläche,

h das sekundliche Ansteigen des Seespiegels,

Q_a der sekundliche Abfluß,

s das sekundliche Fallen des Seespiegels,

dann ist

bei steigendem See $Q_z = Q_a + Fh$,

„ fallendem „ $Q_z = Q_a - Fs$.

In dem Augenblicke des Übergangs vom Steigen zum Fallen ist $h = 0$ und $Q_a = Q_z$.

b) Beziehungen zwischen Niederschlag und Abfluß.

Ist für eine bestimmte Profilstelle

F die Fläche des Niederschlagsgebietes in Quadratmeter,

Q die mittlere Jahresabflußmenge in Kubikmeter,

H „ „ Jahresniederschlagshöhe in Meter,

h „ „ Jahresabflußhöhe in Meter,

v „ Verlusthöhe in Meter,

dann ist

$$h = \frac{Q}{F} \quad \text{und} \quad v = H - h$$

und die Abflußzahl $a = \frac{h}{H}$.

H. Keller hat für die mitteleuropäischen Flußgebiete folgende Mittelzahlen zusammengestellt:

Gebietsgruppe	H mm	h mm	v mm	F qkm
Ostgruppe (Memel, Pregel, Weichsel)	605,5	169,5	436,0	297 900
Übergangsgruppe (Oder, Elbe)	595,2	154,5	440,7	244 400
Westgruppe (Weser, Ems)	716,1	252,5	463,6	46 100
Nördliches Mitteleuropa	609,9	169,7	440,2	588 400
Alpenstromgruppe (Rhein, Donau)	962,4	501,8	460,6	245 900
Ganz Mitteleuropa	713,8	267,6	446,2	834 300

Aus dieser Zusammenstellung hat Keller als Gleichung der Hauptlinie des Abflusses abgeleitet

$$h = 0,942 H - 405 \text{ in mm.} \quad (I)$$

Für sehr kleine Niederschlags-, Abfluß- und Verlusthöhen hat diese Gleichung keine Gültigkeit. Untere Gültigkeitsgrenze $H = 560$ mm.

Für die obere Grenzlinie des Abflusses gilt die Gleichung

$$h = H - 350 \text{ in mm.} \quad (II)$$

Untere Gültigkeitsgrenze $H = 500$ mm.

Für die untere Grenzlinie des Abflusses gilt die Gleichung

$$h = 0,884 H - 460 \text{ in mm.} \quad (III)$$

Untere Gültigkeitsgrenze $H = 625$ mm.

Gl. (II) gilt als äußerste Grenzlinie für Gebiete mit großem Abflußvermögen (Gebirgs- und Alpenflüsse).

Gl. (III) für Gebiete mit kleinem Abflußvermögen (Flachlandflüsse).

Alle diese Gleichungen aber nur für den mehrjährigen Durchschnitt anwendbar, nicht zur Beurteilung der Abflußverhältnisse eines einzelnen Jahres.

Für die Anwendung muß man, da die Niederschläge innerhalb eines größeren Flußgebietes ungleichmäßig verteilt sind und auch die sonstigen Eigenschaften der Einzelgebiete voneinander abweichen können, das Gebiet in einzelne gleichartige Abschnitte zerlegen, für diese mit den vorstehenden Gleichungen (I) bis (III) die Jahresabflusssummen bestimmen und die Summen bilden.

Ist auf diese Weise $Q = \Sigma(h F)$ gefunden, dann ergibt sich die sekundliche mittlere Jahresabflußmenge Q_m , da das Jahr genau genug 31,5 Millionen Sekunden hat, aus

$$Q_m = \frac{\Sigma(h F)}{31,5} \text{ cbm/Sek.,}$$

wenn h in m und F in qm eingeführt werden.

Stellt aber schon dieses Verfahren mehr eine Schätzung als eine Berechnung dar, so wird der weitere Weg noch unsicherer, wenn es sich darum handelt, aus Q_m die für die Praxis besonders wichtigen Kleinst- und Größtwassermengen abzuleiten. Das ist nur möglich mit Kenntnis des Verhältnisses der Wassermengen N. N. W. : M. W. : H. H. W., das nur aus Erfahrungszahlen eingeschätzt werden kann und für welches die nachstehenden Zusammenstellungen nach Gennerich einen Anhalt zu geben vermögen. Bei Benutzung dieser Tafeln ist aber zu beachten, daß die Übertragung der Ergebnisse nur auf Gebiete gleichen Charakters, insbesondere auch gleicher Regenhöhe, statthaft ist. Nähere Angaben im 8. Bande der Zeitschrift für Gewässerkunde!

Wassermengen des Rheins und seiner wichtigsten Nebenflüsse.

A. Rhein.

Ort	Ge- biets- größe qkm	Wasserstand						N. N. W.
		N. N. W.		M. W.		H. H. W.		: M. W.
		cbm	l/qkm	cbm	l/qkm	cbm	l/qkm	: H. H. W.
Austritt aus dem Bodensee	11564	20	1,8	300	26,1	1100	95,6	1 : 15 : 55
Basel	36424	300	8,3	865	23,9	4700	133	1 : 2,9 : 15,7
Kehl	40070	340	8,5	956	23,7	4700	117	1 : 2,8 : 13,8
Mainz mit Main	71070	450	6,4	1400	19,7	7200	101	1 : 3,1 : 16
Coblenz ohne Mosel	109963	565	5,7	1760	16,0	8000	73	1 : 3,1 : 14,2
Genze	159540	784	4,4	2200	13,7	12000	75	1 : 2,8 : 15,3

Name	B. Nebenflüsse.							
Wutach	1138	3,5	3,1	ca. 12,0	10,7	800	710	1 : 3,4 : 228,6
Aare	17615	70,0	4,1	„ 500,0	28,5	2600	148	1 : 7,1 : 37,1
Wiese	454	2,3	5,0	7,3	16,2	500	1100	1 : 3,2 : 217,4
Elz einschl. Leopoldskanal	1331	7,6	5,9	15,2	11,5	1200	920	1 : 2 : 157,9
Kinzig	1422	1,9 ¹⁾	1,3	14,0	9,9	1200	850	1 : 7,4 : 631,6
Ill	4625	12,0	2,6	42,0	9,1	335	73	1 : 3,5 : 27,9
Murg (nördlich)	637	4,2	6,6	8,9	14,0	700	1100	1 : 2,1 : 166,7
Neckar	13962	20	1,4	118	8,4	4800	345	1 : 5,9 : 240
Main	27206	33,0	1,2	ca. 130,0	4,8	3780	139	1 : 3,9 : 114,5
Nabe	4010	ca. 4,0	1,0	„ 30,0	7,5	1260	300	1 : 7,5 : 315
Lahn	5870	„ 7,5	1,2	„ 46,0	7,8	750	125	1 : 6,1 : 100
Mosel	28230	51,0	1,8	„ 230,0	8,2	4000	143	1 : 4,5 : 78,4
Ruhr	4470	7,0	1,6	„ 43,0	9,7	1650	380	1 : 6,1 : 235,7
Lippe	4900	10,6	2,2	„ 45,0	9,2	650	132	1 : 4,2 : 61,3

Wassermenge der Ems.

Ort	Ge- biets- größe qkm	Wasserstand						M. N. W.
		M. N. W.		M. W.		H. H. W.		: M. W.
		cbm	l/qkm	cbm	l/qkm	cbm	l/qkm	: H. H. W.
Unterhalb der Hase	8205	7,3	0,89	59,3	723	757,2	92,0	1 : 8,1 : 103,7

1) Bei N. N. W. versickert viel Wasser im Kiese der Rheinebene.

Wassermengen der Weser
und ihrer wichtigsten Neben- und Zuflüsse.

A. Weser.

Ort	Gebiets- größe qkm	Wasserstand						N. N. W.			
		N. N. W.		M. W.		H. H. W.		: M. W.			
		cbm	l/qkm	cbm	l/qkm	cbm	l/qkm	: H. H. W.			
Hannover-Mün- den	12 455	10	0,8	92	7,4	2350	188	1 : 9,2 : 235			
Hoya	22 250	47	2,1	175	7,8	3000	134	1 : 3,7 : 63,8			
Baden	37 900	73	1,9	269	7,1	4170	110	1 : 3,7 : 57,1			
Name		B. Nebenflüsse.									
Werra	5 505	5,5	1,0	47	8,5	600	110	1 : 8,5 : 109,1			
Fulda	6 955	4,5	0,64	45	6,5	1950	280	1 : 10 : 433,3			
Diemel	1 762	2,0	1,1	? 9	5,1	600	340	1 : 4,5 : 300			
Werre	1 490	—	—	11	7,4	620	417	— — —			
Aller	15 594	26,0	1,7	106	6,8	1750	112	1 : 4,1 : 67,3			
Hunte	2 592	—	—	ca. 19	7,3	—	—	— — —			
		C. Zuflüsse.									
Eder	3 357	2,1	0,63	22,0	6,6	1300	387	1 : 10,5 : 619,1			
Schwalm	1 291	0,9	0,7	7,0	5,4	260	200	1 : 7,8 : 288,9			
Leine	6 512	13,0	2,1	41,7	6,8	925	150	1 : 3,2 : 71,2			
Innerste	1 253	2,5	2,0	ca. 7,8	6,2	334	270	1 : 3,1 : 133,6			
Oker	1 902	1,8	0,95	13,9	7,3	300	158	1 : 7,7 : 166,7			

Wassermengen der Elbe
und ihrer wichtigsten Neben- und Zuflüsse.

A. Elbe.

Ort	Gebiets- größe qkm	Wasserstand						N. N. W.		
		N. N. W.		M. W.		H. H. W.		: M. W.		
		cbm	l/qkm	cbm	l/qkm	cbm	l/qkm	: H. H. W.		
Elbe ohne Moldau	13 742	19	1,4	ca. 90	6,6	1100	80	1 : 4,7 : 57,9		
Melnik	41 810	38	0,909	230	5,5	4700	112	1 : 6,1 : 123,7		
Tetschen	51 000	47	0,922	265	5,2	5600	110	1 : 5,6 : 119,2		
Dresden	53 085	55	1,04	270	5,1	4600	87	1 : 4,9 : 83,6		
Torgau	55 162	63	1,15	275	5,0	4200	76	1 : 4,4 : 66,7		
Roßtau (ohne Mulde)	62 599	70	1,13	310	5,0	—	—	1 : 4,4 —		
Magdeburg (+ Saale)	94 944	100	1,05	500	5,3	4320	46	1 : 5 : 43,2		
Lenzen (+ Havel)	125 491	125	0,99	600	4,8	3300	26	1 : 4,8 : 26,4		
Darchau	131 950	150	1,14	650	4,9	3600	27	1 : 4,3 : 24		
Geesthacht	134 900	155	1,15	660	4,9	3600	27	1 : 4,3 : 23,2		

B. Nebenflüsse.

Name	Ge- biets- größe qkm	Wasserstand						N. N. W. : M. W. : H. H. W.		
		N. N. W.		M. W.		H. H. W.				
		cbm	l/qkm	cbm	l/qkm	cbm	l/qkm			
Quell-Elbe . . .	711	1,8	2,5	9,0	12,5	—	—	1 : 5	—	
Aupa	524	1,0	2,0	6,0	11,5	120	230	1 : 6	: 120	
Meltau	605	—	—	—	—	—	—	—	—	
Adler	2 058	3,0	1,4	20,0	9,8	200	100	1 : 6,7	: 66,7	
Iser	2 214	4,0	1,8	20,0	9,1	550	250	1 : 5	: 137,5	
Moldau	28 068	18,0	0,67	142,0	5,1	4500	167	1 : 7,9	: 250	
Eger	5 611	5,0	0,9	33,0	6,0	1150	200	1 : 6,6	: 230	
Schwarze Elster	5 499	2,0	0,35	20,0	3,5	156	28	1 : 10	: 78	
Mulde	7 178	7,0	1,0	56,0	7,8	1100	150	1 : 8	: 157,1	
Saale	23 777	10,0	0,43	105,0	4,4	1700	73	1 : 10,5	: 170	
Ohre	1 682	0,5	0,3	4,0	2,4	20	12	1 : 8	: 40	
Havel	24 351	20,0	0,83	70,0	2,9	500	20	1 : 3,5	: 25	
Stepenitz	1 293	—	—	4,5	3,4	—	—	—	—	
Aland	1 914	—	—	8,0	4,1	—	—	—	—	
Elde	3 050	—	—	13,0	4,2	—	—	—	—	
Jeetzel	2 010	—	—	8,0	4,0	—	—	—	—	
Suda	2 174	3,0	1,4	15,0	7,0	—	—	1 : 5	—	
Ilmenau	2 967	—	—	17,0	6,0	—	—	—	—	
Stör	1 801	—	—	11,0	6,1	—	—	—	—	

C. Zuflüsse.

Name	qkm	N. N. W.		M. W.		H. H. W.				
		cbm	l/qkm	cbm	l/qkm	cbm	l/qkm			
Quell-Moldau . .	3 588	3,1	0,9	26,0	7,4	1364	390,0	1 :	8,4	: 440
Luznitz	4 254	4,5	1,1	21,0	5,0	500	117,0	1 :	4,7	: 111,1
Wottawa	3 830	2,5	0,65	19,0	5,0	950	250,0	1 :	7,6	: 380
Sazawa	4 296	2,5	0,58	20,0	4,9	1200	280,0	1 :	8	: 480
Beraun	8 856	3,0	0,24	35,0	4,0	1500	170,0	1 :	11,7	: 500
Obere Saale . . .	5 106	3,6	0,7	40,0	7,8	1600	315,0	1 :	11,1	: 444,4
Unstrut	6 364	3,7	0,6	32,0	5,0	210	33,0	1 :	8,7	: 56,8
Weißer Elster . .	5 101	1,1	0,2	15,0	3,0	700	137,0	1 :	13,6	: 636,4
Bode	3 287	1,8	0,56	18,0	5,6	200	62,0	1 :	10	: 111,1
Obere Havel . . .	3 714	4,2	1,14	6,5	1,8	—	—	1 :	1,6	—
Spree	10 104	10,3	1,0	42,5	4,2	162	16,0	1 :	4,1	: 15,7

Wassermengen der Oder und der wichtigsten Nebenflüsse der Oder und Warthe.

A. Oder.

Ort	Gebietsgröße qkm	Wasserstand								N. N. W. : M. N. W. : M. W. : H. H. W.
		N. N. W.		M. N. W.		M. W.		H. H. W.		
		cbm	l/qkm	cbm	l/qkm	cbm	l/qkm	cbm	l/qkm	
Ratibor	6 025	5	0,83	11	1,8	52	8,7	1700	283	1 : 2,2 : 10,4 : 340
Kosel (+ Klodnitz)	7 936	—	—	13	1,6	59,4	7,4	1500	190	— — — —
Krappitz (+ Hotzenplotz)	11 147	—	—	20	1,8	77	7,0	—	—	— — — —
Zelaswa (+ Malapane)	13 469	—	—	27	2,0	90	6,6	—	—	— — — —
Koppen (+ Glatzer Neiße)	18 038	17	0,95	35	1,95	130	7,2 _a	—	—	1 : 2,1 : 7,7 : —
Breslau	21 602	—	—	45	2,1	138	6,3	2450	113	— — — —
Neusalz (+ Bartsch)	38 100	—	—	—	—	—	—	2310	61	— — — —
Pollenzig (+ Bober)	47 300	52	1,1	94	2,0	258	5,5	—	—	1 : 1,8 : 5,0 : —
Küstrin (ohne Warthe)	54 088	62	1,15	110	2,04	292	5,4	2200	40	1 : 1,8 : 4,7 : 35,5
Küstrin (+ Warthe)	107 798	125	1,17	219	2,04	490	4,5	3200	30	1 : 1,8 : 3,9 : 25,6

Name	B. Neben- und Zuflüsse.									
Quelloder	1 807	1,8	1,0	4,0	2,2	12,0	6,6	350	195,0	1 : 2,2 : 6,7 : 194,4
Oppa	2 082	1,8	0,9	3,6	1,8	11,5	5,5	500	250,0	1 : 2 : 6,4 : 277,8
Ostrawitza	811	0,6	0,75	1,6	2,0	10,0	12,0	965	1190,0	1 : 2,7 : 16,7 : 1608,3
Olsa	1 124	0,8	0,7	1,8	1,6	13,0	11,0	960	850,0	1 : 2,3 : 16,3 : 1200
Zinna	665	—	—	—	—	1,25	1,9	100	150,0	— — — —
Klodnitz	1 121	1,3	1,1	1,9	1,7	5,3	4,7	177	158,0	1 : 1,5 : 4,1 : 136,2
Hotzenplotz	1 020	0,8	0,8	—	—	7,5	7,4	205	200,0	1 : — : 9,4 : 256,3
Malapane	2 037	1,8	0,9	—	—	12,0	6,0	310	150,0	1 : — : 6,7 : 172,2
Glatzer Neiße	4 534	6,8	1,5	—	—	38,0	8,44	1350	300,0	1 : — : 5,6 : 198,5
Stober	1 602	—	—	—	—	9,6	6,0	64	40,0	— — — —
Ohle	989	—	—	—	—	—	—	72	90,0	— — — —
Lohe	981	0,68	0,69	—	—	4,1	4,1	92	92,0	1 : — : 6,0 : 135,3
Weißtritz	1 786	1,8	1,0	—	—	8,2	5,2	500	280,0	1 : — : 4,6 : 277,8
Weide	1 760	0,35	0,2	—	—	6,2	3,7	106	62,4	1 : — : 17,7 : 302,9
Katzbach	2 252	1,5	0,68	—	—	7,1	3,15	400	180,0	1 : — : 4,7 : 266,7
Bartsch	5 526	2,9	0,53	—	—	27,5	5,0	295	64,0	1 : — : 9,5 : 101,7
Bober	5 938	12,0	2,0	—	—	52,0	8,7	1400	254,0	1 : — : 4,3 : 116,7
Lausitzer Neiße	4 232	8,0	1,9	—	—	34,0	8,0	1350	320,0	1 : — : 4,3 : 168,8
Warthe	53 710	63,0	1,17	109,0	2,03	200,0	3,75	1500	28,5	1 : 1,7 : 3,2 : 23,8
Ihna	2 131	3,6	1,5	—	—	14,7	7,0	—	—	1 : — : 4,1 : —
Netze	17 240	39,5	2,3	54,0	3,3	92,0	5,4	215	12,6	1 : 1,4 : 2,3 : 5,4
Kuddow	4 744	ca. 16,0	3,3	21,0	4,4	35,0	7,4	—	—	1 : 1,3 : 2,2
Treger	3 198	ca. 11,5	3,6	15,2	4,8	22,6	7,1	—	—	1 : 1,3 : 2,0

Wassermengen der Weichsel und einiger Nebenflüsse.

A. Weichsel.

Gebiet	Ge- biets- größe qkm	Wasserstand						N. N. W.		
		N. N. W.		M. W.		H. H. W.		: M. W.		
		cbm	l/qkm	cbm	l/qkm	cbm	l/qkm	: H. H. W.		
Kleine Weichsel . .	1800	—	—	15	8,3	636	350	—	—	—
Weichsel + Przem- sza	3911	—	—	31	7,9	800	205	—	—	—
Weichsel + Skawa	6789	—	—	54	8,3	—	—	—	—	—
„ + Raba	10720	—	—	90	8,4	2715	250	—	—	—
„ bis Dunajec	12813	—	—	100	7,8	—	—	—	—	—
„ + Dunajec	19711	—	—	167	8,4	4467	230	—	—	—
„ + Wisloka	30430	—	—	222	7,3	5841	190	—	—	—
„ + San . .	50275	—	—	318	6,3	7632	150	—	—	—
„ oberhalb des Bugs .	85512	—	—	460	5,3	—	—	—	—	—
„ + Bug . .	157982	—	—	700	4,4	—	—	—	—	—
„ vor der Stromtei- lung . . .	193000	271	1,4	870	4,5	10440	54	1 : 3,2 : 38,5		

Name	B. Nebenflüsse									
Przemsza	2095	—	—	15,5	7,4	197	94	—	—	—
Sola	1388	—	—	12,2	8,6	1210	880	—	—	—
Skawa	1151	—	—	8,9	7,8	933	810	—	—	—
Raba	1527	—	—	10,0	6,6	943	620	—	—	—
Dunajac	6958	—	—	69,0	9,9	4000	570	—	—	—
Wisloka	4090	8,0	2,0	24,0	6,0	1700	420	1:3,0:212,5		
San	16870	„	27,0	1,6	96,0	5,8	3500	210	1:3,6:129,6	
Bug (geschätzt) . .	73470	—	—	240,0	3,25	—	—	—	—	—
Drewenz	5515	ca.	10,0	1,8	26,5	4,8	110	20	1:2,7: 11	
Brahe	4654	„	8,8	1,9	26,0	5,7	122	26	1:3,0: 13,9	
Schwarzwasser . .	2202	„	6,6	3,0	13,9	6,3	46	21	1:2,1: 7,0	
Ossa	1603	—	—	4,1	2,5	33	20	—	—	—
Ferse	1630	—	—	7,2	4,4	31	19	—	—	—

Wassermengen des Pregels
und der wichtigsten Neben- und Zuflüsse.

A. Pregel.

Ort	Ge- biets- größe qkm	Wasserstand						N. N. W.		
		N. N. W.		M. W.		H. H. W.		: M. W.		
		cbm	l/qkm	cbm	l/qkm	cbm	l/qkm	: H. H. W.		
Zusammenfluß von Angerapp u. Inster Bei der Stromteilung	5210 13595	6 17	1,15 1,25	18,5 60	3,56 4,41	300 1150	58 85	1 : 3,1 : 50 1 : 3,5 : 6,8		

B. Neben- und Zuflüsse.

Name	Gebietsgröße qkm	Wasserstand						N. N. W. : M. W. : H. H. W.
		N. N. W.		M. W.		H. H. W.		
		cbm	l/qkm	cbm	l/qkm	cbm	l/qkm	
Angerapp	3 957	5,5	1,4	13,5	3,4	390	100	1: 2,5:70,9
Inster	1 253	0,5	0,4	5,0	4,0	—	—	1:10 —
Alle	7 126	10,0	1,4	41,4	5,8	642	90	1: 4,1:64,2
Goldap	677	0,8	1,2	1,8	2,7	100	150	1: 2,3:125
Pissa	1 376	1,8	1,3	4,3	3,1	165	120	1: 2,4:91,7
Wadang	1 226	ca. 3,5	2,9	—	—	50	40	1: —:14,3
Guber	1 612	1,3	0,8	—	—	225	140	1: —:173

5. Einschätzung der größten sekundlichen Abflußmenge. Diese für den Ingenieur besonders wichtige Aufgabe kann an Hand der vorstehenden Tafeln unter Beachtung der Form, Größe und Beschaffenheit des Gebietes gelöst werden. Über Sonderbeobachtungen seien noch einige Zahlen mitgeteilt:

Größte Abflußmengen in Kubikmeter für die Sekunde und Quadratkilometer.

Fluß	Gebietsgröße qkm	Q_{max}
Rote Weißeritz	155	0,84
Wilde „	162	0,80
Vereinigte „	317	0,76
Bober b. Rohrbach.	530	1,75
„ „ Weltende	1042	1,34
Queis „ Greiffenberg	202	1,88

Größte Abflußmenge in Kubikmeter für 1 qkm bei verschiedenen großen Flußgebieten; Versuch, aus den Gewässern in Böhmen abgeleitet (nach Huber).

qkm	Sehr bedeutende Hochwässer	Außerordentliche Katastrophen- hochwässer
	cbm in der Sek.	cbm in der Sek.
200	2,000	—
300	1,250	2,000
400	0,900	1,600
500	0,700	1,150
1 000	0,350	0,530
2 000	0,215	0,370
3 000	0,160	0,320
4 000	0,140	0,285
5 000	0,125	0,250
10 000	0,100	0,210
15 000	0,090	0,195
20 000	0,087	0,180
25 000	0,085	0,170
30 000	0,080	0,160

Ziemlich gute Schätzungswerte gibt die Formel von Kresnik:

$$Q_{\max} = \alpha \frac{32}{0,5 + \sqrt{F}} \text{ sek/cbm/qkm.}$$

F = Fläche des Niederschlagsgebietes in Quadratkilometer.

Nach Kresnik soll α in der Regel gleich 1 sein (Katastrophenhochwasser) und nur bei besonderen Abflußverzögerungen bis auf 0,6 herabsinken. Unseres Erachtens wird die Schätzung zutreffender, wenn man nur bei Gebietsgrößen bis zu 500 qkm α gleich 1 annimmt, darüber hinaus aber $\alpha < 1$ setzt und von etwa 50 000 qkm ab $\alpha = 0,6$ annimmt.

Für kleinere Gebiete können bei hügeligem Gelände und gewöhnlichen Versickerungsverhältnissen folgende Annahmen für die Größtwassermenge gemacht werden.

Gebietsgröße qkm	H. H. W. für 1 qkm cbm in der Sek.
bis 1,0	5 bis 3
1 „ 10	3 „ 1,5
10 „ 40	1,5 „ 1,0
40 „ 100	1,0 für die ersten 40 qkm
40 „ 100	
100 „ 300	0,6 „ den Rest
300 „ 600	0,7 bis 0,5
	0,5 „ 0,4

Für Sachsen hat man folgende Werte abgeleitet:

Größte Abflußmenge in Sekunden/Litern für das Hektar.

Tallänge	Das Niederschlagsgebiet ist					
	gebirgig		hügelig		wenig geneigt	
	fast un- bewaldet	stark bewaldet	fast un- bewaldet	stark bewaldet	fast un- bewaldet	stark bewaldet
kleiner als 1 km	80	40	66	33	40	20
bis 2 „	70	35	58	29	35	18
„ 4 „	60	30	45	23	30	15
„ 8 „	40	20	30	15	20	10
„ 12 „	30	15	23	12	15	8
„ 16 „	20	10	15	8	10	5
größer als 16 „	10	5	8	4	5	3

Anmerkung. Bei sehr steilen Hängen und nackter Felslage sind die Werte um ein Viertel zu erhöhen. Für zwischenliegende Kulturarten sind die entsprechenden Werte aus der Tabelle durch Einmischung zu entnehmen.

In Bayern finden nach A. Hofmann folgende Verfahren Anwendung:

a) Für Gebiete bis zu 300 qkm Größe.

$$Q_{\max} = m \frac{F}{\sqrt{1 + F}} \left(1 - 0,4 \frac{F_w}{F} \right) \text{ cbm/sek.}$$

b) Für Gebiete von über 300 qkm Größe. (Mit Ausschluß des Hochgebirges.)

$$Q_{\max} = 3 \cdot F^{0,11}.$$

Hierin ist

- F die Gebietsgröße in Quadratkilometer,
- F_w die bewaldete Fläche desselben in Quadratkilometer,
- m eine vom Talgefälle abhängige Zahl, deren Wert:

4,50	}	bei einem Durchschnittsgefälle	{	mehr als	2%
3,75		in den zwei unteren Dritteln		2—0,5%	
3,00		der Tallänge von		weniger als	0,5%

c) Formel für Tallängen bis 10 km.

$$Q_{\max} = 4,2 \cdot n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4 \text{ cbm/qkm/sek.}$$

Tallänge km	n ₁	Bewaldung	n ₂
0—2	1,0	unbewaldet	1,0
3	0,9	1/4 bewaldet	0,9
4	0,83	1/3 „	0,8
5	0,75	3/4 „	0,7
6	0,68	4/4 „	0,6
7	0,63		
8	0,58		
9	0,53		
10	0,50		

Steilheit	n ₃	Durchlässigkeit	n ₄
stark hügelig mit steilen Hängen	1,0	gar nicht durchlässig . .	1,0
stark hügelig	0,95	wenig „	0,9
mittel hügelig	0,90	mittel „	0,8
teilweise flach und wenig hügelig	0,85	stark „	0,7
sehr flach, fast eben . .	0,80		

Endlich sei noch verwiesen auf die Formeln von Lauterburg (Allgem. Bauzeitung, 1872 u. 1887) und Iszkowski (Wochenschr. des österr. Arch. u. Ing.-Vereins, 1884 u. 1885).

6. Die Beziehung zwischen Wassermenge und Wasserstand. Zwischen der sekundlichen Wassermenge Q und dem zugehörigen Pegel- oder Wasserstande z besteht die allgemeine Beziehung

$$Q = a + b z + c z^2,$$

d. i. die Gleichung der Wassermengenkurve.

Zur Bestimmung der drei unbekanntenen Konstanten a , b und c muß daher die Wassermenge für mindestens drei Pegelstände bekannt sein. Zeichnerisches Verfahren nach Fig. 82a, b und c aus

$$Q_1 = a + b z_1 + c z_1^2,$$

$$Q_2 = a + b z_2 + c z_2^2,$$

$$Q_3 = a + b z_3 + c z_3^2.$$

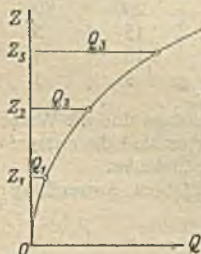


Fig. 82. Nullpunkt dort, wo Wassertiefe gleich Null!

Die Wassermengenkurve ist nach oben hin nur gültig bis zu dem Pegelstande, für den noch die zugehörige Wassermenge wirklich gemessen ist. Bei geschlossenem, stetigen Abflußquerschnitt kann man sie aber behufs Einschätzung der dem bekannten höchsten Pegelstande entsprechenden Höchstwassermenge

nach oben hin verlängern. Mit viel größerer Sicherheit läßt sie sich verwenden zur Ermittlung der Kleinstwassermenge. Bei nicht stetigem Abflußquerschnitt, Ausuferung des Hochwassers, ist ihre Verlängerung nach oben hin nur dann möglich, wenn für mindestens drei Inundationspegelstände z_4 , z_5 und z_6 (Fig. 83) die zugehörigen Wassermengen Q_4 , Q_5 und Q_6 durch Messung bestimmt worden sind. Die Kurve zeigt dann für den bordvollen Pegelstand einen Knick in A .

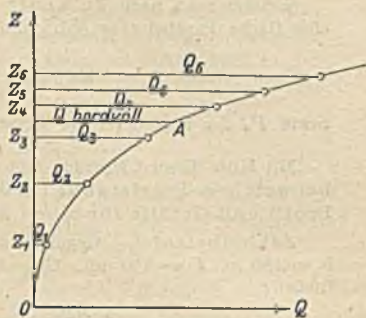


Fig. 83.

Liegen nur Messungen aus älterer Zeit vor, dann darf man sie zur Aufzeichnung der Mengenkurve nur dann benutzen, wenn durch Peilungen nachgewiesen ist, daß sich inzwischen in dem Messungsprofile wesentliche Änderungen nicht vollzogen haben.

Sind Profiländerungen eingetreten, dann wird die neue Mengenkurve entweder über (Fig. 84) oder unter (Fig. 85) der alten liegen. Es ist dann inzwischen eine Hebung oder Senkung der Wasserstände eingetreten.



Fig. 84.

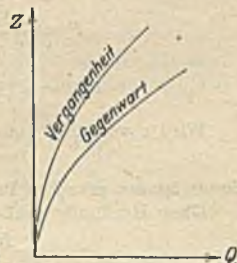


Fig. 85.

Die für die Praxis wichtige Aufgabe: die einem gewissen Pegelstande entsprechende Wassermenge zu finden, wenn die zueinanderen Pegelstände gehörige Wassermenge bekannt ist, läßt sich für parabolische und stetige Querschnitte nach Tolkmitt mit Hilfe der Gleichung

$$\Delta Q = \frac{4}{3} v b \Delta z \quad (\text{Fig. 86})$$

lösen. In dieser Gleichung bezeichnen

ΔQ den Unterschied zwischen der gesuchten Wassermenge Q_1 und der gegebenen Q ,

$v = \frac{Q}{F}$ die mittlere Abflußgeschwindigkeit von Q ,

b die Wasserspiegelbreite bei Q ,

Δz den gegebenen Pegelunterschied.



Fig. 86.

Zahlenbeispiel. Gegeben beim Pegelstande + 0,5 m: $F = 160$ qm, $b = 100$ m, $Q = 128$ cbm. Gesucht Q_1 beim Pegelstande + 0,9 m.

$$v = \frac{128}{160} = 0,8 \text{ m}; \quad \Delta z = 0,9 - 0,5 = 0,4 \text{ m};$$

$$\Delta Q = \frac{4}{3} \cdot 0,8 \cdot 100 \cdot 0,4 = 43 \text{ cbm.}$$

Mithin

$$Q_1 = 128 + 43 = 171 \text{ cbm.}$$

Ersetzt man nach Tolkmitt den wirklichen Durchflußquerschnitt durch eine flache Parabel (Fig. 86), dann wird

$$Q = c(a + z)^2 \sqrt{\frac{32}{27} P \cdot J},$$

worin P , der Parameter der Ersatzparabel, $= \frac{b^3}{6F}$.

Mit Hilfe dieser Gleichung läßt sich die Frage genügend genau beantworten: bei welchem Pegelstande fließt eine gewisse Wassermenge ab, wenn Profil und Gefälle für einen anderen Pegelstand gegeben sind?

Zahlenbeispiel. Gegeben beim Pegelstande $+1,0$ m: $J = 0,0002$. $b = 180$ m, $F = 450$ qm. Gesucht der Pegelstand, bei dem 600 cbm durchfließen:

$$a = \frac{3}{2} \frac{450}{180} = 3,75 \text{ m,}$$

$$R = \frac{450}{180} = 2,5 \text{ m und } c \text{ nach Hessle} = 45,$$

$$P = \frac{180^3}{6 \cdot 450} = 2160,$$

$$600 = c(3,75 + z)^2 \sqrt{\frac{32}{27} \cdot 2160 \cdot 0,0002}.$$

Wird c vorläufig auf 46 eingeschätzt, dann erhält man

$$z = 0,52 \text{ m.}$$

Somit ist der gesuchte Pegelstand $= +1,52$ m.

Diese Rechnung genügt in unserem Falle, da für

$$R = \frac{3}{8} (3,75 + 0,52) = 2,85$$

sich c nach Heßle zu 46 ergibt, mit dem vorläufig angenommenen Wert also genügend übereinstimmt.

Es sei betont, daß alle solche Rechnungen nur Näherungswerte ergeben, die allerdings für die Praxis meistens genügen werden, und daß sie nur gelten bis zur Wasserhöhe des bordvollen Querschnittes, da die Hochwasserquerschnitte durch die Parabel bei Ausuferung des Hochwassers nicht ersetzt werden können.

IV. Flußbau.

A. Die Berechnung der Wirkung flußbaulicher Maßnahmen.

a) Querschnittsveränderungen. Unter der Voraussetzung gleichförmiger Bewegung, gleichbleibender Wassermenge Q und gleichbleibenden Gefälles J bleibt auch der Ausdruck $\frac{F^3}{p}$, oder, da bei größeren Flüssen der benetzte Umfang p mit der Wasserspiegelbreite b vertauscht werden darf, $\frac{F^3}{b}$ unverändert.

Wird eine Flußstrecke vom Querschnitt F und der Breite b auf die Breite b_1 eingeschränkt, wobei der unter dem ursprünglichen Wasserspiegel liegende Teil des Querschnitts auf F_1 verkleinert werden möge, dann ergibt sich bei unverändert bleibender Sohle die Hebung Δz des Wasserspiegels aus

$$\frac{(F_1 + b_1 \cdot \Delta z)^3}{b_1} = \frac{F^3}{b},$$

$$\Delta z = \frac{F \sqrt[3]{\frac{b_1}{b}} - F_1}{b_1}$$

Der Profilzuwachs $b_1 \cdot \Delta z$ ist also kleiner als die verbaute Fläche $F - F_1$, was darin begründet ist, daß das neue Profil wegen seiner günstigeren Form bei gleichem J zur Abführung der gleichen Q einer kleineren Fläche bedarf.

Wird der verbleibende Querschnitt F_1 durch Ausbaggerung um F_a qm vergrößert, dann ist

$$\Delta z = \frac{F \sqrt[3]{\frac{b_1}{b}} - F_1 - F_a}{b_1}.$$

Soll der Wasserstand nicht verändert werden, dann ergibt sich F_a aus

$$F \sqrt[3]{\frac{b_1}{b}} - F_1 - F_a = 0,$$

oder

$$F_a = b_1 \cdot \Delta z.$$

Endlich ergibt sich.

$$v_1 = v \sqrt[3]{\frac{b}{b_1}}.$$

b) Durchstiche.

α) Bei fester Sohle (Fig. 87). Die anfänglich vorhandene gerade Strecke l werde durch die Krümmung L ersetzt. Flußkrümmung a bzw. wirkt anstauend bei a .

Durchstich l hat also die Wirkung, wie wenn an seinem Anfangspunkt a ein Wehr von gleichem Stau beseitigt worden wäre. Bei a senkt sich der Wasserspiegel um h , d. h. um das absolute Gefälle, welches der Laufverkürzung ($L-l$) entspricht. Es genügt die Annahme, daß die Einwirkung der Spiegelsenkung im Abstände $\frac{2h}{J}$ oberhalb des Durchstichanfanges aufhört.

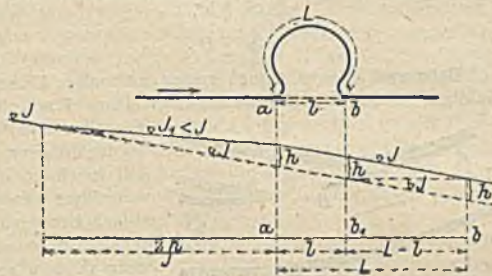


Fig. 87.

β) Bei beweglicher Sohle tritt zunächst am Ende des Durchstiches eine Senkung des Wasserspiegels um das absolute Gefälle ein, welches der Laufverkürzung entspricht. Wegen der Beweglichkeit der Sohle wird

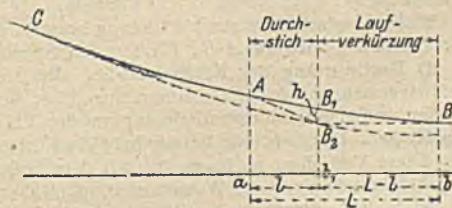


Fig. 88.

sich aber schon vorher ein Ausgleichsgefälle CB (Fig. 88) gebildet haben, das das Gleichgewichtsgefälle darstellt. Die Spiegelsenkung hat oberhalb B_1 eine Störung dieses Gleichgewichtszustandes, eine Vermehrung der Räumungskraft zur Folge: das Flußbett wird sich so weit nach rückwärts intiefen, bis ein neues Gleichgewichtsgefälle B_2C erreicht sein wird. Eine genaue Vorausberechnung des oberen Einflußbereiches des Durchstiches, der Lage des Punktes C , ist unmöglich. Es läßt sich aber annehmen, daß mit zunehmender Austiefung der Sohle fester gelagerte Schichten freigelegt werden, so daß das neue Gleichgewichtsgefälle CB_2 größer als das alte sein wird. Mit Hilfe der Größe tJ läßt sich auf Grund von Geschiebeuntersuchungen in der Strecke oberhalb des

Durchstiches ein genügend sicherer Anhalt zur Bestimmung der Lage von C gewinnen. Die ohne solche Untersuchungen angestellten Rechnungen sind mehr oder minder wertlos.

c) **Flußspaltungen.** Unter der Voraussetzung, daß in den beiden Armen einer Spaltung (Fig. 89) sich einander ähnliche Querschnitte ausbilden, stehen in diesen die Wasserspiegelbreiten b und die Profilradien R in dem gleichen Verhältnisse zueinander.

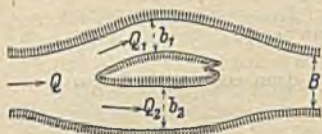


Fig. 89.

$$R_1 = \frac{b_1}{n}; \quad R_2 = \frac{b_2}{n}$$

oder allgemein

$$R = \frac{b}{n}$$

Mithin

$$Q = Fv = b R c \sqrt{R J} = \frac{b^2}{n} c \sqrt{\frac{b}{n} J},$$

$$b = c_1 Q^{\frac{2}{3}}.$$

Führen beide Arme gleiche Q ab, haben sie also gleiche Breite b , dann wird

$$B = c_1 (2Q)^{\frac{2}{3}} = 2^{\frac{2}{3}} b = 1,32 b,$$

$$B \cong \frac{4}{3} b,$$

$$b \cong \frac{3}{4} B.$$

Bei verschiedenen Armen keiner unter allen Umständen Hauptarm, da dann baldige Verlandung des Nebenarms. Ohne Baggerung ist es kaum möglich,

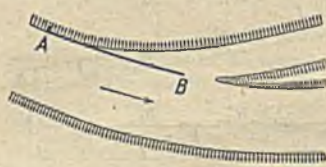


Fig. 90.

eine Stromspaltung aufrecht zu erhalten, bei der dauernd beide Arme offen bleiben. Soll in einem der beiden Arme die Tiefe vergrößert werden, ohne daß die Spaltung aufgehoben wird, dann ist eine Regulierung der Ufer zweckmäßig. Breitenbeschränkung in dem zu vertiefenden Arme aber stets unter gleichzeitiger Baggerung in diesem.

Will man einen Arm zur Verlandung bringen, dann durch passende Führung der Uferlinie (Leitwerk AB , Fig. 90) den Strom allmählich abweisen.

d) **Bestimmung der Normalprofile.** Bei steigendem Wasser erfolgt eine Gefällevermehrung in den Krümmungen bzw. bei geraden Strecken über den Kolken und eine Gefälleverminderung auf den Übergängen, den Furten zwischen den Kolken. Das steigende Wasser hebt die Furten, das fallende Wasser vertieft sie. Diese Vertiefung so lange, bis mit dem Sinken des Wasserstandes die geschiefeführende Kraft des Wassers erlahmt. Daher die Sohle bei H. W. unebener als bei N. W., umgekehrt das Wasserspiegelgefälle bei H. W. ausgeglichener als bei N. W.

Die Furtprofile bei N. W. stellen daher die größte Arbeitsleistung des Gewässers an den Furten dar. Der Fluß ist so zu behandeln, daß das steigende Wasser die Furten möglichst wenig hebt, das fallende Wasser sie möglichst viel vertieft, ausfurcht. Die Regulierungsbauten sind so anzulegen, daß sie bei N. W. die größte und bei H. W. die kleinste Wirkung ausüben, und daß die Auswaschung der Übergänge stets an der gleichen Stelle vor sich geht. Es wird genügen, nur einige, nicht alle Übergänge durch Bauten festzulegen, für den Stromstrich gewisse Festpunkte zu schaffen.

Auf den festliegenden natürlichen Furtprofilen wird sich bei N. W. die größte, sich selbst erhaltende Furttiefe vorfinden, da sie die größte Arbeits-

leistung des Gewässers auf den Furtprofilen darstellen. Der Querschnitt einer guten Furt steht senkrecht zum Stromstrich. Die Profilform einer guten Furt ist daher immer eine symmetrische Schale, deren Achse mit dem Stromstrich zusammenfällt. Es ist erlaubt, als Form eine quadratische Parabel anzunehmen.

Bevor der Fluß für M. W. ausgebaut wird, muß der Ausbau für H. W. vollendet sein. Da bei H. W. stets ein übermäßiges, schädliches Arbeitsvermögen, so beim Ausbau des Hochwasserprofils alles vermeiden, was das Arbeitsvermögen vermehren würde. Insbesondere keine Profilbeschränkungen! Wo solche zum Schutze gegen Überschwemmungen ausgeführt werden, wirken sie in der Regel schädlich ein auf die Bildung des eigentlichen Flußschlauches.

Die Bestimmung der Normalprofilbreite für M. W. erfolgt unter Zugrundelegung der Abflußmenge Q und des Ausgleichsgefälles J .

Ist t die mittlere Tiefe, $= \frac{2}{3}T$, wo T die Scheiteltiefe, dann ergibt sich die Breite aus

$$b = \frac{Q}{c \sqrt[3]{J}}$$

Nun werden sich aber bei einheitlicher Durchführung dieser Mittelwasserbreite auf Strecken gleicher Stromverhältnisse die vorausgesetzten ausgeglichenen J und t keineswegs einstellen. Das wäre nur möglich, wenn das Flußbett durchweg starr ausgebaut und die Geschiebebewegung gänzlich beseitigt werden könnte. Ein mit natürlichem Gefälle im beweglichen Bett fließender Wasserlauf wird stets als eine seiner natürlichen Eigenschaften in unaufhörlicher Aufeinanderfolge ein Übermaß und ein Mindermaß an Arbeitsvermögen aufweisen; jenes wird durch innere Bewegungen unter Auskolkung des Flußbettes sich verzehren und dieses das Aufwerten der Furten bei steigendem Wasser nicht verhindern können. Das Gefälle in den für die Schiffbarkeit maßgebenden Furtprofilen ist bei M. W. und erst recht bei N. N. W. stets größer als das nicht zu erreichende Ausgleichsgefälle: das mit diesem Ausgleichsgefälle berechnete Normalprofil wird daher auf den Übergängen in Wirklichkeit eine dem größeren Gefälle entsprechende kleinere Füllhöhe oder Wassertiefe aufweisen.

Um den erreichbaren Grad der Schiffbarkeit festzustellen, wird man daher bei einem auf M. W. regulierten Flusse von den natürlichen Verhältnissen der guten ortsbeständigen Furtprofile beim kleinsten Wasser ausgehen müssen. Sie weisen bei N. N. W. das in der Flußstrecke vorkommende größte Gefälle auf.

Mit diesem größten Gefälle J_{\max} wird man die erreichbare größte mittlere Tiefe bei N. N. W. aus der Gleichung

$$t = \left(\frac{Q_{\min}}{c b \sqrt[3]{J_{\max}}} \right)^{\frac{3}{2}}$$

einschätzen können.

Die Wirkung einer besonderen Einschränkung des Kleinstwasserquerschnittes, einer „Regulierung auf Niedrigwasser“, kann zwar nach 1. a) vorausberechnet werden, wobei man von der Bedingung, daß der Wasserstand nicht geändert werden soll, auszugehen hätte. Mit einer solchen Regulierung auf N. W. werden aber die Bedingungen, unter denen das gute natürliche Furtprofil sich ausgebildet hat, verändert, und zwar im ungünstigen Sinne; das steigende Wasser würde in vermehrtem Maße die Furten erhöhen und das fallende Wasser sie nicht in entsprechendem Maße wieder austiefen. Im übrigen sei besonders auf R. Siedek, „Die natürlichen Normalprofile der fließenden Gewässer“, Wien 1902., verwiesen.

B. Allgemeine Gesichtspunkte bei Flußbauten.

a) Bei allen baulichen Anlagen ist die Natur des betreffenden Gewässers aufmerksam zu erforschen und die Bauanlage der Eigenart desselben gehörig anzupassen.

b) Das Wasser muß bei allen Wasserständen ungehindert abfließen können.
 c) Gewaltsame Eingriffe in das Bestehende sind möglichst zu vermeiden; man soll sich vielmehr den bestehenden Verhältnissen tunlichst anpassen.

Eine Ausnahme bilden Flußspaltungen; sie sind, wenn irgend tunlich, durch Verbauung des Nebenarmes oder der Nebenarme zu beseitigen.

d) Eine allgemeine Vergrößerung der Geschiebebewegung wird nur ausnahmsweise geboten sein: bei N. W. zutage tretende Geschiebebänke sind nicht — entgegen einer ebenso verbreiteten, wie verhängnisvollen Anschauung — ein Zeichen ungenügender Geschiebebewegung.

e) Bei schiffbaren Wasserläufen empfiehlt es sich, die durch die Bauten beabsichtigte Verbesserung, insbesondere Vertiefung der Fahrrinne, nicht der Wirkung der Bauten zu überlassen, sondern tunlichst durch Baggerung herbeizuführen: sind die Bauten richtig angelegt, dann besteht ihre Wirkung in der Erhaltung der ausgebaggerten Tiefe.

f) Plötzliche Verminderungen der Geschwindigkeit sind schädlich, weil sie von einem Überschuß an lebendiger Kraft begleitet sind, der schädliche Sohlenvertiefungen herbeiführt. Deshalb sollten auch die Bühnenfelder tunlichst bald mit Baggerboden künstlich ausgefüllt und überhaupt schroffen Querschnittswechseln entgegengearbeitet werden.

g) Wo sich übermäßige Auskolkungen zeigen, ist eine Befestigung der Sohle unter Ausfüllung der Kolke anzustreben.

h) Insbesondere ist sorgfältig darauf zu achten, daß vor Bühnenköpfen etwaige Auskolkungen zugeworfen werden: sie tragen sonst mehr zur Verschlechterung der Fahrrinne bei als die Bühnen zu ihrer Verbesserung. Die gleiche Beachtung schenke man auch Längsbauten an Prallufern: die Bildung tiefer Rinnen unmittelbar vor ihnen ist stets schädlich und beeinträchtigt den Regulierungserfolg.

V. Wehre.

A. Feste Wehre.

a) Allgemeines.

1. Alle festen Wehre sind in möglichst geradlinigen und breiten Flußstrecken zu erbauen, mit Rücksicht auf die leichte Abführung des Hochwassers, Eis-treiben und sonstige Störungen.

2. Für die Bauart kommt in erster Linie in Betracht die Widerstandsfähigkeit gegen den Druck des Wassers und die Angriffe der Strömung; ferner die Sicherheit gegen Unterwaschung unter dem Wehrkörper und an den Seiten.

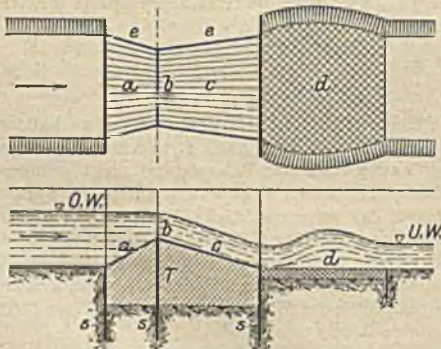


Fig. 91.

3. Für die Gründungsart und Gründungstiefe ist vorzugsweise die Rücksicht auf Unterströmungen maßgebend, da die Bodenpressung durch den Wehrkörper meistens gering ist.

4. Der Wehrkörper muß unbedingt sicher an die Ufer angeschlossen werden. Die Wehrwangen oder Ufermauern sind über den höchsten Wasserstand hinaus zu führen und müssen so tief in das gewachsene Ufergelände eingreifen, daß sie nicht seitlich

hinterströmt werden können. Die Wehrwangen sind im Oberwasser behufs Erleichterung des Wasserabflusses als Leitwände anzulegen.

5. Die Querschnittausbildung (Fig. 91) ist eine sehr mannigfaltige.

Der Vorboden *a* hat meist nur den Stoß des Eises zu ertragen und erfährt sonst wenig Angriff. Ist er sehr lang und flach, dann leistet er bei Frost der Eisanhäufung auf ihm Vorschub.

Die Krone oder der Wehrrücken *b* ist besonders dauerhaft herzustellen, da er von der größten Bedeutung für das Wehr und gleichzeitig den stärksten Angriffen ausgesetzt ist.

Der Hinter- oder Abschlußboden *c* ist bald sehr flach, bald sehr steil; fehlt auch ganz. Er bedingt größtenteils die Geschwindigkeit zunächst unterhalb des Wehrs.

6. An den Wehrkörper schließt sich unterhalb das Sturzbett *d* an. Es empfiehlt sich, dasselbe mit versenkter Sohle, als Wasserpolster, auszubilden. Lage des Sturzbettes gegebenenfalls durch Modellversuch zu bestimmen.

b) **Hölzerne Wehre.** Ihre Querschnittsform ist meist die der Fig. 91. *T* ist ein Tonkörper, der durch *a* und *c* oben und durch die Spundwände *s s* vorne und hinten abgeschlossen ist. Der Fachbaum *b* muß dann durch eine dritte Spundwand *s* getragen werden, die sich zweckmäßigerweise beiderseits seitlich in den gewachsenen Boden fortsetzt. Die Bohlenbeläge *a* und *c* erhalten einen Pfahlrost als Unterbau. Die Seitenwände *e* werden als Bollwerke erbaut, aber besser als massive Uferwangen errichtet. Es ist anzunehmen, daß in Zukunft der Eisenbeton bei solchen Wehren das Holz verdrängen wird.

c) **Steinerne Wehre.** Querschnittsformen nach Fig. 92, 93 oder 94. Von diesen die der Fig. 94 am wirtschaftlichsten. Hier hat die Abfallfläche die Form des frei überfallenden Wassers, d. h. einer Parabel. Diese so, wie sie durch die größte überfallende Wassermenge gebildet wird, weil dann dichter Anschluß des überfallenden Wassers bei allen Wasserständen. Die Gleichung der Parabel lautet (Fig. 94 a)

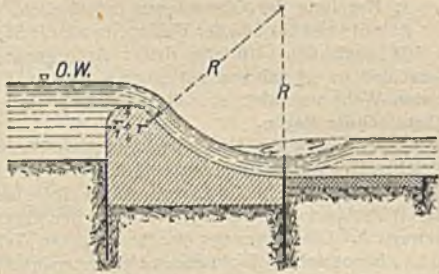


Fig. 92.

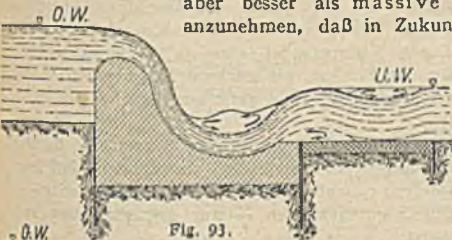


Fig. 93.

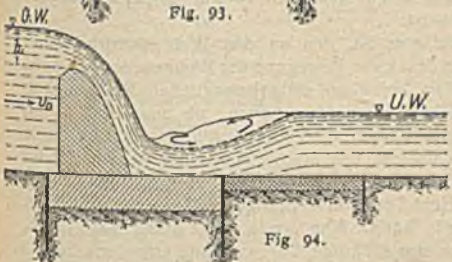


Fig. 94.

$$y^2 = \frac{2v_0^2}{g} x.$$

Zahlenbeispiel.

$$h \text{ (Fig. 94)} = 1,0 \text{ m, } v_0 = 0,80 \text{ m,}$$

$$k = \frac{v_0^2}{2g} = 0,0326, \quad \mu = 0,83, \quad \sqrt{2g} = 4,43.$$

$$v = \frac{2}{3} \frac{\mu}{h} \sqrt{2g} [(h+k)^{3/2} - k^{3/2}] = 2,56 \text{ m.}$$

$$y^2 = \frac{2 \cdot 2,56^2}{9,81} x = 1,34 x.$$



Fig. 94 a.

B. Bewegliche Wehre

dann, wenn

1. Regelung des Oberwassers erforderlich,
2. zeitweise ein Teil der Flußbreite für die Schifffahrt frei gegeben werden muß.

Je nach dem Umfang dieser Anforderungen allgemeine Anordnung verschieden: sie nehmen entweder die ganze Flußbreite ein oder sind mit dem festen Wehr vereinigt, so daß festes und bewegliches Wehr nebeneinander oder übereinander liegen.

Anschluß an die Ufer durch massive Wangen. Fester Unterbau nach den gleichen Grundsätzen wie bei den festen Wehren. Meistens Bedienungssteg oder Brücke erforderlich. Die beweglichen Teile stützen sich entweder nur gegen die Widerlager oder auch gegen Zwischenstützen. Letztere entweder fest oder beweglich. Die Bewegung der beweglichen Teile erfolgt

1. in lotrechter Richtung: Schützenwehre, Dammbalkenwehre, Nadelwehre,
2. bei seitlicher Richtung: Rolltor,
3. um wagerechte Achsen: Klappenwehre, Walzenwehre, Segmentwehre.

Klappen entweder an freier Hand oder selbstwirkend durch Wasserdruck oder unter Benutzung des Wasserdrucks als Motor zu bewegen.

4. Um eine lotrechte Achse: Schleusentore, drehbare Dammbalken.

Die sehr wichtige Wahl des Wehrsystems hängt ab von den an das Wehr zu stellenden Anforderungen und von den Eigenschaften des Wasserlaufes.

Wird, wie bei Industriewehren in kleinen Wasserläufen, weitgehende Wasserdichtigkeit verlangt, dann scheiden beispielsweise Nadelwehre, aus vielen nebeneinanderliegenden Klappen bestehende Klappenwehre usw. aus, während das Schützenwehr besonders in Frage kommt. Je schroffer, unvermittelter die Wasserstände wechseln, je schneller und plötzlicher die Hochfluten herabkommen, um so mehr kommen solche Systeme in Frage, die ein schnelles und sicheres Niederlegen gestatten. Die Anforderung an schnelles Wiederaufrichten ist im allgemeinen weniger wichtig. In Flüssen mit starkem Eisgang wird man Konstruktionen bevorzugen, deren bewegliche Teile ganz aus dem Wasser entfernt werden können.

Es ist grundsätzlich anzustreben, solche Verschlussvorrichtungen, die durch den Wasserdruck gegen feste Teile angepreßt werden, so auszubilden, daß bei ihrer Bewegung nicht gleitende, sondern rollende oder wälzende Reibung oder — wie bei den Segmentwehren — nur Zapfenreibung zu überwinden ist.

So richtig es ist, den an den Wehren vorhandenen Wasserüberdruck zur Bewegung der Wehre mitzubenehmen, so wird man bei allen selbstbeweglichen Wehren sorgfältig zu prüfen haben, ob man der Selbstbeweglichkeit jederzeit durchaus sicher ist, da ein Versagen des Mechanismus im entscheidenden Augenblicke, z. B. beim Herabkommen einer Hochflut, von verhängnisvollen Folgen begleitet sein kann. Man wolle nicht außer acht lassen,

daß auch selbstbewegliche Wehre eine ständige Überwachung erfordern, so daß eine völlige Ersparnis an Bedienungsmannschaft bei ihnen doch nicht erreicht werden kann.

Festigkeitsberechnungen.

1. Schützenwehr. Berechnung eines Ständers (Fig. 95).

b = Abstand von Mitte zu Mitte der beiderseitigen Schützentaafeln.
 A der untere, B der obere Stützendruck,
 γ das Gewicht von 1 cbm Wasser = 1000 kg.

Alle Abmessungen in Metern.

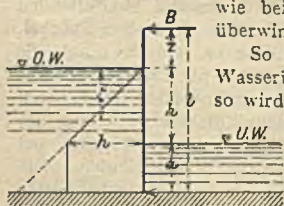


Fig. 95.

Der ganze auf den Ständer wirkende Wasserdruck ist

$$D = \frac{\gamma b h}{2} (2a + h),$$

$$B = \frac{\gamma b h}{6l} [3a(a + h) + h^2],$$

$$A = D - B.$$

In Tiefe ζ unter dem Oberwasserspiegel ist das größte Biegemoment

$$M_{\max} = B(z + \frac{2}{3}\zeta) \text{ oder } = \frac{A^2}{2\gamma b h}, \text{ je nachdem } \zeta = \sqrt{\frac{2B}{\gamma b}} < h \text{ oder } > h \text{ ist.}$$

Beispiel. Es sei $l = 5,0 \text{ m}$; $a = 1,0 \text{ m}$; $h = 2,0 \text{ m}$; $b = 2,0 \text{ m}$; dann ist $z = l - (a + h) = 2,0 \text{ m}$ und

$$D = \frac{1000 \cdot 2,0 \cdot 2,0}{2} (2 \cdot 1,0 + 2,0) = 8000 \text{ kg,}$$

$$B = \frac{1000 \cdot 2,0 \cdot 2,0}{6 \cdot 5,0} [3 \cdot 1,0(1,0 + 2,0) + 2,0^2] \approx 1733 \text{ kg,}$$

$$\zeta = \sqrt{\frac{2 \cdot 1733}{1000 \cdot 2,0}} = 1,32 \text{ m,}$$

also $< h$; mithin

$$M_{\max} = 1733 \left(2,0 + \frac{2}{3} \cdot 1,32 \right) = 4991 \text{ mkg.}$$

Für einen I-Träger, Normalprofil Nr. 32, mit einem Widerstandsmoment $= 781 \text{ cm}^3$ ist die größte Beanspruchung in der Tiefe 1,32 m unter O. W.

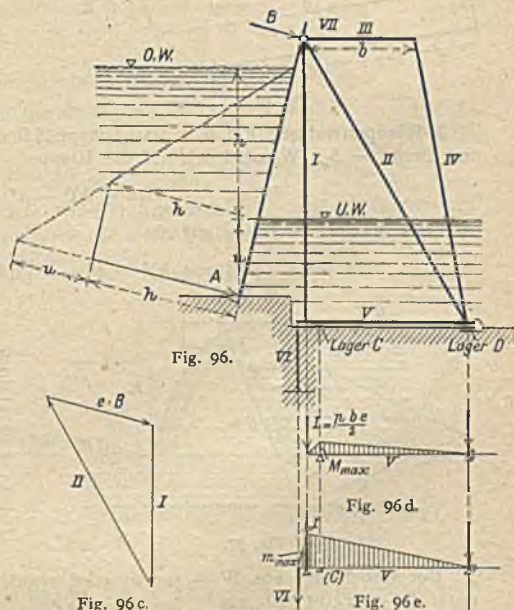
$$\sigma = \frac{4991 \cdot 100}{781} = 639 \text{ kg/qcm.}$$

Oder man führe die Untersuchung, wie im nachfolgenden, zeichnerisch.

2. Nadelwehr (Fig. 96 bis 96e). Die Ermittlung des größten Biegemoments der Nadeln — Balken auf zwei Stützen A und B mit Trapezbelastung — und die Ermittlung der Stützendrücke A und B erfolgt nach bekannter Methode vgl. Fig. 96a und 96b.

Größte Beanspruchungen der Teile des Wehrbocks:

I und IV bei fortgenommenen Nadeln und vollbe-



astetem Bedienungssteg. Ist der Abstand der Wehrböcke voneinander $= e$ und die spezifische Belastung des Stegs $= p$ kg/qm, dann erhalten I und IV je $\frac{p b e}{2}$ kg Druck, den sie knicksicher aufnehmen müssen.

II ist mit der nach Fig. 96c ermittelten Druckspannung auf Knickung zu berechnen.

III zu berechnen als Balken auf zwei Stützen mit der gleichförmig verteilten Gesamtbelastung $p b e$ kg.

V wird, abgesehen von nicht zu berechnenden, aber möglichen Torsionsbeanspruchungen beim Drehen der Böcke, verschiedenartig beansprucht, je nachdem die Nadeln entfernt und der Steg belastet oder die Belastungsverhältnisse der Fig. 96 bestehen. Im ersteren Falle fällt das größte Biegemoment nach Fig. 96d über das Lager C , im zweiten Falle nach Fig. 96e in den Angriffspunkt der nach Fig. 96c zu ermittelnden Zugkraft I . Das Lager C wird in diesem Falle ersetzt durch die Verankerung VI , deren Größe sich aus der Bedingung Σ Moment $=$ Null ergibt.

VII , oberer Griesholm oder Nadellehne als Balken auf zwei Stützen mit der gleichförmig verteilten Belastung B und der Stützweite e zu berechnen.

Wegen nicht vorauszuberechnender dynamischer Beanspruchung usw. ist bei der Dimensionierung ein hoher Sicherheitsgrad zu empfehlen.

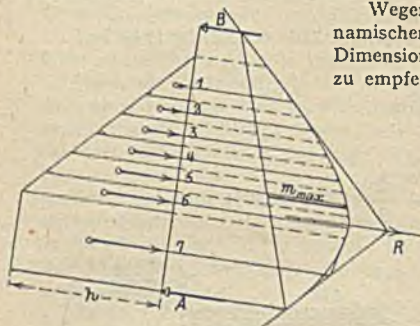


Fig. 96 a.

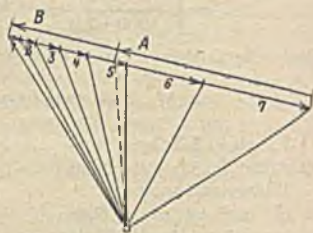


Fig. 96 b.

3. Klappenwehre. (Fig. 97 u. 98.) Klappe AB mit wagerechter Drehachse O und Breite $= b$. Wasserdruck auf die Klappe

$$W = \frac{\gamma b}{2 \cos \alpha} [(a + h)^2 - a^2 - s^2]$$

und sein Moment in bezug auf A

$$M = \frac{\gamma b}{6 \cos^2 \alpha} \{ (a + h)^3 - a^3 - s^3 [3(a + h) - 2s] \}.$$

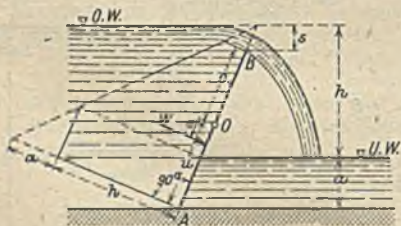


Fig. 97.

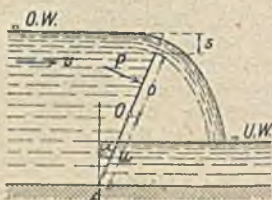


Fig. 98.

Der Hebelarm e von W — positiv oder negativ, je nachdem W über oder unter O — ergibt sich aus

$$e = u - \frac{M}{W}.$$

Ist e positiv, dann stützt sich die Klappe gegen A , und es ist

$$A = \frac{We}{u} = W - \frac{M}{u}.$$

Bei $e = \text{Null}$ ist die Klappe im Gleichgewicht und bei negativem e legt sich die Klappe um.

Die Drehachse erhält den senkrecht zu AB wirkenden Druck $\frac{M}{u}$. Das zum Öffnen der geschlossenen Klappe erforderliche Kraftmoment ist $= A u$.

Die beiden Klappenarme AO und OB erhalten unter Vernachlässigung des Gegendrucks des Unterwassers bei O das größte Biegemoment

$$M_{\max} = \frac{\gamma b}{6 \cos^2 \alpha} [(o \cos \alpha + s)^3 - s^2(3 \cdot o \cos \alpha + s)].$$

Zu der hydrostatischen Belastung kommt noch der Stoßdruck des bewegten Wassers bei Überströmung der Klappe (Fig. 98)

$$P = k \gamma F \frac{v^2 \cos^2 \alpha}{g}.$$

Für den oberen Klappenarm ist $v \cong \sqrt{2gs}$ und der auf ihn entfallende Stoßdruck

$$P = k \gamma b o \frac{v^2 \cos^2 \alpha}{g} = 2 k \gamma b o s \cos^2 \alpha,$$

und, da sein Hebelarm in bezug auf $C = \frac{o}{2}$ ist, das ihm entsprechende Biegemoment

$$M' = P \frac{o}{2} = k \gamma s b o^2 \cos^2 \alpha$$

$k \cong 0,75$ anzunehmen.

Das gesamte Biegemoment ergibt sich zu $M + M'$.

4. Walzenwehre. Die Auflagerkräfte und Seilzüge rechnerisch (s. Kuwert im Zentralbl. d. Bauverw. 1908, S. 458) oder einfacher zeichnerisch ermitteln.

Bei beiderseitigem Antrieb an jedem Walzenende der Seilzug $\frac{S}{2}$.

Bei einseitigem Antrieb — dem beiderseitigen vorzuziehen! — zeichnerisches Verfahren nach Fig. 99 bis 102a.

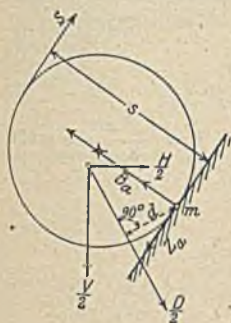


Fig. 99.

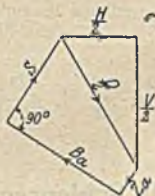


Fig. 100.



Fig. 101.

V und H sind die vereinigten, an der Walze angreifenden lotrechten und wagerechten Kräfte. (Wegen ihrer Ermittlung s. H. Engels, Handbuch des Wasserbaues, S. 588/589.)

B_a und B_n sind die durch den Mittelpunkt des Walzenquerschnitts gehenden Bahndrücke, Z_a und Z_n die senkrecht zu diesen, also tangential wirkenden Zahndrücke. Die exzentrische Lage der Mittelkraft D aus den Kräften V und H rührt her von den in der Regel angebrachten schnabelförmigen Ansätzen.



Fig. 102.

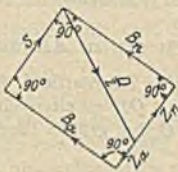


Fig. 102a.



Fig. 103.

Wird, was nicht nötig, angenommen, daß Seilkraft S parallel zu den beiden Laufbahnen, dann $S = \frac{D d}{s}$. Die Kräfte B_a und Z_a sowie B_n und Z_n aus den Kräfteplänen der Fig. 100 und 102, die in Fig. 102a nebeneinander gelegt sind. Somit

$$S - Z_a = Z_n.$$

In der Ebene A wird auf die Walze ein Torsionsmoment

$$(S - Z_a) \cdot \frac{s}{2}$$

und in der Ebene B ein ebenso großes, aber entgegengesetzt drehendes Torsionsmoment

$$-Z_n \cdot \frac{s}{2}$$

übertragen.

Torsionsspannung in der Blechwand der Walze, Fig. 103,

$$\tau = \frac{Z_n}{s \pi \delta}.$$

Größtes Biegemoment in der Walze

$$M_{\max} = \frac{D l}{8}.$$

Da das Trägheitsmoment für die neutrale Biegeachse $J = \frac{\delta s^3 \pi}{8}$, so größte Biegungsspannung

$$\sigma = \frac{M}{J} \cdot \frac{s}{2} = \frac{D l}{2 \delta s^2 \pi}.$$

VI. Schleusen.

A. Die Abmessungen

richten sich nach denen der Schiffe bzw. Schlepplüge. Erforderliche Spielräume nach folgender Zusammenstellung.

Schleusenart	Breite m	Tiefe m	Länge m	Bemerkungen
Kanalschleusen	2 · 0,5	1,25	2 · 1,0	für Einzelschiffe
„	2 · 1,0	1,25	2 · 2,5	„ Schleppzüge
Flußschleusen	2 · 1,0	1,25	2 · 1,5	„ Einzelschiffe
„	2 · 1,5	1,25	2 · 4,5	„ Schleppzüge
Seeschleusen mit Kammer	2 · 1,5	1,50	2 · 3,0	
Dockschleusen	2 · 2,0	1,50	—	

Die nutzbare Länge wird gerechnet zwischen Abfallboden des Oberhauptes und Anfang Tornische des Unterhauptes.

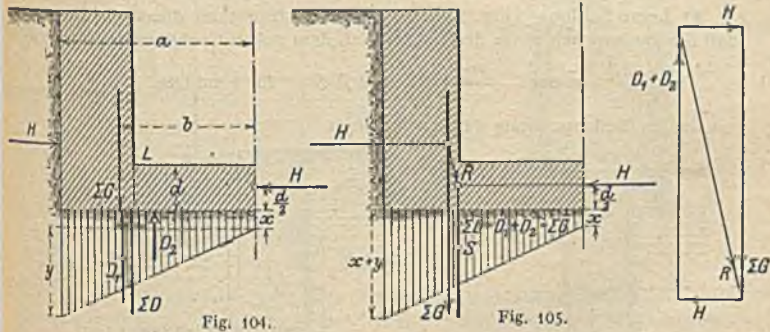
Tore etwas höher als der höchste abzuhaltende Wasserstand. Mauern 0,3 bis 1,0 m über Torhöhe. Drempelanschlag etwa 30 cm.

B. Berechnung der Schleusenkörper.

(Zusammendrückbarer Boden vorausgesetzt.)

1. Grundwasser nicht vorhanden.

a) Leere Schleuse (Fig. 104). Statische Bestimmtheit durch die Annahme, daß die Gegenkraft H in der Mitte der Mittelfuge angreife.



Bodenpressungen x und $(x + y)$ aus:

$$x a + \frac{y a}{2} = \Sigma G,$$

und

$$\Sigma G b - \frac{x a^2}{2} - \frac{y a^2}{3} - H \left(h - \frac{d}{2} \right) = 0.$$

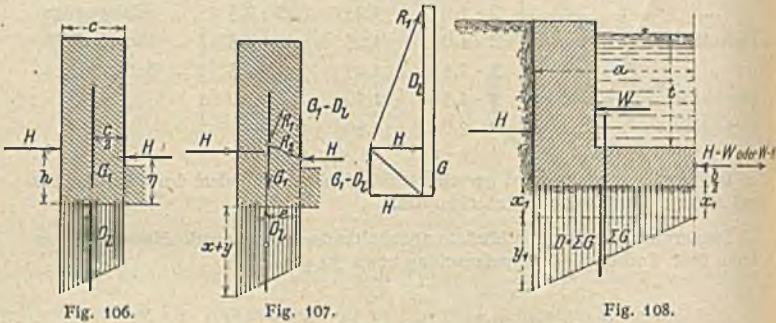
Druck in der Mittelfuge = $\sigma = \frac{H}{d}$ t/qm.

Größte Bodenpressung = $(x + y)$ t/qm, wenn alle Größen in l und m . Oder zeichnerisches Verfahren nach Fig. 105.

Außerdem ist noch zu ermitteln die Spannungsverteilung in der Fuge LL. Entweder rechnerisch (Fig. 106)

$$o = H(h - \eta) + D_1 e - G_1 \frac{c}{2},$$

hieraus η usw., oder zeichnerisch nach Fig. 107.



b) Volle Schleuse (Fig. 108). Man gehe wieder aus von der Annahme, daß die Gegenkraft $(H - W)$ in der Mitte der Mittelfuge angreife. Diese ist Zug oder Druck je nachdem $(H - W) <$ oder > 0 .

Im übrigen Gang der Untersuchung, rechnerisch oder zeichnerisch, wie unter a).

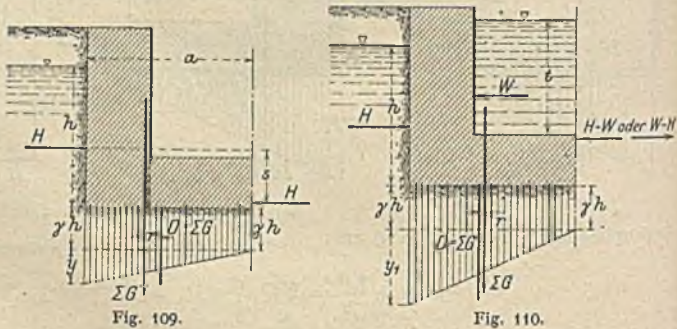
2. Grundwasser vorhanden.

(Vollkommene Durchlässigkeit des Bodens vorausgesetzt.)

a) Leere Schleuse (Fig. 109). Statische Bestimmtheit durch die Annahme, daß der Bodendruck unter der Mitte gleich dem vollen Grundwasserauftrieb sei.

$$y \text{ aus: } \frac{y + 2\gamma h}{2} a = \Sigma G \quad \text{für } l \text{ und } m.$$

Größte Bodenpressung $= (h + y) \cdot t/\text{qm}$.



Lage der Gegenkraft H aus

$$s = \frac{\Sigma G r}{H}.$$

Alle weiteren Ermittlungen wie unter 1.

b) Volle Schleuse (Fig. 110). Annahme wie vor. Auch hier $(H - W) <$ oder > 0 . Ist $h > l$, dann $(H - W) > 0$. Weiterer Gang der Rechnung wie vor. Bei größeren Schleusenabmessungen führt die den vorstehenden Rechnungen zu

grunde gelegte Ausbildung einheitlicher Querschnitte zu übermäßig großen Sohlenstärken. Deshalb dann besser, zunächst die Seitenmauern für sich aufzuführen und die Sohle nachher zwischen den Seitenmauern einzulegen.

Die Seitenmauern sind nach den im Uferbau gegebenen Grundsätzen zu berechnen.

Seitenmauer mit Umlaufkanal (Fig. 111).
 R Mittelkraft aller äußeren Kräfte oberhalb AB . $ABCD$ die entsprechende Belastungsfigur. Annahme, daß der linke Mauerfuß den Lastenanteil $ACEF$, der rechte den Lastenanteil $EFDB$ erhält. Demgemäß die Mittelkräfte R_1 und R_2 unter Berücksichtigung der waagrechten Seitenkraft von R . Angriffspunkte von R_1 und R_2 in den Schnittpunkten der Lotrechten durch die Schwerpunkte S_1 und S_2 mit AB . R_3 und R_4 die Mittelkräfte aller äußeren Kräfte unterhalb AB . R_5 und R_6 die Endresultierenden, aus deren Lage und Größe die Spannungen in den Fugen GH und JK in bekannter Weise bestimmt werden.

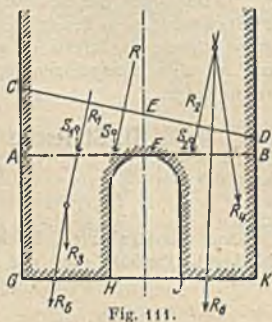


Fig. 111.

Wegen anderen Berechnungsweisen s. A. Klfr, Staustufe bei Troja, Allgem. Bauzeitung, Heft 3, 1901.

C. Bauliches.

Der massive Querschnitt der Schleuse ist der Kosten wegen möglichst auf die Häupter zu beschränken, während die zwischen den Häuptern liegende Kammer sowohl in ihrer Sohle als auch in ihren seitlichen Begrenzungen tun-

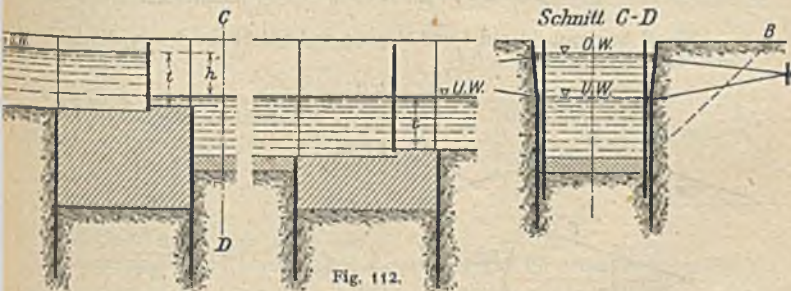


Fig. 112.

lichst einfach auszubilden ist. Die Kammersohle braucht dann nicht mehr wasserdicht zu sein, wenn die beiden Häupter durch tiefgehende Querspundwände einen hinreichenden Abschluß darbieten (Fig. 112). Die Kammerwände können dann als verankerte, aufgeständerte Bohlwerke — hölzerne Spundwand bis U.W. — in Eisenbeton usw. ausgebildet werden. Bei reichlichem Speisewasser und geringem Verkehr kommt auch die Ausbildung der Seitenwände als Böschungen nach AB in Frage.

Die leichte Bauart der Kammer ist um so mehr angezeigt, je kleiner das Schleusengefälle und je wasserundurchlässiger und fester gelagert der Untergrund ist.

Die viel gebräuchliche Begrenzung des Betonbettes im Oberhaupt nach der Linie CD (Fig. 113) ist zu verwerfen, hingegen die Begrenzung EFD zu

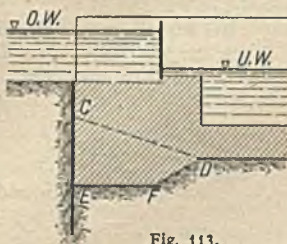


Fig. 113.

empfehlen, da es in erster Linie darauf ankommt, die Bildung durchgehender Wasseradern unter dem Oberhaupt zu verhindern.

Je massiger der Schleusenkörper, um so mehr kommt seine Ausbildung in Stampfbeton in Frage, dessen durchgehende Verblendung mit Klinkern usw. einen ebenso unnötigen wie großen Mehraufwand bedeutet. Besonderer Schutz nur an allen vorspringenden Teilen durch verankerte Eisenplatten oder Haussteinquader.

D. Statische Berechnung der Schleusentore.

(Riegel-Stemmtore.)

1. Tor geschlossen.

Aus konstruktiven Rücksichten Torstärke von oben nach unten gleich bleibend. Deshalb muß der Abstand der Riegel nach unten hin abnehmen.

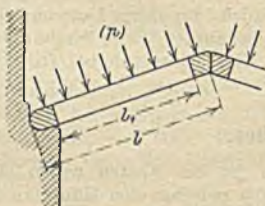


Fig. 114 a.

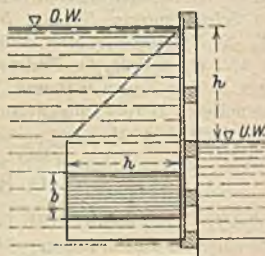


Fig. 114 b.

Riegel beansprucht auf Durchbiegung und auf Stemmdruck. Nach Fig. 114 und 115 ergibt sich

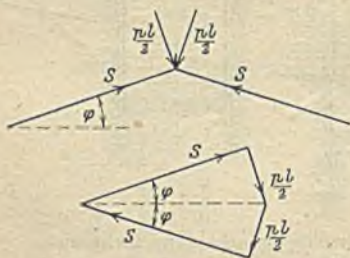


Fig. 115.

$$\frac{p l_1^2}{8} = \sigma_1 W, \quad \text{worin} \quad p = b h \gamma.$$

Somit

$$\sigma_1 = \frac{b h \gamma l_1^2}{8 W}$$

Ferner

$$S = \frac{p l}{2 \operatorname{tg} \varphi}$$

und

$$\sigma_2 = \frac{S}{F} = \frac{b h \gamma l}{2 F \operatorname{tg} \varphi}.$$

Mithin Gesamtbeanspruchung $= \sigma_1 + \sigma_2$.

Bei Riegelformen nach Fig. 116 ist der wirksame Querschnitt gegen Stemmdruck der kleinste. Das Angriffsmoment wird wegen der exzentrischen Lage von S um $S \cdot s$ verkleinert. Somit



Fig. 116.

$$\frac{b h \gamma l_1^2}{8 W} - \frac{b h \gamma l}{2 \operatorname{tg} \varphi \cdot W} \cdot s \quad \text{und} \quad \sigma_2 = \frac{b h \gamma l}{2 F \operatorname{tg} \varphi}$$

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2.$$

In anderer Schreibweise wird

$$\sigma_1 = \pm \frac{a}{J} \left(\frac{p l_1^2}{8} - \frac{p l}{2 \operatorname{tg} \varphi} s \right).$$

σ_1 zu verkleinern durch Vergrößerung von s . Dies bei eisernen Toren möglich durch Krümmung des Riegels auf seiner Oberwasserseite oder durch

unsymmetrischen Riegelquerschnitt. Wird $\frac{pl}{2 \operatorname{tg} \varphi} s > \frac{pl^2}{8}$, dann negatives Moment in der Riegelmitte; dann im Oberriegel auftretend, wenn Tore unten am Drempel anliegen, ohne zu stemmen. Dann für die unteren Riegel

$$M_{\max} = \frac{pl^2}{8}.$$

Gegebenenfalls danach Riegel und Schlagsäule zu bemessen. Größere statische Klarheit, wenn man die wagerechten Zwischenriegel durch senkrechte Pfosten ersetzt. Der von der Torhaut auf die Pfosten übertragene Wasserdruck wird durch diese auf den Ober- und Unterriegel übertragen. Letzterer liegt ganz am Drempel, und nur der Oberriegel ist als Stemmriegel auszubilden (Fig. 117).

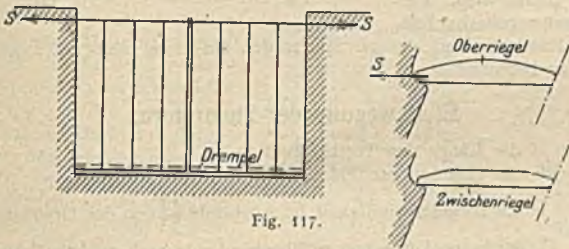


Fig. 117.

Bei gekrümmten Toren (Fig. 118), deren Flügel im geschlossenen Zustande eine Kreiszyylinderfläche bilden, bewirkt der Wasserdruck nur Tangentialdruck $T = N \cdot r$.

Blechstärke d in Tiefe x aus

$$d = \frac{\gamma x r}{\sigma}.$$

Materialverbrauch für den Blechmantel für $\operatorname{tg} \alpha = 2\alpha$ der kleinste

$$\text{d. h. für } \frac{h}{2w} \approx \frac{1}{3}.$$

Eine solche Torform bedingt aber entsprechende ungünstige Form der

Torkammernischen und einen großen Materialaufwand für Aussteifung des Blechmantels. Das ergibt praktisch eine kleinere Pfeilhöhe, etwa $\frac{1}{5}$.

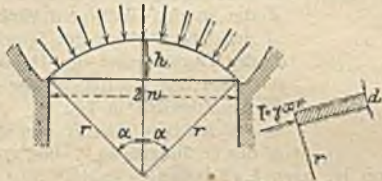


Fig. 118.

Drücke auf die Mauer (Fig. 119).

$$V = pl \cos \varphi,$$

$$V l \cos \varphi - H l \sin \varphi - \frac{pl^2}{2} = 0.$$



Fig. 119.

Daraus $H = \frac{pl}{\sin \alpha} \left(\cos^2 \varphi - \frac{1}{2} \right)$ wird gleich Null für $\varphi = 45^\circ$. Aus praktischen Rücksichten jedoch $0,2 < \operatorname{tg} \varphi < 0,4$, im Mittel $\operatorname{tg} \varphi = \frac{1}{3}$.

2. Tor geöffnet (Fig. 120).

$$Z = \frac{G l}{2x}, \text{ also obere Verankerung möglichst hoch angreifend!}$$

$$\text{Spannung in der Zugstange } D = \frac{G}{2 \sin \beta}.$$

Berechnungen für den Größtwert von G , d. h. Tor im Trocken! Verringerung von Z durch Drehbaum mit Gegengewicht nicht zu empfehlen.

Bei Schwimmtoeren zu verhindern, daß bei tiefster Eintauchung der Auftrieb A größer als G werden kann.

Obere Torverankerung nach Fig. 121 sich so gabelnd, daß der Zug Z_1 in der Richtung des geschlossenen und Z_2 annähernd in der des geöffneten Tores wirkt. Verankerungen so lang und so tief, daß genügend Mauerwerk gefaßt wird. Verankerung muß regulierbar sein.

Oberes Halslager und unterer Spurzapfen auf etwa zehn- bis zwanzigfache Sicherheit zu berechnen.

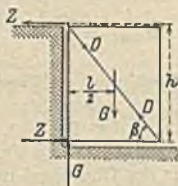


Fig. 120.

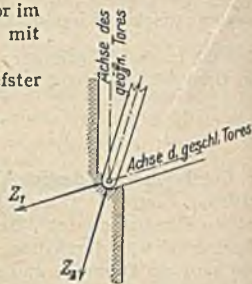


Fig. 121.

E. Bewegung der Stemmtore.

Ist l die Länge des Torflügels in m,

F die eingetauchte Fläche des Torflügels in qm,

v die Torgeschwindigkeit im Abstände $\frac{l}{2}$ von der Drehachse in m,

P_1 der beim Aufdrehen zu überwindende hydraulische Druck in kg,

P_2 der beim Aufdrehen zu überwindende hydrostatische Druck in kg,

Δ der Spiegelunterschied vor und hinter dem bewegten Torflügel in m,

G das Eigengewicht des Tores in kg,

Z die an den Torzapfen wirkende Horizontalkraft in kg,

d der Durchmesser des Spurzapfens in m,

d_1 der Durchmesser des Halszapfens in m,

$\mu \cong 0,4$ der Koeffizient der Zapfenreibung,

K die Zugkraft in kg,

a der Abstand von K von der Drehachse in m,

φ der veränderliche Winkel von K mit der Normalen zur Torfläche,

dann ist nach Landsberg

$$K = \frac{\cos \varphi}{4 a} [l(3 P_1 + 2 P_2) + \mu(G d + 2 Z d_1)] \text{ kg,}$$

worin

$$P_1 = 75 F v^2 \quad \text{und} \quad P_2 = 1000 \cdot F \cdot \Delta.$$

Zahlenbeispiel. $l = 7 \text{ m}$; $F = 42 \text{ qm}$;

$\Delta = 0,02 \text{ m}$; $G = 9000 \text{ kg}$; $d = d_1 = 0,15 \text{ m}$;

$a = 5,6 \text{ m}$; $\varphi = 0^\circ$; Aufdrehungszeit = 30 Sek.;

Winkel der Drempelspitze = 140° . Dann wird

$$v = 2 \cdot 3,5 \cdot \pi \cdot \frac{70^\circ}{360^\circ} \cdot \frac{1}{30} = 0,14 \text{ m,}$$

$$P_1 = 75 \cdot 42 \cdot 0,14^2 = 62 \text{ kg,}$$

$$P_2 = 1000 \cdot 42 \cdot 0,02 = 840 \text{ kg,}$$

$$Z = \frac{9000 \cdot 3,5}{6,5} = 4846 \text{ kg}$$

(wenn gegenseitiger Abstand der beiden $Z = 6,5 \text{ m}$ angenommen wird).

$$K = \frac{1}{4 \cdot 5,6} [Z(3 \cdot 62 + 2 \cdot 840) + 0,4(9000 \cdot 0,15 + 2 \cdot 4846 \cdot 0,15)] = 633 \text{ kg.}$$

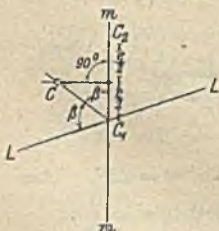


Fig. 122.

Einrichtung tunlich so, daß bei halbgeöffnetem Tore $\varphi = 0$. Der Bewegungswiderstand wird in der Hauptsache durch P_2 hervorgerufen. Deshalb Austritt des Wassers hinter der Wendesäule möglichst erleichtern: Wendesäule nicht voll mit halbzyklischer Rundung, sondern Druckübertragung durch Stemmlager. Bei voller Wendesäule Drehpunkt C exzentrisch.

Ermittlung seiner Lage nach Fig. 122: LL Achse des geschlossenen Tors, MM Achse des geöffneten Tors, e Exzentrizität ≈ 2 cm.

F. Andere Torarten

kommen in folgenden Fällen in Frage:

a) Klapptore. Bei sehr breiten Schleusen und hoher Lage des Oberdrehpels in den Oberhäuptern.

b) Schiebetore. Bei großen Schleusen, die nach beiden Seiten das Wasser kehren sollen, wegen ihrer Unempfindlichkeit gegen kleine Bewegungen der Mauern: können auch bei durchgehender Strömung geschlossen werden und das Wasser nach beiden Seiten kehren. Statische Klarheit und Ausnutzung der Kammerlänge.

Hubtore können nicht empfohlen werden, da sie von allen Torarten den größten Kostenaufwand erfordern.

Die statische Berechnung aller dieser Torarten ist so einfach, daß sie hier übergangen werden darf.

Bewegung der Klapptore (Fig. 123). Die Aufzugskraft hat ihren Größtwert für den Anfang des Schließens:

$$K = \frac{G}{2} + \frac{1}{4} P + \frac{\left(\frac{G}{2} + \frac{1}{4} P\right) \mu \frac{d}{2}}{l \sin \alpha \cdot \cos \beta}$$

$P = 75 F v^2$ und die übrigen Werte wie früher.

G. Füllen und Leeren der Kammer.

Öffnungen stets unter Wasser. Ist

A die Grundfläche der Schleusenkammer in qm,

h das Schleusengefälle in m,

f der Querschnitt der Öffnungen in qm,

μ der Ausflußkoeffizient,

t die Füllungszeit in Sek.,

dann ist

$$t = \frac{2 A \sqrt{h}}{\mu f \sqrt{2g}}$$

Für scharfkantige Öffnungen $\mu \approx 0,60$,

„ abgerundete „ $\mu \approx 0,80$ bis $0,90$.

Für kurze Umläufe die gleiche Formel, nur $\mu = 0,4$ bis $0,5$.

Lange Umläufe sind wie Kanäle oder Rohrleitungen zu berechnen.

Praktisches Verhältnis $\frac{A}{f} = 200$ bis 250 .

Dreh- oder Klappschützen sind als Verschlußvorrichtungen nicht zu empfehlen. Besser sind die Zylinderschützen, gegebenenfalls mit Entlastung durch Gegengewicht. Ihnen ist auch der Vorzug eigentümlich, daß sie

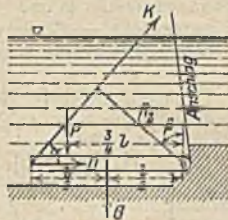


Fig. 123 a.

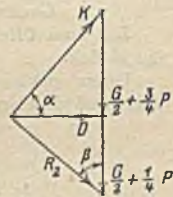


Fig. 123 b.

einen gleich wasserdichten Abschluß darbieten bei wechselnder Richtung des Überdrucks.

Zugschützen sind bei großer Schützenfläche und großem Schleusengefälle als Rollschützen mit Gegengewicht auszubilden. Bei den Schleusen der kanalisiertem Moldau und Elbe haben sich auch wagerechte Rollschützen und Segmentschützen zum Verschuß der Umlaufkanäle bewährt.

Zugkraft bei Zylinderschützen \leq Eigengewicht.

Zugkraft bei Zugschützen aus

$$Z = \mu f \gamma h + G \text{ in kg.}$$

Hierin sind

μ der Reibungskoeffizient,

f die Schützenfläche in qm,

$\gamma = 1000$ kg,

h das Schleusengefälle in m,

G das Eigengewicht — Übergewicht im Wasser — in kg.

Zeit zum Öffnen oder Schließen der Schützen bei verkehrsreichen Schleusen ≈ 30 Sek.

Unter gewissen Vorbedingungen (s. Schleusenbetrieb) kommt auch der Verschuß der Umlaufkanäle durch Hotopp-Heber in Frage.

H. Sparschleusen.

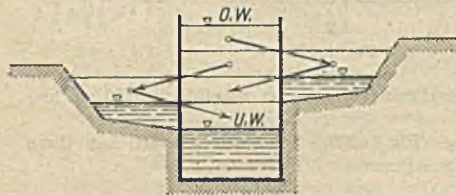


Fig. 124.

Ist das Schleusengefälle h in m, dann ergibt sich bei n Sparbecken von gleichen Grundflächen A qm mit der Schleusenkammer bei voller hydrostatischer Ausspiegelung die beim Schleusen ersparte Wassermenge

$$\frac{n}{n+2} A \cdot h \text{ cbm.}$$

Anordnung der Sparbecken nach Fig. 124 empfehlenswert, da dann beim Beginn der Füllung die Beckensohle nicht zerstört wird. Endlich wird ohne wesentliche Einbuße an Wassersparnis erheblich an Zeit gespart, wenn nicht volle Ausspiegelung der Wasserstände abgewartet, sondern die Verbindung zwischen Sparbecken und Kammer bereits bei einigem Überdrucke gesperrt wird. Deshalb Verschuß der Verbindung zwischen Kammer und Sparbecken durch Zylinderschützen empfehlenswert.

J. Schleusenbetrieb.

Abgesehen vom Handbetrieb, kommen folgende Betriebssysteme in Frage:

1. Der hydraulische Betrieb.
2. Der pneumatische Betrieb (Hotopp).
3. Der elektrische Betrieb.
4. Der gemischte Betrieb (Vereinigung von 2. und 3.).

Vergleich in technischer Beziehung. Feuchte Luft ohne Einfluß auf 1. und 2., aber sehr störend bei 3. — 1. und 2. einfacher und übersichtlicher als 3.

Dagegen bei 3. als Vorteil die Möglichkeit, die Steuerungen sowohl von einer Zentrale aus, als auch an Ort und Stelle zu handhaben.

Bei 1. häufige Beschädigungen der Leitungen, namentlich leichtes Einfrieren, wodurch Rohrbrüche. Auch Rohrdefekte durch Temperaturbewegungen der Rohrleitungen. Auch bei 2. Störungen durch Frost möglich. Solche Störungen nicht bei 3.

2. bei Schleusen mit großen Gefälleschwankungen kaum möglich. 1. hat gegenüber 3. den Nachteil, daß wegen der Konstanz des Wasserdrucks stets die gleiche Kraft aufgewendet werden muß.

Vergleich in wirtschaftlicher Hinsicht. Bei wasserreichen Kanälen und Schleusen mit geringem Verkehr 2. am besten, da am billigsten.

Muß man aber für die Tore maschinellen Betrieb wählen und für das Verholen der Schiffe Spills anordnen, dann bietet der Heberbetrieb an Stelle der motorisch zu betreibenden Schützen keinerlei Vorteile, sondern bedingt, namentlich bei größeren Gefällen, eine Verteuerung der Anlage.

Bei Kanalschleusen mit lebhaftem Verkehr und bei Seeschleusen nur 1. und 3. miteinander in Wettbewerb.

Bei Kanalschleusen stellen sich die Anlagekosten bei 3. etwas höher als bei 1., die Betriebskosten aber wesentlich niedriger. Für große Seeschleusen 3. auch in den Anlagekosten billiger als 1.

Endergebnis. 3. hat gegenüber den anderen Systemen den Vorzug der größeren Betriebssicherheit und des Anpassens des Energieverbrauchs an die jeweilige Größe des Widerstands, sowie speziell gegenüber 1. den Vorzug der kleineren Betriebskosten und, bei größeren Schleusenanlagen, auch den der geringeren Anschaffungskosten.

K. Schiffshebwerke.

Längenschnitt eines idealen Kanals so, daß durch Vereinigung der Gefälle auf möglichst wenige Punkte lange Haltungen entstehen.

1. Schiffshebwerke mit hydraulischen Preßkolben.

Praktische Ausführungsgrenze durch die Widerstandsfähigkeit der Preßzylinder gegeben. Druckverteilung bei den bisherigen Hebwerken ein schwacher Punkt. Ein Preßkolben bedingt konzentrierten Kraftangriff in der Mitte. Dadurch auch ungünstige Beanspruchung der Fundierung. Bei Lastverteilung auf zwei oder mehrere Preßkolben wird die Parallelführung schwierig. Der wichtigste und schwierigste Teil, der Preßzylinder, ist im Fundament versenkt, daher unsichtbar und unzugänglich. Auch Dichtungsschwierigkeiten.

2. Schiffshebwerke mit Schwimmern.

Ihre Vorzüge liegen in der konstanten Auftriebskraft, in der Druckverteilung auf viele Schwimmer. Sie erfordern geringe Betriebskosten bzw. kleinen Wasserverbrauch. Ein zweiter Trog zur Ausgleichung ist nicht erforderlich. Wegen der schwierigen Gründung der Schwimmerbrunnen stellen sich, falls nicht besonders günstige Untergrundverhältnisse vorliegen, die Anlagekosten sehr hoch. Bei etwa 20 m Hubhöhe dürfte ihre Ausführungsgrenze unter gewöhnlichen Bodenverhältnissen liegen.

3. Senkrechte Schiffshebwerke mit Gegengewichten.

Die Trogschleuse ist an vielen Drahtseilen aufgehängt, die über Rollen zu Gegengewichten geführt sind, welche das Schleusengewicht ausgleichen. Nur ein Trog.

Gegengewichte stellen die billigste Form von Gegenkräften dar. Auch bei ihnen ist eine Parallelführung notwendig. Die Aufhängung an dem betriebssicheren Element des Drahtseiles unter Zerlegung der sehr großen Einzelkraft in viele kleinere Kräfte ist grundsätzlich richtig, da die Beherrschung der kleineren Kräfte durch normale und vielfach praktisch erprobte Konstruktionselemente im Rahmen der heutigen Maschinenteknik sicher zu erreichen ist.

Grundsätzlich richtig ist ferner der Ersatz der Stützung mit der sehr schwierigen und weniger sicher zu beherrschenden Beanspruchung auf Druck- und Knickfestigkeit durch die unmittelbare Aufhängung mit der viel sichereren und günstiger wirkenden Zugfestigkeit.

4. Schiffsisenbahnen auf geneigten Ebenen.

Nur Beförderung schwimmender Schiffe in Frage kommend. Vorteile:

a) Kleiner Wasserverbrauch bzw. kleine motorische Kraft, da im ausgeglichenen Hebewerk nur Nebenwiderstände zu überwinden sind.

b) Gewichtsausgleichung entweder durch Doppelhebewerk mit einem auf und einem niedergehenden Trog oder bei einfacher Trogschleuse durch Gegengewichte.

c) Große Höhen können in einer Stufe mit den gleichen mechanischen Hilfsmitteln überwunden werden wie kleine.

d) Dadurch lange Zwischenhaltungen.

e) Das motorisch bewegte Triebwerk und die Ausgleichungsteile nur durch eine Seitenkraft des Schleusengewichts beansprucht. Steigung kann so gewählt werden, daß sich der Aufzug auf der Fahrbahn selbst hemmt.

f) Alle wesentlichen Betriebsteile leicht zugänglich und sichtbar (im Gegensatz zu den senkrechten Hebewerken). Förderung entweder längs oder quer zur Bahn.

α) Längsbahn. Schmale Fahrbahn, sichere Parallelführung, aber kleinere Steigung als bei der Querbahn. Am besten Steigung gleich dem Reibungswinkel der Stützpunkte, welche gebremst werden sollen. Kleine Geschwindigkeitsänderungen, um Wellenbildungen im Trog zu verhüten. Bei allen Doppelbahnen macht bei veränderlichen Wasserständen, bei verschiedener Seilausdehnung usw. die genaue Einstellung der Trogschleusen besondere Vorkehrungen nötig.

β) Querbahnen. Kleine Bauhöhe des Wagens. Beim Ein- und Ausfahren sind beide Trogtore zu öffnen. Nachteile sind: große Breite der Bahn, dadurch bedingte hohe Kosten und die Notwendigkeit, die Belastung auf mehrere Gleise nebeneinander zu verteilen. Parallelführung des Wagens schwieriger als bei Längsbahnen. Wegen der schwierigen Einstellung von Doppelwagen bei veränderlichen Wasserständen am besten als einfache Bahn auszuführen. Alsdann Gegengewichte an Drahtseilen.

Die neueren Entwürfe weisen folgende wichtige neue Gedanken auf:

Ersatz der Laufräder des Wagens durch andere, weniger Reibung erfordernde Konstruktionen: Wälzungsrollen, Gleitschuhe usw.

Übertragung der motorischen Antriebskraft auf den Wagen durch Zahnstangen.

Parallelführung durch horizontale Leitrollen an Längsschienen in der Bahnmittle bei großer Führungslänge.

Bei längsgeneigter Ebene und Doppelbahn elektrische Gewichtsausgleichung dadurch, daß der abwärtsgehende Wagen die sonst als Generator wirkende Dynamomaschine zum Motor macht und mit Hilfe dieses Motors die Arbeit unterstützt, welche die Antriebsmaschine für die Bewegung der anderen Dynamomaschine leisten muß.

Es erscheint aber angezeigt hervorzuheben, daß Schiffshebewerke — die ja bei großem Gefälle an die Stelle von einer Schleusentreppe behufs Wasserersparnis treten sollen — nur dann wirtschaftliche Anlagen darstellen, wenn ihre Betriebskosten einschl. Verzinsung und Tilgung ihrer Anlagekosten nicht größer sind als die entsprechenden Kosten der Schleusentreppe mit einem besonderen Pumpwerke. Der wirtschaftliche Vorteil ergibt sich dann aus der größeren Leistungsfähigkeit.

VII. Kanalisierung der schiffbaren Flüsse.

A. Allgemeines.

Behufs Schaffung einer gewissen Fahrwassertiefe bei N. W. wird das Flußbett durch Stauanlagen in treppenförmig aufeinanderfolgende Haltungen zerlegt. Die Stauanlagen müssen dabei folgenden Anforderungen entsprechen:

1. Der zur Herstellung der Schiffahrtstiefe erforderliche Stau ist zu erzeugen.
2. Die Stauanlage muß den Wasserabfluß gestatten.
3. Die Stauanlage muß die Schiffahrt gestatten.

Zu 1. Am Fußpunkte des oberen Wehres muß mindestens die Kleinsttiefe vorhanden sein. Man pflegt hierbei die Stauweite nur nach dem hydrostatischen Stau zu berechnen, d. h. die Oberkante des unteren Wehres so hoch zu legen, daß eine durch sie gezogene, nach oben verlängerte Waagrechte sich am nächsten Wehre oberhalb um so viel über den angestauten Wasserspiegel erhebt, als zur Erhaltung der Kleinsttiefe an der vorhandenen Tiefe noch fehlt.

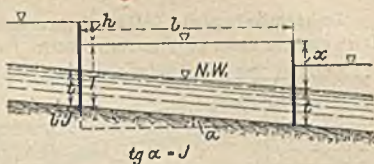


Fig. 125.

Nach Fig. 125 ist somit

$$x = T + lJ - t \quad \text{und} \quad l = \frac{1}{J} (x + t - T).$$

Danach den gegenseitigen Abstand zweier einander folgenden Stauanlagen zu bestimmen, wenn die übrigen Größen durch Messung und örtliche Verhältnisse gegeben sind.

In Wirklichkeit stellt sich bei W_0 eine Wassertiefe ein, die größer als T ist. Bei obiger Annahme ist man also des Erfolges für die Schifffahrt stets sicher. Zur Feststellung etwaiger Einflüsse auf die Landeskultur — Vorflutbehinderung — wird man nach der bei Erörterung der Staukurven gegebenen Anleitung den Verlauf der wirklichen Staukurve zu bestimmen haben.

Zu 2. Die Stauanlage ist so auszubilden, daß trotz der Geschwindigkeitsermäßigung das Wasser ohne Schaden für die Uferländereien und auch das Hochwasser ohne schädlichen Aufstau abfließen kann. Das bedingt bei festen Wehren große Wehrlängen und Freischleusen. Die Regel bilden daher hier bewegliche Wehre. Über die Berechnung der Wirkung der Wehre vgl. den Abschnitt Gewässerkunde. Über die Konstruktion und Berechnung der Wehre selbst vgl. den Abschnitt Wehre.

Zu 3. Das Wehrgefälle h ist durch eine Kammerschleuse zu überwinden. Um den durch die Benutzung dieser herbeigeführten Aufenthalt tunlichst zu vermeiden, wird bei lebhafter Schifffahrt außer der Schleuse noch ein Schiffsdurchlaß angeordnet. Da bei höheren Wasserständen das Gefälle am Wehre sich vermindert, so kann dann ein Schiff den Durchlaß bei der Talfahrt benutzen. Für Flöße ist er auch nötigenfalls bei N. W. befahrbar. Gewöhnlich wird aber bei bedeutendem Floßverkehr — der nur talwärts stattfindet — eine besondere Floßgasse, ein Floßgerinne, angelegt.

B. Die allgemeine Anordnung der Staustufen

ist bedingt durch die Wasserführung, die Verhältnisse des Flußbettes, die Geländeverhältnisse und die Verkehrsanforderungen. Nur im Notfalle — bei sehr engem Flußtale — sollte man die Kammerschleuse zur Mitabführung des Hochwassers benutzen. In der Regel wird man nur das Stauwehr, den Schiffsdurchlaß und gegebenenfalls auch den Floßdurchlaß zur Abführung des Hochwassers benutzen. Die Breiten- und Tiefenverhältnisse der beiden letzteren sind gegeben durch die Verkehrsanforderungen. Für 700- bis 800-Tonnen-Schiffe mache man die Mindestbreite des Schiffsdurchlasses gleich etwa 30,0 m, Mindestbreite des Floßgerinnes gleich 12,0 m. Der feste Rücken des Schiffsdurchlasses ist in Höhe der Flußsohle zu legen. Die Tiefenlage der oberen Einlaßschwelle der Floßschleuse kann nach Dubuat (Fig. 126) wie folgt bestimmt werden:

$$e = \frac{1}{2g} \frac{v^2}{\mu^2} + e_1,$$

$$l = \frac{\eta - (e - e_1)}{J}.$$

Zahlenbeispiel. Gegeben: $e_1 = 0,6$ m; Kontraktionswert μ nach Dubuat zu etwa 0,87 anzunehmen: $J = 0,005$; $b = 12,0$ m: Dann wird der wasserführende Querschnitt F des Floßgerinnes

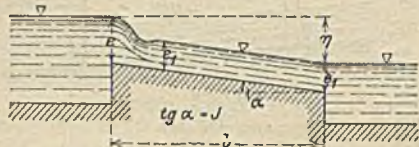


Fig. 126.

$$F = b \cdot e_1 = 7,2 \text{ qm,}$$

$$R = \frac{7,2}{13,2} = 0,55 \text{ m.}$$

Wenn Floßgerinne aus Bruchsteinmauerwerk, dann für Klasse 3 nach Darcy und Bazin der Beiwert c der allgemeinen Geschwindigkeitsformel = 53,5. Somit

$$v = 53,5 \sqrt{0,55 \cdot 0,005} = 2,81 \text{ m.}$$

$$e = \frac{1}{2 \cdot 9,81} \cdot \frac{2,81^2}{0,87^2} + 0,6 = 1,13 \text{ m.}$$

Die abfließende Wassermenge $Q = F \cdot v = 7,2 \cdot 2,81 = 20,23$ cbm. Es sei ferner gegeben $\eta = 1,5$ m, dann wird die Länge der Floßrinne

$$l = \frac{1,50 - (1,13 - 0,6)}{0,005} = 194 \text{ m.}$$

Die immer erwünschte Sohlenrauhigkeit durch wagerechte Felder von 10 bis 15 cm hohen Stufen zu erhöhen, deren Entfernung sich nach dem Gefälle J richtet. Ferner nach Tolman zu empfehlen, die Sohle am oberen Anfange auf etwa 50 m wagerecht zu legen und an diese Strecke ein gleichmäßiges Gefälle anzuschließen. Ferner empfehlenswert Floßfedern oder Klapphölzer am Ende der Floßrinne und Führung des Wassers unterhalb derselben.

Mit den gegebenen Abmessungen läßt sich nach den Anleitungen im Abschnitt Gewässerkunde die durch die freie Floßrinne und freie Schiffsdurchlaßöffnung durchfließende Hochwassermenge berechnen: die Lichtweite und Höhenlage des festen Rückens des Stauwehrs sind dann so zu bemessen, daß durch die

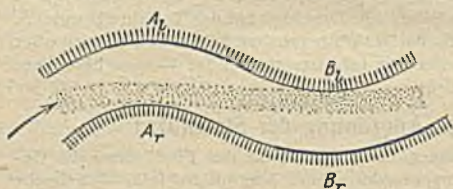


Fig. 127.

freie Öffnung des letzteren der restliche Anteil des Hochwassers ohne schädlichen Stau abfließen kann. Hierbei ergibt sich entweder die Möglichkeit, die Kammerschleuse noch im Flußbette anzuordnen, oder die Notwendigkeit, sie in einem besonderen Seitenkanal anzulegen. Im ersteren Falle

wird man als Ort der Kammerschleuse eine solche Uferstrecke auswählen, an welcher der natürliche Stromstrich dauernd anliegt: A_1 oder B_1 , der Fig. 127, nicht aber A_2 oder B_2 !

Im zweiten Falle empfiehlt es sich, die Schleuse möglichst in der Nähe der unteren Ausmündung des Seitenkanals anzulegen und diesen möglichst weit unterhalb der Wehranlage in das alte Flußbett ausmünden zu lassen. Dadurch wird allerdings das Schleusengefälle um den Betrag des Flußgefälles in der Strecke vom Wehr bis zur Ausmündung des Unterkanals größer, gleichzeitig aber die Zahl der Staustufen verringert. Die Abzweigung des Schleusenkanals muß so weit oberhalb des Wehres erfolgen, daß die Einfahrt in ihn durch das Wehr nicht gefährdet wird. Bei niedriger Geländelage ist er tunlichst hochwasserfrei einzudämmen und an seinem oberen Ende durch eine Sperrschleuse abzuschließen. An beiden Enden der Schleuse ist er hafenartig zu erweitern.

Dadurch wird im Oberkanal auch die Wasserspiegelsenkung bei der Schleusenfüllung vermindert.

Eine mustergültige neuzeitliche Anlage stellt die Kanalisierung der Moldau und Elbe in Böhmen dar.

C. Entwässerungsanlagen

werden bei niedriger Geländelage notwendig, da zur Vegetationszeit die Wehre geschlossen sind und dann eine der Kultur schädliche Hebung des Grundwassers bewirken können. Zur Erhaltung der Vorflut sind dann Entwässerungsgräben, auch Drains, anzulegen, die in das Unterwasser der nächsten Stauanlage unterhalb ausmünden müssen. Um spätere Entschädigungsansprüche prüfen zu können, empfiehlt es sich dringend, vor Inangriffnahme der Bauten die Grundwasserverhältnisse durch Bohrungen usw. genau festzustellen.

D. Fischwege.

Für sie sind als Grundbedingungen maßgebend die Gefälleverhältnisse, die örtliche Lage, die Speisung und die Abmessungen.

Gefälleverhältnisse: Für Lachstrepfen Stufenhöhe $\leq 0,40$ m,
 „ Forellentrepfen „ $\leq 0,25$ „

Zulässige Geschwindigkeit der Strömung $\leq 3,0$ m.

Lage. Ausmündung in das Unterwasser stets dicht am Fuße des Hindernisses (Wehr usw.), nicht unterhalb, weil sonst die Fische sie nicht finden. Fischweg muß kräftig durchströmt werden, um so kräftiger, je bewegter das Unterwasser ist: erst durch das ausströmende Wasser werden die Fische auf den Fischweg aufmerksam gemacht. Einmündung in das Oberwasser mindestens 0,30 m unter dem maßgebenden Niedrigwasserstand daselbst.

Speisung. Durch beständigen Zufluß aus dem Oberwasser. Durchschnittliche Menge des Speisewassers $\approx 0,5$ cbm/Sek.

Abmessungen. Für Lachse: lichte Breite $\geq 1,5$ m; Länge der einzelnen Abteilungen $\geq 2,0$ m; Wassertiefe der Springpfuhle $\approx 0,60$ m, die der Schwimmstrecken $\geq 0,4$ m; für Schlupflücken usw. etwa die Hälfte der vorstehenden Maße.

Fischpässe (werden schwimmend genommen)
 ohne Einbauten in einer Neigung von etwa 1 : 20 anzulegen.

Wird die Strömung durch Stege gemildert, dann Neigung etwa 1 : 8; Milderung durch Gegenströmung. (Fig. 128 nach Caméré hat sich nicht bewährt!) Bei Abtötung der Strömung durch Sohlnvorsprünge usw. nach Denil Neigung 2 : 3.

Fischtreppen (werden springend genommen).
 Durchschnittliche Neigung etwa 1 : 10 bis 1 : 12.

Wasserspiegelunterschied zwischen den einzelnen Pfuhen = 25 bis 30 cm. Daraus Länge der Treppe. Bei großer Stauhöhe im Grundriß gegebenenfalls gewundene, mäanderartige Anordnung, um die erforderliche Länge zu erhalten.

Speisung mit regulierbarer Zufluvorrichtung.

Die Sperren werden zweckmäßig in der Nähe des Bodens mit Schlupflücken versehen, abwechselnd rechts und links. Untere Schlupflücken enger als die oberen, damit das die Fische anlockende Überfallwasser unten vermehrt werde (Cailische Treppe).

Aalrinnen sind rechteckige, oben offene, mit Strauchwerk angefüllte Holzkästen von etwa 12 cm Breite und 8 cm Höhe, die, in einer Neigung von etwa 1 : 6 verlegt, beständig durchströmt werden: sie ermöglichen den Aufstieg der jungen Aalbrut.

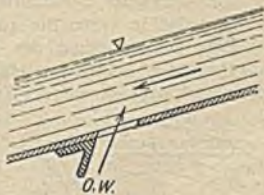


Fig. 128.

Zum Abstieg der laichreifen Aalweibchen sind als sog. Aalpässe, Röhren von 10 cm Durchmesser, zu verwenden. Fische Schleuse von L. Recken, Zentrabl. d. Bauv., 1906, S. 89.

VIII. Schiffahrtskanäle (Binnenschifffahrt).

A. Querschnitt.

Beschluß des Ausschusses des Deutsch-Österreichisch-Ungarischen Verbandes für Binnenschifffahrt vom J. 1907:

„Hinsichtlich des Kanalquerschnittes in freier Strecke hat die Erfahrung gelehrt, daß einerseits ein trapezförmiger Querschnitt in leichtbeweglicher Bodenart sich nicht hält, und daß andererseits bei Kanälen mit Schnellbetrieb eine größere Wassertiefe unter dem Schiffsboden nötig ist als seither angenommen wurde. Die neuesten Übigauer und Berliner Modellversuche haben ferner für solche Kanäle ergeben, daß in Rücksicht auf den Schiffswiderstand muldenförmige Querschnitte mit möglichst steilen Böschungen den Vorzug verdienen. Der Ausschub ist deshalb der Meinung, daß bei der Annahme einer Geschwindigkeit eines Einzelschiffes von 5 km in der Stunde und bei einem Verhältnis des eingetauchten Schiffsquerschnitts zum benetzten Kanalquerschnitt von 1 : 4,5 dem muldenförmigen Querschnitt in der Mitte eine Tiefe von mindestens 3,0 m gegeben werden müsse.“

Dieser Beschluß bezieht sich auf 600-Tonnen-Schiffe von 8,0 m Breite, 65,0 m Länge — ohne Steuer gemessen — und 1,75 m Tauchtiefe. Zur Erläuterung diene noch folgendes: Die Überlegenheit des Muldenprofils über das Trapezprofil ist in der Hauptsache auf die kleinere Wasserspiegelbreite des ersteren zurückzuführen. Denn das Maß der Einsenkung des Wasserspiegels (vgl. Abschn. XIV, Schifffahrt) ist bei den verschiedenen Profilformen ungefähr das gleiche, so daß beim breitesten Wasserspiegel durch die Einsenkung auch die größte Querschnittsverkleinerung, mithin auch die größte Rücklaufgeschwindigkeit des Wassers eintritt.

Man soll daher die Wasserspiegelbreite nicht übermäßig groß machen! So sind z. B. Bermen unter dem Wasserspiegel in der Regel zu verwerfen.

Die geforderte Scheiteltiefe von 3,0 m ist begründet durch die Sicherung der Kanalsole gegen die aufwühlenden Wirkungen des Schraubenwassers.

Eine Vergrößerung des Kanalquerschnittes über das etwa 4,5fache des eingetauchten Schiffsquerschnittes hinaus ist unwirtschaftlich, da die mit ihr erreichte Verminderung der Zugkosten die größeren Neubaulasten nicht aufwiegt.

Verbreiterungen des Querschnittes werden nötig:

1. In Krümmungen. Ganz allgemein läßt sich die Verbreiterung in Krümmungen wie folgt bestimmen. In jedem Punkt der kreisförmigen Mittellinie des Fahrwassers muß eine Tangente gezogen werden können, deren von der äußeren Begrenzung der nutzbaren Fahrrinne abgeschnittene Endpunkte einen gegenseitigen Abstand von etwa der fünf- bis sechsfachen größten Schiffslänge erhalten. Bezeichnet (Fig. 129)

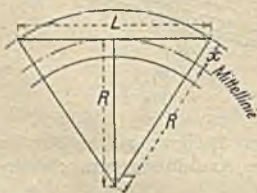


Fig. 129.

R den Krümmungshalbmesser der Mittellinie,

l die größte Schiffslänge,

L die Länge der genannten Tangente = 5,1 bis 6 l ,

x den Abstand des Tangentenendpunktes von der Mittellinie,

$\frac{s}{2}$ die halbe Breite der nutzbaren Fahrrinne,

e die gesuchte Erweiterung,

dann ist

$$x = \sqrt{R^2 + \frac{L^2}{4}} - R,$$

$$c = x - \frac{s}{2}.$$

Ist $x \leq \frac{s}{2}$, dann ist keine Erweiterung erforderlich. Verbreiterung nur an der nach außen gekrümmten Seite, etwa 100 m vor Anfang der Krümmung beginnen lassen.

Kleinster Krümmungshalbmesser $\cong 600$ m.

2. In sehr kurzen Haltungen zur Begrenzung der Schwankungen des Wasserspiegels beim Schleusen.

3. An Umschlagstellen.

4. Vor und hinter den Schleusen (vgl. w. u. Schleuseneinfahrten).

Verengungen nach Möglichkeit vermeiden; auch unter und auf Brücken den vollen Querschnitt durchführen. Wenn aber Verengungen als notwendig erachtet werden, z. B. in dicht bebauten Gebieten wegen des hohen Grunderwerbs, dann Ausgleichung derselben durch Vertiefungen und tunlichst rechteckigen Querschnitt.

Böschung nach der Standsicherheit der Bodenart. Schutz derselben gegen die Angriffe der durch das fahrende Schiff hervorgerufenen Brandungswellen. Bei der baulichen Ausbildung des Uferschutzes auch Rücksicht auf den Schiffswiderstand zu nehmen: d. h. möglichst glatte Oberfläche. Deckungen aus Strauchwerk nicht empfehlenswert: rascher Verfall, die Verwurzelung der Stecklinge der Spreutlage ruft Bodenlockerung hervor, die Beschattung der Spreutlage verhindert das Aufkommen des Graswuchses, die Spreutlage verdeckt etwa eingetretene Böschungsbeschädigungen (vgl. im übrigen Abschn. II 1. e).

Dichtung des Kanalbettes nötig, wenn bei durchlässigem Boden der Kanalwasserspiegel höher liegt als das Grundwasser oder gar höher als das umgebende Gelände.

B. Längenprofil.

Sohlengefälle der einzelnen Haltungen in der Regel $= 0$. Bei kleinem Sohlengefälle — etwa 0,00001 — Entleerung der Haltungen erleichtert.

Wenn Speisung der oberen Haltungen knapp und der unteren reichlich, Schleusengefälle der oberen Haltungen kleiner als das der unteren. Dann auch in den oberen Haltungen Kuppelschleusen wegen ihres größeren Wasserverbrauchs möglichst vermeiden; es sei denn, daß vorwiegend Talfahrt mit vollbeladenen und Bergfahrt mit leeren Schiffen stattfindet.

C. Wasserverbrauch.

a) Die beim Schleusen verbrauchte Wassermenge.

1. Die in die untere Haltung aus der Kammer abfließende Wassermenge ist unabhängig von der Größe und Ladung der Schiffe.

2. Der Wasserverbrauch bei der Bergfahrt ist gleich der Schleusenfüllung, vermehrt um die Wasserdrängung des zu Berg fahrenden Schiffes.

3. Der Wasserverbrauch bei der Talfahrt ist gleich der Schleusenfüllung, vermindert um die Wasserdrängung des zu Tal fahrenden Schiffes.

4. Der Wasserverbrauch bei der Kreuzung ist gleich der Schleusenfüllung, vermehrt um die Differenz der Wasserdrängung der zu Berg und zu Tal fahrenden Schiffe.

5. Ist

die Füllmasse der Schleuse = F in cbm,
 der Mittelwert für die Wasserverdrängung der leeren Schiffe
 = M in cbm,
 die Zahl der zu Berg fahrenden Schiffe = B ,
 die Zahl der zu Tal fahrenden Schiffe = A ,
 das Ladegewicht der zu Berg fahrenden Schiffe = T_u in t,
 das Ladegewicht der zu Tal fahrenden Schiffe = T_o in t,
 der Wasserverbrauch = Q in cbm,

dann ist

$$Q = \Sigma F + (B - A) M + T_u - T_o.$$

Für $A = B$ wird

$$Q = \Sigma F + T_u - T_o.$$

6. Die beiden letzten Formeln sind auch gültig für den Wasserverbrauch durch Schleusungen in Scheitelhaltungen, wenn ΣF die Summe sämtlicher Füllungen an den Endschleusen bezeichnet.

Bemerkung zu 3. Bei kleinem Schleusengefälle und tiefbeladenem Schiffe kann also durch eine Schleusung zu Tal Wasser in die obere Haltung gehoben werden. Ist z. B. das Schleusengefälle = 0,50 m, die Grundfläche der Schleuskammer = 500 qm, die vom beladenen Schiff verdrängte Wassermasse = 800 cbm, dann ist die Schleusenfüllung weniger Wasserverdrängung = $500 \cdot 0,5 - 800 = -550$ cbm der Zufluß zur oberen Haltung. Das Schleusengefälle, bei dem der Wasserverbrauch gleich Null werden würde, berechnet sich dann aus der Gleichung

$$500 \cdot x - 800 = 0,$$

$$x = \frac{800}{500} = 1,60 \text{ m.}$$

b) Bei kurzen Haltungen entsteht eine Vermehrung des Wasserverbrauchs, da in diesen schon einige Schleusenfüllungen den Wasserspiegel erheblich beeinflussen, so daß entweder Wasser aus den höher gelegenen Haltungen entnommen, oder das überschüssige Wasser an die tiefer liegenden Haltungen abgegeben werden muß, ohne für das Schleusen nutzbar gemacht zu sein.

c) Wird die Länge einer Haltung gleich Null, dann entsteht eine gekuppelte Schleuse, die aus dem vorgenannten Grunde mehr Wasser verbraucht als zwei einfache Schleusen des gleichen Gesamtgefälles, wenn sich die Schiffe in ihr kreuzen. Wenn jedoch die Schiffe einander in der gleichen Richtung folgen, dann ist es für den Wasserverbrauch gleichgültig, ob gekuppelte oder einfache Schleusen vorhanden sind.

d) Für Undichtigkeiten in den Schleusentoren rechne man etwa 400 cbm je Tag und 1 m Schleusengefälle. Nur für die oberste Schleuse zu berechnen.

e) Für Verdunstung rechne man im Hochsommer etwa 10 cbm je Tag und Kilometer Kanal und für 1 m Wasserspiegelnbreite.

f) Für Versickerung sind nur dann Verluste in Anrechnung zu bringen, wenn der Kanalwasserspiegel über dem Grundwasserspiegel liegt. Eine Annahme von 30 cbm je Tag und Kilometer Kanal und 1 m Bettbreite wird selbst für die ungünstigsten Verhältnisse ausreichen.

g) Für Wasserverluste in etwa vorhandenen Speisegräben nehme man etwa 100 cbm je Tag und Kilometer Graben.

D. Kunstbauten.

a) Schleusen (vgl. Abschn. VI). Die Anordnung der Schleuseneinfahrt ist von außerordentlicher Bedeutung für die schnelle Abwicklung des Schleusengeschäftes. Bei verkehrsreichen Schleusen ist das Ein- und Ausfahren der Schiffe

durch maschinell betriebene Spills zu unterstützen. Die geschickte Anordnung dieser Vorrichtungen ist von mindestens gleicher Wichtigkeit wie die Einrichtungen für das Bewegen der Tore und der Füll- und Leerungsvorrichtungen.

Schleuseneinfahrten für einzelne Schleusen nach Fig. 130. Das wartende Schiff *B* liegt in der Schleusenachse, während das ausfahrende *A* seitwärts steuert.



Fig. 130.

Die Einfahrt von *B* wird sehr wirksam von dem genau in der Flucht der Schleusenmauer angeordneten Laufsteg aus unterstützt, insbesondere, wenn man den Zug durch eine mechanische Kraft — Spill — ersetzt. Bei ungünstigem Winde können auch ausnahmsweise leere Fahrzeuge am linken Ufer *C D* festlegen.

Wenn zwei Schleusen nebeneinander liegen, dann Einfahrten entweder nach Fig. 131 oder nach Fig. 132. Wenn es auch für den Betrieb vorteilhaft ist, die Schleusen möglichst nahe aneinander zu legen, so kommen doch Anlagen nach Fig. 131 dann vor, wenn die Schleusen nacheinander erbaut sind. Daß bei der einen Schleuse rechts und bei der anderen links gefahren wird, ist unbedenklich, da bei zwei Schleusen eine Kreuzung im Fahrwasser doch nicht vermieden werden kann. Bei Wind werden in der Regel die leeren Schiffe die eine und die beladenen die andere Schleuse benutzen.

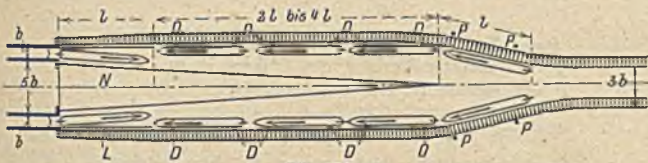


Fig. 131.

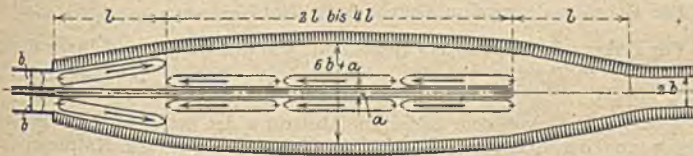


Fig. 132.

b) Brücken. Beschluß des Ausschusses des Deutsch-Osterreichisch-Ungarischen Verbandes für Binnenschifffahrt vom Jahre 1907:

„Unter festen Brücken, die den Vorzug vor beweglichen haben, wird eine lichte Höhe von 4,0 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstande für das allergeringste zulässige Maß erklärt. Der nutzbare Kanalquerschnitt ist möglichst ungeschmälert darunter durchzuführen.“

Mittelpfeiler sind als Schifffahrtshindernisse zu verwerfen.

c) Kanalbrücken. Bei verkehrreichen Kanälen zweischiffig. Ihnen ist eigentümlich eine zwar größere, aber stets konstante und gleichmäßig verteilte sowie stoßfreie Belastung. Daher große Materialbeanspruchung zulässig. Besondere Rücksicht auf die durch den Winddruck hervorgerufenen bedeutenden Horizontalkräfte. Eiserne Brücken nur dann, wenn gewölbte nicht ausführbar sind. Bekleidung der Trogwände mit holzerner Schutzwand. Bei eisernen Brücken Ausbildung so, daß Trog vollkommen unabhängig von den Haupt-

eine untere, wesentliche Verkehrserleichterung. Nur muß dann (Fig. 136) zur Abhaltung der Sinkstoffe die obere Einfahrt mit einer Kammerschleuse versehen werden.



Fig. 136.

Das Hafenbecken ist gegen Überströmung durch Hochwasser zu sichern. Liegt daher das Gelände nicht hochwasserfrei, dann ist es, soweit dieses mit Rücksicht auf die Hochwasserführung des Flusses zulässig ist, hochwasserfrei einzudeichen. Den wirksamsten Hochwasserschutz bietet die hochwasserfreie Aufhöhung des ganzen Hafengeländes. Die Uferbefestigungen sollen aber nur für das gewöhnliche, nicht das bekannte höchste, Hochwasser eingerichtet werden, weil sonst eine erhebliche Vermehrung der Anlagekosten und eine dauernde Erhöhung der Umschlagkosten herbeigeführt wird. Man wird sogar in vielen Fällen sich darauf beschränken können, die Uferhöhe nur nach dem höchsten schiffbaren Wasserstande zu bemessen. Für solche Güter, die eine Durchnässung nicht vertragen können, sind alsdann absolut hochwasserfreie Ufer- bzw. Lagerplätze zu schaffen. Die Form des Hafens ist in erster Linie abhängig von der Gestaltung des verfügbaren Geländes.

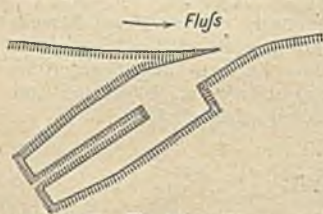


Fig. 137.

Wegen der günstigen Entwicklung der Eisenbahngleise sind langgestreckte, gerade Ufer am besten. Das bedingt Rechteckform, wobei je nach den örtlichen Verhältnissen eine Zerlegung des Rechtecks durch Zugen sich von selbst ergibt (Fig. 137).

Abmessungen. Breite der einzelnen Becken mindestens gleich der dreifachen Schiffsbreite, doch größere Breite stets erwünscht. Für Schiffe von 10 m Breite daher Beckenbreite = 50 bis 60 m.

Mindestens an einer Stelle des Hafens Platz zum Wenden der längsten Schiffe vorzusehen.

Wassertiefe so, daß beim Kleinstwasser die vollbeladenen größten Schiffe mit etwa 0,30 bis 0,50 m Spielraum noch schwimmen.

Ausbildung der Ufer sehr mannigfaltig. Wo Kranbetrieb, da nahezu lotrechte Uferbefestigungen. Sonst Löschen und Laden auch an geböschten Ufern mit Hilfe von Verbindungstegen möglich.

Über Ausrüstung der Ufer, Krane usw. vgl. den Abschn. XIII.

Für die Wirtschaftlichkeit der Binnenschifffahrt ist die schnelle Abwicklung des Löschen- und Ladegeschäfts von ausschlaggebender Bedeutung.

X. Landwirtschaftlicher Wasserbau.

A. Entwässerung.

1. Die Beschaffung der Vorflut.

Eine versumpfte Niederung ist nur dann trocken zu legen, wenn dem in Gräben gesammelten Wasser die Vorflut beschafft werden kann. Letztere natürlich oder künstlich, je nachdem der natürliche Wasserableiter tiefer oder höher liegt als das zu entwässernde Gelände.

a) Die natürliche Vorflut wird herbeigeführt oder verbessert durch die Senkung des Wasserstandes der natürlichen Wasserzüge, ganz allgemein durch solche Regelungsarbeiten, die den Wasserlauf befähigen, das ihm zugeführte Wasser mit dem geringsten Gefälleverbrauch abzuführen. Diese Arbeiten umfassen die Tieferlegung des Wasserlaufs durch Räumung und Baggerung, die Verminderung der Geschiebezufuhr durch Uferbefestigungen, die Begradigung starker Krümmungen, die Beseitigung von Flußspaltungen, die Beseitigung oder Tieferlegung von Stauanlagen.

Endlich kann, falls die natürliche Vorflut auf gewöhnlichem Wege nicht zu erreichen ist, beim Vorhandensein einer genügend mächtigen wasserleitenden Schicht im Untergrunde das Wasser in diese versenkt werden: holländische Drainage, bei der auf den Hektar etwa 5000 bis 6000 senkrechte mit Steinen anzufüllende Bohrlöcher angelegt werden, welche die obere wasserundurchlässige Deckschicht durchbrechen. Bei diesem Verfahren aber vorherige Versicherung darüber, daß das Wasser der unteren Schicht nicht etwa unter hydrostatischem Überdrucke, artesischer Spannung, steht, da sonst die Versumpfung vermehrt werden würde.

Berechnung der Siele im Flutgebiete (nach Tolkmitt). Ist

Q der Gesamtzufluß während einer Tide in cbm,

Z die Dauer einer Tide = 44 600 Sek.,

z die Dauer des Sielzuges in Sek.,

dann ist der Wasservorrat, der bei geschlossenem Siel in dem Vorbusen aufgespeichert wird, gleich

$$\frac{Q}{Z} (Z - z).$$

Ist ferner

z_1 die Entwässerungszeit vor Eintritt des Niedrigwassers in Sek.,

z_2 die Entwässerungszeit nach Eintritt des Niedrigwassers in Sek.,

h_0 die Sieltiefe bei Niedrigwasser in m,

y_1 die Höhe des Binnenwassers über N. W. beim Beginn der Entwässerung in m,

y_2 die Höhe des Binnenwassers über N. W. am Schluß der Entwässerung in m,

dann ist annähernd

$$h_1 = h_0 + \frac{y_1}{3} \quad \text{und} \quad h_2 = h_0 + \frac{y_2}{3}.$$

Sind endlich

v_1 und v_2 die mittleren Geschwindigkeiten in den beiden Zeitabschnitten in m,

μ der Ausflußkoeffizient,

b die Sielbreite in m,

so wird die ganze Ausflußmenge

$$Q = \mu b \left\{ \left(h_0 + \frac{y_1}{3} \right) v_1 z_1 + \left(h_0 + \frac{y_2}{3} \right) v_2 z_2 \right\}.$$

In dem ersten Zeitabschnitt vollzieht sich die Ausströmung des Wassers mit zunehmender, im zweiten Zeitabschnitt mit abnehmender Geschwindigkeit.

Zulässige mittlere Geschwindigkeit 1,5 bis 2,0 m.

Größte Abflußmenge mit 20 cbm für 1 ha und 1 Tide anzunehmen.

Zahlenbeispiel. Es sei die zu entwässernde Polderfläche = 500 ha, die größte Abflußmenge = 20 cbm für 1 ha und 1 Tide.

$h_0 = 0,50$ m,

$y_1 = 0,60$ m,

$y_2 = 0,21$ m,

$z_1 = 6000$ Sek.

$z_2 = 3000$ Sek.

} also $z = 9000$ Sek. oder $2\frac{1}{2}$ Stunden.

Dann erhält man

$$Q = 500 \cdot 20 = 10\,000 \text{ cbm}$$

und die Aufspeicherung bei geschlossenem Siele

$$\frac{10\,000}{44\,600} (44\,600 - 9000) = 7982 \text{ cbm.}$$

Daraus ergibt sich die Größe des Vorbusens zu

$$\frac{7982}{0,60 - 0,21} \cong 20470 \text{ qm.}$$

Die durchschnittliche Ausflußmenge beträgt

$$\frac{10\,000}{9000} = 1,111 \text{ cbm/sek.} \quad \text{oder} \quad 1111 \text{ sl.}$$

Für $v_1 = 1,50 \text{ m}$ und $v_2 = 1,0 \text{ m}$ wird bei $\mu = 0,80$

$$10\,000 = 0,80 \cdot b \left\{ \left(0,50 + \frac{0,60}{3} \right) \cdot 1,5 \cdot 6000 + \left(0,50 + \frac{0,21}{3} \right) 1,0 \cdot 3000 \right\},$$

und somit die Siebreite

$$b = \frac{10\,000}{0,8 \cdot 8010} = 1,56 \text{ m.}$$

b) Die künstliche Vorflut.

α) Die Kolmatierung oder Aufschwemmung. Kleinste Gefälle der Zuleitungskanäle:

Zur Beförderung von Schlamm bei größeren Kanälen etwa 0,0005, bei kleineren Kanälen etwa 0,003 bis 0,004; zur Beförderung von Sand bei größeren Kanälen etwa 0,002, bei kleineren etwa 0,01. Kanalquerschnitte nach Abschnitt III zu bestimmen.

Widerstandsfähige Böschungen durch Abpflasterung, Berasung usw.

Stauhöhe etwa 0,5 bis 1,0 m.

Höhe der Umwallungen und Zwischendämme nach der Stauhöhe; etwa 0,5 m über dem höchsten Wasserstand. Höhenunterschied der Zwischendämme etwa 10 bis 15 cm, so daß die entstehenden Absätze bei der Bearbeitung des Bodens verschwinden.

Kronenbreite der Umfassungsdämme etwa 1,0 bis 1,5 m, die der Zwischendämme etwa 0,75 bis 1,0 m.

Besondere Sorgfalt in der Anlage der Überfälle und in der Ableitung des geklärten Wassers von der Oberfläche aus.

β) Die mechanische Wasserhebung. Schöpfmaschine an der niedrigsten Stelle der Niederung aufzustellen. Die zum Pumpensumpf führenden Binnkanäle und Gräben besonders sorgfältig anzulegen und zu unterhalten, damit Gefälleverlust möglichst klein werde, da dieser wegen Vergrößerung der Hubhöhe dauernde Erhöhung der Betriebskosten zur Folge hat. Der Querschnitt des Hauptzuleiters so zu bemessen, daß eine erhebliche Senkung des Wasserspiegels im Pumpensumpf bei vollem Betriebe nicht eintreten kann.

Heben die Schöpfmaschinen das Wasser nicht unmittelbar in den natürlichen Rezipienten, sondern zuerst in den sog. Busen, dann dieser so groß, daß während des Schlusses der Auslaßschleusen oder Siele die Schöpfmaschinen ununterbrochen arbeiten können. Während der Ebbe muß dann das geschöpfte Wasser vollständig abfließen können.

Die Bestimmung der Schöpfzeit ist von Fall zu Fall vorzunehmen. Maßgebend sind Witterungsverhältnisse, Kulturart, der Beginn der Vegetation im Frühjahr usw. Die Frühjahrsschöpfzeit schwankt je nach diesen Einflüssen zwischen 10 und 30 Tagen.

Die Bestimmung der zu hebenden Wassermenge ist eine sehr unsichere, wenn außer dem Regenwasser aus eingedeichten Niederungen noch das Quell- und Druckwasser zu beseitigen ist.

Für günstige Verhältnisse nehme man an 0,35 sl/ha, für ungünstige Verhältnisse (Niederungsmarschen) rechne man mit 0,70 sl/ha. Im allgemeinen kann man, je größer der Polder ist, die zu hebende Wassermenge verhältnismäßig um so kleiner annehmen.

Die Hubhöhe ergibt sich aus der Differenz zwischen dem zu erhaltenden mittleren Grundwasserstand im Entwässerungsgebiet und den Außenwasserständen. Der erstere ist von den Bodenverhältnissen und der Kulturart abhängig:

bei Wiesen	etwa 0,5 m	}	unter Bodenoberfläche.
„ Ackerland	„ 1,0 „		
„ Obstland	„ 1,5 „		

Dabei aber zu beachten, daß häufig nach der Trockenlegung der Boden sich senkt und die Anforderungen der Besitzer sich steigern.

Die erforderliche Maschinenkraft ergibt sich bei einem Wirkungsgrad der Pumpe gleich $\frac{2}{3}$ zu

$$N = 20 Q h.$$

Hierin ist h die Hubhöhe in m, Q die sekundliche Wassermenge in cbm und N die Anzahl der Pferdestärken, welche die Kraftmaschine zu leisten und auf die Pumpe zu übertragen hat.

Legt man die Größe der zu entwässernden Fläche und die Hubhöhe h zugrunde, dann erhält man bei 18stündiger täglicher Betriebsdauer des Schöpfwerks die erforderliche Maschinenkraft für 1 ha = $\frac{h}{120}$ bis $\frac{h}{60}$ PS, je nachdem man die zu hebende Wassermenge zu 0,35 oder zu 0,70 sl/ha annimmt.

Es empfiehlt sich aber, im Interesse einer möglichst frühzeitigen Bestellung im Frühjahr die Maschinenkraft nicht zu knapp zu bemessen.

Die Wasserhebemaschinen. Wasserschnecke nur für Hubhöhen bis zu 3 m und in Längen bis zu 10 m angewendet. Bei stark wechselnden Unterwasserständen wegen großer Schwankungen in den Leistungen nicht empfehlenswert.

Wurfräder. Vorteile: Einfache Herstellung und billige Unterhaltung. Wasser wird nur um den Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasserspiegel gehoben. Nachteile: Große Abmessungen der Räder, Wasserverluste im Kropf und Notwendigkeit eines nahezu gleichbleibenden Unterwasserspiegels.

Pumpräder nicht zu empfehlen: große Gründungskosten, und bei Dampftrieb große Räderübersetzung zwischen Maschine und Radwelle, schwieriger Betrieb bei Frostwetter.

Kolbenpumpen nur bei kleinen Wassermengen. Hoher Wirkungsgrad, bis 0,93, aber tiefe Fundierung und unsicher im Betrieb.

Zentrifugalpumpen bei großen und veränderlichen Förderhöhen und Wassermengen. Wirkungsgrad bis zu 0,8. Besonders zu empfehlen als Heber-Zentrifugalpumpen.

Die Kraftmaschinen. Windräder, gegebenenfalls in Verbindung mit Reservemotor. Im Binnenland soll das Rad so groß sein, daß die verlangte Leistung bei 4 bis 4,5 m Windgeschwindigkeit erreicht wird. Für Küstengebiete dürfen 6 bis 7 m angenommen werden.

Zuverlässiger bezüglich der rechtzeitigen Frühjahrsbestellung sind die Dampfmaschinen. Möglichst viele kleinere Schöpfwerke durch eine gemeinschaftliche größere Maschinenanlage mittels elektrischer Kraftübertragung betreiben.

Bei kleinen Wassermengen und häufigen und kurzen Betriebsperioden empfehlen sich auch Explosionsmotore.

2. Die örtliche Entwässerung.

a) Offene Gräben. Das aus den Hauptentwässerungsgräben und Nebengräben bestehende Entwässerungsnetz dient als Vorfluter für die Trockenlegung

der einzelnen Flurstücke. Die Lage dieser Gräben ist bei hügeligem Gelände durch die natürlichen Geländemulden meistens gegeben. Ihr Querschnitt ist dann nach dem vorhandenen Gefälle und der größten abzuführenden Wassermenge zu berechnen. Gefälle aber innerhalb solcher Grenzen, daß Grabenböschungen nicht beschädigt werden.

Die Wassermenge offener Gräben nehme man $= h$ sl/ha, wenn h die jährliche Regenhöhe in m bedeutet. Für die Hauptgräben großer Abwässerungsgebiete kann die danach bestimmte Wassermenge um 20 bis 30% ermäßigt werden.

Bei ebenem Gelände bestimme man nach Festsetzung eines bestimmten Querschnittes und Gefälles den gegenseitigen Abstand zweier Nebengräben nach ihrem Wasserführungsvermögen.

Zahlenbeispiel (Fig. 138 bis 140). Gegeben: die abzuführende Wassermenge $Q = 0,70$ sl/ha,

die Länge	des Nebengrabens	= 500 m
das Gefälle	„ „	= 0,002
der Querschnitt	„ „	= 0,15 qm
die Grabenböschung	bei lehmigem Boden	= 1,5



Fig. 138.



Fig. 139.

Der Trapezquerschnitt soll die günstigste Form erhalten.

Gesucht der gegenseitige Abstand zweier Gräben. Nach der Tabelle im Abschn. III A. 1., S. 1096, wird

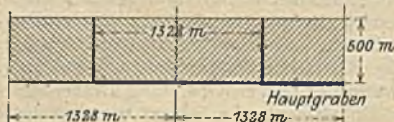


Fig. 140.

$\frac{F}{t^2} = 2,10$; $\frac{b}{t} = 3,60$;

$$\frac{F}{t^2} = 2,10; \quad \frac{b}{t} = 3,60;$$

$$\frac{s}{t} = 0,60; \quad R = \frac{t}{2},$$

und somit, da $F = 0,15$,

$$t = 0,267 \text{ m}; \quad b = 0,96 \text{ m}; \quad s = 0,16 \text{ m}; \quad R = 0,134.$$

Nach der allgemeinen Geschwindigkeitsformel wird bei Darcy und Bazin für Klasse 4 der Beiwert $c = 19$. Mithin

$$v = 19 \sqrt{0,134 \cdot 0,002} = 0,31 \text{ m.}$$

Somit $Q = 0,15 \cdot 0,31 = 0,0465$ cbm = 46,5 sl

und die entwässerte Fläche $= \frac{46,5}{0,7} = 66,43$ ha = 664 300 qm. Daraus der

$$\text{Abstand der Gräben} = \frac{664\,300}{500} = 1328 \text{ m.}$$

Der angenommene Grabenquerschnitt braucht nur an der Ausmündung in den Hauptgraben vorhanden zu sein, er nimmt nach oben hin allmählich ab. Häufig erfordern besondere Umstände Abweichungen von der günstigsten Querschnittsform. Querschnitt der Hauptgräben nach dem Gefälle und der ihnen von den Nebengräben zugeführten Wassermenge: bei jeder Einmündung eines Nebengrabens entsprechende Querschnittsvergrößerung.

b) Drainage. Tiefenlage. Tiefe Drains sind besser als flache: der Boden wird in größerer Tiefe den Pflanzenwurzeln zugänglich gemacht, der gegenseitige Abstand der Drains wird größer und die Drains werden gegen Frostwirkungen geschützt.

Bei der Bestimmung der Tiefenlage ist zu berücksichtigen, daß der Drainstrang die tiefste Lage des Grundwassers bestimmt. Dagegen muß das Grundwasser in der Mitte zwischen zwei Strängen um die Druckhöhe höher stehen, die nötig ist, um das Wasser durch den Boden in den Drain zu treiben (Fig. 141). Diese Druckhöhe ist je nach der Bodenart und Wassermenge verschieden. Allgemein gültige Regeln lassen sich hierfür nicht aufstellen, man muß vielmehr von Fall zu Fall entscheiden. Bei zu großem Abstände zweier Drainzüge wird sich in der Mitte zwischen ihnen ein schlechteres Wachstum als über ihnen einstellen.



Fig. 141.

Tiefen der Drains unter Gelände in m.

In Sandboden	1,20 bis 1,50
„ Tonboden	1,30 „ 1,60
„ Torf und schwammigem Boden	etwa 1,70
Bei Ackerdrainage	„ 1,25
„ Wiesendrainage	„ 0,95

Bei Wiesen verbieten sich kleinere Tiefen wegen des Frostes und größere wegen zu hoher Anlagekosten.

Der Abstand der Drains voneinander hängt von ihrer Tiefenlage und von der Bodenart ab: man nehme bei schweren Böden etwa die achtfache, bei leichteren Böden etwa die sechzehnfache Tiefe.

Für die Tiefe von 1,20 m gibt folgende Zusammenstellung einen guten Anhalt.

Gegenseitiger Abstand der Drains für Tiefen von 1,20 m.

Reiner grober Sand	16 bis 18 m
Eisenhaltiger Sand	13 „ 15 „
Toniger Sand	12 „ 14 „
Feiner Sand	10 „ 12 „
Sandiger Ton und torfige Erde	11 „ 14 „
Gewöhnlicher Ton	9 „ 11 „
Plastischer Ton	6 „ 7 „

Rohrdurchmesser. Zur Bestimmung derselben muß man zunächst die größte Sickerwassermenge kennen, die von der Flächeneinheit des zu entwässernden Geländes in der Zeiteinheit abgeführt werden soll (spezifische Sickerwassermenge). Man nehme nach J. Spöttle folgende Grenzwerte an:

Spezifische Sickerwassermenge in sl für den ha.	
Für sehr schweren Tonboden	0,35 bis 0,50
„ gewöhnliche Drainageböden	0,50 „ 0,70
„ durchlässigere Böden	0,70 „ 2,10

Bezeichnet

F den Rohrquerschnitt in qm,

d den Rohrdurchmesser in m,

Q die sekundliche Wassermenge in cbm,

h den Fall des Rohrstranges in m,

l die Länge des Rohrstranges in m,

c den Geschwindigkeitsbeiwert der allgemeinen Geschwindigkeitsformel,

dann ist

$$F = \frac{\pi d^2}{4}; \quad v = c \sqrt{\frac{d}{4} \frac{h}{l}} = c_1 \sqrt{d \frac{h}{l}};$$

$$Q = 0,785 \cdot c_1 \sqrt{d^3 \frac{h}{l}} = k \sqrt{d^3 \frac{h}{l}}.$$

Man nehme

für $d =$	0,04	0,05	0,065	0,08	0,10	0,13	0,16 m
„ $h =$	10,9	11,8	12,9	13,8	14,8	16,9	18,0

Ferner vermeide man tunlichst Gefälle $\frac{h}{l} < 0,002$ und Geschwindigkeiten $v < 0,16$ m, bei Trieb sand vermeide man $v < 0,35$ m.

Bei der Berechnung geht man vom Rohrdurchmesser, Sauger gewöhnlich 4 cm, aus und ermittelt mit der Wassermenge, dem gegebenen Gefälle und dem angenommenen gegenseitigen Abstand der Drainzüge die größte Länge l der letzteren.

Zahlenbeispiel. Gegeben der Abstand zweier Saugstränge = 15,0 m;

$$d = 0,04 \text{ m}; \quad \frac{h}{l} = \frac{1}{300}; \quad Q = 0,0006 \text{ scbm/ha.}$$

Gesucht die Stranglänge l .

$$\frac{0,0006 \cdot 15 \cdot l}{10000} = 10,9 \sqrt{0,04^5 \cdot \frac{1}{300}}$$

Daraus $l \cong 224$ m; v ergibt sich = 0,16 m, was noch genügend sei.

Die Weite der Sammler richtet sich nach der ihnen von den Saugern zugeführten Wassermenge und dem verfügbaren Gefälle. Auch hier gehe man von den erhältlichen Rohrweiten aus und ermittle hierfür die Flächen, die ihr Wasser noch in den Sammler schicken dürfen, ohne ihn zu überlasten.

Alle diese Rechnungen werden außerordentlich erleichtert durch zeichnerische Tafeln (Gerhardt, Frank, Merl, Spöttle u. a.).

Man wende tunlichst die Querdrainage an, d. h. lege die Sammler in die Richtung des stärksten Gefalles und die Sauger quer dagegen. Vorteile: Die Sammler erhalten zur Abführung der gleichen Wassermenge kleinere Durchmesser als bei der Längsdrainage. Verstopfungen sind weniger zu befürchten als bei dieser, da die Wassergeschwindigkeit in den Sammlern größer ist als in den Saugern. Endlich ist auch eine größere Strangentfernung zulässig. Nachteilig ist bei der Querdrainage die schwierige Verlegung der Sauger.

B. Bewässerung.

1. Die Wirkung

der Bewässerung besteht in der Anfeuchtung, Düngung, Auflösung und Verbreitung von Nährstoffen und der Regelung der Bodentemperatur.

Die düngende Wirkung ist abhängig von dem Gehalt des Wassers an mechanisch mitgeführten und gelösten Stoffen. Im Fluß- und Bachwasser wiegen die ersteren, im Quellwasser die letzteren vor.

Die Wirkung dieser in beiden Formen von dem Wasser mitgeführten Stoffe ist eine verschiedenartige: die mechanisch mitgeführten Stoffe bereichern durch Niederschlagen den Boden an Pflanzennährstoffen und verbessern ihn in physikalischer Hinsicht; die gelösten Stoffe werden durch das Absorptionsvermögen des Bodens festgehalten und so den Pflanzenwurzeln zugänglich gemacht. Die Ackererde besitzt nämlich die Fähigkeit, aus Lösungen von Mineralsalzen einen Teil dieser an sich zu reißen und festzuhalten. Aber dieser Absorptionskraft des Bodens wird unter Umständen Einhalt getan durch die Lösungskraft des Wassers selbst: es kann also beim Bewässern unter Umständen eine Lösung von vorher vom Boden absorbierten Stoffen oder auch gar kein Austausch eintreten. Das Abflußwasser ist oft reicher an solchen Stoffen als das Bewässerungswasser, es hat sich daher auf Kosten der Ackererde bereichert. Um in dieser Beziehung sicher zu gehen, empfiehlt es sich, bei der düngenden Bewässerung eine Versuchsanlage unter Analyse des Abwassers in Betrieb zu nehmen, die aber leider der großen Kosten wegen meistens unterbleibt.

Wenn es sich nur um anfeuchtende Bewässerung handelt, ist die Beschaffenheit des Wassers gleichgültig, nur dürfen in ihm keine dem Pflanzenwuchs schädliche Stoffe enthalten sein. Gewöhnlich begnügt man sich mit der Prüfung des Wassers auf Grund äußerer Anzeichen. So kann man aus dem Ursprung des Wassers gewisse Rückschlüsse ziehen: Quellen aus sedimentären Schichten sind reicher an Mineralstoffen als solche aus dem Urgebirge usw.; gewisse, an den Ufern wachsende Pflanzen sind Zeichen guten, andere Zeichen weniger guten Wassers.

Häufig kann man ohne Schwierigkeiten das Wasser verbessern: Reinigung in Klärbecken, Bereicherung an Dungstoffen armen Wassers durch Einleitung von Jauche oder stickstoffreichen Abwässern von Zucker- und Stärkefabriken usw.

2. Die Beschaffung des Wassers.

a) Entnahme aus natürlichen Wasserläufen, wenn die zu bewässernde Fläche unmittelbar neben einem Wasserlauf liegt und das Wasser in Zweigkanäle so abgeleitet werden kann, daß die Fläche vollständig beherrscht wird. Meistens unter künstlicher Aufstauung des Baches oder Flusses.

Die Höhenlage und Linienführung des Hauptbewässerungskanals richtet sich nach der Gestaltung des zu bewässernden Gebietes. Er ist so anzulegen, daß mit der geringsten Erhebung des Wasserspiegels über Gelände eine möglichst große Fläche bewässert wird. Erhebung des Wasserspiegels über Gelände um so kleiner, je durchlässiger der Boden ist. Gegebenenfalls Dichtung durch Tonschlag, Beton usw. Gefälle so, daß Wandungen nicht angegriffen werden. Bei schwachem Gefälle ergibt sich als Vorteil die Vergrößerung der Bewässerungsfläche, als Nachteil ein größerer Querschnitt des Zuleiters. Auf einzelne, besonders hoch liegende Flächen kann gegebenenfalls das Wasser künstlich gehoben werden. Zur Erleichterung des Wassereintrittes trichterförmige Erweiterung des Querschnittes des Hauptzuleiters am Einlauf auf etwa 5 bis 10 m Länge.

b) Entnahme des Wassers aus Quellen. Wegen verhältnismäßig geringer Ergiebigkeit nur für kleinere, örtlich begrenzte, einzelnen Besitzern gehörige Flächen. Auch das ablaufende Drainwasser dann zu benutzen. Nur sehr geringe düngende Wirkung, dagegen kann das Drainwasser im Frühjahr wegen seiner höheren Temperatur auf den Pflanzenwuchs günstig einwirken. Nachteil, daß es im Sommer meistens versiegt.

c) Entnahme aus Sammelteichen und Schiffahrtskanälen, vgl. Abschn. XI, Talsperren. Bei Sammelteichen der Gefahr der Verkleinerung des Fassungsraumes durch Verschlammung durch entsprechende Maßnahmen tunlichst vorzubeugen. Gegebenenfalls Ablassen der Teiche und Aufräumung. Bei Schiffahrtskanälen in der Regel nur kleine Wassermengen verfügbar, zumal die Strömung in ihnen das Maß von 0,20 m nicht überschreiten darf.

d) Die künstliche Wasserhebung. Der hohen Kosten wegen nur bei der Anfeuchtung kleiner Flächen; auf düngende Wirkung zu verzichten, wenn es sich nicht um Hebung städtischer Abwässer handelt. Stehende Maschinen selten, dafür Lokomobilen, die auch anderweitig in der Landwirtschaft zu benutzen sind. Auch Halladaysche Windmotoren. Als Wasserhebemaschinen kommen in Frage Schöpfräder (nur bis zu etwa 6 m Hubhöhe), Eimer- oder Becherwerke (insbesondere bei größeren Hubhöhen, z. B. beim Heben des Grundwassers aus tiefen Brunnen). Die Leistung der Eimerwerke aus

$$Q = \frac{\lambda v q}{a}, \text{ worin}$$

v die Kettengeschwindigkeit in m/sek (bis zu 1 m/sek),

a den Eimerstand in m,

q die von einem Eimer gehobene Wassermenge,

λ den Lieferungsgrad des Eimerwerks (0,6 bis 0,7) bedeutet.

Wasserschnecken in Verbindung mit Windrädern.

Saug- und Druckpumpen zur Förderung kleinerer Wassermengen auf große Höhen.

Zentrifugal- und Kreiselpumpen zur Hebung großer Wassermengen auf verhältnismäßig kleine Höhen.

Kosten der Wasserhebung (nach Tolkmitt). Die Arbeit einer Pferdekraftstunde = $75 \cdot 60 \cdot 60 = 270\,000$ m/kg, es können also theoretisch mit ihr 270 cbm Wasser 1 m hoch gehoben werden. Der Wirkungsgrad η der ganzen Wasserhebungsanlage setzt sich aus dem der Kraft- und der Wasserhebemaschine zusammen.

Die Nutzleistung einer Pferdekraftstunde ist daher gleich der Förderung von $\eta \cdot 270$ cbm Wasser auf 1 m Höhe oder von $\frac{\eta \cdot 270}{h}$ cbm auf h m Höhe.

Meistens wird die Arbeitsleistung der Kraftmaschine an der Kurbelwelle gemessen oder die Stärke des Schöpfwerks nach der auf die Pumpe übertragenen Arbeit berechnet: gebremste Pferdestärke. Mit dieser werden, da der Wirkungsgrad der gewöhnlichen Pumpen = $\frac{2}{3}$ bis $\frac{3}{4}$, $\left(\frac{2}{3} \text{ bis } \frac{3}{4}\right) \cdot 270 = 180$ bis 200 cbm Wasser 1 m hoch gehoben. Daher Leistung von 1 Pferdekraftstunde = 180 bis 200 m/t gehobenes Wasser.

Um Q cbm h m hoch zu heben, sind $\frac{Q h}{180 \text{ bis } 200}$ Pferdekraftstunden erforderlich.

Die erforderliche Maschinenkraft beträgt $N = 20 \cdot Q h$ Pferdestärken.

Der Bedarf an Steinkohlen läßt sich wie folgt einschätzen:

1. Großbetrieb: 1 kg Steinkohle auf 200 m/t gehobenes Wasser,
2. Mittelbetrieb (20 bis 25 PS): 1 kg Steinkohle auf 125 m/t;
3. Lokomobile von 2 bis 12 PS und Zentrifuge: 1 kg Steinkohle auf 50 m/t;
4. Lokomobile und Pulsometer: 1 kg Steinkohle auf 25 m/t.

Die Anschaffungskosten für Maschine und Pumpe nebst Saug- und Druckleitung, aber ohne Unterbau usw., zu schätzen:

1. bei kleinen Anlagen (bis zu 10 PS) auf 800 bis 1200 Mk. für die gebremste PS;
2. bei mittleren Anlagen (bis zu 50 PS) auf 500 bis 800 Mk. für die gebremste PS;
3. bei großen Anlagen (über 50 PS) auf 400 bis 600 Mk. für die gebremste PS.

Hierzu kommen noch die Einrichtungskosten, und bei einem festen Schöpfwerk die Kosten für den Unterbau, das Kesselhaus mit Schornstein und Maschinenraum, wofür

bei einer beweglichen Anlage von N PS etwa $1200 + 50 N$ } Mk.
 „ „ festen „ „ N „ „ $4000 + 200 N$ }

in Ansatz zu bringen ist.

3. Der Wasserbedarf.

Zur Anfeuchtung	etwa	1 sl/ha
„ düngenden Bewässerung	„	30 bis 80 „
„ Stauberieselung	„	10 „ 20 „

4. Einige Angaben für die Wiesenbewässerung.

Das Wesen der Wiesenbewässerung liegt nicht in der Form der Oberflächenbearbeitung, sondern in einer sachdienlichen Zu- und Ableitung des Wassers. In der Regel natürlicher Wiesenbau, Kunstwiesenbau nur beim Zusammentreffen der günstigsten Umstände.

Rieselwiesen.

α) Hangbau bedingt Gefälle ≥ 0.025 . Länge der einzelnen Hänge ≈ 25.0 m, wenn die Rieselrinnen von einem Ende aus gespeist, und etwa 50.0 m, wenn das Wasser in die Mitte der Rinne eintritt.

Hungbreite bei durchlässigen Böden ≈ 16 bis 18 m } gute Einebnung
 „ „ schwer durchlässigen „ ≈ 25 „ 30 „ } vorausgesetzt.

Rieselrinne etwa 25 cm breit und 30 cm tief.

β) Rückenbau. Bei der Breite der dachförmigen Rücken die Schwadbreite beim Mähen ($\approx 2,0$ m) zu berücksichtigen.

Länge der Rücken ≈ 20 bis 25 m.

Rieselrinnen etwa 50 cm breit und 30 cm tief.

Entwässerungsrinnen etwa 30 cm breit und 20 cm tief.

Querneigung der Rücken = $1 : 20$.

Gefälle der Rieselrinnen = $0,0005$.

Gefälle der Entwässerungsrinnen = $0,005$.

C. Moorkultur.

1. **Niederungsmoore**, bei zweckmäßiger Entwässerung als Wiesen, Weiden und auch als Acker benutzbar. Bei Grünlandnutzung die Vorfluter so auszubauen, daß im Winter der Boden entwässert und durchlüftet wird und im Sommer die Pflanzen hinreichende Feuchtigkeit vorfinden. Für letzteren Zweck Stauvorrichtungen und gegebenenfalls besondere Wasserzuführungen anzulegen. Im allgemeinen muß nach dem Setzen des Bodens der Grundwasserstand bei Wiesen etwa 50 cm, bei Weiden 70 bis 80 cm — bei Sanddeckung um weitere 20 cm — unter der Oberfläche liegen.

Kosten der Vorflutanlagen etwa 100 bis 500 Mk./ha.

Nach Ausbau der Vorflutanlagen zunächst Binnenentwässerung der einzelnen Parzellen durch offene Gräben oder durch Drainage. Sodann nach tunlichster Einebnung die alte Grasnarbe sorgfältig und genügend tief umzubringen. Hierauf Düngung mit Kali in Form von Kainit oder 40 proz. Düngesalz und mit Phosphorsäure in Form von Thomasmehl und Superphosphat. In den ersten Jahren stärkere Düngegaben (im Durchschnitt pro ha 800 bis 900 kg Kainit und 500 bis 600 kg Thomasmehl) später nur Ersatz der durch die Ernten entzogenen Nährstoffe (auf Wiesen für 1000 kg Heu etwa 160 kg Kainit und 40 kg Thomasmehl, auf Weiden pro ha 400 kg Kainit und 200 kg Thomasmehl).

Besandung nur bei solchen Wiesen, die unbesandet zu trocken sind oder unter regelmäßigen Spätfrösten leiden.

Ackerbau auf entwässertem, unbesandetem Niederungsmoor unsicher.

2. **Hochmoore**. a) **Moorbrandkultur**. Als unwirtschaftliches Raubsystem zu verwerfen: nur bei sehr schwierig zu bearbeitenden Böden ein- oder zweimaliges Brennen als Vorkultur angezeigt.

b) **Verfehnung**. Die Ausbeutung der Torflager geht der Kultivierung voraus. Der aus dem mineralischen Untergrunde des Moores und der Bunkererde (der obersten jüngsten Moortorfschicht) zusammengemischte Boden ist ein sicherer Standort für die Pflanzen, zumal der Grundwasserstand in einer dem Pflanzenwachstum günstigen Höhe gehalten wird. Die zahlreichen und blühenden Fehnkolonien beweisen die Zweckmäßigkeit und Sicherheit der Fehnkultur.

c) Die reine Hochmoorkultur ist als Kulturverfahren annähernd gleichwertig mit der Verfehnung. Bei der großen Verbreitung der künstlichen Düngemittel können die fehlenden Nährstoffe — Stickstoff, Phosphorsäure, Kali und Kalk — der Pflanze in leicht wirksamer, konzentrierter Form gegeben werden. Besonders wichtig ist reichliche Versorgung des Bodens mit Kalk, um die starken, dem Pflanzenwuchs hinderlichen Humussäuren des Hochmoores durch Bindung unschädlich zu machen. Auch Mergel und Schlick von hervorragender Wirkung. Neben Roggen und Kartoffeln sind Hülsenfrüchte anzubauen: dadurch wirtschaftlicher Fruchtwechsel ermöglicht und Düngerersparnis herbeigeführt.

[Der Kultivierung des Hochmoors muß genügende Entwässerung vorangehen. Binnenentwässerung durch offene Gräben oder, was zweckmäßiger, durch Drainage. Drains mit Stauventilen zu versehen im Interesse der Wasserregelung, damit einer zu starken Entwässerung vorgebeugt wird. Dann ist die alte Hochmoornarbe umzubereiten und der Boden durch Walzen und Eggen zu festigen und zu ebnen. Anfängliche Düngergaben pro ha: etwa 4000 bis 8000 kg hochprozentiger Kalkmergel oder die halben Mengen an Ätzkalk, 300 bis 400 kg 40 proz. Kalisalz, 800 bis 900 kg Thomasmehl, 200 kg Chilisalpeter. Später können die Mengen herabgesetzt werden.

Neuerdings Ausbeutung des Brennwertes des Torfs an Ort und Stelle und elektrische Fernleitung. Dadurch Feinkultur von erhöhter Bedeutung.

D. Deichbau.

Bei der Bemessung des Deichquerschnitts sind folgende Kräfte zu berücksichtigen:

1. Der Wasserdruck. Bezeichnet (Fig. 142)

x die Breite des Deichfußes in m,

h die Höhe des Außenwassers über diesem in m,

γ das Raumbgewicht des Wassers in t,

γ_e das Raumbgewicht der Deicherde in t,

μ die Tangente des Reibungswinkels zwischen Deich und Gelände,

dann ist Sicherheit gegen Gleiten, wenn

$$\mu \frac{h x}{2} (\gamma_e - \gamma) \geq \frac{\gamma h^2}{2}.$$

Für $\gamma = 1$, $\gamma_e = 1,5$ und $\mu = 0,5$ wird

$$x \geq 4 h.$$



Fig. 142.

Außer der Verschiebung des Deiches auf seiner Unterlage kann der Wasserdruck noch bewirken:

α) Ein Versinken des Deiches in den nicht tragfähigen Untergrund: durch Verbreiterung des Deichfußes die Einheitspressung zu verkleinern.

β) Eine Durchquellung des Deiches: möglichst undurchlässigen Boden zu verwenden; am besten Lehmboden mit etwa 15 bis 20% Sandgehalt. Bei rein sandigem Boden Tonkern oder, besser, wasserundurchlässige Außenböschung. Zu achten auf innige Verbindung zwischen Deichkörper und gewachsenem Boden.

2. Die Strömung des Wassers: Bei schaarliegenden Deichen an Hohlufeln gefährlich, besonders während des Eisganges. Sicherung der Außenböschung durch flache Neigung, gute Rasenabdeckung und auch durch Pflasterung: etwa 30 cm starkes Steinpflaster auf 15 bis 30 cm starker Kiesbettung, nötigenfalls in hydraulischem Mörtel.

3. Der Wellenschlag: Fläche und gut befestigte Außenböschung.

4. Der Überlauf des Wassers infolge von Eisstopfungen: sehr flache Binnenböschungen.

5. Die Gänge von Tieren: Keine Gartenerde zu verwenden, da sie Würmer enthält, die die schädlichen Maulwürfe herbeilocken.

Querschnitt der Winterdeiche nach Figur 143. Wegen Setzens Deichkörper mit Überhöhung schütten. Schutz-

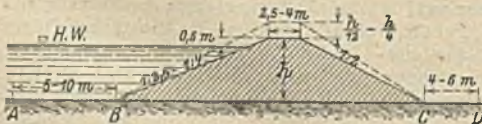


Fig. 143.

streifen AB — Außenberme — und CD — Binnenberme — belassen, welche nur als Wiese oder Weide benutzt werden dürfen.

Querschnitt der Sommerdeiche nach Fig. 144. Bei der Linienführung der Deiche folgendes zu beachten:

1. Tunlichst parallel dem Hochwasserstromstrich;
2. Erhaltung genügender Vorlandbreite;
3. Vermeidung scharfer Ecken und unvermittelter Verengungen oder Erweiterungen;
4. über festen Boden zu führen;
5. etwaige Kolke usw. außen-deichs zu belassen;



Fig. 144.



Fig. 145.

6. Abstand der Deiche voneinander mit Rücksicht auf den Abfluß des Hochwassers. Berechnung der Deichweite nach den gleichen Grundsätzen wie die der Brückenweiten, d. h. unter Annahme einer zulässigen Stauhöhe und Geschwindigkeit mit der größten Hochwassermenge die Breite des Abflußquerschnitts zu berechnen.

Fehlen Angaben über die größte Abflußmenge, dann bei angenommener Stauhöhe h (Fig. 145) x angenähert aus

$$x = \frac{B \{ \sqrt{T^3} - \sqrt{(T+h)^3} \} + b \sqrt{t^3}}{\sqrt{(t+h)^3}}$$

XI. Talsperren.

A. Vorarbeiten.

1. Bestimmung des Stauweihereinhaltes.

Die durch Talsperren gebildeten Sammelbecken sollen die ungleichmäßige Wasserführung natürlicher kleinerer Wasserläufe tunlichst ausgleichen. Bestimmung des Beckeninhaltes am besten zeichnerisch, nachdem man den Zufluß und den Verbrauch ermittelt hat. Man nehme hierbei als Zeiteinheit den Monat, beschränke den Ausgleich auf die Dauer eines Jahres und lege ein möglichst trockenes Jahr zugrunde. Über die Ermittlung des Zuflusses vgl. Abschn. III B. Der Wasserverbrauch ist am regelmäßigsten bei Sammelbecken für Trinkwasserversorgungen und größere Kraftanlagen. Sehr schwankend gestaltet sich die Entnahme, wenn das Wasser einzelnen Triebwerken als Zuschußwasser zur Ergänzung des fehlenden Betriebswassers abgelassen wird. Bei Becken, die lediglich dem Hochwasserschutz dienen, ist die Beckengröße durch die Forderung begrenzt, daß die Schadenwassermenge des größten bekannten Hochwassers zurückgehalten werden soll. In der Regel aber dient ein Sammelbecken gleichzeitig verschiedenen Zwecken: der Kraftgewinnung, der Abgabe von Zuschußwasser an Triebwerke, dem Hochwasserschutz usw.: alsdann kann die Größe des Fassungsraums nur an Hand von Fall zu Fall wechselnder Unterlagen ermittelt werden; allgemein gültige Zahlen lassen sich hierfür nicht geben.

Zeichnerische Ermittlung des Weihereinhaltes nach dem in Fig. 146 dargestellten Verfahren von E. Fischer. Näheres vgl. Zentralbl. d. Bauverw. 1898.

S. 390 ff. u. 1899, S. 58 ff. Die Grundlage der Berechnung bildet die $\Sigma(z-v)$ -Kurve, wenn Σz den jeweiligen Gesamtzufluß nach Abzug der Verluste für Verdunstung und Versickerung und Σv den Gesamtabfluß oder Gesamtverbrauch bezeichnen. Danach ergibt sich die Mindestgröße eines Stauweihers für eine bestimmte Wasserabgabe gleich dem größten Ordinatensunterschied g_1 der fallenden,

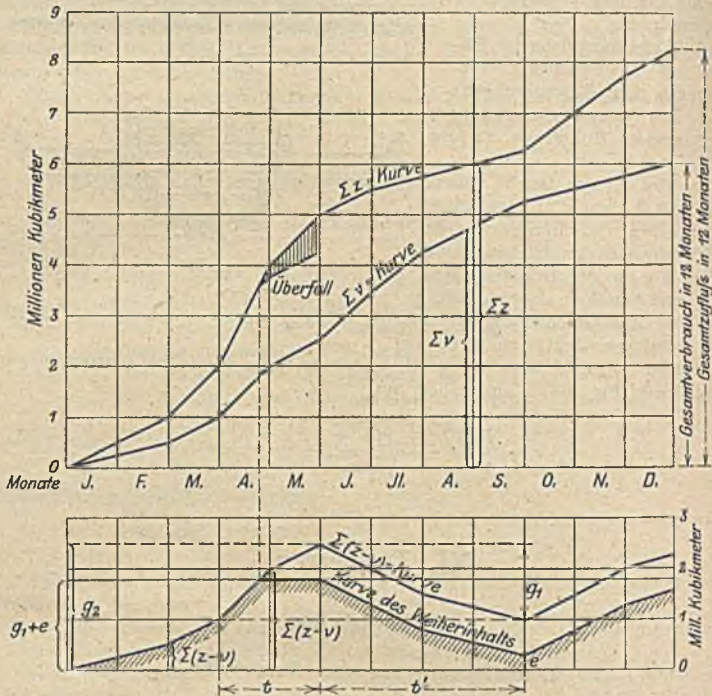


Fig. 146.

und die Mindestgröße eines Stauweihers zur Hochwasserbekämpfung, dessen Inhaltskurve mit der $\Sigma(z-v)$ -Kurve zusammenfällt, gleich dem größten Ordinatensunterschied g_2 der steigenden $\Sigma(z-v)$ -Kurve. Zu g_1 ist noch ein Überschuß e als eiserner Bestand hinzuzufügen, unter den der Inhalt des Weihers nicht gesenkt werden darf.

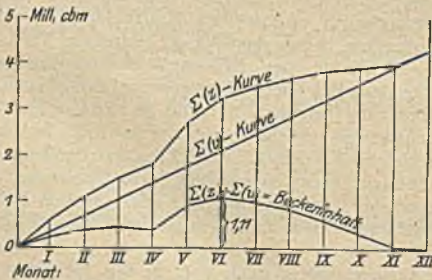


Fig. 147 a.

$\Sigma(z-v)$ -Kurve zeigt auch, wie lange Zeit hindurch man das Wasser aufspeichern muß, um während der trockenen Jahreszeiten den nötigen Vorrat zu haben: man hat nur von dem Punkt der Kurve, der dem Ende des zuflußarmen Zeitraumes entspricht, eine Wagerechte zu ziehen bis zum Schnittpunkt mit dem vorangehenden Teil der Kurve. Dieser Schnittpunkt gibt

der Zeitpunkt an, von dem an gestaut werden muß. Der Überschuß des Zeitraums t würde genügen, um den Mangel des Zeitraums t' zu decken. Meistens wird der Fassungsraum des Stauweihers und insbesondere auch seine normale Füllhöhe durch die topographische Beschaffenheit des abzusperrenden Tals gegeben sein. Man wird dann den Betrieb, d. i. die Wasserentnahme, so regeln müssen, daß die Wassernutzung tunlichst vorteilhaft wird.

Zahlenbeispiele in den nachstehenden Tabellen (vgl. die Wasserkräfte Bayerns, München 1907), die in den Fig. 147, a bis c, zeichnerisch dargestellt sind.

Wo auch Schutz gegen Hochwasserschäden in Frage kommt, wird man versuchen, die Weiheroberfläche so groß zu machen, daß der Weiher imstande ist, im gefüllten Zustande noch die Schadenwassermenge aufzunehmen. Bezeichnet

F_0 die Oberfläche des Weihers bei normaler Füllung in qm,
 Q_s die Schadenwassermenge des Hochwassers in cbm,

dann wird beim Zurückhalten der letzteren die normale Füllhöhe des Weihers um

$$h = \frac{Q_s}{F_0} \text{ in m}$$

überschritten.

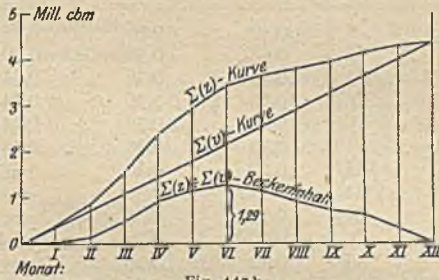


Fig. 147 b.

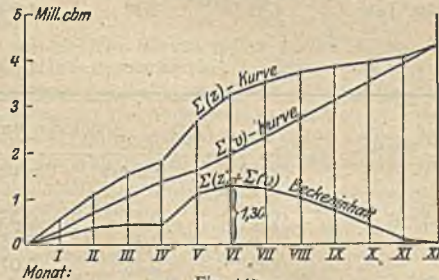


Fig. 147 c.

Ermittlung der Größe eines Sammelbeckens.

Zusammenstellung I.

Monat	Millionen Kubikmeter				
	Zufluß	Verbrauch	Überschuß	Fehlbetrag	Beckeninhalt
April I	0,60	0,36	0,24	—	0,24
II	0,50	0,36	0,14	—	0,38
III	0,42	0,36	0,06	—	0,44
IV	0,30	0,36	—	0,60	0,38
V	0,90	0,36	0,54	—	0,92
VI	0,55	0,36	0,19	—	1,110
VII	0,25	0,36	—	0,11	1,00
VIII	0,20	0,36	—	0,16	0,84
IX	0,12	0,36	—	0,24	0,60
X	0,10	0,36	—	0,26	0,34
XI	0,08	0,36	—	0,28	0,06
März XII	0,30	0,36	—	0,06	0,00
Im Jahr	4,32	4,32	1,17	1,17	

Zusammenstellung II.

Monat	Millionen Kubikmeter				
	Zufluß	Verbrauch	Überschuß	Fehlbetrag	Beckeninhalt
April I	0,40	0,36	0,04	—	0,04
II	0,45	0,36	0,09	—	0,13
III	0,70	0,36	0,34	—	0,47
IV	0,80	0,36	0,44	—	0,91
V	0,60	0,36	0,24	—	1,15
VI	0,50	0,36	0,14	—	1,290
VII	0,20	0,36	—	0,16	1,13
VIII	0,13	0,36	—	0,23	0,90
IX	0,17	0,36	—	0,19	0,71
X	0,20	0,36	—	0,16	0,55
XI	0,12	0,36	—	0,24	0,31
März XII	0,05	0,36	—	0,31	0,00
Im Jahr	4,32	4,32	1,29	1,29	

Zusammenstellung III.

Monat	Millionen Kubikmeter				
	Zufluß	Verbrauch	Überschuß	Fehlbetrag	Beckeninhalt
April I	0,60	0,35	0,25	—	0,25
II	0,50	0,35	0,15	—	0,40
III	0,42	0,35	0,07	—	0,47
IV	0,30	0,35	—	0,05	0,42
V	0,90	0,22	0,68	—	1,10
VI	0,55	0,35	0,20	—	1,300
VII	0,25	0,35	—	0,10	1,20
VIII	0,20	0,40	—	0,20	1,00
IX	0,12	0,40	—	0,28	0,72
X	0,10	0,40	—	0,30	0,42
XI	0,08	0,40	—	0,32	0,10
März XII	0,30	0,40	—	0,10	0,00
Im Jahr	4,32	4,32	1,35	1,35	

2. Geognostische Untersuchungen.

Das von dem Sammelbecken beanspruchte Gelände muß dauernd und sicher die Pressung des angesammelten Wassers, die Durchfeuchtung des Untergrundes und den Druck der Sperre selbst ertragen können. Eine etwa 1,5 m starke Lehmlage führt selbst beim größten Wasserdrucke die Undurchlässigkeit des Staubeckens herbei. Man wird daher zunächst sich zu vergewissern haben, ob eine solche Alluvion vorhanden ist. Sodann Untersuchung der unter dieser liegenden Schichten. Ist kein Fels zu erreichen, dann kann nur ein Erddamm in Frage kommen, auf felsigem Untergrunde nur eine Mauer. Den besten Untergrund für Mauern geben die Eruptivgesteine, wie Granit, Porphy, Basalt usw. Geschichtete Formationen mahnen wegen etwaiger schlechter Lagerung und Zerklüftung zur größten Vorsicht. Fallen die Schichten gegen

das Becken ein, dann sind in dieser Beziehung keine Bedenken zu erheben, falls Ton- oder Mergelschichten nicht vorkommen. Den Ort für die Sperre wird man so wählen, daß, gleiche Sicherheit vorausgesetzt, bei größtem Nutzen ein kleinster Kostenaufwand entsteht. Talsperren gehören zu den verantwortlichsten Bauten des Ingenieurs und bedingen sorgfältigste Ausführung und Unterhaltung.

B. Bauliches.

1. Erddämme.

Wie im Abschn. I (vgl. Fangedämme, Fig. 5) nachgewiesen, würde ein Damm mit den Abmessungen der Fig. 148 selbst bei den ungünstigsten Annahmen hinsichtlich der Beschaffenheit des Erdmaterials gegen den größten ruhenden Wasserdruck vollständig standsicher sein. In Wirklichkeit müssen die Dämme begehbar und über den größtmöglichen Wasserspiegel hinausgeführt sein. Das bedingt die gestrichelte Querschnittsvergrößerung. Je nach den Anforderungen an die Begehbarkeit mache man die Kronenbreite $b = 3$ bis 5 m



Fig. 148.

und den Abstand δ der Krone

über dem höchsten Stauspiegel für kleinere Becken gleich $1,0$ bis $2,0$ m, für größere bis zu $3,5$ m. Jedenfalls ist der Damm so hoch zu führen, daß er von den größten Wellen nicht überschlagen werden kann. Seine zulässige Gesamthöhe richtet sich nach der Beschaffenheit des Untergrundes. Dieser ist daher in jedem einzelnen Falle besonders sorgfältig daraufhin zu prüfen, ob er mit unbedingter Sicherheit die durch den Damm und die senkrechte Seitenkraft des Wasserdrucks bewirkte Pressung ertragen kann.

Sorgfältige Abpflasterung der wasserseitigen Böschung, aber erst dann, nachdem der Damm sich durch Ablagerung vollständig gesetzt hat. Feste und innige Verbindung mit dem wasserdichten Untergrunde. Beste Dammerde Mischung von Ton und Sand. Zusatz von hydraulischem Kalk als Kalkmilch oder Kalkpulver. Sorgfältiges Abwalzen der einzelnen, etwa 10 bis 15 cm hohen Schichten. Langsame Ausführung. Zur Bekämpfung der nachteiligen Wirkungen des Frostes empfiehlt sich die Anlegung eines Drainnetzes unter den landseitigen Böschungen.

Ist ein gleichartiges wasserundurchlässiges Material für den ganzen Dammkörper nicht zu beschaffen, dann Abdichtung der wasserseitigen Böschung. Sog. Kerndichtungen sind weniger zu empfehlen, namentlich wenn sie aus Mauerwerk oder Beton hergestellt werden.

Es ist zwecklos, die Erddämme im Grundriß bogenförmig zu führen.

2. Gemauerte Dämme.

(Vgl. E. Link, Die Bestimmung der Querschnitte von Staumauern usw. Berlin 1910. Julius Springer.)

Bezeichnet (Fig. 149)

W den Wasserdruck,

G das Mauergewicht,

R die Mittelkraft aus W und G ,

γ das Raumeinheitengewicht des Wassers $= 1$,

γ_m das Raumeinheitengewicht des Mauerwerks

und wird als Querschnittsform ein rechtwinkliges Dreieck angenommen, dann ergibt sich die Basisbreite

$$x = h \sqrt{\frac{1}{\gamma_m}},$$

wenn R die Basis an der Kerngrenze schneiden soll.

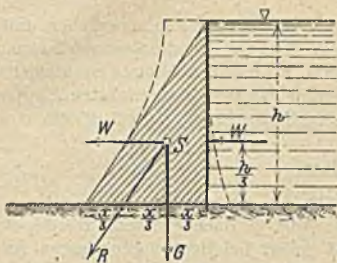


Fig. 149.

Soll R durch den Mittelpunkt der Basis gehen, dann wird

$$x = h \sqrt{\frac{2}{\gamma_m}}$$

Daraus geht die große Abhängigkeit des Querschnitts oder des Materialverbrauchs von γ_m hervor.

Es empfiehlt sich, einen Dreieckquerschnitt mit einer Basisbreite von etwa dem Mittel aus beiden vorstehenden Werten — für $\gamma_m = 2,3$ würde das mittlere $x \cong 0,80$ werden — als Ausgang für die Standsicher-

heitsuntersuchungen zugrunde zu legen. Für die Ausführung ist die Krone zu verstärken und durch eine wasserseitige Böschung in gerader, gebrochener oder gekrümmter Linie eine Vermehrung der Standsicherheit herbeizuführen: vgl. die gestrichelten Linien in Fig. 149. Bei der statischen Untersuchung nehme man stets den Wasserspiegel in Kronenhöhe der Mauer an.

Der Querschnitt der Mauer ergibt sich aus dem Verlauf der Drucklinien für volles und leeres Becken. In beiden Fällen darf

α) die Drucklinie nicht aus dem Kerne treten;

β) die Pressung im Mauerwerk und auf den Untergrund eine gewisse zulässige Grenze nicht überschreiten;

γ) eine Abscherung in irgendeiner Horizontalfuge oder ein Gleiten auf der Gründungsfläche nicht eintreten.

Der möglichen, wenn auch unwahrscheinlichen Gefahr des inneren Auftriebes begegnet man allerdings mit Sicherheit dadurch, daß man dem Mauerquerschnitt

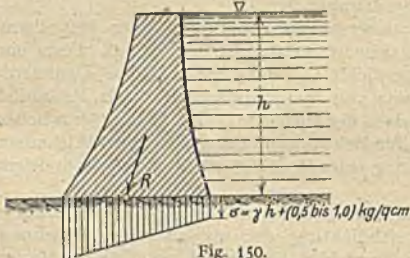


Fig. 150.

solche Abmessungen gibt, daß bei gefülltem Becken an der Wasserseite in allen Horizontalebene noch ein Drucküberschuß von etwa 0,5 bis 1,0 kg/qcm übrigbleibt: vgl. Fig. 150. Das führt aber zu sehr großen Mauerabmessungen; überdies ist bei sorgsamster Ausführung und Herstellung eines wasserdichten Schutzmantels eine solche Rechnungsgrundlage nicht begründet!

Nur bei weniger geschlossenem, aber tragfähigem Felsen soll

man nach Mattern den Auftrieb in der Gründungssohle in einem der Beschaffenheit der Felslage angepaßten Maß berücksichtigen: vgl. Zeitschr. f. A.- u. L.-Wesen, 1908, S. 209 ff.

Die von englischen Ingenieuren gegen diese bisher übliche Untersuchung der Standsicherheit erhobenen Bedenken sind durch O. Mohr endgültig widerlegt worden: vgl. Zeitschr. d. Österr. I.- u. A.-Ver., 1908, Nr. 40 u. 41.

Zur Verhinderung von Schwindrissen infolge von Temperaturbewegungen ist die Sperrmauer im Grundriß kreisförmig anzuordnen.

Abdichtung des Mauerkörpers wasserseitig durch eine wasserdichte Haut, Lettenhinterfüllung des wasserseitigen Mauerfußes und sorgfältige Entwässerung des Mauerinnern.

C. Betriebseinrichtungen.

1. Entnahmeverrichtungen.

Tunlichst doppelte voneinander abhängige Anlagen für die Entnahme und den Abschluß. Zuläufe so zu legen, daß sie mit Sicherheit vor Verschlämung gesichert sind.

Die unmittelbare Verlegung der Leitungen in einen Erddamm ist unbedingt zu verwerfen, man soll vielmehr die Leitung in einem den Damm durchdringenden gemauerten Stollen frei verlegen. Da aber auch dann die Gleichartigkeit des Dammes gestört wird, so sollte man, wenn möglich, alle Leitungen usw. um den Damm herum durch den seitlich anstehenden gewachsenen Boden führen.

Für Entnahme von Trinkwasser. Entnahmemöglichkeit in verschiedenen Wassertiefen, aber mindestens etwa 10 m über Sohle des Stauweihers. Im übrigen der Abstand vom Kraftangriff und dem zu bewegenden Verschlusskörper möglichst kurz.

Für Entnahme von Kraftwasser. Entnahme so hoch über der Sohle, daß nur reines Wasser in die Druckrohre gelangt. Außerdem bei hoher Lage Gewinn von Druckgefälle.

Für Ausgleich des Wasserabflusses, Kanalspeisung und Bewässerungen, wie überhaupt bei freiem Abströmen des Wassers, Entnahme am besten in Sohlenhöhe.

Für die Entleerung des Stauweihers Grundablässe möglichst vom tiefsten Punkt der Talsohle aus. Verschlussvorrichtungen auf der Wasserseite. Am wasserseitigen Fuß, auch bei Erddämmen, ein Turm, von dem aus die lotrechten Gestänge der Verschlussvorrichtungen betätigt werden. Zur Ersparung der Brücke von der Dammkrone nach dem Turm kann ein Schacht in den Damm eingebaut werden. Bei Erddämmen aber am besten Entnahmeturm an der Bergwand, frei vom Dammfuß. Zur Verhütung von Verschlammungen Öffnung durch Gitter, Maschenweite etwa 7 cm, und Flügelmauern zu schützen. Entnahmeturm so weit in der Bergwand, daß Entnahmeleitung in gewachsenem Untergrunde unter dem Damm liegt.

Außer dem Verschluss an der Wasserseite noch ein zweiter von der Luftseite zugänglicher Verschluss zur doppelten Sicherheit. Für die wasserseitigen Verschlüsse empfiehlt es sich, bei großen Wassertiefen und Leitungsquerschnitten den Entnahmequerschnitt in mehrere kleinere Querschnitte zu zerlegen oder die Entnahmeleitungen in verschiedener Wassertiefe anzuordnen. Die Leitungen in Schächten usw. wieder zusammenfassen, so daß die Mauer nicht durch zu viele Rohre durchbrochen wird. Für wasserseitigen Abschluß sollten mehr denn bisher Schieber und Schützen durch Zylinderschütze und Drehwannen ersetzt werden. Wasserdichtigkeit bei den luftseitigen Abschlüssen wichtiger als bei den wasserseitigen.

Guß- oder schmiedeeiserne Rohre in zugänglichen Kanälen: nur das äußerste wasserseitige Stück wird pfropfenartig eingemauert.

2. Hochwasserüberfälle.

Sie müssen bei Erddämmen stets seitlich von diesen angeordnet, massiv erbaut und so bemessen werden, daß selbst unter der denkbar ungünstigsten Voraussetzung eine Überströmung des eigentlichen Dammes unbedingt ausgeschlossen ist. Die sich aus der Gleichung

$$b = \frac{Q}{\frac{2}{3} \mu h \sqrt{2gh}}$$

berechnende Länge des Überfalls muß so groß sein, daß er selbsttätig und allein imstande ist, auch das größte Hochwasser ohne Überschreitung der vorgeschriebenen Stauhöhe abzuführen. Das gilt auch für Überfälle bei gemauerten Sperren, wenn auch ein Überströmen dieser mit großer Gefahr nicht verbunden zu sein pflegt. In der vorstehenden Gleichung anzunehmen: $\frac{2}{3} \mu \approx 0,5 \cdot Q$ die unschädlich abzuführende sekundliche Wassermenge. Bei Stauweihern für Nutz- und Schutzbetrieb Überfallschwelle in Höhe des normalen Nutzwiegels zu legen und b so zu bemessen, daß Überfall bei Stauspiegel von 0,5 bis 1,0 m über der Schwelle zusammen mit Grundablässen Q abführen kann. Die eigentliche Entlastung aber nur durch den Überlauf, der allein bei gefülltem Schutzwasser-raum Q abzuführen hat. Dort, wo die Überfälle als tiefer liegender Teil der

Krone der Sperre ausgebildet werden, muß dieser an der betreffenden Stelle ein entsprechender Querschnitt gegeben werden. Aber auch bei Mauern sind die Überfälle möglichst seitlich von der Mauer anzuordnen. Gestatten die örtlichen Verhältnisse die Anordnung mehrerer Überfälle, deren jeder allein das Hochwasser abführen kann, dann soll man sie befolgen. Das Aufsetzen von Stauvorrichtungen auf den Überfallrücken zur Erzielung eines größeren Beckeninhaltes ist nur dann zu billigen, wenn sie leicht zu entfernen sind und nur in Zeiten, wo gefährliche Zuflüsse nicht zu erwarten sind, benutzt werden. Selbsttätige Vorrichtungen sind zu verwerfen.

Die Einrichtung der Sperrmauer auf ihrer ganzen Länge als überbrückter Überfall ist die billigste und einfachste Lösung. Dann aber die luftseitige Fläche so zu formen, daß das Überfallwasser sich an diese allenthalben anschließt, weil sonst schädlich Saugwirkungen, Wasserstoß am Mauerfuß

$$P = (1 - \cos \alpha) \frac{v}{g} Q \gamma.$$

Hierin α der Böschungswinkel des Mauerfußes, $v = \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$ bei h m Fallhöhe die Fallgeschwindigkeit, Q die sekundliche Wassermenge in cbm und $\gamma = 1000$. Lebendige Kraft des Aufschlagwassers durch Wasserpolder von dem Mauerfuß zu vernichten. Abfallschächte mit anschließenden Stollen als Hochwasserentlasten nicht zu empfehlen.

XII. Wasserkraftanlagen.

Für das Entwerfen einer Wasserkraftanlage bilden die Wassermenge und das Gefälle die Grundlage. Bezeichnet

Q die sekundliche Wassermenge in cbm,

h das am Wassermotor konzentrierte Gefälle in m,

$\eta = 0,70$ bis $0,80$ den Wirkungsgrad des Wassermotors,

dann ergibt sich für $\eta = 0,75$ die Leistung des Triebwerks in Pferdestärken

$$N = 10 \cdot Q h \text{ PS}$$

oder eine Wassermenge von 1 hl in der Sekunde = 100 sl liefert so viel Pferdestärken, als das Gefälle h in m beträgt.

Der stündliche Wasserverbrauch für 1 PS ist dann

$$\frac{0,10 \cdot 60 \cdot 60}{h} = \frac{360}{h} \text{ cbm.}$$

Mit Rücksicht aber auf die Möglichkeit etwas kleinerer Wirkungsgrade als 75% und auf unvermeidliche Wasserverluste im Zulaufgerinne rechnet man mit $\frac{400}{h}$ cbm Wasser für 1 PS und 1 Stunde. Die gewerbliche Verwertung einer

Wasserkraft ist an die Bedingung einer möglichst gleichmäßigen Wassermenge gebunden. Wo daher von Natur die Vorbedingungen für eine ziemlich gleichmäßige Wasserführung nicht vorhanden sind, kann nur durch einen künstlichen Ausgleich — Sammelbecken (Talsperren) — eine wirtschaftlich verwertbare Wasserkraft geschaffen werden.

Sobald die Zuflußmenge nach Größe und Verteilung ermittelt ist, ist die Betriebswassermenge zu bestimmen. Von ihr hängen ab die Neubaukosten, der Umfang der verwertbaren Krafterleistung, die etwaige Beschaffung einer Dampfreserve und die Wahl der Wassermotoren, deren größte Nutzleistung nur bei einer ganz bestimmten Wassermenge und einem ganz bestimmten Gefälle zu erzielen ist. Die Auffassungen über die Betriebswassermenge gehen auseinander: wir finden sie als die ununterbrochen verfügbare kleinste Wassermenge, ferner als die Wassermenge, die innerhalb von 10 Jahren nicht unterschritten wurde, und auch als die Wassermenge, die mindestens 3 Monate im Jahre ununterbrochen vorhanden ist.

Der wirtschaftliche Wert einer Wasserkraftanlage ist am größten, wenn sie ununterbrochen die größtmögliche Kraft liefert. Das ist aber nur bei ununterbrochenem Betriebe möglich, während je nach der Verwendung der durch die Wasserkräfte gewonnenen elektrischen Energie der Kraftbedarf und somit die Betriebszeit in den einzelnen Werken verschieden sind.

Diesem Umstande begegnet man am besten bei größeren Anlagen durch die hydraulische Aufspeicherung in natürlichen oder künstlichen Ausgleichsweihern. Mit einer Wasserkraft von N 24stündigen PS kann man dann bei einer täglichen Betriebszeit von n Stunden eine höchste Tagesleistung von

$$\frac{24}{n} \cdot N \text{ PS}$$

entfallen.

Durch Ausgleichsbehälter, in denen das Betriebswasser während des Betriebsstillstandes zurückgehalten wird, um es in den Stunden größten Kraftbedarfs zu verwenden, wird die teure und stets mit bedeutendem Kraftverlust verbundene Aufspeicherung des elektrischen Stromes überflüssig. Zu empfehlen sind auch Hochbehälter, in die das Betriebswasser in den unbelasteten Stunden des Werkes gepumpt wird, um in den starkbelasteten Stunden Hochdruckturbinen zu treiben.

Das ganze Gefälle einer Flußstrecke, das sog. Bruttogefälle, läßt sich nie vollständig ausnutzen, da ein Teil desselben für die Zuleitung des Wassers zur Kraftanlage im Oberkanal verbraucht wird. Als Mindestgefälle der Zu- und Ableitungskanäle kann man bei Erdkanälen etwa 0,0004 annehmen. Flüsse mit kleineren Gefällen sind daher, wenn nicht durch Durchstiche bedeutende Laufverkürzungen zu erzielen sind, für Wasserkraftanlagen nicht verwendbar.

Beispiel (Fig. 151 bis 153). (Vgl. die Wasserkräfte Bayerns, München 1907, S. 18). Es soll das Gefälle einer 10 km langen Flußstrecke ABC durch eine in

einem Seitenkanal zu erbauende Kraftanlage ausgenutzt werden. Ober- und Unterkanal sollen je 4 km lang werden und ein Gefälle von 0,0005 erhalten. Das Gefälle auf der Flußstrecke ABC betrage 0,001. Bei A soll der Wasserspiegel durch ein Wehr um 2,0 m auf +402,0 m gehoben werden. Der Wasserspiegel bei C liegt auf +390,0 m. Das Bruttogefälle im Flusse beträgt daher 12 m. Durch den je 4 km langen Ober- und Unterwasserkanal gehen aber $2 \cdot 4000 \cdot 0,0005$

= 4,0 m Gefälle verloren, so daß das

unmittelbar an der Kraftanlage gemessene Nutzgefälle nur $12,0 - 4,0 = 8,0$ m beträgt. Unterkanal übrigens möglichst kurz, also Motor tunlichst nahe der unteren Ausmündung.

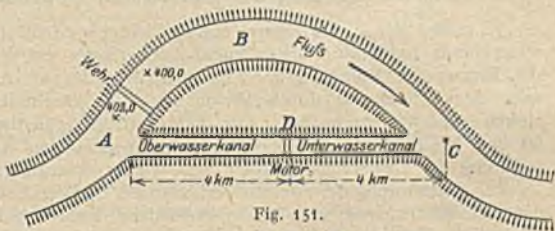


Fig. 151.



Fig. 152.

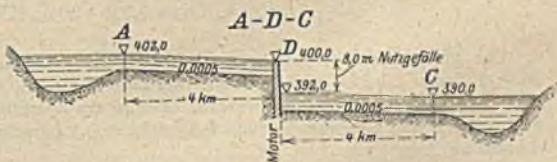


Fig. 153.

Es ist daher von großer Bedeutung, dem Seitenkanal einen für die Wasserführung möglichst günstigen Querschnitt zu geben (vgl. Abschn. III, künstliche Gerinne), so daß der Gefälleverbrauch ein kleinster wird. Auch sind die Erdgräben sorgfältig zu unterhalten. Je nach der örtlichen Beschaffenheit wird der Oberkanal (Werkkanal) auch als gemauerter Kanal, als Stollen oder als Druckrohrleitung auszuführen sein. In ebenem Gelände Erdkanal, in steilem Gelände gemauerter Kanal, in gebirgigem Gelände Stollen, letztere namentlich bei großem Gefälle und geringer Wassermenge. Durch die Stollen wird das Betriebswasser in schwachem Gefälle bis zu einem scharfen Abfallpunkt des Berghanges geleitet und dann mittels eines Übergangbauwerkes (Wasserschlosses) in eisernen Druckrohren zu den Motoren hinabgeführt. Druckrohre aus Gußeisen, Schmiedeeisen und auch Eisenbeton. Zu der Beantwortung der wichtigen Frage, ob gußeiserne oder schmiedeeiserne Rohre zu wählen sind, diene nach Mattern folgendes: Bei Lichtweiten von 500 bis 600 mm gleiche Kosten, darunter Gußeisen billiger. Bei Pressungen > 10 Atm. schmiedeeiserne Rohre betriebssicherer als Gußrohre. Bei letzteren geringere Rostgefahr. Ungünstige Transportverhältnisse sprechen gegen die Verwendung des spröderen Gußeisens. Gußrohre werden bis etwa 2000 mm lichtigem Durchmesser und 4 bis 5 m Länge geliefert. Normale Gußrohre werden für ruhigen Betriebsdruck bis zu 10 Atm. hergestellt. Die geschweißten schmiedeeisernen Rohre können in Weiten bis zu 3000 mm und in Längen bis etwa 46 m geliefert werden. Schmiedeeiserne Muffenrohre größeren Durchmessers können ohne Quernähte bis etwa 6 m Länge hergestellt werden. Wegen der mit großen Rohrlängen verbundenen Förder- und Verlegeschwierigkeiten pflegt man die Längen der schmiedeeisernen Rohre auf 6 bis 10 m zu beschränken. Größere Längen, als Mehrfaches von 6 m, nur bei Dückern usw.

Die Bestimmung des günstigsten Rohrdurchmessers.

Je größer der Durchmesser, um so kleiner sind die durch die Bewegungswiderstände hervorgerufenen Druckhöhenverluste, um so größer werden aber die Kosten der Rohrleitung. Verlust an Gefälle und Arbeit sowie Verringerung der Einnahmen durch Verzinsung und Abschreibung der Rohrkosten stehen einander gegenüber. Der wirtschaftlich günstigste Rohrdurchmesser ist der, bei dem die gesamten Verluste am kleinsten werden. Über die Berechnung der Druckhöhenverluste vgl. Wasserversorgung.

Zur Bestimmung der zweiten Verlustgröße, der Verzinsung und Abschreibung der Rohrkosten, hat man für verschiedene Rohrdurchmesser (einschließlich Verlegen!) Kostenanschläge einzufordern und einen üblichen Satz der Verzinsung und Abschreibung anzuwenden, um den jährlichen Aufwand zu erhalten, den das Anlagekapital verursacht.

Beispiel nach R. Camerer (Z. Ver. deutsch. Ing., 1908, S. 1901): Eine Wassermenge $Q = 1,5$ cbm/sek. werde in einer Rohrleitung von bestimmter Länge und unter bestimmtem Druck einer Anlage zugeführt. Ist die den Reibungswiderständen entsprechende Verlusthöhe $= h_w$, dann ist der Arbeitsverlust

$$\frac{h_w Q \gamma}{75} = 20 h_w \text{ PS} = 0,736 \cdot 20 h_w \text{ KW.}$$

Der günstigste Rohrdurchmesser werde bei zwölfstündiger Arbeitsabgabe an 300 Tagen jährlich so berechnet, daß einmal 60 Pf., dann 30, dann 15 Pf. für 1 KW-Stunde eingesetzt werden. Bei einem Wirkungsgrad der Turbinen und elektrischen Generatoren von $0,8 \cdot 0,87 = 0,7$ berechnet sich der jährliche Ausfall an Arbeit zu

$$0,7 \cdot 0,736 \cdot 20 h_w = 10,3 h_w \text{ KW}$$

oder der jährliche Ausfall an Einnahmen zu

$$10,3 h_w \cdot 12 \cdot 300 \cdot 0,6 = 22\,200 h_w \quad \text{bzw.} \quad 11\,100 h_w \quad \text{bzw.} \quad 5500 h_w \text{ Mk.}$$

Sind nun die Rohrkosten wie angegeben ermittelt, dann lassen sich in Fig. 154 die betreffenden Kurven in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit darstellen. Man bemerkt den Zuwachs der Kosten „a“ mit dem Durchmesser des Rohres, d. h. mit abnehmender Wassergeschwindigkeit, und den gleichzeitigen Abfall der durch die Reibungsverluste ausfallenden jährlichen Einnahmen „b“. Die aus beiden gebildete Summenkurve „c“ läßt deutlich den tiefsten Punkt er-

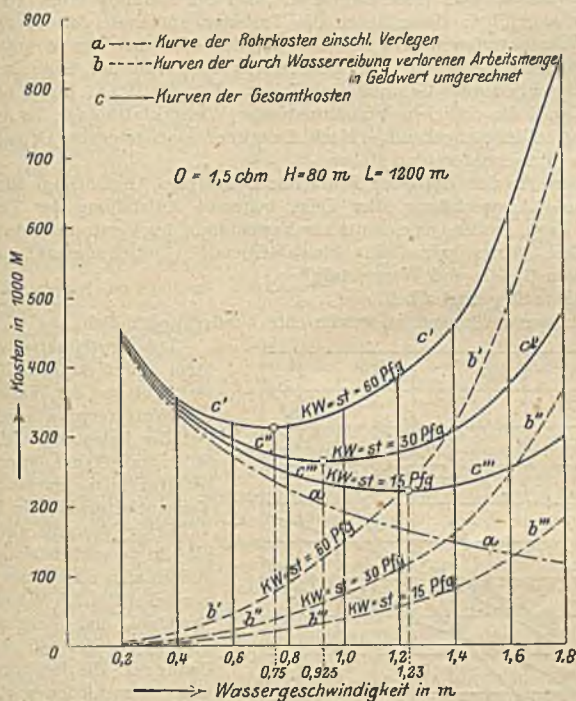


Fig. 154. Bestimmung des wirtschaftlich günstigsten Durchmessers einer Rohrleitung.

kennen, der dem günstigsten Rohrdurchmesser für den jeweiligen Verkaufswert der Kilowattstunde entspricht. Während die Länge der Leitung belanglos bleibt, da die Reibungsverluste und annähernd auch die Rohrkosten mit ihr in dem gleichen Verhältnis zunehmen, ist der Druck in der Leitung auf die Rohrkosten und damit auch auf den günstigsten Durchmesser von Einfluß.

Die Wandstärke der Rohre ergibt sich aus der Formel

$$\delta = \frac{D \cdot p}{2 \cdot \sigma}$$

worin bedeutet:

- D den Rohrdurchmesser in cm,
- p den inneren Druck in Atm.,
- δ die Wandstärke in cm,
- σ die Beanspruchung in kg/qcm.

Man nehme σ

- für Schmiedeeisen 600 bis 800 kg/qcm,
- „ Gußeisen 180 kg/qcm.

Die Wassermotoren (vgl. den Abschnitt „Maschinenbau“).

Die das Gewicht des Wassers ausnutzenden Wasserräder sind heute durch die Turbinen fast ganz verdrängt worden und finden nur noch in untergeordneten Fällen Anwendung bei kleinem Gefälle und stark schwankenden Wassermengen. Für größere Kraftanlagen werden ausschließlich Turbinen verwendet. Das Aufschlagwasser wird bei Gefällen unter 10 m meist von oben zugeführt; dann liegen die Turbinen am Ende des Oberkanals in offenen Wasserkammern. Bei höheren Gefällen wird das Wasser mittels eines Rohres zugeleitet, das von oben oder unten oder von der Seite in ein die Turbine einschließendes Gehäuse einmündet. Für die Wahl des Turbinensystems sind die örtlichen Verhältnisse der Wasserkraftanlage, ist vor allem aber das Gefälle maßgebend. Nach Camerer sind folgende Grundanforderungen an Wassermotoren zu stellen:

1. Sicherheit des Betriebs: Einfachheit, kräftige Ausführung, leichte Bedienung und Auswechslung aller Teile, bequeme Aufstellung der Turbine in beliebiger Lage, großer Querschnitt zur Vermeidung des Verstopfens der Kanäle.
2. Hoher Wirkungsgrad für gleichbleibende Umdrehungszahl, auch bei wechselndem Gefälle und Wasserzufluß.
3. Leichte Regulierbarkeit.
4. Anpassungsfähigkeit an gewünschte Umdrehungszahlen.

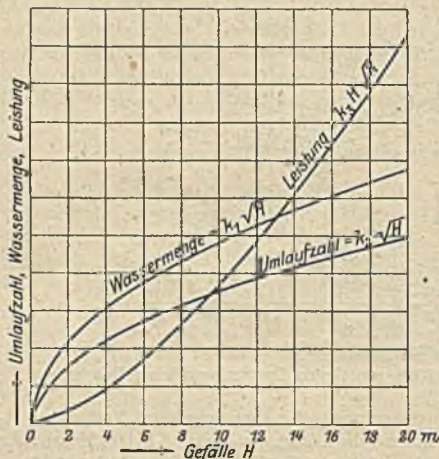


Fig. 155. Umlaufzahl, Wassermenge und Leistung einer Turbine bei verschiedenem Gefälle H .

Gefälle von der betreffenden Turbine erreichte Umdrehzahl n_s , von Camerer „spezifische Umdrehzahl“ genannt, ergibt folgende Einteilung der Turbinen:

Tangentialräder	n_s	bis 30,
Zentripetalturbinen	n_s	40 „ 100: Langsamläufer,
„	n_s	100 „ 200: Normalläufer,
„	n_s	200 „ 300: Schnellläufer.

Wie daraus für einen Entwurf die erforderliche Turbinengattung bestimmt werden kann, zeigt das folgende, Camerer entlehnte Beispiel: Es soll eine Turbine von $N = 2700$ PS und $n = 150$ Uml/Min bei 9 m Gefälle entworfen werden. Die fragliche Turbine würde dann in 1 m

$$N_1 = \frac{2700}{9\sqrt{9}} = 100 \text{ PS}$$

Das vorteilhafteste Radsystem hängt im Einzelfalle weiterhin ab von der Wassermenge, der Wassergeschwindigkeit und Art der Belastung. Bis zu Gefällen von 100 m kommen Zentripetalturbinen, darüber hinaus Tangentialturbinen in Betracht.

Bringt man die gleiche Turbine in verschiedene Gefälle, so ändern sich nach Camerer für normalen Betrieb Wassermenge, Drehzahl und Leistung nach Fig. 155. Fig. 156 zeigt nach Camerer die Beziehung zwischen verschiedenen großen Turbinen ähnlicher Bauart bei gleichem Gefälle.

Mit diesen Beziehungen kann man für irgendeine Turbinengattung die Größe berechnen, mit der im Gefälle von 1 m 1 PS geleistet wird. Die in dem gleichen

leisten und

$$n_1 = \frac{150}{\sqrt{9}} = 50 \text{ Uml/Min}$$

machen, wobei die spezifische Umdrehzahl

$$n_1 = n_1 \sqrt{N_1} = 50 \sqrt{100} = 500$$

Dieser Betrag läßt sich ohne weiteres nicht erreichen. Setzt man aber z. B. vier Laufräder auf eine Welle, dann wird $N_1 = 25$ und $n_1 = 250$, was also noch in den Bereich der Schnellläufer fällt.

Wenn man auch in Bereich der vorgenannten n_1 mit einem Laufrad auskommt, so ist doch zu beachten, daß die Schnellläufer, insbesondere bei wechselnder Beaufschlagung, weniger gute Wirkungsgrade zeigen als die Normalläufer.

Die Regelung der Turbinen hat zwei verschiedene Aufgaben zu erfüllen: Erstens soll die Turbine dem wechselnden Wasserzufluß angepaßt werden, so daß Gefälle und Umdrehungszahl erhalten bleiben und der Wirkungsgrad dauernd möglichst hoch bleibt. Diese Regelung geschieht meist von Hand, kann aber auch selbsttätig durch Schwimmer im Oberwasser bewirkt werden. Zweitens soll die dem Motor zugeführte Wassermenge unmittelbar an der Turbine dem schwankenden Kraftbedarf angepaßt werden: die Umdrehungszahl der Turbinen soll eine möglichst gleichmäßige bleiben, damit die von ihnen angetriebenen Dynamomaschinen stets mit einer ebenso gleichmäßigen Spannung arbeiten. In diesem Falle erfolgt die Verstellung der Reguliervorrichtungen unabhängig vom Maschinenwärter und selbsttätig.

Bei Turbinen mit Wasserzuleitung in Rohren entstehen infolge des raschen Abschließens der Reguliervorrichtungen Stöße in den Rohrleitungen, die eine sehr große Drucksteigerung auf die Rohrwand herbeiführen könnten. Dem ist durch passende Bemessung der Wassergeschwindigkeit im Rohr und durch Sicherheitsventile, Windkessel oder Umlaufkanäle in geeigneter Weise möglichst zu begegnen.

Wenn das Gefälle einer Wasserkraftanlage wechselt, so ist man, sofern gleichbleibende Umlaufzahl verlangt wird, genötigt, die Turbine zeitweise mit anormaler Geschwindigkeit unter Verlust an Wirkungsgrad laufen zu lassen.

Für die elektrische Fernübertragung benutzt man meist den Wechselstrom in Form von Drehstrom, doch scheint nach Mattern der Gleichstrom für die Zwecke der hohen Spannungen und großen Entfernungen nicht ohne Zukunft zu sein. Das Wesen des Hochspannungsgleichstroms besteht in der Hintereinanderschaltung einer Reihe von Gleichstrommaschinen kleiner Spannung, da einzelne Gleichstrommaschinen nur für Spannungen von etwa 3000 bis 5000 Volt hergestellt werden können. Die Entnahme am Verbrauchsort erfolgt gleichfalls durch eine Reihe von Motoren kleiner Spannung. Die Summe der Einzelspannungen gibt die Gesamtspannung. Der Hochspannungsgleichstrom eignet sich daher nur dann für die Übertragung, wenn ein langer gleichmäßiger Kraftbedarf, wie z. B. im Straßenbahnbetrieb, vorliegt. Darin liegt eine Beschränkung dieser Stromart gegenüber dem Wechselstrom. Die Wahl des Ge-

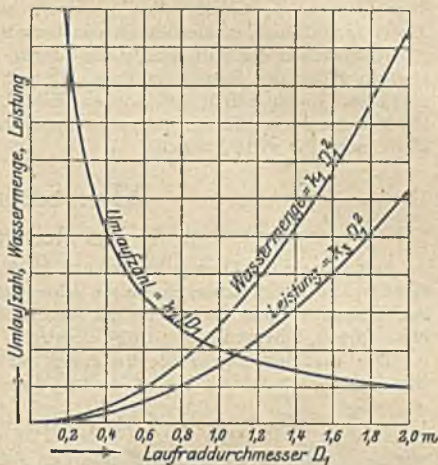


Fig. 156. Umlaufzahl, Wassermenge und Leistung verschieden großer ähnlicher Turbinen bei dem gleichen Gefälle H .

brauchsstroms — Gleich- oder Wechselstrom — hängt aber nicht nur von der Übertragungslänge, sondern auch von dem Bedarf des Abnehmerkreises ab.

Hinsichtlich der wirtschaftlichen Grenze der Fernübertragung und der zulässigen Höhe der Stromspannungen ist ein abschließendes Urteil noch nicht zu fällen. Einige halten Spannungen bis zu 200 000 Volt für eine Übertragung auf 1000 km noch zulässig, andere erachten schon eine Spannung über 60 000 Volt nicht mehr für wirtschaftlich.

XIII. Seebau.

A. Das Meerwasser.

Das Wasser der Ozeane hat nahezu 3,5 % Salzgehalt und 1,026 spezifisches Gewicht. In abgeschlossenen Meeren schwanken diese Zahlen je nach der Zufuhr von Süßwasser und der Größe der Verdunstung. Im Mittelländischen Meere etwa 4,07 % Salzgehalt und 1,029 Dichte, in der Ostsee 1,7 % bzw. 1,008.

Die mittlere Meereshöhe eines Ortes ist nicht die halbe Fluthöhe. Man erhält sie nach Bouquet de la Grye aus

$$H_m = \frac{1}{16} [h_0 + 4(H_1 + h_1) + 3(H_0 + h_2) + H_2],$$

worin H_0, H_1, H_2 die Höhen dreier aufeinanderfolgender Hochwasser, h_0 die Höhe des Niedrigwassers, das dem ersten Hochwasser von der Höhe H_0 vorangeht, h_1, h_2 die Höhen der beiden folgenden Niedrigwasser.

Höhenlage der Mittelwasser der Meere, bezogen auf den Normalnullpunkt NN der preußischen Landesaufnahme:

Meer und Küstenort	m	Meer und Küstenort	m
Ostsee.		Nordsee und Kanal.	
Memel	+0,263	Cuxhaven	+0,051
Neufahrwasser	+0,031	Bremerhaven	+0,120
Swinemünde	-0,056	Wilhelmshaven	-0,129
Travemünde	-0,183	Amsterdam	+0,037
Kiel	-0,216	Ostende	+0,016
Mittelmeer.		Calais	+0,033
Marseille	-0,717	Boulogne	+0,123
Nizza	-0,867	Atlantik.	
Schwarzes Meer	-1,050	Brest	+0,373

B. Die Winde.

Ihre Richtung wird bezeichnet nach dem Punkt, von dem sie kommen. Der Bezeichnung liegt zugrunde die Windrose, die in 32 gleiche Teile, „Striche“ geteilt ist. Ein Strich ist also $= 11\frac{1}{4}^\circ$.

Mehrjährige Beobachtungen über Windrichtung und Windstärke für einen Hafenplatz sind in folgender Weise zu verwerten:

Windrichtungen		N	NO	O	SO	S	SW	W	NW
Beobachtet	Anzahl der Tage = n =	40	27	48	32	39	75	62	42
	Mittlere Windgeschwindigkeiten = w in m/sek	1,2	1,1	1,0	0,6	0,7	0,9	1,3	1,2
Wirkungen der Winde = $n \cdot w$ =		48,0	29,7	48,0	19,2	27,6	67,5	80,6	50,4
Winddrucke = $n \cdot w^2$ =		57,6	32,7	48,0	11,5	19,3	60,8	104,8	60,5

Stärke von Wind und Seegang nach Beaufort.

Wind					Seegang		
Stärke	Bezeichnung	Geschwindigkeit		Druck kg/qm	Zustand der See	Stärke	Wellenhöhe m
		m/sek	Knoten = Sml/st				
0	Windstille oder sehr leiser Zug	0 bis 1,3	0 bis 2,5	0 bis 0,2	Vollkommen glatte See	0	0
1	Leiser Zug	3,6	7	1,5	Sehr ruhige See.	1	unter 1
2	Flaue Brise	5,8	11,3	4,1	Ruhige See	2	1 bis 2
3	Leichte Brise	8,0	15,6	7,7	Leicht bewegte See	3	2 bis 3
4	Mäßige Brise	10,3	20,0	12,6	Mäßig bewegte See	4	3 bis 4
5	Frische Brise	12,5	24,3	18,9	Ziemlich grobe See	5	4 bis 5
6	Steife Brise	15,2	29,6	27,9	Grobe, unruhige See	6	6 bis 7
7	Harter Wind	17,9	34,8	38,7	} Hohe See	7	8 bis 9
8	Stürmischer Wind	21,5	41,8	55,6			
9	Sturm	25,0	48,6	75,6	} Sehr hohe See	8	10 bis 12
10	Starker Sturm	29,1	56,6	102,5			
11	Schwerer Sturm	33,5	65,1	135,7	Heftige Sturmsee	9	. 12 und darüber
12	Orkan	40,2 u. darüber	78,1 u. darüber	195,5 u. darüber	Gewaltig schwere See		

Die Winde.

In den Fig. 157 bis 160 sind diese Werte zeichnerisch aufgetragen: R_1 ist die Resultierende der Windrichtungen, R_2 der Produkte $n w$ und R_0 der Produkte $n w^2$. Derartige Untersuchungen sind zur Beurteilung der auf den Beobachtungsort einwirkenden Windverhältnisse unerlässlich.



Fig. 157.

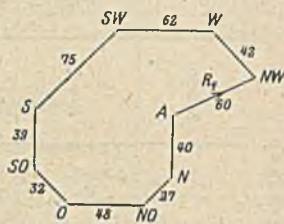


Fig. 158.

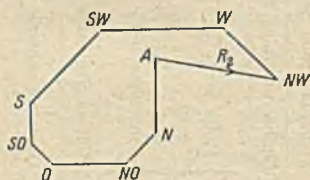


Fig. 159.

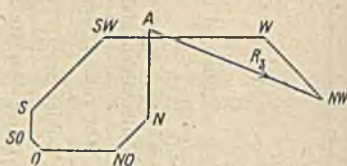


Fig. 160.

Die Größe des Winddrucks ergibt mit hinreichender Annäherung die Formel

$$P = \frac{w^2}{8} \text{ kg/qm.}$$

Für Bauten an der offenen Küste rechne man mit 275 kg/qm.

C. Wellen.

Im nachfolgenden bezeichnen

H die Wassertiefe des ruhigen Wasser in m,

L die Wellenlänge in m,

h die Wellenhöhe in m,

V die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Welle in m/sek,

T die Periode oder die Zeitdauer des Fortschreitens um eine Wellenlänge in Sek.,

v die Geschwindigkeit, mit der die kleinsten Wasserteile der Oberfläche ihre Bahn durchlaufen in m,

f die Streichlänge in Seemeilen (= 1852 m), d. i. der größte Abstand von der windwärts gelegenen Küste über das offene Wasser hinweg.

$$T = \frac{L}{V}; \quad v = \frac{\pi h}{L}.$$

Tiefwasserwelle, wenn $H > \frac{L}{2}$: Bahnen der kleinsten Teile sind Kreise.

Seichtwasserwelle, wenn $H < \frac{L}{2}$: Bahnen der kleinsten Teile sind

Ellipsen, deren Exzentrizität von dem Verhältnis $\frac{L}{H}$ abhängt.

Zu unterscheiden:

1. Die Einzelwelle,

als „positive“ Welle ein vorrückender Wellenberg, der nicht von einem Wellental begleitet wird.

$$V = \sqrt{g(H + h)}.$$

Ist h klein im Verhältnis zu H , dann erhält man die Lagrangesche Formel

$$V = \sqrt{gH} = \sqrt{2g \frac{H}{2}}.$$

Die die Geschwindigkeit der Einzelwelle bedingende Druckhöhe ist daher beim rechteckigen Kanal gleich dessen halber Wassertiefe; für jede andere Querschnittsform ist sie gleich dem Abstände des Schwerpunktes vom Wasserspiegel. So ergibt sich

$$\text{für den Dreieckquerschnitt } V = \sqrt{2g \frac{H}{3}},$$

$$\text{„ „ Parabelquerschnitt } V = 2 \sqrt{g \frac{H}{5}}.$$

In strömendem Wasser mit der Geschwindigkeit U ist

$$V = \sqrt{g(H + h)} \pm U.$$

Soll die Welle sich stromauf bewegen, dann muß sein

$$\sqrt{g(H + h)} > U.$$

Bei veränderlicher Wassertiefe ändert die Welle ihre Form mit der Tiefe. Bei großer Tiefe ist die Welle läng auseinandergezogen und regelmäßig; über Untiefen verkürzt und erhöht sie sich; alsdann wird der vordere Abhang steiler. Das Brechen tritt ein, sobald

$$h = H$$

wird.

2. Die Schwingungswelle,

bestehend aus Wellenberg und Wellental. Die Höhe h ist der senkrechte Abstand vom Wellenscheitel bis zum Wellental; die Länge L der Abstand der Scheitel zweier aufeinanderfolgender Wellen.

Für Tiefwasserwellen ist theoretisch

$$V = 1,25 \sqrt{L}; \quad L = \frac{g T^2}{2\pi}; \quad h = \frac{2V^2}{g} = \frac{L}{\pi}.$$

In Wirklichkeit ist jedoch L meist erheblich größer als πh , und zwar gleich $20 h$ bis $25 h$.

Nach Th. Stevenson ist

$$h = c \sqrt{f}.$$

Bei starkem Winde und tiefem Wasser wird

$$h = 0,467 \sqrt{f}.$$

Für kurze Streichlängen und heftige Winde wird

$$h = 0,76 + 0,457 \sqrt{f} - 0,304 \sqrt[4]{f}.$$

Die Formel $h = 0,467 \sqrt{f}$ bestätigt sich gut bei kurzen Streichlängen, kann aber nicht für große Entfernungen verwendet werden. Die Grenze für f ergibt sich aus h_{\max} . Für die größte Wellenhöhe im offenen Ozean darf man etwa 15 m annehmen. Dann würde f 1000 Seemeilen werden, eine häufig erheblich überschrittene Streichlänge. Es ist auch sehr wenig wahrscheinlich, daß auf so große Strecken der Wind in gleichbleibender Richtung weht.

Bei endlicher und gleichförmiger Tiefe ist theoretisch

$$V = 1,25 \sqrt{\frac{b}{a} L}.$$

worin a die halbe große Achse der Ellipsenbahn der Wasserteilchen an der Oberfläche,

b die halbe kleine Achse der Ellipse.

$$L = 10 h \text{ bis } 15 h .$$

Da

$$\frac{b}{a} = \text{Zg} \frac{2\pi H}{L} ,$$

so ergibt sich folgende Tabelle:

$\frac{H}{L} = 0$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50
$\frac{b}{a} =$	0,304	0,557	0,737	0,850	0,955	0,987	0,996 .
$\sqrt{\frac{b}{a}} =$	0,550	0,750	0,860	0,920	0,980	0,993	0,998

Wird die Wassertiefe $H \approx \frac{L}{25}$, wie z. B. bei Flutwellen, dann angenähert

$$V = \sqrt{gH} .$$

Nach Gaillard wird für Wellen auf ansteigendem Grunde

$$V_1 = 0,9 V \sqrt{\frac{H_1}{H}} .$$

Die Tiefe H nimmt dabei nach H_1 hin ab. V_1 und V sind die Geschwindigkeiten der gleichen Welle für H_1 und H . Sobald H viel größer als $\frac{L}{3}$ wird oder der Grund besonders steil ansteigt, ist die vorstehende Formel nicht mehr gut anwendbar.

Bei Wellen auf ansteigendem Grunde geht die schwingende Bewegung der Wasserteilchen mehr und mehr in eine fortschreitende über und die Welle bricht ungefähr dort, wo $H = h$.

Gaillard hat aus vielen Beobachtungen gefunden, daß bei einer Grundsteigung von etwa 0,01 und bei ruhigem Wetter der Brechungsort zwischen $H = \frac{1}{4} h$ bis $2 h$ lag. Aber auch nach ihm darf man dann als Mittelwert $H = h$ annehmen.

Bei starkem auflandigem Winde fand Gaillard als Berechnungsort $H = \frac{1}{4} h$, bei entgegengesetzter Windrichtung $H = \frac{1}{2} h$.

Bei einer Grundsteigung von 0,02 fand er $H = \frac{1}{3} h$, bei einer solchen von 0,08 fand er $H = 2 h$.

Das Branden der Wellen wird nicht nur durch die abnehmende Tiefe und durch die zunehmende Rauigkeit des Grundes, sondern auch durch das rückströmende Wasser befördert, da die Rückströmung den Fuß der auflaufenden Wellen verzögert und das Brechen beschleunigt. Hierbei wird die Wellenhöhe größer, und zwar etwa nach der Beziehung.

$$h_1 = h \sqrt{\frac{L}{L_1}} ,$$

wo $L_1 < L$.

Einfluß des Windes. Ist w die Windgeschwindigkeit in m/sek, dann hat man im offenen Meere

$$h = \frac{w}{4}$$

und auch nach Coupvent des Bois

$$h = \sqrt[3]{w^2}.$$

Für Windstärken von 20 bis 30 m geben beide Formeln ziemlich übereinstimmende Werte, nicht aber für schwache oder sehr starke Winde. Die Formeln sind auch deshalb mangelhaft, weil in ihnen der Einfluß der Windneigung zur Wasseroberfläche nicht berücksichtigt ist.

Zur Schätzung der Fortpflanzungsgeschwindigkeit V der Wellen kann man auch wohl die empirische Beziehung

$$V = 6,9 \sqrt[4]{w}$$

benutzen.

Der über den ruhigen Wasserspiegel sich erhebende Wellenanteil. Der wahre mittlere Wasserspiegel liegt nicht in der halben Wellenhöhe. Ist a die Höhe des Wellenscheitels über dem ruhigen Wasserspiegel, dann ist

$$\text{bei Tiefwasserwellen} \quad a \approx \frac{2}{3} h,$$

$$\text{„ Seichtwasserwellen} \quad a \approx \frac{1}{3} h.$$

Wichtig für die Festsetzung der geringsten Höhe eines Hafendammes oder einer Ufermauer.

Wellen in der Nähe der Küsten. Hier sind die Wellen stets fast senkrecht gegen die Ufer gerichtet, wegen der Verzögerung beim Anlaufen auf ansteigendem Grunde.

In Fig. 161 ist vorausgesetzt, daß die Tiefenlinien des Meeresbodens der Küstenlinie parallel sind.



Fig. 161.

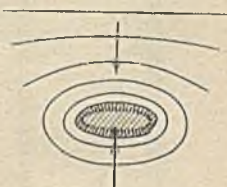


Fig. 162.

Bei Inseln werden aus dem gleichen Grunde auch die leewärts gelegenen Küsten von auflandigen Wellen getroffen (Fig. 162). Die Welle erreicht die Küstenpunkte 1, 2, 3 (Fig. 163) nacheinander, in Übereinstimmung mit der Windrichtung W . Dringt eine Wellenschwingung in eine Bucht (Fig. 164), deren Breite und Tiefe allmählich abnehmen, dann werden ihre Schwingungen kürzer



Fig. 163.

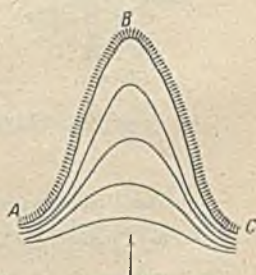


Fig. 164.

und höher. Oberdies werden durch die dabei längs der Ufer AB und CB rollenden Brander sehr gefährliche Wasserbewegungen hervorgerufen. Das umgekehrte tritt ein bei Buchten von der Form der Fig. 165. Die Wellenhöhe vermindert sich in einem weit stärkeren Verhältnisse als $\frac{AB}{CD}$: wichtig für die Formen



Fig. 165.

der künstlichen Reeden und Vorhäfen. Th. Stevenson gibt für die Verringerung der Wellenhöhe beim Eintritt in einen geschlossenen Hafen folgende empirische Formel, die durch Gaillards Beobachtungen bestätigt worden ist

$$x = h \left[\sqrt{\frac{b}{B}} - 0,027 \sqrt[4]{D} \left(1 + \sqrt{\frac{b}{B}} \right) \right]$$

- h = Wellenhöhe an der Hafenmündung in m,
 b = Mündungsbreite in m,
 B = Hafenbreite am Beobachtungsort in m,
 D = Abstand vom Hafenmund bis zum Beobachtungsort in m,
 x = Höhe der verringerten Welle am Beobachtungsort in m.

Die Formel ist aber nur unter folgenden Vorbedingungen gültig: die Hafendämme müssen hoch genug sein, um das Hafenninnere gegen den Wind zu schützen; die Tiefe im Hafen muß ziemlich gleichmäßig sein; die Ufermauern müssen

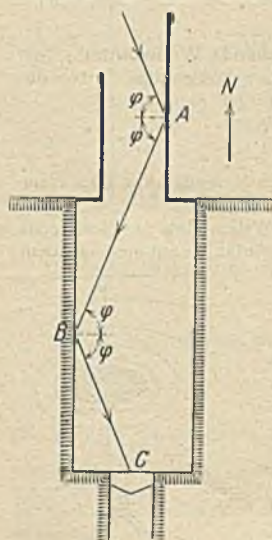


Fig. 166.

senkrecht oder nahezu senkrecht sein; die Mündung darf nicht zu groß sein; endlich muß D größer sein als 15 m.

Die Wellen folgen den bekannten Brechungsgesetzen, wenn sie bei tiefem Wasser gegen senkrechte Wände stoßen; wenn (Fig. 166) die Ostnole von einer Welle in A getroffen wird, dann wird die Einfahrt in die Schleuse bei C durch die zurückgeworfene Welle beunruhigt. Nach Gaillards Beobachtungen werfen in genügend tiefem Wasser auch geböschte Wände, falls sie hoch genug sind, sogar noch bei einem Winkel von 23° der Böschung mit der Horizontalen die Wellen zurück. Beim Zurückwerfen behalten die Wasserteilchen ihre schwingende Bewegung bei, ohne in die fortschreitende überzugehen.

Die lebendige Kraft der Wellen ist am größten an der Oberfläche und nimmt nach der Tiefe zu ab mit dem Quadrat der Halbmesser der von den kleinsten Wasserteilchen beschriebenen Kreise.

Ist γ das spezifische Gewicht des Wassers in kg, dann ist theoretisch für Tiefwasserwellen die lebendige Kraft

$$E = \frac{\pi \gamma r^2}{4} \text{ kgm.}$$

Für $\gamma = 1026$ (Seewasser) wird

$$E = 805,8 \cdot r^2 \text{ kgm.}$$

An der Oberfläche ist $r = \frac{h}{2}$.

Da bei Zunahme der Tiefe nach der arithmetischen Reihe $0, \frac{h}{4}, \frac{h}{2}, \frac{3h}{4}, \dots$ die Durchmesser der von den kleinsten Wasserteilchen besprochenen Kreise nach der geometrischen Reihe $h, \frac{h}{\sqrt{e}}, \frac{h}{e}, \frac{h}{e\sqrt{e}}, \dots$ von oben nach unten abnehmen, wo $e = 2,7183$ ist, so ergibt sich folgende Tafel für eine 12 m hohe Welle:

Die Wirkung der Wellen nimmt also mit zunehmender Tiefe sehr schnell ab. Aber die Auswertung der lebendigen Kraft gibt nicht den der Wellenhöhe entsprechenden hydrostatischen Druck.

Die Seebauten sind ausnahmslos den Wirkungen von Seichtwasserwellen ausgesetzt, die ihren Größtwert erreichen, wenn die Wellen brechen. Dann wird

Tiefe	Halbmesser r der Bahnkreise	E
m	m	kgm
0	6	29009
3	3,64	10677
6	2,21	3932
9	1,34	1450
12	0,81	530
15	0,49	193

theoretisch der wagerechte Stoß auf die Flächeneinheit einer festen hochwasserfreien Wand

$$P = \frac{\gamma V^2}{g} \text{ oder für } \gamma = 1.026 \text{ t/cbm,}$$

$$P = 0,105 V^2 \text{ in t/qm.}$$

Angriffspunkt in Höhe des ruhigen Wasserspiegels anzunehmen.

Messungen der Wellenstöße und Berechnungen aus den beobachteten Wirkungen dieser Stöße haben ergeben, daß die größte Stoßkraft der Wellen in der Horizontalebene des ruhigen Meeresspiegels eintritt, d. h. bei flutlosen Meeren in deren mittlerer Höhe und bei Flutmeeren zwischen Niedrig- und Hochwasser.

Die Wirkung der Wellen nimmt ober- und unterhalb dieser Horizontalebene sehr schnell ab.

Th. Stevenson hat an einer Mole in Dunbar (Fig. 167) die horizontale Stoßkraft der Wellen an Dynamometern *a, b, c, d, e* und *f* gemessen und dabei ihren Verlauf nach der Linie *a i h g f* gefunden. Auf der Krone hat er mit einem Dynamometer *k*, dessen wagerechte Platte der von unten nach oben wirkenden vertikalen Stoßkraft der Wellen ausgesetzt war, gefunden, daß diese letztere 84 mal größer war als der wagerechte Stoß auf den benachbarten Dynamometer *a*. Es sind also wagerechte Vorsprünge an den Außenseiten solcher Schutzwerke besonders gefährdet.

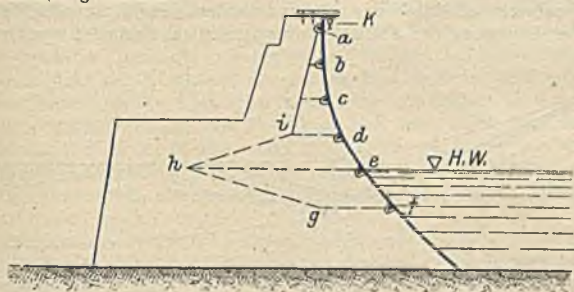


Fig. 167.

Der wagerechte Stoß der zurückgeworfenen und deshalb ihre schwingende Bewegung beibehaltenden Wellen ist erheblich — nach Th. Stevenson etwa sechsmal kleiner als der auf ansteigendem Grunde brandenden Wellen.

Unter gewöhnlichen Verhältnissen beträgt die Stoßkraft der Wellen etwa 6 t/qm; sie kann aber an besonders den Angriffen ausgesetzten Stellen 30 bis 40 t/qm erreichen.

Diese Zahlen gelten nach Gaillards Beobachtungen auch für wagerechte Platten, die 0,6 m über dem ruhigen Wasserspiegel sich befinden.

Zur Beruhigung der Wellen durch Öl eignen sich am besten die schweren und dicken tierischen Öle, insbesondere die Fischöle.

D. Regelung der Flußmündungen.

a) Ohne Ebbe und Flut. Strömung möglichst gleichmäßig zu gestalten und zusammenzuhalten, so daß ein einheitliches Bett gebildet und erhalten wird. Bei flachen Küsten den Strom zwischen Paralleldämmen so weit in das tiefe Meer zu führen, daß der Küstenstrom, dessen Räumungskraft mit der Tiefe in einfachem Verhältnis zunimmt, die Sinkstoffe fort-schwemmt. Weite zwischen den Dämmen so, daß sowohl das Niedrigwasser

genügend zusammengehalten, als auch das Hochwasser nicht zu sehr zurückgestaut wird. Baggerung unerlässlich.

Bei Deltabildung, wenn möglich, den kleinsten Mündungsarm ausbauen. Die Barrenbildung vor der Mündung hängt auch wesentlich ab von dem Dichtenunterschied zwischen Fluß- und Seewasser: je größer dieser, um so größer die Barrenbildung. Ist der Meeresgrund eben, der Dichtenunterschied sehr groß, sind die Sinkstoffe so schwer, daß sie nur auf der Bettssole bewegt werden, liegt die Mündung den vorherrschenden Winden gegenüber oder gibt es gar keine Küstenströmung, dann ist unter Umständen eine Korrektur der Mündung unmöglich. Alsdann Seitenkanal, der in einer gewissen Entfernung stromauf mit einer Kammerschleuse abweigt.

b) Im Flutgebiet. Alle Regelungen der oberen Flußläufe erstreben die tunlichste Ausgleichung des Gefälles: man gibt dem Wasserlauf ein einheitliches Bett von angemessener Form und Breite und sucht die Sohlenunregelmäßigkeiten auszugleichen. Ist so die Gefällregelung hergestellt, dann ist eine fernere Verbesserung nicht denkbar. Will man noch größere Tiefen, dann muß man kanalisieren. Die Wassermenge ist hierbei etwas Gegebenes, nicht zu Veränderndes. Nicht so im Flutgebiet! Die durch den oberen Strom gelieferte Wassermenge wird hier durch das einströmende Flutwasser vermehrt, und letzteres überwiegt die erstere um so mehr, je mehr man sich der Mündung nähert. Diese mit der Flut durch die Mündung in den Strom eintretende und mit der Ebbe wieder ausfließende Wassermenge kann durch geeignete Verbesserungsarbeiten erheblich vergrößert werden, indem man die Hindernisse, die sich der Bewegung der Flutwelle entgegenstellen, tunlichst beseitigt.

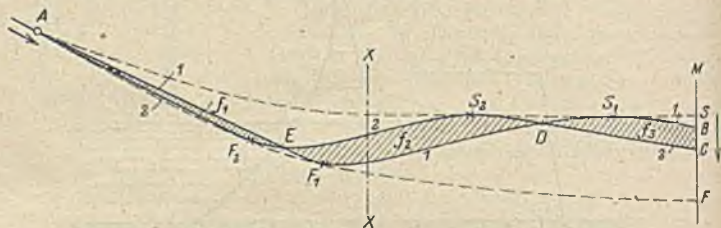


Fig. 168.

Ist (Fig. 168) *A* die Grenze des Flutgebietes für eine bestimmte Tide, *M* der Mündungsquerschnitt, *SF* die Flutgröße dieser Tide, dann bewegen sich Scheitel- und Fußpunkt der Flutwelle in den gestrichelten Linien *SA* und *FA*, deren Verlauf das hauptsächlichste Kennzeichen der Eigenschaften des Flutgebietes abgibt und die die wichtigste Grundlage für die Regelungsentwürfe bilden. Von ihrer Form und Neigung hängt die Flutgröße an den einzelnen Punkten des Flutgebietes ab. Diese kann die Flutgröße an der Mündung *M* übersteigen. Die Linien *SA* und *FA* sind, wie die Fortschrittsgeschwindigkeit der Flutwelle, abhängig von den Hindernissen, die der Flutentwicklung entgegenstehen, d. h. von der Form und Gestaltung der Ufer, des Strombettes und von dem Gefälle. Je nach diesen bedingenden Umständen findet bald ein Aufsteigen, eine Senkung oder ein wagerechtes Fortschreiten statt:

1. In trichterförmige und sich rasch verengende Mündungen wird die Flutwelle gewaltsam hineingepreßt und ihr Scheitel zu außerordentlicher Höhe angetrieben.

2. In großen Strömen mit breitem und tiefem Stromschlauch und kleinem Gefälle weicht die Linie *SA* wenig ab von der Wagerechten.

3. In Flüssen, die durch Inseln und Sandbänke vielfach gespalten sind, mit scharfen Krümmungen und seichtem Bett findet

meistens eine Senkung der Scheitellinie SA und eine nach oben schnell abnehmende Flutgröße statt.

4. Steht einer kräftigen Flutwelle ein großes Stromgefälle bei geringer Wassertiefe entgegen, dann wird die fortschreitende Bewegung des Fußpunktes bisweilen so sehr verzögert, und das nachdrängende Wasser wächst so rasch hinter dem Fußpunkt, daß ein Teil des vorderen Abhanges lotrecht und sogar überstürzend wird: Bore oder Maskaret. Da sowohl die Oberwassermenge als auch die Flutentwicklung an der Mündung veränderlich, so ändern sich die Erscheinungen der Flutwelle mehr oder minder von Tide zu Tide.

1. Voraussetzung: Gleichartige Flutentwicklung an der Mündung und nur Oberwasserzufluß veränderlich.

Bei steigendem Oberwasser rückt die Grenze des Flutgebiets und die weiter abwärts liegende Grenze des Flutstroms abwärts, bei fallendem O. W. aufwärts. Fuß- und Scheitelpunkt der Flutwelle werden bei steigendem O. W. gehoben, bei fallendem O. W. gesenkt, und zwar in beiden Fällen der Fußpunkt mehr als der Scheitelpunkt, so daß die Flutgröße bei steigendem O. W. verkleinert, bei fallendem O. W. vermehrt wird. Diese Erscheinungen verschwinden stromabwärts mehr und mehr. In der Mündung ist die veränderliche Oberwassermenge ohne wahrnehmbaren Einfluß.

2. Voraussetzung: Fluten an der Mündung verschieden groß, O. W. konstant.

Höhere Fluten erstrecken sich weiter stromaufwärts als niedrige. Bei größeren Fluten ist überall die durchfließende Wassermenge größer als bei kleineren. Im offenen Meere sinkt der Ebbestand der Springflut um das gleiche Maß unter den der tauben Flut, um das sich das Hochwasser der Springflut über das der tauben Flut erhebt. Anders im Flutgebiet der Ströme: je mehr stromaufwärts, um so näher rückt der Ebbestand der tauben Flut dem der Springflut. Dann kommt ein Punkt, wo die Ebben der tauben und Springflut in gleicher Höhe sind. Weiter aufwärts kehrt das Verhältnis sich um: Ebbe der tauben Flut sinkt tiefer als die der Springflut. Das Hochwasser der Springflut bleibt aber stets über dem der tauben Flut. Die Flutgröße ist bei Springflut größer als bei tauber Flut, auch machen sich die Springfluten weiter stromaufwärts bemerkbar.

3. Voraussetzung. In Wirklichkeit ist sowohl die Oberwassermenge, als auch die Flutgröße an der Mündung veränderlich; dadurch sehr verwickelte Erscheinungen. Vor allem bringen Windeinflüsse Veränderungen in der Flutgröße hervor, durch welche die Unterschiede zwischen Spring- und tauben Tiden bisweilen völlig verwischt werden.

Die Bestimmung der Wassermenge im Flutgebiet (Fig. 168). In einer gewissen Zeit t Sek. sei bei fallendem Wasser in der Mündung M der dortige Wasserspiegel um BC gesunken. Dem Anfange dieses Zeitraumes entspreche die Flutwelle I , dem Ende die Flutwelle 2 . Dann ist während dieser Zeit t der Raum DS_2EF_1 mit Wasser gefüllt worden, während die Räume BS_1DC und EAF_2E wasserfrei geworden sind. Sind f_2, f_3 und f_1 die Inhalte dieser Flächen und b_2, b_3 und b_1 die zugehörigen mittleren Strombreiten, dann ist in der Zeit t , in der sich der Scheitel der Flutwelle von S_1 nach S_2 und ihr Fußpunkt von F_1 nach F_2 bewegt hat, in M ausgeflossen die Wassermenge

$$Q_m = f_2 b_2 - f_1 b_1 + q t,$$

wo q der sekundliche Oberwasserzufluß während der Zeit t .

Für einen anderen Ort in XX ist während der Zeit t abgeflossen

$$Q_x = -f_1 b_1 + f_2 b_2 + q t,$$

wo f_1 und b_1 die dem links (stromauf) des Schnittes XX entsprechenden Teilgrößen der Fläche f_2 bezeichnen.

Bezeichnet man die sämtlichen Hebungen des Wasserspiegels während der Zeit t (Bruchteile einer Stunde bis zu 1 St.) oberhalb eines Querschnittes

bis zur Flutgrenze mit h , die gleichzeitigen Senkungen mit s , die Wasseroberflächen mit o , dann ist allgemein

$$Q = \sum o s - \sum o h + q t.$$

In dem Querschnitt herrscht Ebbestrom, kein Strom oder Flutstrom, je nachdem

$$\sum o s + q t \begin{matrix} \geq \\ \leq \end{matrix} o h$$

ist.

Es ist zu beachten, daß jede Wassermengenberechnung im Flutgebiet an der in der betreffenden Tide beobachteten Flutgrenze beginnen muß.

Da die Flutwellen — gleicher Zeitpunkt, verschiedene Orte — aus den Flutkurven — gleicher Ort, verschiedene Zeiten — erhalten werden, so sind die Flutkurven die Grundlagen für die Bestimmung der Wassermengen im Flutgebiete. Hat man für eine ganze Tide und für den ganzen Tidestrom von der Flutgrenze bis zur Mündung das Beobachtungsmaterial zusammengetragen und berechnet, dann ist man in der Lage, für jeden Flußquerschnitt und für jeden Zeitpunkt in der Tide die durchfließende Wassermenge anzugeben. Die Stromwechselzeiten kann man so erhalten: man berechnet die stündlichen Wassermengen und trägt von der wagerechten Zeitabszisse die Ebbewassermengen nach unten, die Flutwassermengen nach oben ab. Dort, wo die Verbindungslinie der Ordinaten die Abszissenachse scheidet, ist die Wassermenge gleich Null, also der Zeitpunkt des Stromwechsels. Der Unterschied dieser Zeit von der den Flutkurven zu entnehmenden Zeit des Niedrig- und Hochwassers ergibt die Verspätung des Eintritts der Flut- und Ebbeströmungen gegenüber dem Zeitpunkt des Niedrig- und Hochwassers.

Aus der Gleichung $Q = \sum o s - \sum o h + q t$ ist zu erkennen, daß die durchfließende Wassermenge vermehrt werden kann, wenn man

1. die Flußbreite vergrößert, ohne die Flutgröße zu verkleinern, oder
2. die Flutgröße vermehrt, d. h. die verwilderte Flußstrecke regelt.

Da die allgemeine Geschwindigkeitsformel $v = c \sqrt{R J}$ den Beharrungszustand voraussetzt, und ein solcher im Flutgebiet, streng genommen, nie eintritt, so ist sie hier nur für ganz kurze Zeitabschnitte und nur dann anwendbar, wenn sich im ganzen Querschnitt eine einheitliche Strömung ausgebildet hat. Letzteres ist nicht der Fall, solange die Flut- und Ebbeströmungen sich noch entwickeln: beim Beginn dieser Strömungen ist die Strömungsrichtung an der Oberfläche der an der Sohle entgegengesetzt, da sowohl die erste Ebbe, als auch die erste Flutströmung an der Sohle und längs der ausbiegenden Ufer beginnen, d. h. dort, wo sie den kleinsten Widerstand antreffen. — Am besten werden die Vorbedmungen der Formel für das Ende der Ebbezeit erfüllt. — Für den Erfolg der Flußregelung ist es von besonderer Wichtigkeit, daß die Hauptstromstriche der Flut- und Ebbeströmung zusammenfallen.

Durch die das erleichterte Eindringen der Flutwelle bezweckende Flußregelung wird in der Regel nur die Niedrigwasserlinie FA (Fig. 169) gesenkt und die Flutgrenze nach A_1 stromaufwärts verschoben, während die Hochwasserlinie SA in der Regel keine Veränderung erleidet. Nur dann, wenn diese — infolge einer erheblichen Erweiterung der Querschnitte von der Mündung

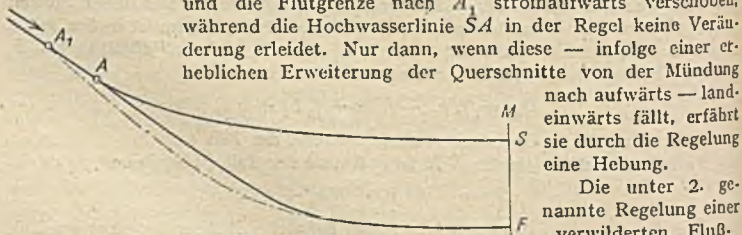


Fig. 169.

nach aufwärts — landeinwärts fällt, erfährt sie durch die Regelung eine Hebung.

Die unter 2. genannte Regelung einer verwilderten Flußstrecke bedeutet aber

im Flutgebiet nicht, wie im oberen Flußlauf, den Abschluß der Verbesserung. Über sie hinaus kann durch Baggerung der Flußschlauch erheblich

vertieft (und auch verbreitert) werden, da jede Querschnittvergrößerung, falls sie bei entsprechender Ausbildung der ganzen abwärts gelegenen Flußstrecke von der aufkommenden Flutwelle ungehindert erreicht werden kann, eine Vermehrung der ein- und ausfließenden Wassermenge bedingt. Werden hierbei die im Flutgebiet stets wechselnden Produkte aus örtlicher Wassertiefe und Spiegelgefälle in ihrem Mittelwert gegen früher nicht verkleinert, dann ist damit die Gewähr für die selbsttätige Offenhaltung des neuen Flußschlauchs gegeben.

Ang der Entwurfsarbeiten. Unter der Voraussetzung, daß sämtliche bedeutende Unregelmäßigkeiten des Flußschlauches, wie Spaltungen, übermäßige Erweiterungen oder Verengungen der Querschnitte beseitigt seien, werden die neuen Hoch- und Niedrigwasserlinien probe- und schätzungsweise angenommen, wobei es besonders wichtig ist, die in der Regel allein in Frage kommende Lage der neuen Niedrigwasserlinie zutreffend einzuschätzen. Hierfür wird vor allem das Gesamtbild des fraglichen Flutgebietes einen Anhalt geben müssen. Sodann sind mit Hilfe der Formel $v = \sqrt{gH}$ die den angenommenen Flutgrößen und Tiefen entsprechenden Flutkurven zu berechnen, aus denen die neuen Flutwellen und Wassermengen abzuleiten sind. Alsdann ist zu untersuchen, ob diese neuen Wassermengen den neuen Gefällen und Querschnitten entsprechen und endlich ein Vergleich zwischen den alten und neuen Werten tJ anzustellen. Eine mehrmalige Wiederholung dieses Rechnungsgangs wird nicht zu vermeiden sein. Für Sonderstudien zu empfehlen:

1. J. Dalmann, Über Stromkorrekturen im Flutgebiet. Hamburg 1856. Eine klassische und grundlegende Arbeit.
2. Löhmann, Die Flutwelle der Tidenströme. Zeitschr. d. Hann. A. u. L.V. 1880.
3. L. Franzius u. H. Bücking, Die Korrektur der Unterweser. Leipzig 1895.
4. H. L. Partiot, Recherches sur les rivières à marée. Paris 1901.

E. Uferschutzwerke.

Abbruch und Anlandung der Ufer infolge von Wellenschlag, Strömung und Wind.

1. Der Wellenschlag greift jedes Ufer an, am meisten die tonigen Ufer, vor denen sich ein Strand, d. h. ein niedriges Vorufer bildet, dessen Bestandteile nach Fig. 170 durch die auf- und rücklaufenden Wellen gesondert werden.

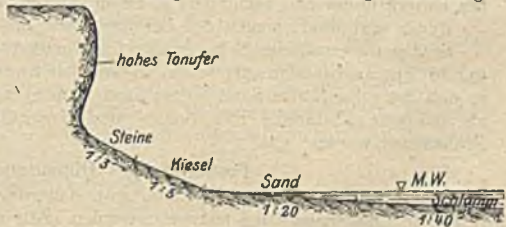


Fig. 170.

Die Sinkstoffe des Strandes werden durch die aufbrandenden Wellen in Zickzackbewegung längs des Strandes weitergeführt (Fig. 171).

2. Die Küstenströmung führt die in größere Tiefen gelangten Bodenteilchen fort: ihre Transportkraft nimmt etwa im einfachen Verhältnis mit der Tiefe zu.



Richtung der Wellen

Fig. 171

3. Die bei Stürmen und Hochwasser auf den Strand geworfenen Sandmassen werden bei Niedrigwasser ein Spiel der Winde: Dünenbildung.

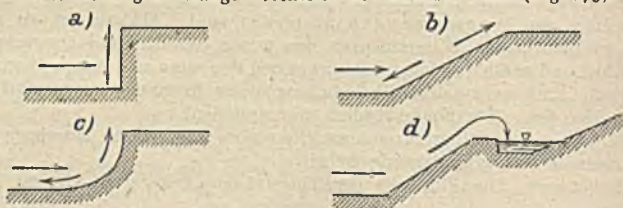
Da Seewinde stärker als Landwinde, so werden Dünen landwärts verweht: Wanderdünen (Fig. 172).

Beim Uferschutz zu unterscheiden Sicherung des niedrigen Vorufers oder Strandes und des anschließenden höheren Ufers. Erstere durch vorspringende.

letztere durch parallele Schutzwerke. Parallele Schutzwerke des höheren Ufers erst dann, nachdem der Bestand des Strandes durch vorspringende Schutzwerke — Buhnen — gesichert ist. Die Buhnen, die den Strand nur wenig überragen dürfen, werden normal zum Ufer in möglichst großer Länge und in möglichst großen gegenseitigen Abstand erbaut, für dessen Bestimmung sich bestimmte Angaben nicht machen lassen: er muß ein solcher sein, daß die zwischenliegende Strandfläche geschützt bleibt. Die Buhnen sind landeinwärts so weit zu führen, daß sie gegen Hinunterspülung gesichert sind. Wo das höhere Ufer durch ein paralleles Schutzwerk befestigt ist, sind die Buhnen an dieses anzuschließen.



Die parallelen Schutzwerke sind nur bei Sturmfluten, dann aber auch besonders starken Wellenangriffen ausgesetzt. Sie werden bald am Fuße des Hochufers, bald frei vor demselben, bald steil, bald flach, bald hohl ausgeführt. Die Stärke des Wellenangriffs hängt wesentlich ab von ihrer Form (Fig. 173):



- a) erfordert die stärkste Bauart, nimmt den kleinsten Raum ein und schützt die hinterliegende Fläche, erfordert aber einen festen Untergrund;
 b) leichtere Bauart, aber hohes Hinauflaufen der Wellen;
 c) zwingt die Wellen in die Höhe zu steigen und in sich zusammenzustürzen; der untere fast wagerechte Teil leitet die rücklaufenden Wellen in der Richtung des Untergrundes und verhindert so einen starken Angriff desselben;

d) ist vorteilhaft wegen des Schutzes, den das Wasserpolster herbeiführt. Stehen die parallelen Schutzwerke frei vor dem Ufer, dann sind sie wasser-durchlässig auszubilden: sie lassen die Wellen in einem gewissen Maße durch, so daß der mitgeführte Sand hinter ihnen sich ablagert. Sie werden am besten als doppelte Pfahlreihe mit Busch- und Steinfüllung ausgeführt. Einfache Pfahlreihen weniger gut.

Festlegung des Dünensandes.

Der fliegende Dünensand kann mit dauerndem Erfolg nur durch eine lebende Pflanzendeckung festgelegt werden. Alle mechanischen Befestigungen verrotten mit der Zeit. Da aber die Bewegungen des Sandes das Aufkommen der Vegetation verhindern, so sind sie während der Zeit zu mäßigen, die die Pflanzen gebrauchen, um von der Flugsandstelle Besitz zu nehmen; zu dieser vorbereitenden Arbeit mechanische Hilfsmittel nötig: der lebenden Bedeckung muß die tote vorbereitend vorangehen. Tote Bedeckung aus dichten oder besser durchlässigen Wänden oder aus Lagen von Baumzweigen. Lebende Bedeckung aus Dünengräsern und -kräutern oder aus Holzarten: erstere in den Vor-, letztere in den Binnendünen. Vor Aufbringung der Bodenbedeckung eine gewisse Abgleichung des Geländes, vor allem Erniedrigung der Kuppen durch Lockerung, empfehlenswert.

An den Küsten der Marsch

ist die natürliche Tendenz zur Aufschlickung der zwischen Niedrig- und Hochwasser liegenden Wattflächen durch geeignete Maßnahmen zu befördern. Ist das Watt bis etwas über gewöhnlicher Flut erhöht, dann ist es deichreif.

F. Seehäfen.

Bei sehr geringem Verkehr, dessen Abgaben größere Kostenaufwendungen für Kunstbauten nicht wirtschaftlich machen würden, muß man sich an der offenen See bisweilen damit begnügen, die großen Seeschiffe in ungefährlichem Abstand von der Küste, d. h. außerhalb des Brandungsbereichs und in tiefem Wasser, auf sog. offener Reede vor Anker gehen zu lassen: der Umschlagverkehr erfolgt dann mit Hilfe von Leichterböten, die durch die Brandung hindurch auf den Strand gerudert werden. Da aber dieses Verfahren bei stürmischem Wetter nicht immer ausführbar und auch — abgesehen von der Lebensgefahr — für die Waren wegen der unvermeidlichen Durchnässung schädlich ist, so erbaut man besser leichte, aber feste Landungsbrücken bis über den Bereich der Brandung hinaus, an denen, wenn auch nicht die großen und tiefgehenden Seeschiffe, so doch größere Leichterboote anlegen können. Die Breite ihrer hochwasserfrei zu legenden Fahrbahn soll etwa einen zweigleisigen Kleinbahnverkehr gestatten und daher nicht unter 5,50 m betragen. Ihr seeseitiger Kopf ist auf eine Mindestlänge von etwa 50 m zur Aufnahme von vier Gleisen und Hebekranen auf etwa 11 m zu verbreitern. Bauart je nach dem Untergrunde, der Beschaffenheit des Seewassers (Bohrwurm!) und der Wellenstärke aus Eisen, Eisenbeton oder Holz. Eiserne Schraubenpfähle besonders vorteilhaft.

Bei größerem Verkehr ist — falls eine von der Natur gebotene Reede (Bucht) nicht vorhanden ist — eine solche durch künstliche Anlagen, Wellenbrecher zu schaffen. Größe der Reede nach der Anzahl und Größe der gleichzeitig von ihr aufzunehmenden Schiffe, sowie nach der Art der Verankerung dieser.

Die Einfahrten der Häfen am offenen Meere müssen sowohl die ein- und auslaufenden Schiffe gegen Wellen und Strömung sichern, als auch die Versandung der Mündung verhüten. Rücksicht auf die einlaufenden Schiffe, und zwar Segelschiffe, überwiegend. Man beachte — nach Th. Stevenson — folgende Regeln:

1. Die Mündung soll möglichst seewärts liegen, damit die Schiffe beim Verfehlen der Einfahrt seitlich noch einen solchen Seeraum haben, der ihnen das Wiedergewinnen der offenen See oder das Wenden gestattet, um den Einlauf nochmals zu versuchen.

2. Bei genügendem Raum des Vorhafens soll die Einfahrtrichtung mit der Richtung des stärksten Seeganges zusammenfallen, damit die Schiffe von diesem geleitet und nicht gegen die Einfassung der Mündung geworfen werden.

3. Bei ungenügendem Raum des Vorhafens soll die Einfahrt (Fig. 174) einen spitzen Winkel bis zu etwa 70° mit der Richtung des stärksten Seeganges bilden. Dabei kann, aber nur beim Vorhandensein eines genügend großen Seeraumes leewwärts, der luvwärts liegende Hafendam seewärts so weit verlängert werden (Fig. 175), daß das einfahrende Schiff nach etwaiger Wendung gegen den Seegang mit kleiner Geschwindigkeit, aber im ruhigen Wasser einlaufen kann.

4. Mündung nicht weiter als es das sichere Einlaufen erfordert, damit der Seegang innerhalb möglichst abgeschwächt werde. Ausgeführte Beispiele 40 bis 200 m, im Mittel etwa 120 m.

5. Hinter der Mündung erhebliche Erweiterung. Keinesfalls Verengung der Mündung.

6. Die am weitesten vorstehenden Teile der Einfahrt möglichst steil, glatt und eben.



Fig. 174.

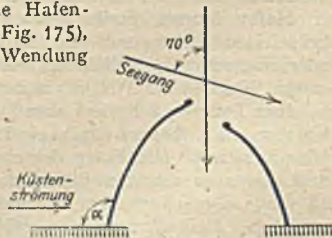


Fig. 175.

7. Die Küstenströmung muß eine Versandung der Mündung nicht herbeiführen können.

Vorstehenden Forderungen genügt man am besten durch seawärts konvergierende und nach außen bogenförmig ausbiegende Molen (Fig. 175). Versandung der Mündung um so kleiner, je größer der Winkel α .

Die Einfahrten der landeinwärts oberhalb von Flußmündungen liegenden Häfen für Seeschiffe sind unter möglichst spitzem Winkel flußabwärts anzulegen, falls nicht — im Flutgebiete und in der Nähe einer breiten Mündung — die Rücksichten auf Wind und Wellen die Einfahrtrichtung normal zum Ufer oder gar stromaufwärts bedingen. Im letzteren Falle erfolgt das Einfahren bei Flut, im vorletzten Falle bei Stauwasser.

Bei starker Ebbeströmung und großem Schlickgehalt des Wassers entstehen in den stromabwärts gerichteten Einfahrten sowohl bei Ebbe-, als auch bei Flutströmung einlaufende Strömungen, die eine erhebliche Aufschlickung verursachen (Fig. 176 a und 176 b).

Man kann sie wahrscheinlich durch niedrige Unterwasserleitwerke L , L erheblich vermindern, aber nicht ganz verhindern, so daß Baggerungen unerläßlich bleiben.

Vorhäfen sind bei solchen offenen Häfen an Flüssen, die dem Angriffe von großen Wellen nicht ausgesetzt sind, nicht erforderlich. Vor den Zugangschleusen geschlossener Häfen — letztere bei großem Flutwechsel — in der Achsenrichtung der Schleuse ein so großer Vorhafen, daß in ihm mindestens



Fig. 176 a.



Fig. 176 b.

ein größtes Schiff Platz finden kann. Ihre eigentliche Bedeutung erlangen sie bei Häfen am offenen Meere, den eigentlichen Seehäfen. Ihre Länge richtet sich nach der Heftigkeit des Seeganges und nach ihrer Breite. Je größer diese, um so kürzer der Vorhafen. Sollen die schnell einsegelnden Schiffe in ihrer Fahrtrichtung zur Ruhe kommen, dann Länge des Vorhafens etwa 2000 m; erweitert sich aber gleich hinter der Mündung seine Breite erheblich, so daß die Schiffe in ihm beidrehen können, dann können schon 300 m Länge genügen.

Hafendämme. Steile Böschung in tiefem Wasser, in flachem Wasser nur bei felsigem Untergrunde oder wenn die Wände aus genügend tief eingerammten oder eingeschraubten Pfählen gebildet werden, da in flachem Wasser besonders starke Wirkung der Wellen auf den Vorgrund.

Ihre Form und Bauart aber auch abhängig vom Baustoff. Über das Verhalten von Zementmörtel im Seewasser besteht noch ein lebhafter Meinungsstreit. Die Frage der chemischen Einflüsse noch unaufgeklärt. Bedeutungsvoller scheinen die physikalischen und mechanischen Einwirkungen zu sein. Gutes Verhalten im Seewasser durch möglichst dichten Mörtel zu erreichen. Deshalb Sand von größter Dichte, d. h. verschiedener Korngröße zu wählen (vgl. Abschn. I f).

Beton entweder in weichem oder erhärtetem Zustande verwendet. Weicher Beton bildet nach der Schüttung eine fest zusammenhängende Masse, daher kleinerer Querschnitt erforderlich als bei Verwendung einzelner, ohne Mörtel zusammengefügt und nur durch ihr Gewicht gehaltener Blöcke. Den weichen Beton nach dem Verfahren Kinipple möglichst in Säcken einzuschließen und letztere zu versenken, solange der Beton noch weich ist. Weicher Beton erfordert

aber festen Baugrund. Bei nachgiebigem Baugrunde Betonblöcke oder Steinschüttungen. Bei diesen die Erzielung eines möglichst dichten Körpers von großer Bedeutung: d. h. Steine verschiedenster Größe durcheinander zu schütten. Gegebenenfalls — bei größerer Wassertiefe — vorherige niedrige Sandschüttung als Unterlage, durch die das Einsinken der Steinschüttung in den weichen Meeresboden bis zu 50% vermindert werden kann. Die früher üblichen flachen Böschungen von 1 : 6 bis 1 : 7 haben sich schlecht bewährt, vielmehr steilere Böschungen bis höchstens 1 : 1,5 zu empfehlen. In der ungefähren Höhe der Hochwasserlinie diese Böschung auf der Seeseite durch schwere Betonblöcke zu schützen.

Weiter wird die Form und Bauart der Hafendämme noch beeinflußt durch den Umstand, ob sie in flutlosen Gebieten oder in solchen mit Flut zu errichten sind. In letzterem Falle die Möglichkeit der sog. Tidearbeit, d. h. unter Benutzung der Gezeiten einen großen Teil der Dämme im Trockenen auszuführen. Endlich ist der Zweck der Hafendämme mitbestimmend auf ihre Form, Bauart und Abmessung.

Wellenbrecher, an denen Schiffe nicht anlegen sollen, soll man mindestens um zwei Drittel der größten Wellenhöhe über den ruhigen Hochwasserspiegel hinauführen. Ihre Kronenbreite richtet sich nach der Stärke des Wellenschlags, ihre Böschung ist unter Berücksichtigung der Wassertiefe, des Untergrundes und des Baustoffes, sowie der Standsicherheit zu bestimmen.

Molen, an deren Innenseite auch Schiffe anlegen sollen, sind mindestens ebenso hoch zu führen wie die Wellenbrecher, außerdem aber noch mit einer seeseitigen Brustmauer von mindestens 2 m Höhe zu versehen. Ihre Kronenbreite wird mitbestimmt durch den Umfang des Verkehrs, der auf ihnen sich abwickeln soll, und deshalb auch durch ihre Länge. Ausgeführte Breiten zwischen 5 und 30 m. Binnenseitig sind sie so abzuböschern, daß die tiefstgehenden Schiffe auch bei Niedrigwasser noch an ihnen anlegen können.

Leitdämme, den Strand nur wenig überragende Dämme, also eine Art besonders starker Strandbuhnen mit aufgesetzten Eisen- oder Holzrüstungen. Bei ihnen darauf zu achten, daß ihr Fundament gegen Strömung und Wellen durchaus gesichert ist.

Hafenbecken. Die einfachste Hafenform ist der im Schutze der geschlossenen Reede liegende Seehafen mit einem ausgerüsteten und befestigten Ufer. Die hinter diesem liegende Kaifläche braucht nur etwa 15 bis 30 m breit zu sein.

Bei größerem Verkehr die nächste Möglichkeit, winklig zum Ufer landfeste Ladebrücken, sog. Piers, in der Länge eines einzelnen an ihnen verkehrenden Schiffs vorzustrecken. Abstände dieser Piers so, daß an jedem von ihnen zwei Seeschiffe, das eine diesseits, das andere jenseits, anlegen können. Pierhafen aber nur dort geeignet, wo bei steilem oder beschränktem Ufergelände breites und tiefes Wasser, mit mäßiger Flutgröße und vor dem Winde geschützt, vorhanden ist. Entweder freie Kaiflächen oder auf diesen Schuppen bzw. Lagerhäuser. Breite der Piers etwa 15 bis 30 m. Breite der Wasserflächen zwischen den Piers etwa 35 bis 60 m. Bei gewöhnlichen Pieranlagen das Verhältnis zwischen Land- und Wasserfläche etwa gleich 1 : 2.

Endlich Beckenhafen, dessen Ufer aus langgestreckten Kais und Kaiungen bestehen und der der gleichzeitigen Benutzung durch eine größere Anzahl beliebiger und verschiedenartiger Seeschiffe dienen kann. Natürlich kann auch ein Beckenhafen einzelne Pieranlagen enthalten. Form der Becken meistens langgestreckte Rechtecke. Abmessungen abhängig von der Größe und Zahl der verkehrenden Schiffe, von den Wasserverhältnissen und der Art des Verkehrs. Länge der Becken etwa zwischen 300 und 3000 m. Breite nach der Art der Geschäftsabwicklung im Hafen. Werden die Schiffe nur an den Kais abgefertigt, dann genügt eine Breite von 100 bis 120 m. Häufig Verbreiterung am hinteren Ende, um Platz für das Wenden (Swojen) der Seeschiffe zu gewinnen. Sollen die

Seeschiffe in der Mittelachse der Becken einen Liegeplatz erhalten, dann Breite von 140 bis 160 m erforderlich. Bei einfacher Doppelreihe von Liegeplätzen in der Beckenachse Breite etwa 200 m, für zwei Doppelreihen etwa 300 m.

Jeder Kai muß Straßen- und Gleisanschlüsse besitzen, und da die Ware in der Regel nicht unmittelbar verladen wird, so muß der Kai einen offenen oder überdeckten Raum zur Lagerung der Ware enthalten. Für kurze oder vorübergehende Lagerung genügen die sog. Kaischuppen, in denen die vom Seeschiff für verschiedene Empfänger geführten Waren angesammelt und wieder verteilt werden. Die Lagerhäuser liegen gewöhnlich nicht am Seeschiffskai, ausgenommen die Speziallagerhäuser für Massengüter, wie Silospeicher für Getreide und Kohlen, Tanks für Petroleum usw. Wo aber Warenspeicher am Kai liegen, müssen sie in ihrem Erdgeschoß die Funktionen eines Kaischuppens übernehmen. Außer Straßen, Gleisen und Schuppen oder Freilagerplätzen sind noch Hebezeuge zur Beförderung der Waren zwischen Kai und Schiff vorzusehen: meist fahrbare Krane. Für große und selten vorkommende Lasten feste Krane. An Stelle der Krane treten bei Lagerhäusern äußere und innere Aufzüge, Paternosterwerke, Saug- oder Druckpumpen für Getreide und Flüssigkeiten und andere Spezialhebeemaschinen.

Breite der Kaiflächen bei einfachen Kais etwa 60 bis 80 m, bei Kaizungen etwa 110 bis 160 m. Diese Breiten genügen zur Anlage von 3 bis 6 Eisenbahngleisen je Kai, zur Anordnung von 15 bis 40 m breiten Kaischuppen oder Lagerplätzen, sowie zur Aufstellung der Krane und Herstellung bequemer Kaistraßen. Das Verhältnis von Land- und Wasserflächen der Beckenhäfen schwankt danach von etwa 1 : 1 bis 1 : 2.

Die Kaischuppen erhalten meist eine Länge von 80 bis 250 m, entsprechend der Länge von 1 bis 3 Seeschiffen. Zwischenräume zwischen den einzelnen Schuppen etwa 30 bis 50 m. Schuppenfußboden etwa 1 m über Kaioberfläche.

Die fahrbaren Krane, meist für Lasten bis zu 3 t, ausnahmsweise bis 10 t, erhalten entweder einfache Wagen- oder Portalform. Im ersteren Fall zwecks Raumersparnis auf dem Dach der Schuppen aufgestellt. Aus dem gleichen Grunde Portalform als Halbportal. Hauptabmessungen nach Bordhöhe und Breite der größten zu bedienenden Schiffe. Am besten elektrischer Antrieb.

Straßen etwa 10 bis 25 m breit. Die etwa darin eingebetteten Gleise aus sog. Pflasterschienen. Umfang der Kaigleise von örtlichen Bedingungen abhängig. An vielen Orten begnügt man sich am Kai mit wenigen Ladegleisen, an anderen Orten fügt man diesen besondere Aufstellungsgleise hinzu, die ein gruppenweises Rangieren gestatten. Für einen großen Eisenbahnverkehr am Kai genügen vier hinter den Schuppen liegende Gleise. Auf jeden Fall laufen die Kaigleise nach irgendeinem Punkt zu einem oder mehreren größeren Rangierbahnhöfen zusammen, die entweder noch zum Kaibetrieb oder schon zum allgemeinen Eisenbahnbetrieb des Binnenlandes gehören, um sodann von hier aus in die verschiedenen Eisenbahnlinien zu münden. Planlosigkeit im Rangierbetrieb kostet in einem großen Seehafen mehr Zeit und Geld als auf einem Bahnhof allein, da nicht nur die Eisenbahnfahrzeuge, sondern auch die großen Seeschiffe dabei mangelhaft ausgenutzt werden und ein unpünktlicher Warenverkehr den Handel außerordentlich benachteiligt.

Zu den unentbehrlichen Einrichtungen eines guten Hafens gehören

Vorkehrungen zum Bau und zur Reparatur der Schiffe.

Die Helling oder der Helgen ist der Bauplatz des Schiffs, bestehend aus der eigentlichen Helling und der Vorhelling. Erstere dient der Bauausführung und beim Stapellauf zur Aufnahme der Ablaufbahn (Landstapel), letztere der Aufnahme des ganz unter Wasser liegenden Seestapels. Wenn letztere eine steilere Neigung als der Landstapel erhält, dann sind beide durch eine Abrundung allmählich ineinander überzuführen.

		Neigung der	
		Helling	Ablaufbahn
Für kleine	Schiffe . . .	1 : 12 bis 1 : 14	1 : 8 bis 1 : 10
„ mittelgroße	„ . . .	1 : 16 „ 1 : 18	1 : 10 „ 1 : 12
„ große	„ . . .	1 : 20 „ 1 : 23	1 : 14 „ 1 : 16

Für Holzschiffe Lage von *N* nach *S* zu empfehlen. Für Eisenschiffe diese Lage nur dann, wenn während des Baus das Heck, somit auch die Wasserfront, nach *N* gerichtet ist.

Für Schiffe, die wesentlich auf der südlichen Halbkugel fahren sollen, Richtung von *O* nach *W*.

Dort, wo es möglich, die Lage der Helling so, daß die ungünstigen magnetischen Einflüsse möglichst gering sind.

Ungewöhnlich lange Schiffe, wie manche Flußdampfer oder Kähne, sowie Schiffe, deren leichte Bauart keine genügende Festigkeit gegenüber den hohen Beanspruchungen beim Stapellaufe in der Längsrichtung aufweist, werden häufig parallel zur Wasserkante auf sog. Querhelling auf Stapel gestellt. Diese Stapellegung und Querablauf auch bei Platzmangel auf der Werft oder ungenügender Wasserfläche vor ihr.

Fundament der Stapellegung richtet sich nach der Tragfähigkeit des Bodens und der Größe der Belastung. Während der Ruhelage größter Flächen- druck etwa 35 t/qm. Beim Ablaufen erheblich größere Flächendrucke, bis 3500 t/qm möglich. Die Größe und Verteilung der Belastungen zu ermitteln, ist Aufgabe des Schiffbauers (vgl. hierzu Hütte 1908, II, S. 663 ff.). Der Schiffskörper ohne Ausrüstung und Einrichtung wiegt bei größeren Schiffen etwa 100 bis 160 LBH kg, wo *L*, *B* und *H* Länge, Breite und Höhe des Schiffes. *H* unter Berücksichtigung der etwaigen Decksaufbauten festzustellen.

Der Massivkörper der Trockendocks ist nach den Angaben im Abschn. VI. Schleusen, statisch zu untersuchen.

Länge der Dockkammer gleich größter Schiffslänge + 15 bis 20 m (dieser Zuschlag für das Ausziehen der Schraubenwellen). Breite richtet sich nach der Schiffsbreite: je größer die Breite, um so bessere Lüftung und Beleuchtung, aber auch um so schwierigere Absteifung und um so größere Pumparbeit. Tiefe der Dockkammer mindestens um 1 m größer als Tiefgang des größten zu dockenden Schiffes. Sohle erhält ein Längengefälle von etwa 1 : 300 vom Scheitel nach dem Haupt. Vorrichtungen zum Füllen und Entleeren so, daß dieses in 2 bis höchstens 4 Stunden bewirkt werden kann. Spills zum Verholen der zu dockenden Schiffe — elektrisch anzutreiben — für eine Zugkraft von 5 bis 10 t bei 0,10 bis 0,15 m sekundlicher Umfangsgeschwindigkeit einzurichten.

Breite und Tiefe der Einfahrt, des Dockhauptes, gleich denen der Dockkammer. Das bedingt aber den Verschuß durch Schiebetore. Dauer des Öffnens dieser gleich 3 bis 6 bzw. 15 bis 20 Minuten, je nachdem maschineller oder Handbetrieb. Die zum Verschieben erforderliche Kraft aus der Reibung — gleitende oder rollende, je nach der Art der Laufbahn — und dem Wasserwiderstand zu berechnen.

Die Schwimmdocks sind, da sie in das Arbeitsgebiet des Schiffbauers fallen, hier nicht näher zu erörtern. Für Kostenvergleiche mit Trockendocks kann als Unterlage dienen, daß das Eigengewicht eines eisernen Schwimmdocks etwa 0,46 t für die t Hebekraft beträgt.

Vergleich zwischen Trocken- und Schwimmdocks.

1. Schwimmdocks arbeiten schneller als Trockendocks. Sie eignen sich insbesondere dann, wenn vorzugsweise Schiffe von sehr verschiedener Größe zu docken sind.

2. In geschützten Buchten und Becken mit großer, leicht zu erhaltender Wassertiefe, sowie bei ungünstigem Baugrunde sind Schwimmdocks billiger als Trockendocks. Auch bei größerem Flutwechsel sind Schwimmdocks den Trockendocks überlegen.

3. Bei geringem Wasserwechsel, beim Docken annähernd gleich großer, besonders schwerer Schiffe, bei gutem Baugrunde werden Trockendocks in erster Linie in Frage kommen.

4. Die Unterhaltungskosten des Trockendocks sind erheblich kleiner als die des Schwimmdocks. Dauer eines Schwimmdocks auf etwa 50 Jahre zu bemessen.

Bei den Kostenvergleichen handelt es sich um die Gesamtkosten der Anlagen, also beim Schwimmdock auch um die Festlegung des Docks, die Herstellung und Unterhaltung seines Liegeplatzes und die Verbindung mit den Werkstätten zur Materialförderung.

G. Schiffsfahrtszeichen.

Stellung der sichtbaren Hauptmarken so, daß sie von der See aus früher als jeder andere Punkt der Küste erkannt werden können, und zwar so frühzeitig, daß das ansegelnde Fahrzeug gegebenenfalls seinen Kurs noch ändern kann, ohne sich in gefährlicher Weise dem Ufer zu nähern. Entfernung zweier Hauptmarken voneinander kleiner als die Summe ihrer beiden Sichtweiten.

Höhe und Sichtweite. Ist

H die Höhe des Feuers über dem Meeresspiegel in m,

l die Sichtweite vom Meeresspiegel aus in m,

dann ist

$$l = 3830 \sqrt{H}.$$

Da aber der Beobachter sich auf einem Schiff befindet, so liegt sein Auge um h m über dem Wasserspiegel und die Sichtweite L ergibt sich dann aus

Leuchtturm am besten

$$L = 3,83 (\sqrt{H} + \sqrt{h}) \text{ in km.}$$

aus schwerem und wetterbeständigem Stein. Im offenen Wasser und bei beweglichem Untergrunde als eiserne und auszubetonierende Körper kreisförmigen Querschnitts, die pneumatisch versenkt werden, oder aber als eiserner Turm auf eisernen Schraubenpfählen. Bei Verwendung von Gußeisen durch größeres Eigengewicht größere Standsicherheit, größerer Widerstand gegen Rosten, sowie leichtere Zusammensetzung und Ver-

H m	Sichtweite in km für h in m =				
	0	5	10	15	20
15	15	23	27	30	32
20	18	26	30	32	35
25	19	28	31	34	37
30	21	30	33	35	39
35	23	31	35	37	40
40	24	33	36	39	42
50	27	36	39	42	45
75	33	42	45	48	51
100	38	47	50	53	56

setzbarkeit gegenüber dem Schmiedeeisen. Auch die Querschnitte massiver Türme sind am besten kreisförmig zu gestalten, da dann der wagerechte Druck nur zwei Drittel des auf die Längenschnittebene entfallenden beträgt. Nachweis der Standsicherheit unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Mörtels am zweckmäßigsten zeichnerisch. Bei Türmen im Wasser ist der Längenschnitt des dem unmittelbaren Wellenangriff ausgesetzten unteren Teils nicht nur nach dem Verlauf der Stütze, sondern auch nach der Wassertiefe und Bodenbeschaffenheit zu formen: also bei großer Wassertiefe steile Wände und in flachem Wasser bei beweglicher Sohle allmählicher Übergang aus der Wagerechten in die Lotrechte, falls nicht Tiefgründung und Sicherung der Sohle

gegen Auskolkungen vorgesehen sind. Zu beachten, daß ein durchbrochener Unterbau — z. B. eiserne Schraubenpfähle — unter gleichen Verhältnissen geringere Auskolkungen durch Strömungen verursacht als ein massiver. Massenverteilung so, daß Schwerpunkt möglichst tief liegt.

XIV. Schiffahrt.

A. Seeschiffahrt.

Grundbegriffe aus dem Schiffbau.

Wasserlinie (CWL) ist die Schwimmebene, bis zu der das Schiff eintaucht. Geladene oder leichte Wasserlinie, je nach der Eintauchung mit oder ohne Ladung.

Lade- oder Tragfähigkeit ist das Gewicht der Zuladung, die das Schiff von der leichten auf die geladene Wasserlinie bringt.

Schiffseigengewicht ist das Gewicht des leeren Schiffskörpers ohne Maschine, Kessel, Kohlen usw.

Tiefgang (*T*) ist die Eintauchungstiefe von der Wasserlinie bis zum untersten Punkte des Kiels; er wird in den Loten an den Enden des Schiffes gemessen, und zwar mit Hilfe von Tiefgangsmarken (Abmings), d. h. Zahlen aus Metall, die so am Schiffskörper angeschraubt werden, daß ihre Unterkanten den Tiefgang in geradzahligen, ihre Oberkanten in ungeradzahligen Dezimetern angeben: vorderer und hinterer Tiefgang.

Steuerlastig, wenn Tiefgang hinten größer als vorn.

Kopflastig, „ „ vorn „ „ hinten.

Gleichlastig, „ „ „ und hinten gleich groß.

Schlagseite, „ Schiff nach einer Seite geneigt liegt.

Ein Schiff rollt oder schlingert, wenn es sich um seine Längsachse, es stampft oder setzt, wenn es sich um seine Querachse bewegt. Stampfen bezeichnet die Abwärtsbewegung des vorderen Schiffsendes (des Bugs), Setzen die des hinteren Schiffsendes (des Hecks).

Ein Schiff giert, wenn es sich um seine lotrechte Achse bewegt.

Ein Schiff ist rank, wenn es leicht rollt, steif oder stabil, wenn es sich schnell aus einer geneigten Lage wieder aufrichten kann.

Die — von hinten gesehene — rechte Bordwand heißt Steuerbord, die linke Backbord.

Das lebende Werk ist der unter Wasser befindliche Teil des Schiffskörpers. Er wird begrenzt vorn und hinten durch Vor- und Hintersteven, unten durch den Kiel oder die Kielplatten, oben durch die Wasserlinie.

Das tote Werk ist der über Wasser liegende Schiffsteil. Er wird begrenzt vorn durch den Vorsteven oder dessen vorderen Ausbau, das Gallion; hinten durch das Heck, oben durch das Oberdeck, dessen seitlicher Abschluß an der Bordwand Schandeckel heißt. Reichen die Bordwände über das Oberdeck hinaus, so bilden sie das Schanzkleid, das oben an der Reling endigt. Durch noch weitere Erhöhung der Bordwände entsteht vorne die Back oder Schanze, hinten die Hütte oder Kampanje.

Alle sonstigen über das Oberdeck sich erhebenden Bauten, welche nicht bis an die Bordwand heranreichen, heißen Deckhäuser oder Decksaufbauten. Über letzteren liegen die Brücken (Kommandobrücke).

Die den äußeren Abschluß bildende Außenhaut legt sich entweder flach an den Kiel und die Steven an, oder sie endigt in einer Vertiefung des Kiels und der Steven, der Spon-ung (Fig. 177). Der das Rückgrat des ganzen Schiffes bildende Kiel dient in erster Linie der Erzielung eines festen Längenverbandes, der Verhinderung des starken Seitwärtstreibens, der Abtrift, sowie der Zuleitung des bei der Fahrt verdrängten Wassers zum Steuer. Ein unten vortretender Kiel ist zur Verhütung der Abtrift bei Dampfern mit starken Ma-

schinen und bei eisernen Schiffen zur Verstärkung der Konstruktion bei weitem nicht so wichtig wie bei Segel- bzw. Holzschiffen: er bedeutet aber für alle Schiffe einen Verlust an nutzbarem Tiefgang. Daher nur bei eisernen Schiffen mit einfacher Außenhaut vorstehende Kiele nach Fig. 178, bei großen Dampfern mit durchgehendem Doppelboden, aber fast nur Flachkiele nach Fig. 179.

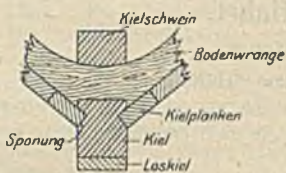


Fig. 177.



Fig. 178.



Fig. 179.

Der hölzerne Kiel erhält zum Schutz gegen Verletzungen noch einen Loskiel (Fig. 177).

Die Quer- und Längsspannten bilden das Gerippe des Schiffskörpers. Das Querspannt, welches die größte Querschnittfläche und den größten Umfang hat, heißt Hauptspannt (auch Nullspannt) — \times —; es liegt gewöhnlich in der Mitte der Länge des Schiffes. Die unteren, am kräftigsten gehaltenen Teile der Querspannten heißen Bodenwrangen, während das Kielsschwein eine besondere Versteifung in der Längsrichtung abgibt.

Schotte sind Wände, die, in der Quer- und Längsrichtung eingebaut, die einzelnen Räume voneinander abtrennen, den Schiffskörper gegen Durchbiegungen versteifen und die Gefahr des Sinkens durch Vollaufen, bei Beschädigungen der Außenhaut, verringern.

In den höher gelegenen Teilen werden die Querspannten durch die Deckbalken gegeneinander abgesteift, die zugleich Träger der Decks sind.

Die Decks teilen den inneren Schiffsräum der Höhe nach: Ober- oder Hauptdeck, Zwischendeck, Unterdeck; darüber noch das Spardeck, Sturmdeck, Brückendeck, darunter das Orlop- oder Raundeck. Bei großen Schnelldampfern wird oft eins der Zwischendecks als Wohndeck, eins der höher gelegenen als Promenaden-deck bezeichnet (vgl. Fig. 180). Die Deckwölbung querschiffs heißt Decksbucht, die längsschiffs Sprung des Decks.

Freibord oder Auswässerung (*Fr*) ist die Höhe des Oberdecks an seiner tiefsten Stelle über Wasser.

Raumtiefe ist die senkrechte Entfernung von Oberkante Hauptdecksbalken bis zur tiefsten Stelle der Oberkante der Bodenwrangen oder des Doppelbodens, auf der halben Schiffslänge gemessen.

Die Seitenhöhe des Schiffes (*H*) wird gemessen von Oberkante Kiel bis Oberkante Hauptdecksbalken an der Bordwand mittelschiffs. Somit ist $H = T + Fr$.



Fig. 180.

Verhältnisse der Hauptmaße.

Das Verhältnis der Länge L zur Breite B ist in erster Linie maßgebend für die zu erreichende Geschwindigkeit. Ein großer Wert $L : B$ beeinflusst günstig die Fahrgeschwindigkeit, beeinträchtigt aber die Stabilität, Manövrierfähigkeit und Festigkeit des Schiffes, daher am größten bei Schnelldampfern.

Das Verhältnis $T : B$ hat, wenn zu groß, ungenügende Stabilität zur Folge. Solche Schiffe können häufig leer nur mit Ballast aufrecht schwimmen. Ein zu kleiner Tiefgang verursacht bei Segelschiffen ein zu starkes Abtreiben und läßt bei Schraubendampfern wegen zu kleiner Schrauben häufig die gewünschte Geschwindigkeit nicht erreichen: Abhilfe bei Segelschiffen durch Schwerter und Bleiballast, bei Dampfern durch Anwendung von Doppelschrauben.

Raddampfer erfordern eine etwas größere Breite als Schraubendampfer, da sie, um den Rädern ein möglichst gleichmäßiges Eintauchen zu sichern, keine zu große Schlingerbewegungen machen dürfen.

Im allgemeinen sind die Schiffe steuerlastig im Betrage von etwa $\frac{L}{100}$ und mehr bei großen und langen Dampfern, bis zum Maß des hinteren Tiefgangs bei Segeljachten, die bisweilen auf so schrägem Kiel gebaut sind, daß der vordere Tiefgang gleich Null wird.

Der Völligkeitsgrad der oberen Wasserlinie ergibt sich aus

$$\alpha = \frac{CWL}{L \cdot B} \quad (\text{in der Regel zwischen } 0,7 \text{ und } 0,8).$$

Der Völligkeitsgrad des Hauptspants ist

$$\beta = \frac{\Sigma}{B \cdot T} \quad (\text{in der Regel zwischen } 0,7 \text{ und } 0,9).$$

Der Völligkeitsgrad der Verdrängung V ist

$$\delta = \frac{V}{L \cdot B \cdot T} \quad (\text{in der Regel zwischen } 0,30 \text{ und } 0,78).$$

Nach Steinhaus gilt folgende Zusammenstellung:

Art der Schiffe	B	T	V
	L	B	$L B T$
Dampfschiffe	0,15 bis 0,19	0,25 bis 0,37	0,53 bis 0,67
Fregatten	0,21 .. 0,25	0,42 .. 0,46	0,52 .. 0,60
Barken und Briggs .	0,23 .. 0,27	0,41 .. 0,46	0,42 .. 0,56
Schuner	0,25 .. 0,29	0,38 .. 0,44	0,40 .. 0,56

Das Handbuch der Ing.-Wissensch. bringt folgende Tabellen:

a) Für Dampfschiffe.

Art der Schiffe	$\frac{L}{B}$	$\frac{T}{B}$	$\frac{H}{B}$	δ	β	α
mittelgroßer Raddampfer	8—12	0,33—0,45	abhängig vom System der Fahrwasser-Maschine	0,45—0,57	0,82—0,93	0,7—0,85
Raddampfer	12—20	abhängig v.		0,45—0,7	bis 0,98	0,7—0,85
großer Ozeanschraubendampfer	7—11	0,34—0,52	0,66—0,80	0,54—0,76	0,85—0,95	0,7—0,85
mittelgroßer Schraubendampfer	6—9	0,34—0,52	0,60—0,75	0,60—0,76	0,90—0,96	0,65—0,75
kleine Schraubendampfer und Schlepper	4—6	0,30—0,45	0,5—0,7	0,32—0,50	0,60—0,74	0,65—0,75

b) Für Segelschiffe.

Art der Schiffe	V	α	CWL
Ganz schnelle Schiffe	0,46 <i>LBT</i>	0,7 <i>BT</i>	0,75 <i>LB</i>
Schnelle Schiffe	0,56 „	0,8 „	0,82 „
Mittelscharfe Schiffe.	0,595 „	0,83 „	0,875 „
Mittelvolle Schiffe.	0,63 „	0,855 „	0,90 „
Flachgehende völlige Schiffe	0,72 „	0,88—0,89 „	0,92 „

Für den Bauingenieur sind folgende zwei Fragen von besonderer Wichtigkeit:

1. Welches werden voraussichtlich die größten zu erwartenden Schiffsabmessungen sein?

2. Welcher Tonnengehalt kann bei einer gewissen Fahrtiefe des Wassers und demgemäß bei einem gewissen Tiefgang der Schiffe erreicht werden?

Zu 1. Ein erstklassiger Hafen muß sich auf Schiffe einrichten von etwa 305 m Länge, 31 m Breite und 11 m Tiefgang.

Zu 2. Als Schiffsraummaß gilt die Registertonne = 100 cbf. engl. = 2,83 cbm. Als Gewicht gilt 1 ton = 20 Ztr. zu je 112 Pfd. engl. = 2240 Pfd. engl. = 1016 kg. Als Frachtmaß gilt 1 Tonne = 40 cbf. engl. = 1,13 cbm (der unter Deck verfügbare Raum). Dieses letztere Maß ist so entstanden, daß 2240 Pfd. engl. Kohlen, loses Getreide, Zucker in Säcken und manche andere Waren von nahezu gleichem spez. Gewicht 40 cbf. engl. oder 1,13 cbm im Schiffsraum einnehmen. — Für andere Waren gilt wieder eine andere Anzahl cbf. engl. oder cbm als Frachttonne: so berechnet man die Fracht bei Schwergut nicht nach Tonnen von 1,13 cbm, sondern entweder nach Gewichtstonnen oder nach entsprechend kleineren Maßtonnen. Vermessen wird der ganze innere Schiffsraum bis zum Vermessungsdeck, sowie der Raum etwaiger Decksaufbauten. Der so erhaltene Rauminhalt ist der Groß-Register-Tonnengehalt oder Raumgehalt; von diesem wird der Inhalt der Wohnräume und der Maschinen- und Kesselräume einschließlich der Kohlenbunker abgezogen. Daraus ergibt sich der eigentliche nutzbare Raum, der Netto-Register-Tonnengehalt oder Raumgehalt. Als Vermessungsdeck gilt bei Schiffen mit weniger als drei Decks das oberste, bei Schiffen mit drei und mehr Decks das zweite von unten.

In roher Annäherung ist für Ozeaudampfer

$$Gr \cdot R \cdot T = 0,7 \text{ bis } 0,5 \times \text{Verdrängung.}$$

Ladung. Unterschieden werden Stück-, Sturz- und Pumpladung (z. B. Ballen, Kohlen und Petroleum), ferner schwere und leichte Ladungen, letztere dann, wenn 1 $R \cdot T$ weniger als 15 Ztr. engl. wiegt.

Zur Sicherheit des Schiffes und der Ladung ist gemischte Ladung erwünscht: es müssen daher an ein und derselben Stelle des Hafens sowohl schwere als auch leichte Güter aus- und eingeladen werden können.

Segeln (vgl. Fig. 181 bis 183). Größere Schiffe können nur etwa unter 65 Grad oder 6 Strich „beim Winde“ segeln. Ist der $\alpha < 65$ Grad, dann muß das Schiff in einer Zickzacklinie gegen den Wind aufsegeln, „aufkreuzen“ (Fig. 183).

Beim Einlaufen in eine Hafenmündung (nicht Schleuse, wobei jede eigene Geschwindigkeit ausgeschlossen) ist eine gewisse Fahrgeschwindigkeit zur Sicherung der Steuerfähigkeit erforderlich. Dabei ist aber bei starker Querströmung oder ungünstigem Winde häufig die seitliche Führung des Schiffes durch Hilfstrossen usw. nötig, die entweder vom Schiff ausgebracht oder diesem zugeworfen und durch Spille und Winden aufgeholt werden.

B. Binnenschiffahrt.

Die Kähne haben einen flachen Boden, ihre Seitenwände (Borde) sind im wesentlichen einander parallel und lotrecht. Der Vorderteil (der Bug) und der Hinterteil (das Heck) sind überdeckt. Falls der Bug kantig endigt, sind sog. Steven vorhanden. Die Kähne haben nur Spanten, aber keinen Kiel. In der Mitte befindet sich der Haupt- oder Nullspant.

Die oberste oder Konstruktionswasserlinie ist die Schwimmbene, bis zu der das regelrecht und vollbeladene Schiff eintaucht; der größte lotrechte Abstand zwischen der Ebene dieser Linie und der Unterkante des Schiffes ist der größte Tiefgang oder seine Tauchung (t). In der genannten Ebene werden auch im Nullspant die Breite (b) und die Länge (l) des Schiffes gemessen: l ist die Länge zwischen den Loten. Die ganz oben gemessene Länge, voll-Länge (L) ist die „Länge über alles“.

Wegen seiner geringen Widerstandsfähigkeit gegen Vertikalkräfte schlägt das beladene Schiff nach unten durch. Umgekehrt tritt beim leeren Schiff eine kleine Durchbiegung nach oben ein. Die Durchbiegungen betragen bei hölzernen



Fig. 181.

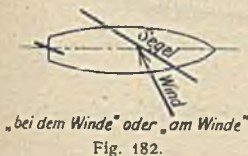


Fig. 182.

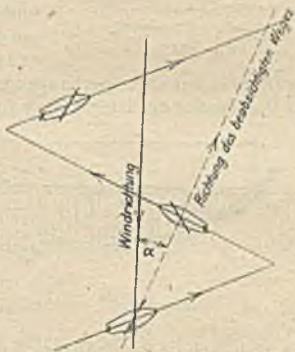


Fig. 183. Aufkreuzen.

Schiffen je nach der Schiffslänge 30 bis 40 cm, bei eisernen Schiffen aber nur etwa 4 bis 10 cm auf 60 m Länge.

Das Verhältnis $t : b : l$ beträgt im Durchschnitt etwa $1 : 4,5 : 36$. Dieses Verhältnis ist bei Flußschiffen ein anderes wie bei Kanalschiffen: bei ersteren ist $t : b$ im Mittel etwa $1 : 5,5$.

Vermessung (Eichung). Der Eichraum wird begrenzt von der Leer-ebene (Schwimmbene des unbeladenen Fahrzeuges) und der obersten Wasserlinie. Dieser Raum wird durch Horizontalebenen von 10 cm Abstand in Eicht-schichten zerlegt. An Schiffen von über 40 m Länge an jeder Seite drei Eich-skalen. Als Eintauchung gilt das Mittel aus diesen Skalen. Tauchraum oder Verdrängung = $\delta l b t = V$ in cbm oder ln l . Hierin ist δ der Völlig-keitsgrad = 0,75 bis 0,95.

Von dem so gefundenen Gewicht entfallen auf den Schiffskörper etwa 20 %, auf die Ladung etwa 80%.

Also Tragfähigkeit $\cong 0,8 \cdot \delta l b t$.

Das Bestreben, die Schiffsabmessungen zu vergrößern, ist darin begründet, daß bei großen Schiffen das Verhältnis der Nutzlast zum Eigengewicht größer ist als bei kleinen, während die Kosten der Bemannung unabhängig sind von der Schiffsgröße. Dagegen sind — wenigstens in begrenztem Fahrwasser — große Schiffe hinsichtlich des sog. spezifischen Schiffswiderstandes (= Widerstand für $1 l$ der Wasserverdrängung) den kleinen Schiffen nur wenig oder gar nicht

überlegen, da das tiefer tauchende größere Schiff bei gleicher Fahrgeschwindigkeit eine größere Rückströmungsgeschwindigkeit verursacht als das kleinere Schiff. Im allgemeinen haben die Fahrzeuge folgenden Bedingungen zu genügen.

1. Möglichst leichte Bauart bei genügender Stärke, so daß größte Ladefähigkeit bei kleinstem Eigengewicht sich ergibt;

2. möglichst kleiner Schiffswiderstand, d. h. gute Form und glatte Außenfläche: eiserne Außenhaut anstatt hölzerner!

3. möglichst große Steuerfähigkeit: Ersatz der Handsteuerung durch mechanische Steuerung.

Zu 2. und 3. Der Schiffswiderstand ist — gleiche Völligkeit vorausgesetzt — bei der Löffelform oder stumpfen Form (Bug allseitig abgerundet) im allgemeinen kleiner als bei scharfer Form (Steven), dagegen sind die Schiffe mit scharfer Form leichter zu steuern als solche mit Löffelform.

Schiffswiderstand. Eine genaue, für alle Verhältnisse passende und mathematisch begründete Formel läßt sich nicht aufstellen. Da nach den Ergebnissen von Modellversuchen noch bei einem Verhältnis des Wasserquerschnitts zum größten eingetauchten Schiffsquerschnitt von 200 : 1 ein bemerkenswerter Einfluß der Profilbegrenzung auf den Widerstand auftritt, so kann man bei der Binnenschifffahrt überhaupt nicht von unbegrenztem Wasser sprechen, zumal die Begrenzung der Tiefe stärker auf den Widerstand einwirkt als die der Breite.

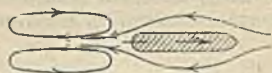


Fig. 184.

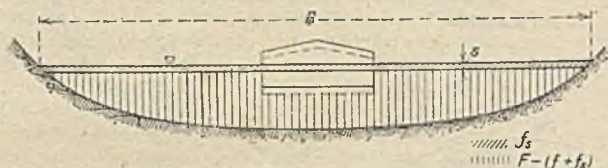


Fig. 185.

Für Kanalschiffe empfehlen sich die nachstehenden Formeln von F. Gebers (Fig. 184 und 185).

Es bezeichne

F den Kanalquerschnitt in qm ,

B die Wasserspiegelbreite in m ,

f , den Querschnitt der Absenkung (Wasser + Schiff) während der Fahrt in qm ,

s die Tiefe der Absenkung in m ,

l die Länge des Schiffes zwischen den Loten in m ,

b die größte Breite des Schiffes in m ,

t den Tiefgang des Schiffes in m ,

f die Hauptspantfläche in qm ,

O die benetzte Oberfläche in qm ,

O_s „ „ „ der Seiten des Schiffes,

O_B „ „ „ des Bodens „ „

v die Fahrgeschwindigkeit in m/sek ,

v_r die Relativgeschwindigkeit gegen das Wasser an den Seiten,

W den Schiffswiderstand in kg ,

k den Beiwert des Formwiderstandes, abhängig von der Zuschärfung des Schiffes,

λ den Beiwert der Reibung und Wirbelbildung, abhängig von der Raubigkeit der Oberfläche und der Wassertiefe unter dem Schiffsboden: λ_s für die Seiten, λ_B für den Boden des Schiffes.

$$W = (k f + \lambda O) v_r^{2,25}.$$

Wird die Wassertiefe unter dem Schiff infolge tieferer Eintauchung durch Beladung kleiner als 1 m, dann wird für eisernen, unverbeulten, gutgestrichenen Boden

$$W = (k f + \lambda O_S + \lambda_B O_B) v_r^{2,25}.$$

Für schlechten Eisenboden und besonders für abgenutzten Holzboden macht sich die Einwirkung der Kanalsohle schon bedeutend früher bemerkbar.

Die in diesen Formeln vorkommenden Größen bestimmen sich wie folgt:

1. v_r .

$$v_1 = \frac{v f}{F - f} = \frac{v}{n - 1}; \quad n = \frac{F}{f}$$

$$s = \frac{(v + v_1)^2 - v^2}{2 \cdot g}; \quad g = 9,81.$$

$$f_s = B \cdot s.$$

$$v_r = \frac{v(f + f_s)}{F - (f + f_s)} + v.$$

2. $f = 0,98 \cdot b t$.

3. $O = 0,85 l(b + 2 t)$.

4. $O_B = 0,7 l b$ für scharfe Schiffe,

$O_B = 0,8 l b$ „ stumpfe „

5. $O_S = O - O_B$.

6. $k = 1,7$ für scharfe Schiffe, (Passagierdampfer, scharf gebaute Leichter, oft auch leere Kähne),

$k = 3,5$ für stumpfe Schiffe (beladene Kanalkähne),

7. $\lambda = 0,14$ für eiserne Schiffe mit gutem Anstrich; für hölzerne Schiffe mit rauhem Boden kann der Wert bis auf das Zweifache und mehr anwachsen.

8. λ_B ist von der Wassertiefe unter dem Schiffsboden abhängig:

Wassertiefe unter dem Schiffsboden m	λ_B
1,0	0,140
0,75	0,185
0,50	0,258
0,25	0,350

Diese Werte gelten für guten eisernen Boden mit glattem Anstrich, und wachsen mit zunehmender Rauigkeit; für hölzernen, sehr rauhen Boden ist bei der doppelten Wassertiefe unter dem Schiffsboden der doppelte Wert für λ_B zu wählen.

Für Schleppzüge können die Widerstände durch die Summe der nach vorstehenden Formeln berechneten Einzelwiderstände bestimmt werden. Für Schleppzüge, die durch Dampfer bewegt werden, muß der Widerstand des ersten Schleppkahnes einen Zuschlag erfahren für die Einwirkung des vom Schlepper bewegten Wassers, der bei 50 m Abstand zwischen dem Propeller und dem ersten Kahn auf 10 bis 20 % veranschlagt werden kann; für geringeren Abstand ist er zu erhöhen, für 100 m bereits zu vernachlässigen.

Schifffahrtsbetrieb.

a) Auf Flüssen.

Fahrgeschwindigkeit von Personendampfern	≈	20 km/st	b. d.	Talfahrt,
"	"	"	"	"
"	"	Frachtdampfern	≈	14 " " Bergfahrt,
"	"	Schleppzügen	≈	12 " " "
"	"	"	≈	5 " " "

Wegen des Rücklaufs oder Slips kleiner Nutzeffekt aller freifahrenden Dampfer: sie finden bei wachsender Strömung bald eine Grenze, bei der der Nutzeffekt = 0. Rücklauf nimmt zu mit der Tauchung, der Stärke der Strömung und dem Schiffswiderstand. Wirkungsgrad der besten Schaufelräder = 60%, der der Schrauben = 60 bis 75%. Bei wechselndem Tiefgang Schraube vorziehen. Schraubendampfer sind schmaler als Raddampfer, Schraubenmaschine leichter, billiger und weniger Raum beanspruchend als Schaufelradmaschine. Aber Schraubendampfer größere Fahrtiefe erforderlich als Schaufelraddampfer.

Rücklauf vermieden durch Ketten- und Seilschifffahrt. Große Kraftersparnis gegen freifahrende Dampfer. Ersparnis steigt in hohem Maße mit zunehmender Geschwindigkeit, namentlich bei der Bergfahrt. Aber Ketten- und Seilschifffahrt nur dann wirtschaftlich, wenn Ersparnisse im Betriebe so groß, daß sie die Kosten für Tilgung und Verzinsung der Kette oder des Seils mindestens decken.

b) Auf Kanälen. Anforderungen:

1. Fahrgeschwindigkeit = 5 km/st.
2. Gleiche Fahrgeschwindigkeit aller geschleppten Schiffe.
3. Ufer und Sohle des Kanals dürfen nicht beschädigt werden.
4. Schiffswiderstand muß möglichst klein sein.
5. Schiffszug muß möglichst wirtschaftlich sein.

Im allgemeinen kommen nur zwei Betriebsarten in Frage:

- a) der Schiffszug vom Ufer aus (Treidelbetrieb);
- b) der Schlepperbetrieb.

Die Bedingungen 3. und 4. sind ohne Einfluß auf die Wahl der Zugart (falls die Fahrgeschwindigkeit ≤ 5 km/st). Die Angriffe auf die Ufer sind in erster Linie abhängig von der Fahrgeschwindigkeit, und weniger davon, ob das Schiff vom Ufer oder vom Wasser aus gezogen wird, oder ob es mit eigener Kraft fährt. Der von der Schraube erzeugte Wirbelstrom greift nur die Kanalsohle an: solange dieser Strom die Geschwindigkeit der Rückströmung nicht übertrifft, ist es einerlei, ob Treidelei oder Schlepperbetrieb.

Zu 5. Falls Bedingung 1. erfüllt wird, ist der monopolisierte Schlepperbetrieb teurer als der freie Schlepperbetrieb; bei etwa 2 Millionen Tonnen Jahresverkehr verursachen Monopol-Schlepperbetrieb und Treidelei gleiche Kosten für das Tonnenkilometer; bei etwa 3,8 Millionen Tonnen Jahresverkehr verursachen freier Schlepperbetrieb und Treidelei gleiche Kosten für das Tonnenkilometer; darüber hinaus ist die elektrische Treidelei den anderen Betriebsarten wirtschaftlich überlegen.

Beim Schlepperbetrieb aber der Vorteil, daß die freie Schiffsbewegung nicht gestört wird, und vor allem der, daß die Ufer in ihrer ganzen Länge für die Abwicklung des Ladegeschäftes frei bleiben. Andererseits ist wegen der kleinen Fahrgeschwindigkeit im Kanal der Wirkungsgrad der Schraube nur etwa 20 bis 30%; er steigt mit zunehmender Fahrgeschwindigkeit, nimmt aber mit der Größe der geschleppten Last ab.

Erdbau.

Von

Geheimer Hofrat Professor G. Lucas, Dresden.

Vorbemerkung: Kostangaben und Preise beziehen sich, soweit etwas anderes nicht bemerkt ist, auf die Zeit vor 1914.

A. Vorbereitende Arbeiten.

Zweck und Bedeutung der vorbereitenden Arbeiten liegen:

1. in der Vorausbestimmung der Kosten, der Bauzeit, der Aufeinanderfolge und der zweckmäßigsten Anordnung der Einzelarbeiten, sowie
2. in der Festlegung des Bedarfs an Arbeitern, Geräten, Maschinen und Baustoffen.

Zu den vorbereitenden Arbeiten gehören:

a) Festlegung des Bauplanes, also für den Bau von Verkehrswegen alle Arbeiten zur Bestimmung der zweckmäßigsten Achslage (vgl. „Linienführung der Eisenbahnen“ und „Vermessungswesen“). Steht der Entwurf im Grundriß und Aufriß genügend fest, so sind weiter vorbereitend auszuführen:

b) Bodenuntersuchungen, die sich zu erstrecken haben auf:

1. die geologischen Verhältnisse, namentlich auf Alter, Art und Mächtigkeit der Schichten, vor allem auf deren Neigung zur Wagerechten und die Lage zum Meridian (Fallen und Streichen);
2. die allgemeinen Eigenschaften der Bodenarten, spezifisches Gewicht, innerer Zusammenhang, Auflockerung, Beständigkeit gegen Einflüsse des Wassers und der Luft, Verwendbarkeit zu Dammschüttungen, Mauerungen und sonstigen Bauzwecken;
3. Wasserhaltigkeit und Wasserdurchlässigkeit;
4. die Tragfähigkeit des Bodens.

Das spezifische Gewicht der Erdmassen beeinflußt die Förderkosten und — bei Steinen — die Verwendbarkeit zu stützenden Mauerungen.

Zahlentafel 1. Bodengewichte für 1 cbm.

Bodenart	kg/cbm
Dammerde, locker, trocken oder wenig feucht	1400
„ angestampft, trocken oder wenig feucht	1700
„ locker, von Wasser durchdrungen	1800
Lehmige Erde, nicht festgestampft, trocken oder wenig feucht	1500
„ „ festgestampft, trocken oder wenig feucht	1700
„ „ von Wasser durchdrungen	1900
Sand, Kies, Schotter, trocken	1500—2000
(Sind die Zwischenräume mit Wasser gefüllt, so ist dessen Gewicht noch zuzuschlagen.)	
Ton	1800—2600
Sandstein	1900—2700
Kalkstein	2200—2800
Granit	2400—3000
Also Mittelwerte: für leichten Boden	1500
„ mittleren „	2000
„ schweren „	2500

Innerer Zusammenhang und Reibung der Erdteilchen bedingen die Eignung zu Schüttungen, sowie die zulässige Neigung der unbedeckten Böschungen.



Zahlentafel 2.

Böschungsverhältnisse für mittlere Dammhöhen und Einschnittstiefen.

Das Böschungsverhältnis <i>m</i> beträgt	Feiner Sand	Kies und Dammerde (Mutterboden)	Lehm und Ton	Gerölle, Steine	Felsen
a) Abtrag: unbedeckt oder mit Rasen	1,8—1,7	1,6—1,4	1,5—1,4	1,5—1,0	im Mittel 0,5—0,33 ($\frac{1}{2}$ — $\frac{1}{4}$) bis $\frac{1}{8}$
gepflastert	1,5	1,25—1,0	1,0	1,0—0,75	
b) Auftrag: unbedeckt oder mit Rasen	2,0—1,9	1,7—1,5	1,5	1,5	geschüttet 0,75 gepackt 0,5
gepflastert	1,5	1,4—1,25	1,0	bis 1,0	

Von Wasser durchzogene Schichten flacher — etwa unter 1 : 4 —, trockene Erdarten erheblichen inneren Zusammenhanges (z. B. Lehm) bei geringeren Dammhöhen und Einschnittstiefen bisweilen etwas steiler — etwa 1 : 1 $\frac{1}{4}$ —, hohe Böschungen dann und wann im unteren Teile flacher — bis etwa 1 : 3 —, im oberen Teile steiler — 1 : 1 $\frac{1}{4}$ bis 1 : 1.

Die Auflockerung der Bodenmassen, welche Förderung und Massenverteilung beeinflusst, wechselt innerhalb sehr weiter Grenzen, i. M. etwa so, wie Zahlentafel 3 angibt. Die vorübergehende Auflockerung zwingt, die Dämme höher und breiter zu schütten, vgl. S. 1234.

Zahlentafel 3. Größen der Auflockerung.

Bodenart	Vorübergehende Auflockerung		Bleibende
	%	o/m	
Sand	10—20		1—2
Schwerer Lehm	20—25		3—5
Mergel	25—30		6—8
Fester Ton	30—35		8—10
Leichter Felsen	auch mehr		10—15
Fester Felsen	35—50		auch mehr

Vergebung und Abrechnung der Erdarbeiten daher fast stets nach dem Inhalte der Einschnitte, selten nach dem Inhalt der Dämme.

Bodenuntersuchungen:

1. durch Aufschlüsse aus geologischen Karten, aus Uferändern von Wasserläufen, aus Brunnen, Kiesgruben, Steinbrüchen u. dgl. in Nähe der Baustelle;

2. durch das Visitieren, ergibt kein zutreffendes Bild von der Schichtung;

3. durch Ausschachtung von Versuchsgruben oder -schlitzen (Schurf-löchern) — bis zu 2—3 m ohne Bölung, bis zu 6 m Tiefe mit Bölung, die Schurfgruben etwa mit 2 qm Grundfläche —, bei größeren Tiefen in der bergmännischen Abteufung von Schächten oder Stollen. Die Kosten der Ausschachtungen betragen:

bei 2,0 4,0 6,0 m Tiefe
das etwa 1,4- 2,1- 3,0fache

des gewöhnlichen Gewinnungspreises der betreffenden Bodenmassen. Bestes Verfahren, aber bei größeren Tiefen sehr teuer.

4. durch Bohrungen, entweder — bei leicht gebundenen und lockeren Bodenschichten — durch Drehen des als Schnecken-, Löffel- oder Zylinderbohrer ausgebildeten Bohrwerkzeuges oder — bei festen Gesteinmassen und bei sehr weichen schlammartigen und vom Wasser durchtränkten Schichten — durch Heben und Fallenlassen des dann im ersten Falle als Meißel-, Kreuz- oder Kronenbohrer, im letzteren Falle als Ventilbohrer gestalteten Bohrers (vgl. „Baumaschinen“).

Durchmesser der Bohrlöcher in Erde 10—15 cm, in Felsen 3—7 cm. Bohrungen geben nicht immer genaue Kenntnis von sämtlichen Bodenverhältnissen, welche Anordnung und Kosten der Erdarbeiten beeinflussen, bei mehreren wasserführenden Schichten ist mit ihrer Hilfe nur die Lage der obersten genau festzustellen.

Anordnung der Bodenuntersuchungen derart, daß das Streichen und Fallen der Schichten erkennbar wird; Zusammenfassung der Ergebnisse in besonderen Zusammenstellungen (Schurfregistern); Schlußbericht über voraussichtliche Gewinnungskosten, Art der Massen, Böschungsneigungen und Schwierigkeiten für den Bau, z. B. wegen wasserführender Schichten, Rutschflächen, unzuverlässigen Grundes u. dgl.

Besonders eingehend zu untersuchen sind anzuschneidende, schlecht entwässerte Hänge. Etwaige Bewegungserscheinungen sind sorgfältig zu verfolgen.

Vielfach werden die Ergebnisse der Bodenuntersuchungen noch zu Entwurfsänderungen führen, um Bauschwierigkeiten zu umgehen oder Lagerstätten brauchbarer Baustoffe zu erschließen.

Auf die Feststellung der Bodenarten und deren Eigenschaften folgt:

c) **Massenermittlung, Massenverteilung und Kostenveranschlagung** der auszuführenden Erdarbeiten (vgl. unter F, S. 1242), sowie

d) **Vergebung der Arbeiten**, entweder im Kleinakkord oder an Bauunternehmer auf Grund von Einheitspreisen, oder an eine Generalunternehmung unter Festsetzung eines Gesamtbetrages.

Steht dem Arbeitsbeginn nunmehr nichts weiter im Wege, ist insbesondere der notwendige Grund und Boden dem Bau überwiesen, so schließen sich weiter an:

e) **geometrische Vorbereitungsarbeiten**, und zwar:

1. die Wiederbeschaffung verlorengegangener Absteckungs- und Höhenpunkte;

2. Abstecken der Breiten, auf welche sich die Erdarbeiten ausdehnen werden;

3. Festlegung und Sicherung wichtiger Absteckpunkte und Achsrichtungen außerhalb dieser Breiten;

4. Angabe der Höhe des herzustellenden Erdkörpers an außerhalb der Breiten zu schlagenden Pfählen;

5. Absteckung der Grabenränder, der Böschungsausläufe und der Dammböschungen selbst (Böschungslehren Fig. 1 und 2) in Entfernungen von in der Regel etwa 50 bis 100 m, in rasch wechselndem Gelände in Abständen von 10 m und weniger;

6. Absteckung der zu errichtenden Bauwerke und Ausschlagen der notwendigen Schnurböcke (Fig. 3).

Gleichzeitig mit diesen Herstellungen hat zu erfolgen:

f) die **Einrichtung der Baustellen**, und zwar:

1. Herstellung von Zugänglichkeiten zu den Arbeits-, Lager- und Werkplätzen;

2. Errichtung von Bauhütten, Geräteschuppen, Werkstätten, Unterkunfts- und Verpflegungsräumen für die Arbeiter, Pferdeställen, Lokomotivschuppen mit Zubehör u. dgl.;

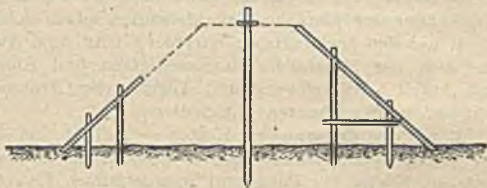


Fig. 1.



Fig. 2.

3. Beschaffung und Anlieferung sämtlicher Arbeits- und Fördergeräte, sowie der notwendigen Betriebskräfte;

4. Verwaltungseinrichtungen für Leitung und Aufsicht, Kassen-, Rechnungs-, Kranken- und Versicherungswesen.

B. Bodengewinnung.

Die Einteilung der Bodenarten geschieht nach dem mechanischen Widerstand gegen ihre Lösung, der durch die Art der zur Lösung zu verwendenden Geräte gekennzeichnet wird, etwa derart, wie dies die Zusammenstellung auf S. 1212 angibt. Die Lösung der Bodenklassen

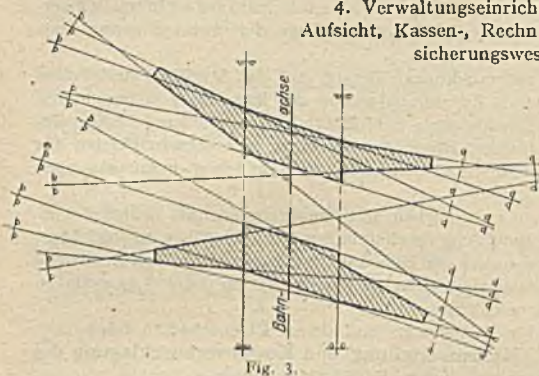


Fig. 3.

I, II und III kann sowohl mit Handarbeit als auch — bei größeren Mengen — durch Grabemaschinen erfolgen, von denen die Dampfschaufel auch für die Bodenklassen IV bis VII nach vorhergehender Lösung und Zerkleinerung größerer Steine Verwendung finden kann.

a) Die durchschnittlichen Leistungen bei Handarbeit und bei Maschinenarbeit geben die Zusammenstellungen auf S. 1212 und 1216, sowie die Zahlen auf S. 1215 an.

b) Die Kosten der Lösung, einschließlich der Kosten des Ladens in die Fördergefäße oder eines einfachen Schaufelwurfes, setzen sich im allgemeinen zusammen:

1. aus den einmaligen Kosten C : An- und Abtransport der Geräte nach und von der Baustelle, Zusammensetzen und Auseinandernehmen derselben und Anteil an Verzinsung und Tilgung der Gerätebeschaffungskosten auf die Zeit der vorbezeichneten Tätigkeiten;

2. aus den dauernden Kosten — d für 1 cbm —: Verzinsung und Tilgung der Geräte- und Bauhofbeschaffungskosten, Löhne einschl. Versicherungsbeiträge, Kosten für Putz- und Schmiermittel, Kesselwasser und Kohlen, sowie alle allgemeinen Unkosten. Diese dauernden Kosten sind proportional der wirklichen Arbeitszeit und der Arbeitsleistung. Die wirkliche Arbeitszeit beträgt in Deutschland nach Abzug der Sonn-, Feier-, Regen- und Frosttage etwa 240 Tage im Jahre; bei maschinellen Betrieben sind außerdem noch Unterbrechungen durch Ausbesserungen, Durchsichten u. dgl. mit etwa 20 Tagen zu berücksichtigen. Die anzusetzende Verzinsung kann mit etwa 6 v. H., die Abnutzung und Abschreibung bei der sehr beträchtlichen Inanspruchnahme der Erdgewinnungs- und Fördergeräte etwa nach folgenden Angaben erfolgen:

Zahlentafel 4. Abschreibungswerte.

	Tilgung in % des Neuwertes im Betriebsjahr:										Ausbesserung und Unterhaltung in % des Neuwertes für jedes Jahr
	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	
Grabemaschinen u. sonstiges Erdgewinnungsgerät	30	20	20	10	10	10	—	—	—	—	3—5
Pumpen	30	15	10	10	10	5	5	5	5	5	3—5
Baulokomotiven	30	15	12,5	10	7,5	5	5	5	5	5	3—5
Erdtransportwagen	30	15	15	15	15	10	—	—	—	—	5—7
Baugeleise	30	15	10	10	10	5	5	5	5	5	1,5—2

3. aus dem Unternehmergewinn einschl. aller Unkosten, die nicht unmittelbar der Ausführung der Arbeiten dienen, aber doch bestritten werden müssen, wie z. B. Kosten vergeblicher Bewerbungen, Kosten für Reklame, Aufrechterhaltung aller Einrichtungen in beschäftigungsloser Zeit u. dgl.

Die Summe der einmaligen Kosten ist auf die Bodenmenge Q zu verteilen, die mit einer einmaligen Baustelleneinrichtung zu gewinnen ist. Die Selbstkosten k der Bodenlösung werden daher betragen:

$$k = \frac{C}{Q} + a = \frac{C}{Q} + \frac{a}{q}$$

wenn a die dauernden Stundenkosten und q die Stundenleistung bei der Gewinnung bezeichnen.

a) **Handbetrieb.** Einmalige Kosten sind, da der Arbeiter Schaufel oder Spaten selbst stellt, sehr gering: sie betragen für Massen, die Bohrgerät nicht bedürfen, nur Bruchteile eines Pfennigs. Die dauernden Kosten sind nach dem ortsüblichen Stundenlohn aus den Angaben der nachfolgenden Zusammenstellung in Zahlentafel 5, S. 1212. abzuleiten.

Der Lohn für eine Arbeitsstunde betrug 1914 0,25—0,35 M., in Großstädten und deren Nähe 0,5—0,6 M. einschließlich Versicherungsbeiträge und Schachtmeisterzuschlag. Wird 0,4 M. gerechnet, so ergeben sich die Gewinnungsselbstkosten für 1 cbm zu:

Zahlentafel 6.
Gewinnungsselbstkosten im Jahre 1914.

Bodenklasse:	I	II	III	IV	V	VI	VII	
Leistung eines Arbeiters	1,0—2,0	0,7—1,0	0,45—0,7	0,3—0,45	0,22—0,30	0,16—0,22	0,1—0,16	cbm in der Stunde
Durchschnitt . . .	1,5	0,85	0,6	0,4	0,25	0,20	0,13	
nach: Arbeitslohn	27	47	67	100	160	200	308	Pf.
Gerätekosten	—	4	6	9	12	15	18	„
Sprengstoffe	—	—	—	—	15	35	65	„
Allgemeine Unkosten(5%)	2	3	4	5	10	13	20	„
Gesamtkosten	29	54	77	114	197	263	411	Pf.

Wird dagegen in Übereinstimmung mit den Lohnverhältnissen zu Anfang des Jahres 1919 der Lohn für eine Arbeitsstunde mit 1,10—1,60, im Mittel mit 1,40 M. zugrunde gelegt, so finden sich als Gewinnungsselbstkosten für 1 cbm die Werte der Zahlentafel 6a.

Zahlentafel 6a.
Gewinnungsselbstkosten Anfang des Jahres 1919.

Bodenklasse:	I	II	III	IV	V	VI	VII	
Leistung eines Arbeiters	1,0—2,0	0,7—1,0	0,45—0,7	0,3—0,45	0,22—0,30	0,16—0,22	0,1—0,16	cbm in der Stunde
Durchschnitt . . .	1,5	0,85	0,6	0,4	0,25	0,20	0,13	
nach: Arbeitslohn	93	165	233	350	560	700	1077	Pf.
Gerätekosten	—	10	15	25	30	40	45	„
Sprengstoffe	—	—	—	—	35	90	160	„
Allgemeine Unkosten(5%)	5	10	15	20	30	40	65	„
Gesamtkosten	98	185	263	395	655	870	1377	Pf.

Weitere Preissteigerungen werden zur Zeit hervorgerufen durch das Sinken der Arbeitsleistung infolge mangelhafter Ernährung und allgemeiner Arbeitsunlust. Die Abminderung kann bis zu 50—60% eingeschätzt werden.

Zahlentafel 5. Leistungen bei Handarbeit.

Bodenklasse	I	II	III	IV	V	VI	VII
	Erdarten ohne Zusammen- hang, Sand, Gartenerde, feiner Kies ohne Bindemittel	Erdarten mit geringem Zu- sammenhang, Sandiger Lehm, leichter Ton, feiner Kies mit Bindemittel	Erdarten mit starkem Zusam- menhang, Schwerer Lehm und Ton, Letten, Mergel, grober Kies, steiniger Boden, loses Gerölle	Trümmergesteine, Weichere Sandsteine, zerklüfteter Kalk- stein, kleinbrüchige Schiefer, festes Gerölle	Gesteine in Bänken von nicht zu großer Mächtigkeit und Fe- stigkeit, Schiefer und Sand- steine, Kalk, Kreide, Konglo- merate	Felsen in geschlossenen star- ken Bänken. Feste Schiefer, harte Sandsteine und Kalk- steine	Harter Felsen der ältesten Schichten. Gneis, Granit, Quarz, Sycnit, Porphyr
100 cbm Bodenmassen wie- gen im Abtrag	150	160	180	200	220	250	280
100 cbm Abtragmassen er- fordern Raum in den Fördergefäßen	110	120	125	130	135	140	150
100 cbm Abtragmassen er- geben im Damm nach Verschwinden der vor- übergehenden Auflocke- rung	103	104	106	108	110	113	115
100 cbm Boden zu lösen er- fordert Arbeitstage zu 8 Stunden	0—4	4—8	8—15	15—24	24—32	32—41	41—72
100 cbm gelösten Boden einmal zu werfen oder in übliche Fördergefäße zu laden erfordert Arbeits- tage zu 8 Stunden	4	4	4	5	5	5,5	5,5
100 cbm gelösten Boden in Fördergefäße mit hohen Borden zu laden, erfor- dert Arbeitstage zu 8 Stunden	6,5	6,5	6,5	7	7	8	8
Auslage für Abnutzung und Abschreibung der Geräte für je 100 cbm . . . 1914	—	2—5	5—7	8—10	10—13	13—16	16—20
1919	—	5—12	12—18	18—25	25—33	33—40	40—50
Zulage für erforderliche Sprengstoffe für je 100 cbm 1914	—	—	—	—	10—20	30—40	50—75
1919	—	—	—	—	25—50	75—100	125—190
Lösegerät:	Schaufel und Spaten	Schaufel und Spaten (Keile und Schlägel)	Breit- hacke, Keile und Schlägel	Spitz- hacke, Kreuzhacke, Keilhaue, Brechtange	Spitz- hacke, Keilhaue, Treibe- keile, Brechtisen Bohrung u. Spreng- mittel	Bohrung und Spreng- mittel, Brecht- eisen	Bohrung (nach Befin- den mit Bohr- maschi- nen) und Spreng- mittel
	Stichgebirge (rolliges Gebirge)		Hackgebirge (mildes Gebirge)		Brechtgebirge (gebräches Gebirge)		Schußgebirge (festes und sehr festes Gebirge)

Wasserhaltigkeit des Bodens erhöht die Kosten bei den Bodenarten I—III um 15—30%.
Zuschläge in gleicher Höhe sind auch bei engen Baugruben zu geben.

sulfat, 0,5% Kaliumpermanganat; Westphalit: 92% Ammonsalpeter, 5% Harz, 3% Kaliumbichromat; Sekurit: 37% Ammonsalpeter, 34% Kalisalpeter, 29% Nitrobenzol usw. Auch Karbonit wird zu den Sicherheitssprengstoffen gerechnet. Die neueren sogenannten gelatinierten Sicherheitssprengstoffe — Gelatine-Astralit, Gelatine-Donarit, Gelatine-Westphalit — enthalten 4—5% Nitroglycerin.

Zahlentafel 8. Sprengstoffe.

	Schwarzpulver	Gelatine-Dynamit	Gelatine-Astralit
Explosionstemperatur in ° C:	2500	3000	2200
1 kg Sprengstoff bildet an Gasen von der Explosionstemperatur Liter:	2840	7230	7390
Die von 1 kg Sprengstoff gebildeten Gase üben im eigenen Volumen einen Druck aus in kg/qcm:	280	1160	1180
Detonationsgeschwindigkeit m/sek:	300	7000	3100

Ladungsgröße eines Schusses, dessen Ladung h m unter der Oberfläche liegt,

$$L = k \cdot h^3 \text{ kg,}$$

k je nach der Festigkeit des Gesteins im Durchschnitt etwa:

Zahlentafel 9.

Beiwerte für die Bemessung der Ladungsgrößen.

Bei Erschütterungs- und Lösungs-ladungen des Erdbaues	Pulver	Dynamit
Für festen Felsen:	0,65—0,80	0,15—0,25
„ klüftigen Felsen u. zähen Letten:	0,4—0,6	0,10—0,15
„ sonstige Bodenarten:	0,25—0,4	0,08—0,10

Für Tunnelvortriebe sind die hiernach erhaltenen Ergebnisse sehr wesentlich zu erhöhen, um die wünschenswerte weitgehende Zerkleinerung des Gebirges zu erreichen. — Genaue Werte sind durch Versuchsschüsse zu ermitteln.

Bei hohen Arbeitslöhnen und kurzer Arbeitsfrist ist Herstellung einer Anlage für Maschinenbohrung wirtschaftlich richtig dann, wenn der Umfang der Arbeit die Aufwendung der nicht unbeträchtlichen Kosten der maschinellen Einrichtung — wohl meist Kompressorenanlage für Luftdruckbohrmaschinen — zu lohnen verspricht, die nur dann niedriger werden, wenn elektrische Kraft zum

Betriebe elektrischer Bohrmaschinen zur Verfügung steht. Die Stundenleistungen einer Bohrmaschine werden in den

Bodenklassen:	V	VI	VII
mit etwa:	610	410	270 cm

Bohrlochlänge angegeben; die Stundenkosten 1914 zu 210 Pfennigen beziffert.

Um eine Jahresleistung von M cbm zu erreichen, sind bei $s = 8$ täglichen Arbeitsstunden und einer Stundenleistung eines Arbeiters von q cbm, sowie bei einem Abgang von 5% der Arbeiter für Nebenarbeiten und an Kranken nötig:

$$n = \frac{M}{240 \cdot s \cdot q \cdot 0,95} = \frac{M}{228 \cdot s \cdot q} = \frac{M}{1824 \cdot q} \text{ Arbeiter,}$$

dennach für je 100 000 cbm Jahresleistung:

für Bodenklasse	I	II	III	IV	V	VI	VII
eine Arbeiteranzahl von	36	64	91	136	220	274	438

β) Maschinenbetrieb (vgl. „Baumaschinen“). Je höher die Arbeitslöhne, desto wirtschaftlicher der Maschinenbetrieb, sobald ein gewisser Arbeitsumfang

den Anteil der einmaligen Kosten abmindert. Für größere Lösungsarbeiten im Trockenem — über Naßbaggerungen vgl. „Wasserbau“ — Eimerkettenbagger (Trockenbagger) und Löffelbagger (Dampfschaufeln), erstere in Deutschland und Frankreich, letztere namentlich in England und Amerika, neuerdings auch auf dem europäischen Festlande.

1. Eimerkettenbagger. (Vgl. Zahlentafel 10, S. 1216.) In Deutschland teils als Hoch-, teils als Tiefbagger verwendet, meist mit Dampfantrieb, neuerdings auch mehrfach mit elektrischem Antrieb, der meist leichtere und billigere Heranführung der erforderlichen Kraft an die Baustelle gestattet, geringeres Gewicht auf die Einheit der Stundenleistung ergibt sowie Heizer und Maschinist spart. Bei Seitentransporten zweckmäßig in Verbindung mit freischwebenden wagerechten oder bis zu 15° geneigten Förderbändern — Gurtförderern. Bei solchen Bandförderungen erreichte gesamte Hubhöhen des Bodens: bis 20 m, erreichte Förderweiten: bis 50 m.

Fahrtgeschwindigkeit der Bagger bis etwa 6 m in der Minute.

Einmalige Ausgaben 1914 bei einem Baggergewicht von G Tonnen ($90 \cdot G + 1000$) M., dauernde Ausgaben nach Contag¹⁾ bei etwa einer täglichen 10stündigen

Arbeitszeit ungefähr $a = 3,3 + \frac{1250}{q} + \frac{c}{t}$ Pf./cbm für einen Durchfabrbagger

und $a = 3,3 + \frac{1050}{q} + \frac{c}{t}$ Pf./cbm für einen Seitenschütter, wenn c der

sehr einflußreiche Aufwand in Pfennigen für die notwendigen Nebenarbeiten und die Verschiebung von 1 m Baggergleis um 1 m und t die Baggartiefe. Bei 6 m mittlerer Baggartiefe finden sich

für Bodenklasse	I	II	III
bei einem $c =$	25	30	35 Pf..

die dauernden Kosten

für 1 cbm zu etwa $d = 14-15; 19-20; 25-27$ „

2. Löffelbagger. Löffelbagger sind in den verschiedensten Größen, von 0,4 bis 4,8 cbm Inhalt des Schaufelgefäßes und in Gewichten bis 100 t zur Verwendung gelangt. Bevorzugt werden Bauweisen von etwa 2 cbm Löffelinhalt, 4,5 bis 6 m Anschnittshöhe und seitlicher Arbeitsbreite, sowie einem Gesamtgewicht von 45—60 t. Förderwagen hierzu nicht unter 3 cbm Fassungsraum.

Gesamtleistungen — weniger von ihrer eigenen Arbeit, als vielmehr von den zugehörigen Hilfseinrichtungen, namentlich von der Gleisanlage und der rechtzeitigen Bereitstellung der Förderzüge abhängig — betragen, wenn die rechnungsmäßigen Leistungen (Produkt aus Löffelinhalt mit der Anzahl der Hübe, von denen 2—3 in einer Minute möglich sind — für eine 2 cbm-Schaufel also 360 cbm stündlich —) mit 100 bezeichnet werden,

in Bodenklasse	I	II	III	} %
durchschnittlich im Tag höchstens . .	50	40	30	
„ „ Monat höchstens . .	45	35	25	
„ in längerer Arbeitszeit .	40	30	20	

erreichen also bei einer 2 cbm-Schaufel im

längeren Arbeitsdurchschnitt etwa $q = 140 \quad 105 \quad 70$ cbm stündlich.

In festeren Bodenklassen sinkt Stundenleistung bis auf 30—25 cbm und die Wirksamkeit der Schaufel muß durch Sprengungen unterstützt werden. Zerkleinerung des Materiales nicht so weitgehend wie bei Handbetrieb nötig. Demzufolge Bohrarbeit und Sprengmittelbedarf gegenüber der Handarbeit geringer.

Einmalige Kosten bei Verwendung dieser einfacher gebauten Maschinen, die auch für ihren Arbeitsbeginn nur einer geringen Vorbereitung an Erdplanierung und Gleis bedürfen, 1914 etwa ($85G + 100$) M., dauernde Kosten für eine

¹⁾ Contag, Über die Bodengewinnung bei größeren Erdarbeiten; Doktorarbeit. Vgl. auch Bunte, Massentransport.

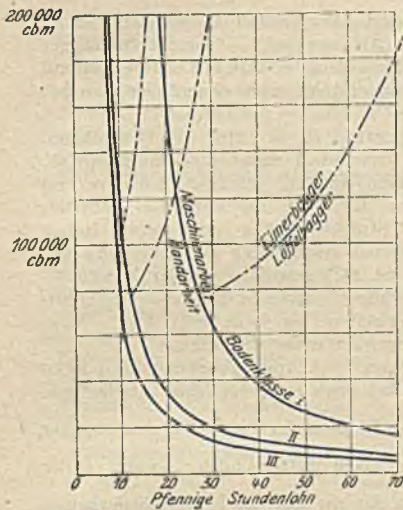


Fig. 4.

Maschine mit etwa 2,0 cbm Fassungsraum der Schaufel und bei einer täglichen Arbeitszeit von 10 Stunden etwa 14—17 M. oder für 1 cbm nach der Gleichung $d = 6,0 + \frac{1320}{q}$

für Bodenklasse I II III
etwa $15\frac{1}{2}$ 19 25 Pf.

Rein theoretisch würden nach Contar bei steigenden Arbeitslöhnen die wirtschaftlichen Grenzen zwischen Handarbeit und Maschinenarbeit, sowie für die verschiedenen Arten der Maschinenarbeit unter der Voraussetzung einer täglich 10 stündigen Arbeitszeit ungefähr so liegen, wie Fig. 4 dies zeigt. Bei Kürzung der täglichen Arbeitszeit verschieben sich die Grenzen zugunsten des Handbetriebes. Tatsächlich wird meist erst bei zu lösenden Bodenmengen, die größer sind, als die Tafel angibt, zu dem weniger einfachen Maschinenbetrieb übergegangen, der vielfach Einflüssen unterliegt, die im voraus schwer zu bestimmen sind. Auch gibt natürlich

oft das Gerät, das die Unternehmung besitzt, den Ausschlag.

Zahlentafel 10. Eimerkettenbagger.

	Durchfahrbagger ¹⁾	Seitenschütter		Bemerkungen
		Größere Formen	Kleinere Formen	
Fassungsraum der Eimer, je cbm	0,60—0,20	0,18—0,15	0,10—0,035	1) Portalähnliche Ausgestaltung, bei der der Förderzug unter dem Bagger durchfährt. Größte Formen als Doppeldurchfahrbagger, bei denen zwei Fördergleise unter dem Bagger durchgeführt sind.
Ungefähres Gewicht der Maschine, bahntransportmäßig verpackt	t 230—70	50—40	34—12	
Rechnungsmäßige Stundenleistung (20 Eimer in der Minute) ¹⁾	cbm 600—240	220—180	120—40	(100%)
Durchschnittliche stündliche Leistung auf der Baustelle in Bodenklasse I etwa	q = 420—170	150—130	80—30	(70%)
" " II "	q = 250—110	90—80	50—20	(42%)
" " III "	q = 170—70	60—50	35—15	(28%)
Normale Baggertiefe	in m 20—10	8—7	6—3	
Größte Baggertiefe	in m 27—14	10—9	8—5	
Normale Abtraghöhe				
a) bei vorwärts schneidenden Eimern	in m 6,5—5,5	5	4	2) Etwa 1—1,3 cbm für jedes Liter des Eimerinhaltes.
b) bei rückwärts schneidenden Eimern	in m 20—10	8—7	6—3	
Zur Bedienung erforderlich (Mann)	4	3	2—1	
Anzahl der Schienen im Baggergleis ³⁾	3	2	2	3) Bei Transporterbaggern von großer Ausladung 4.
Größter Raddruck ⁴⁾	in t 13—12	12—10	9—7	
Empfehlenswertes Schienenprofil, Gewicht	in kg/m 45—40	40	33—30	4) Druck der Schwellen auf den Untergrund $\geq 2,5$ kg qcm
Schwellenquerschnitt	in cm 20 × 28	20 × 28	16 × 26 bis 15 × 24	
Schwellenlänge	in m 7—6,2	4,2	3,4—2,5	
Zweckmäßiger Inhalt der Förderwagen	cbm 5—3	3—2	$1\frac{1}{2}$ — $\frac{3}{4}$	

Handbetrieb gestattet die beste Anschmiegung an Arbeitsunterbrechungen und Dispositionsänderungen und ist am unabhängigsten von den Zufahrtverhältnissen. Maschinenbetrieb spart vor allem Zeit und Bauzinsen, oftmals bei Verwendung der Tiefbagger auch Steigungszuschläge. Der Löffelbagger bedarf wenig vorbereitender Arbeit, stellt sich seine Baggerebene selbst her, kann auch im engen Einschnitt arbeiten und beseitigt infolge seiner kräftigen Bauweise auch im harten Boden die meisten Hindernisse ohne Nachhilfe durch Handarbeit. Er ist daher am Platze, wenn es sich um das Aufschlitzen von Einschnitten wechselnder Tiefe in welligem Gelände oder um ungleichartigen Boden handelt. Der Trockenbagger besitzt dagegen meist eine etwas höhere durchschnittliche Stundenleistung und ist überall da bei großem Arbeitsumfang mit Vorteil anwendbar, wo die Anlage wagerechter Baggergleise keine Schwierigkeiten bietet und der Boden ein gleichmäßiges Gefüge besitzt, vor allem frei von eingestreuten größeren Steinen und sonstigen, den Betrieb gefährdenden Vorkommnissen ist.

C. Bodenförderung.

a) Die Förderweite ist gleich der Schwerpunktsentfernung der auszugleichenden Auf- und Abträge.

b) Förderarten und Fördergeräte.

1. Förderung mit der Schaufel durch „einfachen Wurf“ (3—4, höchstens 5 m weit oder 1,5—2,0 m hoch) wird zur Gewinnung gerechnet. Die Weiterförderung mit „doppeltem Wurf“ ist besonders zu vergüten. Werfen der Massen kommt hauptsächlich vor bei dem Beginn der Erdarbeiten zur Herstellung des Planums für Karrfahrten oder Fördergleise, bei kurzen Quertransporten der Massen aus Dammgräben und Hanganschnitten, sowie bei Böschungsherstellungen.

2. Förderung in Körben ist im Orient und in den Tropen vielfach in Gebrauch, Förderung in Schlitten bei sehr starken Neigungen (Bau von Zahnstangen- und Drahtseilbahnen) dann und wann in Verwendung.

3. Förderung mit Karren auf Karrfahrten dient bei Verwendung von Schubkarren zum Fortschaffen der Bodenmassen auf kurze Entfernungen, namentlich zur Einleitung und Vorbereitung zweckmäßiger Förderweisen. Die Förderung mit zweirädrigen Hand- oder Pferdekippkarren ist nahezu vollständig verdrängt.

4. durch die Förderung auf Rollbahnen von meist 0,6—1,0 m, selten größerer Spurweite, deren vierrädrige Wagen entweder durch Menschen, Tiere oder Lokomotiven bewegt werden. Mechanische Betriebskraft meist Dampf, neuerdings auch Elektrizität.

Übliche Arbeitsgrößen für Förderungen mit Karren und Rollbahnen gibt Zusammenstellung 13.

5. Förderung mit Drahtseilbahnen in geeigneten Ausnahmefällen; umgeht alle Geländeschwierigkeiten, da sie über Wege, Flüsse, Täler und Gebäude hoch hingeführt werden kann, vermag erhebliche Steigungen zu überwinden und beansprucht nur wenig Gelände für die Stützen. Herstellungskosten sind hoch; die Leistungsfähigkeit ist bei den

Zahlentafel 11¹⁾.

Förderung mit Drahtseilbahnen.

Fördermenge in der Stunde	Ungefähr erforderliche Antriebskraft in PS:			Nötiges Gefälle für selbsttätige Förderung
	entsprechend etwa cbm	für wagerechte Bahn	für Steigung 1 : 3	
10	6	3 L	15 L	1 : 9
20	12	4 L	30 L	1 : 15
40	24	6 L	60 L	1 : 22
60	35	9 L	90 L	1 : 23

L = Länge der Förderung in km.

¹⁾ Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 5. Teil, Bd. 8, 2. Aufl., Leipzig 1906.

üblichen Wagengrößen von $\frac{1}{4}$ cbm auf etwa 200—300 cbm im Tage beschränkt. Seilgeschwindigkeit: 1—3,5 m/sek., Inhalt der Wagenkästen: 0,1 bis 0,8 cbm, meist 40—100 Wagen in der Stunde, Höchstleistung bis 250 Wagen.

6. Förderung mittels auf hölzernen oder eisernen Laufrollen muldenförmig geführter Bänder ohne Ende (Gurttörderer) aus Gummi mit Hanf- oder Baumwollgewebeeinlage oder aus Draht; wagerecht oder wenig geneigt (bis etwa 27°).

Die Länge der Wagen bestimmt sich etwa zu

$$l = 0,6 \cdot i + 1,4 \text{ m.}$$

Je größer die Massen und je weiter die Förderung, desto größer die Fördergefäße, wenn hierdurch auf der Kippe infolge der schweren Belastung nicht Schwierigkeiten entstehen. Entsprechend ist dann Gleis und Zugkraft zu wählen.

Der Vorteil der Rollbahnen liegt hauptsächlich in der Leichtigkeit ihrer Anpassung an die jeweiligen Verhältnisse, bei Lokomotiven auch in der Schnelligkeit der Förderung.

Bei n Parallelzügen ergibt sich die Entfernung l der Ausweichstellen zu

$$l = \frac{1}{n-1} \cdot e.$$

Die einschließlich der Auf- und Abladenebengleise, sowie einschließlich der Ausweichgleise für die Förderweite e nötigen gesamten Gleislängen betragen etwa $1,20 \cdot e$ bei Rollbahn mit Menschen, $1,25 \cdot e$ bei Rollbahn mit Pferden und $1,33 \cdot e$ bei Rollbahn mit Lokomotiven.

Karrfahrten für Schubkarren sind 20—25 cm breit, 6—8 cm stark, für Kippkarren 25—30 cm breit und 10—12 cm stark.

Raddrücke von P Tonnen erfordern ein Schienengewicht $g = 10^3 \sqrt{P^2}$ kg/m bei einem Gesamtgewicht des Gleises von etwa $3 \cdot g$ kg/m.

Zahlentafel 13. A. Karrenförderung.

Lfd. Nr.		I. Schubkarren	II. Handkippkarren	III. Pferdekippkarren
1	Erforderliche Anzahl der Arbeitskräfte	1 Arbeiter	2 Arbeiter (bei stärkeren Steigungen 3—4)	1 Arbeiter und 1 Pferd (meist für gleichzeitig 2 Karren)
2	Fassungsraum jeder Karre:			
	a) Erde	$\frac{1}{15}$ cbm	$\frac{1}{3}$ cbm	$\frac{1}{2}$ cbm
	b) Felsen	$\frac{1}{20}$ „	$\frac{1}{4}$ „	$\frac{2}{3}$ „
3	Eigenlast der Karre	30—50 kg	200 kg	300 kg
4	Lastgewicht für jede Karre	60—100 kg	600 kg	900 kg
5	Geschwindigkeit der Förderung in der Minute	50—75 m (60)	60—90 m (70)	70—80 m (75)
6	Größte Wegeleistung des Arbeiters bzw. des Pferdes in 8stündiger Arbeitszeit (im Tage)	25 km	25 km	25—30 km
7	Widerstandsbeiwert in der Wagerechten (Bremsneigung) . $w =$	$\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{30}$	$\frac{1}{20}$ — $\frac{1}{25}$	$\frac{1}{25}$ — $\frac{1}{30}$
8	Größte zulässige Steigung	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{17}$	$\frac{1}{16}$
9	Zweckmäßigste Steigung	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{25}$
10	Grenzen der Förderweiten	10—300 m	80—500 m	300—1500 m
11	Gebräuchlichste Förderweiten	80—100 m	300 m	\approx 500 m

1) Buhle, Massentransport.

B. Rollbahnförderung.

Lfd. Nr.				
	IV. Rollbahn mit Menschen	V. Rollbahn mit Pferden	VI. Rollbahn mit Lokomotiven	
1	Menschenkraft (1—2 Arbeiter)	Tierische Kraft (1 Arbeiter und 1 Pferd)	Preßluft, Elektrizität, Dampfkraft. 60—144 cm, meist aber 75—100 cm, 1,5—5,0 cbm, auch wohl nur 1,0 cbm	
2	50—60 cm	60—75 cm		
3	0,5—1,0 cbm (je nachdem oder 2 Arbeiter)	1,0—1,5 cbm		
4	Eigengewicht der Wagen (= 0,3 der Gesamtlast)	0,3—0,6 t	0,7—1,1 t	1,1—3,5 t
5	Lastgewicht (= 0,7 der Gesamtlast)	0,7—1,6 t	1,6—2,5 t	2,5—8,0 t
6	Geschwindigkeit der Förderung (in der Minute)	50—75 m (60)	60—90 m (75)	170—250 m (10—15 km/Stde.)
7	Größte Wegeleistung in 8 stündiger Arbeitszeit (im Tage)	25 km	25—30 km	60—70 km
8	Widerstandsbeiwert in der Wage- rechten $w =$	$\frac{12}{100}$	$\frac{10}{100}$	$\frac{10}{100}$
9	Größte zulässige Steigung	$\frac{1}{25}$	$\frac{1}{25}$	$\frac{1}{10}$
10	Zweckmäßige Steigung	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{10}$
11	Grenzen der Förderweiten	100—1500 m	300—2000 m bei klein. Mengen auch noch mehr.	500—10 000 m und mehr
12	Gebräuchliche Förderweiten	300—500 m	> 750 m	> 1000 m
13	Umfang der Förderung	10—20 000 cbm	20—50 000 cbm	> 50 000 cbm
14	Größe der Förderkraft	12 kg für 1 Arbeiter	75 kg für 1 Pferd	$Z = L \cdot f$ $= (Q + L) \cdot w^1$

Dampflokomotiven sind meist 2achsige Tendermaschinen von 20—60 Pferdekräften (vgl. Zahlentafel 14). Brennstoffverbrauch unter normalen Verhältnissen für die wirklich ausgeübte Pferdekräft 1,8 kg/St., Wasserverbrauch 15 l/St.

Zahlentafel 14²⁾. Dampflokomotiven für Erdförderung.

Spurweite mm	500	600	750	900	1435
Pferdestärken	20	30—40	50	80—120	150
Raddurchmesser mm	600	600	650	800	900
Dampfdruck at	15	14—12	12	12	12
Raum für Wasser l	350	450—500	750	1200—1500	3000
Raum für Brennmaterial l	200	300—350	450	700—1000	1200
Radstand mm	900	1000—1100	1200	1600—1800	2200
Ungefähre Gesamtlänge einschl. Puffer mm	4000	4100—4300	4300—4800	4800—5800	5900
Leergewicht t	4,4	5,4—6,2	6,9	10,5—13,5	16,5
Dienstgewicht t	5,5	6,7—7,7	8,8	13,8—18,0	23,0
Kleinster Krümmungs- halbmesser m	10	12—15	20	40—50	75
Größte Geschwindigkeit km/St.	15	15	20	30	35
Stundengeschwindigkeit bei voller Leistung km	9	10	10	10—13	13

¹⁾ L = Gewicht der Lokomotivtreibachsen, f = Reibungsbeiwert ($= \frac{1}{10}$), Q = Gesamtes Zuggewicht ausschließlich Lokomotivgewicht.

²⁾ Buhle, Massentransport.

Elektrische Lokomotiven (vgl. Zahlentafel 15, S. 1221), bisher erst wenig bei Erdförderungen verwendet, stets antriebsbereit, von 1 Mann zu bedienen, Zeit zum Einnehmen von Wasser und Brennstoff wird gespart, ebenso die bauliche Einrichtung hierfür, der Oberbau infolge des ruhigeren Ganges der Lokomotive geschont.

Entfernung der Leitungsjoche in geraden Strecken 30—40 m, in stärkeren Krümmungen weniger, vgl. auch Abschnitt „Straßenbahnen“.

Verbrennungskraftmaschinen, meist mit Benzol betrieben, mehr für Bergwerks- und Grubenzwecke, heute mit 6—10 Pferdestärken für alle Spurweiten gebaut, sind ebenfalls ständig betriebsbereit, arbeiten auch rauchfrei und feuersicher. Wasser- und Kohlenvorräte entfallen, in den Ruhepausen wird kein Brennstoff verbraucht. Betriebskosten ohne Tilgungsbeträge 1914 etwa 3 Pfennige für das Nutztonnenkilometer.

Ertransportwagen sind von einfacher, dauerhafter Bauart, mit kurzem Radstand (500—1350 mm) und kleinen Rädern (400—525 mm Durchmesser). Entweder mit festem Kasten oder mit trichterförmigem Kasten mit aufklappbaren Seitenwänden und Bodenteilen, meist aber mit beweglichem kippbaren Kasten, gewöhnlich als Seitenkipper, seltener als Vorkipper ausgebildet. Kippwagen gestatten schnelle Entladung, doch wächst die Schwierigkeit der Handhabung und die ungleiche Druckverteilung auf die Räder mit größer werdendem Fassungsraum. Die neuesten größten, im Erdbau verwendeten Seitenkipper (5,3 cbm) benutzen für das Kippen die Kraft entsprechend angeordneter Spiralfedern.

c) Förderkosten. Wie bei der Bodengewinnung einmalige und dauernde Anteile, sowie Unternehmergewinn; die Selbstkosten für 1 cbm betragen ebenfalls

$$k = \frac{C}{Q} + d = \frac{C}{Q} + \frac{a}{q} \quad (\text{vgl. S. 1211}).$$

1. Bei dem Werfen der Massen verschwinden die einmaligen Kosten fast völlig, und die dauernden Kosten beschränken sich auf den aufzuwendenden stündlichen Arbeitslohn a_1 , ergeben sich daher zu

$$k = \frac{a_1}{q} \quad n,$$

wenn n die Anzahl der nacheinander auszuführenden Würfe. $q = 1,5$ cbm in der Stunde in gelockertem losem Boden, 1,0 cbm in losen Steinbrocken.

2. Bei Karren- und Rollbahnförderungen können die

α) einmaligen Kosten $\frac{C}{Q}$, die von der Größe der zu fördernden Massen und der hierzu zur Verfügung stehenden Zeit abhängig sind, je nach den obwaltenden Umständen sehr wechselnde Werte annehmen; daher Sonderermittlung in jedem Einzelfalle nötig.

Für Schätzungen kann etwa angenommen werden:

1. Kosten für Anlieferung und Abfuhr der Fördergeräte, Förderbahnen und Motoren nach und von der Baustelle 1914: 40; Anfang 1919: 100 M./t.

2. Zusammensetzen und Auseinandernehmen der Einzelteile der Fördergeräte und Motoren, sowie Einrichten der Betriebe 1914: 20; Anfang 1919: 50 M./t.

3. Anteil an Verzinsung und Tilgung der Beschaffungskosten für die Zeit dieser Tätigkeiten. 0,8—1% des vorhandenen Wertes.

Der Neuwert ist etwa für Lokomotiven mit 1000—1500 M./t (Anfang 1919 mit 3500—5000 M.), für Fördergeräte mit 400—500 M./t (Anfang 1919 mit 1000—1250 M.), für das Gleis mit 150—200 M./t (Anfang 1919 mit 350—500 M.) vorzusetzen.

4. Für allgemeine Unkosten, z. B. Beschädigungen und Verluste während der An- und Abfuhr und während des Zusammenbauens und Auseinandernehmens, für Beaufsichtigung u. dgl. 15% der unter 1—3 berechneten Kosten.

Zahlentafel 15¹⁾.
Elektrische Lokomotiven für Erdförderung.

Spurweite mm	600	700	1000	1435
Anz. d. Motoren (Achsen)	2	2	2	2
Perdestärken	25	30—90	30—150	60—400
Betriebsgewicht einschl. elektr. Ausrüstung t	6—9	12—20	7—25	12—25
Radstand mm	1000	1000—1500	1500—1850	2000—2500
Größte Länge einschl. Puffer mm	4000	4000—5000	4500—5300	4700—5000
Größte Breite mm	1250	1250—1800	2000	2300—2750
Bauhöhe ausschl. Strom- abnehmer mm.	1500 ¹⁾	1500—1600 ¹⁾	1600—1800 ¹⁾	3000—3400
Fahrgeschwindigkeit bei voller Leistung km/St.	4.5—9	6—9	10—12	12—30

Zahlentafel 16.

Allgemeine Ableitung der reinen Förderkosten auf wagerechter Bahn.

	Reine Förderkosten d_r für 1 cbm gewachsenen Bodens von 1,7 durchschnittlichem spez. Gewicht auf wagerechter Bahn für eine Förderweite e in Metern	unter Voraussetzung eines Wechsels der Fördergefäße	wenn die Förderkräfte auch laden
1	Kosten der an einem Fördergange beschäftigten Arbeitskräfte für die Stunde in Pfennigen	a_1	a_1
2	Mittlere Geschwindigkeit für Hin- und Rückgang in Metern für die Minute	v	v
3	Fassungsraum eines Fördergefäßes in cbm gewachsenen Bodens	i	i
4	Anzahl der Fördergefäße im Fördergange der Arbeitskraft	n	n
5	Umfang der Förderung bei jedem Fördergange in cbm gewachsenen Bodens	$J = n \cdot i$	$J = n \cdot i$
6	Zeit für das Entladen, sowie für die Ruhepausen und Aufenthalte während der Fahrt und an der Beladestelle in Minuten	t_1	t_1
7	Zeit für das Beladen der Fördergefäße in Minuten	t_2	t_2
8	Zeitbedarf für einen Fördergang in Minuten	$f = \frac{2 \cdot e}{v} + t_1$	$f_1 = \frac{2 \cdot e}{v} + t_1 + t_2$
9	Zeitbedarf für die Förderung eines cbm in Arbeitsstunden = Anzahl der zum Fördern eines cbm in einer Stunde gleichzeitig nötigen Fördergänge	$z = \frac{f}{60 \cdot J}$ $= \frac{1}{60 \cdot J \cdot v} (2e + t_1 \cdot v)$	$z_1 = \frac{f_1}{60 \cdot J}$ $= \frac{1}{60 \cdot J \cdot v} [2e + (t_1 + t_2) v]$
10	Anzahl der zur Förderung eines cbm in einer Stunde erforderlichen Fördergefäße	$n \cdot z = \frac{J}{i} z$ $= \frac{1}{60 \cdot i \cdot v} (2e + t_1 \cdot v)$	$n \cdot z_1 = \frac{J}{i} z_1$ $= \frac{1}{60 \cdot i \cdot v} [2e + (t_1 + t_2) v]$
11	Kosten für die Förderung eines cbm in Pfennigen	$a_1 \cdot z$	$a_1 \cdot z_1$

Anmerkung. Die Kosten des Ladens sind den Gewinnungskosten, nicht den Förderkosten zuzurechnen. Bei schwerem Boden erhöhen sich die berechneten Werte um 10—20%, weil die Fassungsgröße i kleiner wird.

¹⁾ Elektrische Grubenlokomotiven.

5. Für Einrichtung der Baustellen, Erbauung der notwendigen Gebäude, Einzäunungen u. dgl. 1000—10 000 M. je nach Umfang der Arbeit und Örtlichkeit.

Diese Voraussetzungen ergeben ungefähr im Durchschnitt

$$1914: C = 80 \cdot G_l + 70 \cdot G_f + 50 \cdot G_g + 3000$$

$$\text{Anfang 1919: } C = 200 \cdot G_l + 175 \cdot G_f + 125 \cdot G_g + 7500.$$

wenn G_l , G_f und G_g die Gewichte der Lokomotiven, Fördergeräte und Förderbahnen bezeichnen.

β) Die dauernden Kosten d umfassen die reinen Förderkosten d_r , das sind die Kosten der Förderkräfte, also Arbeitslöhne einschl. der Versicherungsbeiträge, und die Betriebskosten etwaiger Motoren einschl. Unterhaltung, Verzinsung und Tilgung, sowie die Nebenkosten d_n für Unterhaltung von Gerät und Bahnen mit allen Betriebseinrichtungen, für die Verzinsung und Tilgung der Beschaffungskosten, für Auslegen und Abbrechen der Förderbahnen, für das Einbauen des Bodens und für die Bauausricht.

Dauernde Förderkosten auf wagerechter Bahn.

1. Die reinen Förderkosten d_r bereits gewonnener Massen auf wagerechter Bahn lassen sich ebenso wie die Anzahl der erforderlichen Fördergefäße nach Maßgabe der vorstehenden Zusammenstellung 16 ermitteln. Über den hiernach ermittelten Bedarf an Fördergefäßen sind stets etwa 10% Reserve zu halten. Ebenso ist bei Lokomotivförderungen auf je drei Lokomotiven eine Reservemaschine zu rechnen.

Werden die Arbeitsgrößen der einzelnen Förderarten entsprechend eingeführt (vgl. auch die Zusammenstellung 13, S. 1218 u. 1219), so ergeben sich die Werte der nachstehenden Zahlentafel 17.

2. Die Nebenkosten d_n für 1 cbm gewachsenen Bodens können, soweit dies überhaupt allgemein möglich ist, ungefähr nach Maßgabe der nachstehenden Zahlentafeln 18 und 18a (S. 1224) ermittelt werden; ihre Zufügung zu den reinen Förderkosten d_r ergibt sodann

Zahlentafel 17. Reine Förderkosten

	Förderung auf wagerechter Bahn mit	Förderkräfte	a_1		v	i	n	J
			im Jahre 1914	Anf. d. Jahres 1919				
			Pf./Std.					
I	Schubkarren . .	1 Arbeiter	25—60	100—180	60	$\frac{1}{16}$	1	$\frac{1}{16}$
II	Handkippkarren	2 Arbeiter	50—120	200—360	70	$\frac{1}{8}$	1	$\frac{1}{8}$
III	Pferdekippkarren	1 Arbeiter 1 Pferd	25—60	100—180	75	$\frac{1}{2}$	2	1
			50—60	300—400				
			75—120	400—580				
IV	Rollbahn mit Menschen . .	1 Arbeiter für je $\frac{1}{2}$ cbm	25—60	100—180	60	0,5—1,0	1	0,5—1,0
V	Rollbahn mit Pferden . . .	1 Arbeiter 1 Pferd	25—60	100—180	70	1,0—1,5	3—2	3
			50—60	300—400				
			75—120	400—580				
VI	Rollbahn mit Lokomotiven:	1 Lokomotive vom Adhäsionsgewicht $L^{(1)}$	(60—50)L ²⁾	(150—125)L ²⁾	200	1,0—2,5	$8,3 \frac{L}{4}$	8,3 L
	b) Vollspur . .		(45—40)L	(115—100)L	200	3,5—7,0	$10 \frac{L}{4}$	10 L

¹⁾ Das Reibungsgewicht L der Lokomotiven schwankt im allgemeinen bei Schmalspur zwischen 5—8, bei Vollspur zwischen 16—25 t.

²⁾ Einschließlich der Unterhaltungs-, Verzinsungs- und Tilgungsbeträge für die erforderlichen Reservelokomotiven.

3. die in den gleichen Zahlentafeln 18 u. 18a zusammengestellten dauernden Gesamtförderkosten d .

Bei Stundenkosten eines Arbeiters von $a_2 = 40$, eines Pferdes von 60, einer Schmalspurlokomotive von 60 L , einer Vollspurlokomotive von 45 L Pfennigen, sowie bei einem Fördergefäßinhalt der Vollspurförderungen von $i = 3,5$ cbm finden sich beispielsweise die Kostengleichungen Zahlentafel 19 (S. 1225).

Die graphische Darstellung der gesamten dauernden Förderkosten d für wagerechte Bahn ergibt dann für diese Stundenkosten der Förderkräfte die Preislinien der nachfolgenden Tafel (Fig. 5), in welche die 1914 bei Ausschreibungen im Durchschnitt üblich gewesenen Gesamtkosten gleichfalls eingetragen sind.

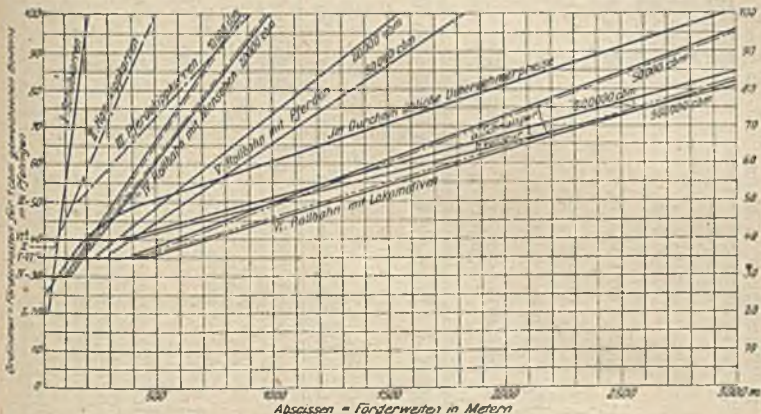


Fig. 5. Dauernde Förderkosten im Jahre 1914.

auf wagerechter Bahn.

t_1	t_2	Anzahl der zur Förderung eines cbm in einer Stunde nötigen Fördergefäße		Reine Förderkosten d_r für 1 cbm gewachsenen Boden, in Pf.
		bei einem Wechsel der Fördergefäße	wenn die Förderkräfte auch laden	
0,3 + 0,0033 · e	2,2	—	0,75 + 0,00917 · e	(0,2 + 0,00917 · e) · a_1
6	5,5	0,3 + 0,00143 · e	0,58 + 0,00143 · e	(0,3 + 0,00143 · e) · a_1
15	—	0,5 + 0,00088 · e	—	(0,25 + 0,00044 · e) · a_1
8	20 10 ¹⁾	$\frac{1}{8}$ [0,3 + 0,000555 · e] ¹⁾	$\frac{1}{8}$ (0,467 + 0,000555 · e)	(0,267 + 0,00111 · e) · a_1
15	—	$\frac{1}{8}$ [0,2499 + 0,00048 · e]	—	(0,0833 + 0,000159 · e) · a_1
23	—	$\frac{1}{8}$ [0,384 + 0,000165 · e]	—	$\frac{1}{L}$ [0,0462 + 0,00002 · e] · a_1
20 + 3 · i	—	0,05 + $\frac{1}{i}$ [0,333 + 0,00017 · e]	—	$\frac{1}{L}$ [0,0333 + 0,005 · i + 0,000017 · e] · a_1

¹⁾ Gültig für den Fall, daß für jedes cbm Boden eine Unterstützung von 2 Mann zum Laden gestellt wird.

Zahlentafel 18.

Förderkosten in Pfennigen für 1 cbm gewachsenen Boden bei einer Entfernung e in Metern auf wagerechter Bahn im Jahre 1914.

	Förderart	Nebenkosten d_n	Reine Förderkosten d_r	Gesamte dauernde Förderkosten d
I	Schubkarren	$0,2 + 0,11 \cdot a_1 + (0,0095 + 0,0003 \cdot a_1) \cdot e$	$(0,2 + 0,00917 \cdot e) \cdot a_1$	$0,2 + 0,31 \cdot a_1 + (0,0095 + 0,00947 \cdot a_1) \cdot e$
II	Handkipkarren	$0,6 + 0,08 \cdot a_1 + (0,0133 + 0,0001 \cdot a_1) \cdot e$	$(0,3 + 0,00143 \cdot e) \cdot a_1$	$0,6 + 0,38 \cdot a_1 + (0,0133 + 0,00153 \cdot a_1) \cdot e$
III	Pferdekipkarren	$1,5 + 0,13 \cdot a_1 + (0,0174 + 0,00004 \cdot a_1) \cdot e$	$(0,25 + 0,00044 \cdot e) \cdot a_1$	$1,5 + 0,38 \cdot a_1 + (0,0174 + 0,00048 \cdot a_1) \cdot e$
IV	Rollbahn mit Menschen	$1,1 + 0,23 \cdot a_1 + \left(0,019 + 0,00016 \cdot a_1 + \frac{200}{M}\right) \cdot e$	$(0,27 + 0,00111 \cdot e) \cdot a_1$	$1,1 + 0,5 \cdot a_1 + \left(0,019 + 0,00127 \cdot a_1 + \frac{200}{M}\right) \cdot e$
V	„ „ Pferden	$1,1 + 0,137 \cdot a_1 + \left(0,016 + 0,00005 \cdot a_1 + \frac{250}{M}\right) \cdot e$	$(0,08 + 0,00016 \cdot e) \cdot a_1$	$1,1 + 0,217 \cdot a_1 + \left(0,016 + 0,00021 \cdot a_1 + \frac{250}{M}\right) \cdot e$
VI	„ „ Lokomotiven			
	a) Schmalspur	$1,6 + 0,56 \cdot a_2 + \left(0,0113 + 0,000116 \cdot a_2 + \frac{300}{M}\right) \cdot e$	$\frac{1}{L} [0,0462 + 0,00002 \cdot e] \cdot a_1$	$d_n + d_r$
	b) Vollspur	$1,1 + 0,51 \cdot a_2 + 0,076 \cdot a_2 \cdot i$ $+ \left(0,0098 + 0,000116 \cdot a_2 + \frac{350}{M}\right) \cdot e$	$\frac{1}{L} [0,0333 + 0,005 \cdot i$ $+ 0,000017 \cdot e] \cdot a_1$	$d_n + d_r$

Anmerkung: a_2 = Stundenlohn der Arbeiter, a_1 = Stundenkosten der Förderkraft. Die bei kleinen Förderweiten nicht unterschreitbaren Förderkosten liegen 6—10 Pfennige höher als der Gleichungswert für $e = 0$.

Zahlentafel 18a.

Förderkosten in Pfennigen für 1 cbm gewachsenen Boden bei einer Entfernung e in Metern auf wagerechter Bahn Anfang des Jahres 1919.

	Förderart	Nebenkosten d_n	Reine Förderkosten d_r	Gesamte dauernde Förderkosten d
I	Schubkarren	$0,8 + 0,107 \cdot a_1 + (0,027 + 0,000294 \cdot a_1) \cdot e$	$(0,2 + 0,00917 \cdot e) \cdot a_1$	$0,8 + 0,307 \cdot a_1 + (0,027 + 0,009464 \cdot a_1) \cdot e$
II	Handkipkarren	$1,7 + 0,072 \cdot a_1 + (0,036 + 0,000474 \cdot a_1) \cdot e$	$(0,3 + 0,00143 \cdot e) \cdot a_1$	$1,7 + 0,372 \cdot a_1 + (0,036 + 0,001904 \cdot a_1) \cdot e$
III	Pferdekipkarren	$4,5 + 0,127 \cdot a_1 + (0,051 + 0,000260 \cdot a_1) \cdot e$	$(0,25 + 0,00044 \cdot e) \cdot a_1$	$1,5 + 0,377 \cdot a_1 + (0,051 + 0,0007 \cdot a_1) \cdot e$
IV	Rollbahn mit Menschen	$2,1 + 0,236 \cdot a_1 + \left(0,057 + 0,000154 \cdot a_1 + \frac{700}{M}\right) \cdot e$	$(0,27 + 0,00111 \cdot e) \cdot a_1$	$2,1 + 0,506 \cdot a_1 + \left(0,057 + 0,001264 \cdot a_1 + \frac{700}{M}\right) \cdot e$
V	„ „ Pferden	$1,7 + 0,137 \cdot a_1 + \left(0,053 + 0,000193 \cdot a_1 + \frac{880}{M}\right) \cdot e$	$(0,08 + 0,00016 \cdot e) \cdot a_1$	$1,7 + 0,217 \cdot a_1 + \left(0,0525 + 0,000353 + \frac{880}{M}\right) \cdot e$
VI	„ „ Lokomotiven			
	a) Schmalspur	$1,0 + 0,588 \cdot a_2 + \left(0,037 + 0,000106 \cdot a_2 + \frac{1050}{M}\right) \cdot e$	$\frac{1}{L} [0,0462 + 0,00002 \cdot e] \cdot a_1$	$d_n + d_r$
	b) Vollspur	$0,1 + 0,540 \cdot a_2 + 0,076 \cdot a_2 \cdot i$ $+ \left(0,031 + 0,000106 \cdot a_2 + \frac{1225}{M}\right) \cdot e$	$\frac{1}{L} [0,0333 + 0,005 \cdot i$ $+ 0,000017 \cdot e] \cdot a_1$	$d_n + d_r$

Zahlentafel 19. Dauernde Förderkosten in Pfennigen für 1 cbm gewachsenen Boden bei einer Förderweite e in Metern im Jahre 1914.

	Förderart	a_1	Nebenkosten d_n	Reine Förderkosten d_r	Gesamte dauernde Förderkosten d	Mindestkosten	Bemerkungen
I	Schubkarren	40	$4,6 + 0,0215 \cdot e$	$8,0 + 0,3668 \cdot e$	$12,6 + 0,388 \cdot e$	20	Gültig für Stundenkosten eines Arbeit. von 40, eines Pferdes von 60, einer Schmalspurlokomotive von 60 L, einer Vollspurlokomotive von 45 L Pfennigen. L = Reibungsgewicht d. Lokomotive.
II	Handkippkarren	80	$7,0 + 0,0213 \cdot e$	$24,0 + 0,1144 \cdot e$	$31,0 + 0,1357 \cdot e$	38	
III	Pferdekippkarren	100	$14,5 + 0,0214 \cdot e$	$25,0 + 0,0444 \cdot e$	$39,5 + 0,0658 \cdot e$	50	
IV	Rollbahn mit Menschen	40	$10,3 + \left(0,0254 + \frac{200}{M}\right) \cdot e$	$10,8 + 0,0444 \cdot e$	$21,1 + \left(0,0698 + \frac{200}{M}\right) \cdot e$	30	
V	„ „ Pferden	100	$14,8 + \left(0,021 + \frac{250}{M}\right) \cdot e$	$8,3 + 0,0159 \cdot e$	$23,1 + \left(0,0369 + \frac{250}{M}\right) \cdot e$	35	
VI	„ „ Lokomotiven						
	a) Schmalspur	60 L	$24,0 + \left(0,0159 + \frac{300}{M}\right) \cdot e$	$2,8 + 0,0012 \cdot e$	$26,8 + \left(0,0171 + \frac{300}{M}\right) \cdot e$	35	
	b) Vollspur	45 L	$21,5 + 3,0 \cdot i + \left(0,0144 + \frac{350}{M}\right) \cdot e$ $= 32,0 + \left(0,0144 + \frac{350}{M}\right) \cdot e$	$1,5 + 0,225 \cdot i + 0,00076 \cdot e$ $= 2,3 + 0,00076 \cdot e$	$23,0 + 3,22 \cdot i + \left(0,0152 + \frac{350}{M}\right) \cdot e$ $= 34,3 + \left(0,0152 + \frac{350}{M}\right) \cdot e$	40	

 Zahlentafel 19 a. Dauernde Förderkosten in Pfennigen für 1 cbm gewachsenen Boden bei einer Förderweite e in Metern Anfang des Jahres 1919.

	Förderart	a_1	Nebenkosten d_n	Reine Förderkosten d_r	Gesamte dauernde Förderkosten d	Mindestkosten	Bemerkungen
I	Schubkarren	140	$15,8 + 0,0680 \cdot e$	$28,0 + 1,2838 \cdot e$	$43,8 + 1,3518 \cdot e$	50	Gültig für Stundenkosten eines Arbeit. von 140, eines Pferdes von 350, einer Schmalspurlokomotive von 150 L, einer Vollspurlokomotive v. 115 L Pfennigen. L = Reibungsgewicht der Lokomotive.
II	Handkippkarren	280	$21,9 + 0,1687 \cdot e$	$84,0 + 0,4004 \cdot e$	$105,9 + 0,5691 \cdot e$	110	
III	Pferdekippkarren	500	$68,0 + 0,1810 \cdot e$	$125,0 + 0,2200 \cdot e$	$193,0 + 0,4010 \cdot e$	200	
IV	Rollbahn mit Menschen	140	$35,1 + \left(0,0786 + \frac{700}{M}\right) \cdot e$	$37,8 + 0,1554 \cdot e$	$72,9 + \left(0,2340 + \frac{700}{M}\right) \cdot e$	80	
V	„ „ Pferden	500	$70,2 + \left(0,1490 + \frac{880}{M}\right) \cdot e$	$40,0 + 0,0800 \cdot e$	$110,2 + \left(0,2290 + \frac{880}{M}\right) \cdot e$	120	
VI	„ „ Lokomotiven						
	a) Schmalspur	150 L	$83,0 + \left(0,0523 + \frac{1050}{M}\right) \cdot e$	$6,9 + 0,0030 \cdot e$	$89,9 + \left(0,0553 + \frac{1050}{M}\right) \cdot e$	100	
	b) Vollspur	115 L	$75,7 + 10,6 \cdot i + \left(0,0461 + \frac{1225}{M}\right) \cdot e$ $= 112,8 + \left(0,0461 + \frac{1225}{M}\right) \cdot e$	$3,8 + 0,58 \cdot i + 0,0020 \cdot e$ $= 5,8 + 0,0020 \cdot e$	$79,5 + 11,18 \cdot i + \left(0,0481 + \frac{1225}{M}\right) \cdot e$ $= 118,6 + \left(0,0481 + \frac{1225}{M}\right) \cdot e$	125	

Die Förderung von 1 cbm/km erforderte demnach 1914 an dauernden Kosten (in Pfennigen):

Zahlentafel 20.

Förderkosten für 1 cbm/km im Jahre 1914.

bei einer Förderweite von		25	100	300	500	800	1200	1500	2000	6000	m
und bei											
I	Schubkarren	890	515	432	—	—	—	—	—	—	
II	Handkipkarren	—	445	235	197	—	—	—	—	—	
III	Pferdekipkarren	—	461	203	148	117	100	93	—	—	M =
IV	Rollbahn mit Menschen	930	300	160	132	116	108	104	—	—	10 000 cbm
V	„ „ Pferden	—	—	133	98	79	68	64	60	—	20 000 „
VI	„ „ Lokomotiven:										
	a) Schmalspur	—	—	—	76	56	45	41	36	27	50 000 „
	b) Vollspur	—	—	—	85	59	45	40	34	22	100 000 „

Werden dagegen Lohn- und Kostenbeträge nach den Verhältnissen zu Anfang des Jahres 1919 zugrunde gelegt, so finden sich bei mittleren Stundenkosten eines Arbeiters von $a_2 = 140$, eines Pferdes von 350, einer Schmalspurlokomotive von $150 \cdot L$, einer Vollspurlokomotive von $115 \cdot L$ Pfennigen die Kostengleichungen der Zahlentafel 19a, S. 1225, zeichnerisch dargestellt in Fig. 5a, S. 1227 und die Förderung von 1 cbm/km erfordert dann die in Zahlentafel 20a zusammengestellten Beträge.

Zahlentafel 20a.

Förderkosten für 1 cbm/km zu Anfang des Jahres 1919.

bei einer Förderweite von		25	100	300	500	800	1200	1500	2000	6000	m
und bei											
I	Schubkarren	3060	1790	1497	—	—	—	—	—	—	
II	Handkipkarren	—	1628	922	781	701	—	—	—	—	
III	Pferdekipkarren	—	2330	1043	788	643	562	530	—	—	M =
IV	Rollbahn mit Menschen	3240	1030	547	450	395	365	353	—	—	10 000 cbm
V	„ „ Pferden	—	1380	640	494	411	363	347	328	—	20 000 „
VI	„ „ Lokomotiven:										
	a) Schmalspur	—	980	377	256	189	152	136	121	91	50 000 „
	b) Vollspur	—	1250	457	298	209	159	140	120	80	100 000 „

Dauernde Förderkosten auf geneigter Bahn.

1. Die für Förderungen in Steigung sich ergebenden Preiszuschläge berechnen sich, der Erhöhung des Bewegungswiderstandes in der Steigung entsprechend, nach Goering¹⁾ zu

$$d_r \cdot \frac{s}{w},$$

worin $s =$ Steigungsverhältnis in $\frac{0}{100}$.

¹⁾ Goering: Massenermittlung usw. der Erdarbeiten, Berlin 1911.

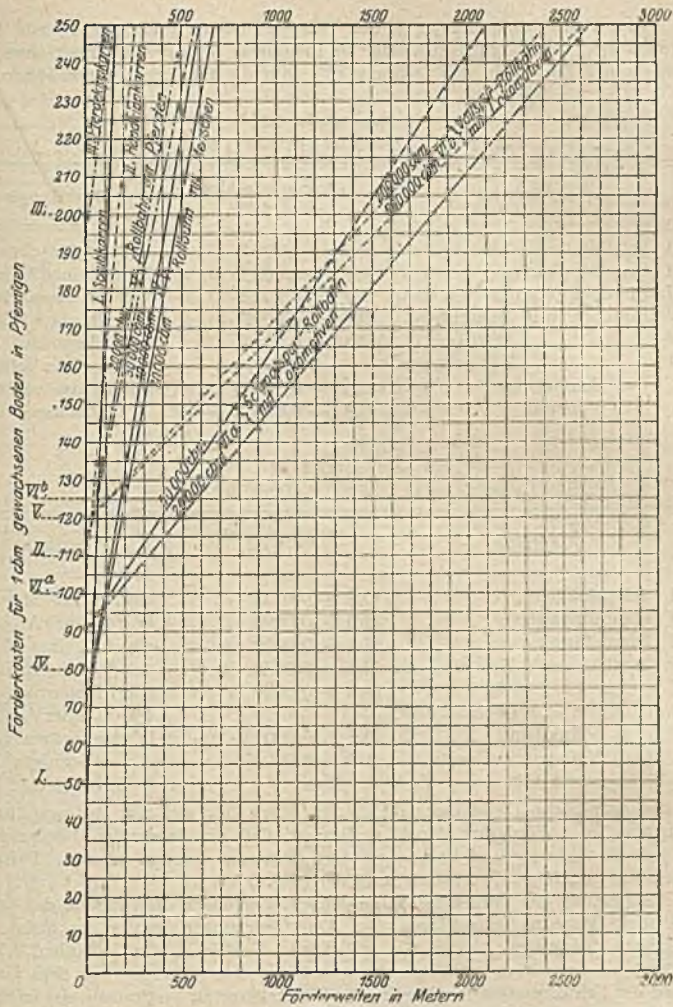


Fig. 5a.

Dementsprechend folgt:

Zahlentafel 21. Steigungszuschläge (allgemeine Form).

Förderart	Steigungszuschlag
I Schubkarren	$(0,0034 + 0,00016 \cdot e) \cdot s \cdot a_1$
II Handkippkarren	$(0,0067 + 0,000032 \cdot e) \cdot s \cdot a_1$
III Pferdekipkarren	$(0,0069 + 0,000012 \cdot e) \cdot s \cdot a_1$
IV Rollbahn mit Menschen	$(0,0223 + 0,000093 \cdot e) \cdot s \cdot a_1$
V „ „ Pferden	$(0,0083 + 0,000016 \cdot e) \cdot s \cdot a_1$
VI „ „ Lokomotiven:	
a) Schmalspur	$\frac{1}{L} (0,0051 + 0,0000022 \cdot e) \cdot s \cdot a_1$
b) Vollspur	$\frac{1}{L} (0,0042 + 0,0006 i + 0,000002 \cdot e) \cdot s \cdot a_1$

Unter Festhaltung der gewählten Beispiele (siehe S. 1223, 1225 und 1226) ergeben sich die Steigungszuschläge in Pfennigen für die Förderung eines cbm gewachsenen Bodens in der Steigung $s^0/_{100}$ auf die Förderweite e in Metern zu:

Zahlentafel 22.
Steigungszuschläge im Jahre 1914.

	Förderart	Steigungszuschlag in Pf./cbm	Bemerkungen
I	Schubkarren	$(0,14 + 0,0064 \cdot e) \cdot s$	Gültig für Stundenkosten eines Arbeiters von 40, eines Pferdes von 60, einer Schmalspurlokomotive von 60 · L, einer Vollspurlokomotive von 45 · L Pfennigen
II	Handkippkarren	$(0,5 + 0,0025 \cdot e) \cdot s$	
III	Pferdekippkarren	$(0,7 + 0,0012 \cdot e) \cdot s$	
IV	Rollbahn mit Menschen	$(0,9 + 0,0037 \cdot e) \cdot s$	
V	„ „ „ Pferden	$(0,8 + 0,0016 \cdot e) \cdot s$	
VI	„ „ „ Lokomotiven:		
	a) Schmalspur	$(0,3 + 0,00013 \cdot e) \cdot s$	
	b) Vollspur	$(0,3 + 0,00009 \cdot e) \cdot s$	

Zahlentafel 22 a.
Steigungszuschläge Anfang des Jahres 1919.

	Förderart	Steigungszuschlag in Pf./cbm	Bemerkungen
I	Schubkarren	$(0,5 + 0,0224 \cdot e) \cdot s$	Gültig für Stundenkosten eines Arbeiters von 140, eines Pferdes von 350, einer Schmalspurlokomotive von 150 · L, einer Vollspurlokomotive von 115 · L Pfennigen
II	Handkippkarren	$(1,9 + 0,0090 \cdot e) \cdot s$	
III	Pferdekippkarren	$(3,5 + 0,0060 \cdot e) \cdot s$	
IV	Rollbahn mit Menschen	$(3,1 + 0,0130 \cdot e) \cdot s$	
V	„ „ „ Pferden	$(4,2 + 0,0080 \cdot e) \cdot s$	
VI	„ „ „ Lokomotiven:		
	a) Schmalspur	$(0,8 + 0,00033 \cdot e) \cdot s$	
	b) Vollspur	$(1,9 + 0,00023 \cdot e) \cdot s$	

Die graphische Darstellung dieser Zuschläge läßt sich mit der graphischen Preistafel jeder Förderart derart verbinden, daß die dauernden Förderkosten für jede Entfernung und Steigung sofort abgelesen werden können. Beispiele zeigen die nachfolgenden Darstellungen¹⁾ (Fig. 6 bis 9).

Als Neigung der Förderung ist bei Längsförderungen die Neigung des herzustellenden Planums einzuführen, bei Querförderungen genügt es meist, die günstigste Steigung s_1 oder das günstigste Gefälle s_0 (vgl. Zahlentafel 13 S. 1218) als erreichbar vorauszusetzen und aus diesem, sowie aus dem Unterschied der Schwerpunkte der Massen die Förderlänge zu bestimmen, die in Rechnung zu stellen ist. Wenn diese günstigsten Neigungen nicht erreichbar sind, bestimmt die gegenseitige Lage der Massenschwerpunkte Förderweite und Steigungsverhältnis, und es sind die Steigungszuschläge wie bei der Längsförderung zu bemessen.

2. Eine Verteuerung der Talförderungen beginnt erst bei sehr steilen Gefällen und kann demnach meist außer acht bleiben. Ebenso ist die Ermäßigung der Förderkosten auf günstigem Gefälle wegen des notwendigen Bergtransportes der leeren Fördergefäße nur gering und wird gleichfalls nicht in Betracht gezogen.

d) Die Wahl der Förderart wird außer von der Höhe der Förderkosten wesentlich beeinflusst auch durch die Gerätebestände der ausführenden Unternehmung, sowie durch die Neigung und Gestaltung des Geländes, das oftmals für einen

¹⁾ Vgl. Schütz, Beiträge zur zeichnerischen Massenermittlung usw. Berlin 1908.

Förderkosten

bei Stundenlohn eines Arbeiters von 40 Pfennigen (im Jahre 1914).

I. Schubkarren.

IV. Rollbahn mit Menschen.



Fig. 6.

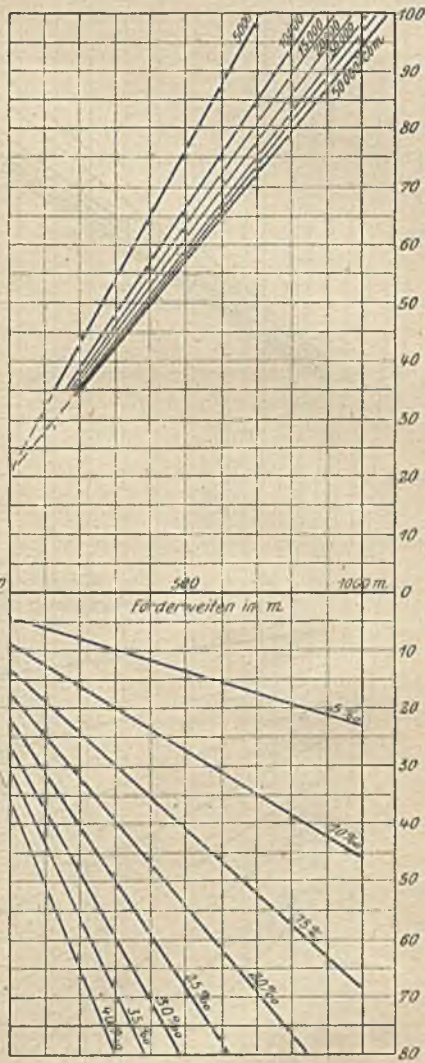


Fig. 7.

größeren Teil der Förderung die Anwendung von Rollbahnen nicht gestattet. Im allgemeinen wird man, wenn irgend erreichbar, Förderungen kleiner Mengen auf große Entfernungen unbedingt vermeiden, sonst aber verwenden:

1. Schubkarren für kleine Mengen auf kurze Entfernungen (meist nicht über 200 m), bei Querförderungen der Seitenablagerungen und Seitenentnahmen

Förderkosten bei Stundenlohn eines Arbeiters von 40 Pfennigen,
 Stundenkosten eines Pferdes von 60 Pfennigen (im Jahre 1914).

V. Rollbahn mit Pferden.

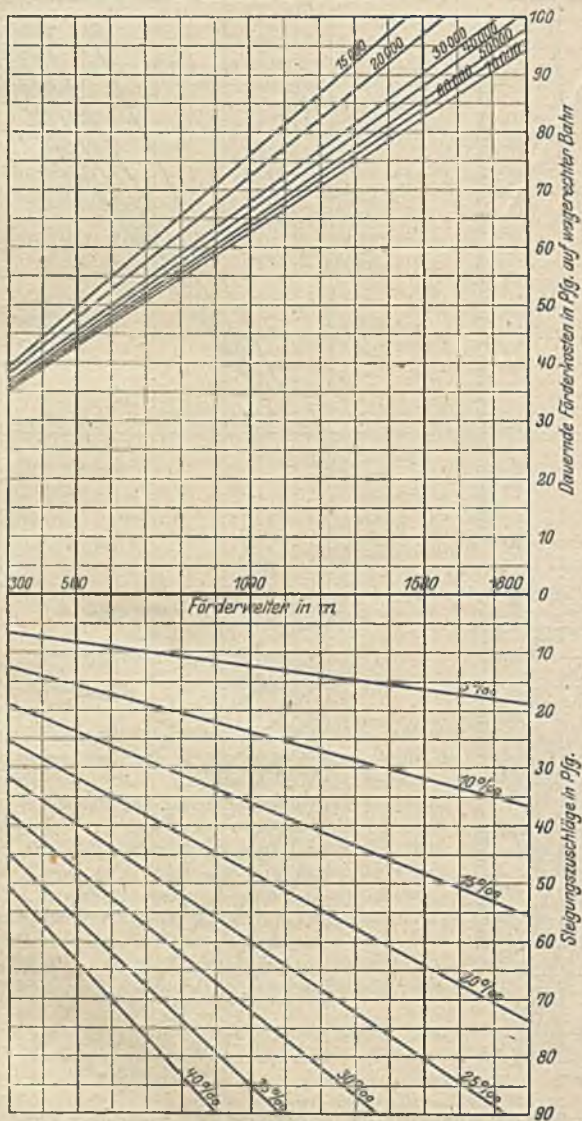


Fig. 8.

auch für größere Quantitäten, wenn die zu überwindenden Neigungen die Anordnung von Rollbahnen verbieten, sowie als Einleitung für die Gleisanlage der 2. Rollbahnen: von 50—60 cm Spurweite bei kleineren Mengen ($\leq 10\,000$ cbm

Förderkosten bei Stundenkosten einer Schmalspurlokomotive von 60 t L Pfenningen (im Jahre 1914). L = Reibungsgewicht der Lokomotive.
 VIa. Rollbahn mit Schmalspurlokomotiven.

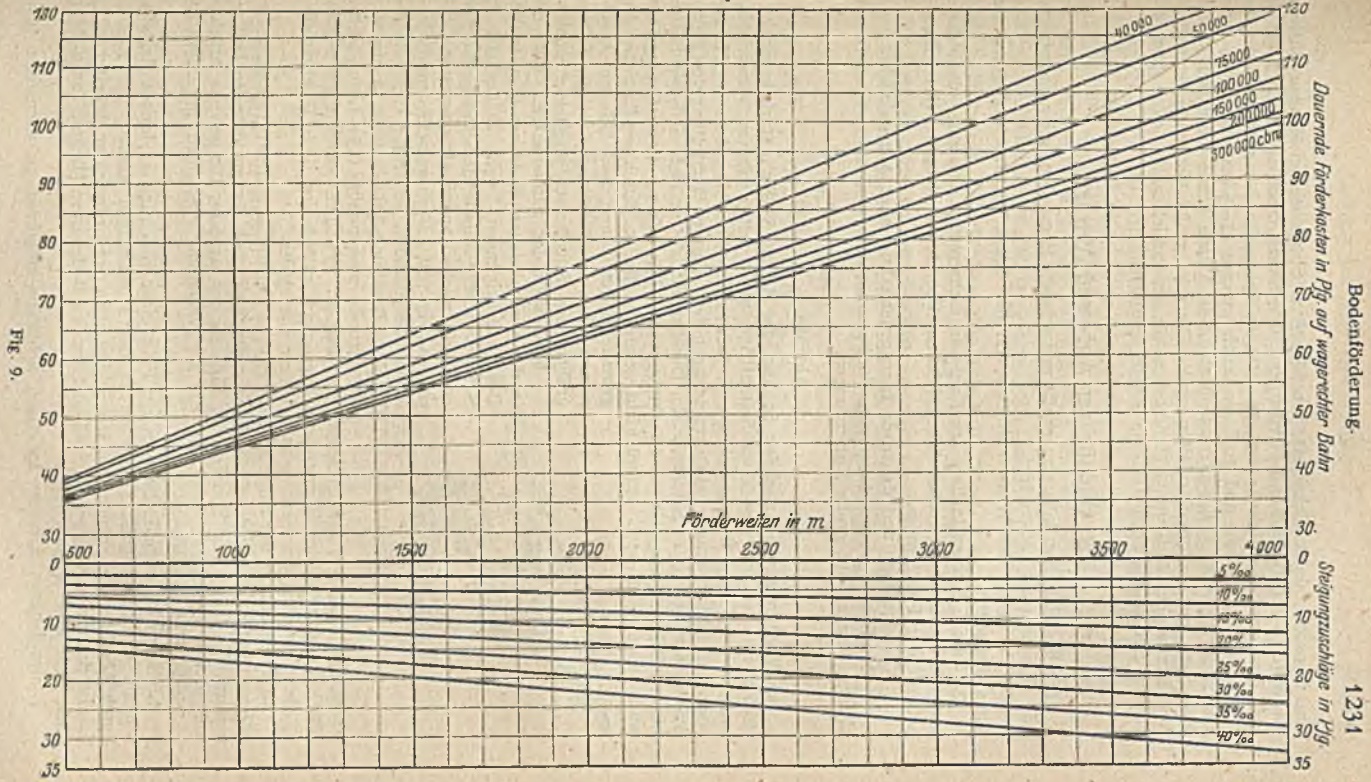


Fig. 9.

Bodenförderung.

Steigungsschläge in ‰

und Menschen als Betriebskraft; von 60—75 cm Spurweite bei Mengen mittlerer Größe (20—50 000 cbm) und Pferden als Betriebskraft, auch die ersten 2—300 m mit Menschen einzuleiten; von 75—100 cm Spurweite bei größeren Arbeiten (50 000—300 000 cbm) und größeren Entfernungen (2—3 km und mehr) unter Durchführung von Lokomotivtransporten, die durch kurze Förderungen mit Menschen und Tieren einzuleiten sind. Für sehr große Mengen und günstige Verhältnisse der Auf- und Abladestellen können endlich auch Lokomotivförderungen auf vollspurigem Gleis in Frage kommen.

D. Bildung der Auf- und Abträge.

Für die wirtschaftliche, dauerhafte und schnelle Herstellung aller Erdarbeiten gilt allgemein als notwendig:

1. Abhaltung des Wasserzuflusses von der Baustelle, Trockenhaltung der Baustelle selbst.
2. Rasche Inangriffnahme des Baues an mehreren, voneinander unabhängigen Arbeitsstellen mit großen Arbeitsflächen; Übereinstimmung der Herstellungsart mit der Förderweise.
3. Gleichmäßige und dauernde Inanspruchnahme aller Arbeitskräfte.
4. Möglichste Vermeidung von Förderungen in der Steigung, sowie von kleinen Mengen auf große Entfernungen.

I. Abträge.

a) **Vorbereitende Arbeiten:** Schälen des Rasens 5—8 cm stark in quadratischen Stücken von 20—30 cm Seitenlänge, meist mit Hilfe von verschiedenartig konstruierten Rasenmessern und Rasenschaufeln; Abtreiben des Mutterbodens 10—20 cm stark; bei Querneigungen des Geländes Herstellung von Saumgräben mit 0,4—0,5 m Sohlbreite, im Durchschnitt 0,5 m Tiefe und reichlichem Längsgefälle am hangseitigen Böschungsrande. Das Wasser dieser Saumgräben muß, wenn es direkten Abfluß nicht genügend findet, durch gepflasterte oder gemauerte, manchmal auch hölzerne Abfallrinnen über die Böschungen in die Seitengräben des Einschnitts abgeleitet werden.



Fig. 10.

b) **Gestalt der Einschnitte.** Über die in den verschiedenen Bodenarten zulässigen Böschungsneigungen vgl. Zahlentafel 2. S. 1208. Schräg einfallende Schichten können unsymmetrische Querschnittsgestaltung bedingen (Fig. 10). Liegen verschiedene Bodenarten übereinander, so ergibt sich eine gebrochene Böschungslinie, in deren Brechpunkten oftmals zweckmäßig 0,5—1,0 m breite,

nur schwach geneigte Bermen angeordnet werden. In hohen, einheitlich geneigten Böschungen finden sich Bermen jetzt kaum noch, rätlich sind sie in Planumshöhe am böschungseitigen Grabenrand tieferer Einschnitte.

c) **Herstellung der Einschnitte.** Einfluß auf die zu wählende Bauweise haben: die Gestaltung des Geländes, die Beschaffenheit der zu lösenden Erdmassen, die Länge der Bauzeit, die Eignung der Arbeiter für gewisse Arbeitsweisen, die Lohnverhältnisse und die zur Verfügung stehenden Fördermittel. Stets wird man suchen:

1. die zu lösenden Erdmassen am Fuße einer Böschung an langen Arbeitswänden unter möglichster Ausnutzung der selbsttätigen Lösung der Massen durch Abstürzen zu entnehmen, soweit dies ohne Gefährdung der Arbeiter möglich ist (in nur vorübergehend steil anstehenden Bodenarten [Lehm, Ton u. dgl.] nicht über 4 m Wandhöhe),
2. das längere Arbeiten in engen Schlitten möglichst zu vermeiden und

3 die Einschnitte auch dann mit Steigung anzuschneiden, wenn ihre endtältige Sohle wagerecht oder im Gefälle liegt. Der hierbei verbleibende Keil wird sich vielfach nach der Gefälleseite hin abtreiben und fördern lassen. Der Aushub des Einschnittes kann bewirkt werden:

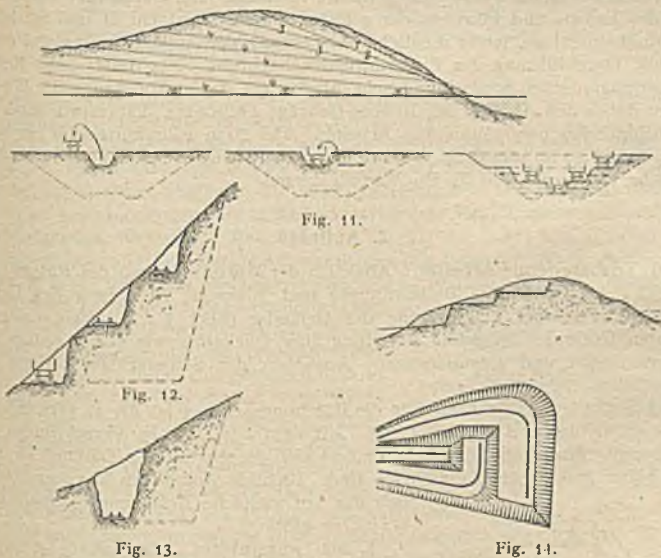
α) mit **Langbau** — bei langen Einschnitten oder Anschnitten —, und zwar:

1. als **Lagenbau** (Abmähen [Fig. 11]) bei günstigen geringen Längsgefällen des Geländes und in leicht zu gewinnendem Boden. Der Abbau erfolgt in einzelnen Lagen, die durch Herstellung eines Grabens aufgeschlossen werden, dessen Tiefe der Lagenstärke entspricht. Die Förderbahn wird zunächst in der Längsrichtung des Einschnitts auf das Gelände oder auf die Oberfläche der neuen Lage verlegt, dann nach Aushub in den Graben gesenkt und, dem Fortschreiten der Arbeit entsprechend, seitlich verschoben. Im Felsen ist diese Abbauweise schwierig und nicht zu empfehlen, bei starker Querneigung des Geländes geht sie über in den

2. **Seitenbau** (vgl. Fig. 12),

3. als **Schlitzbau** (Röschenbau [Fig. 13]) bei steilerer Längsneigung des Geländes, von einem in Sohlenhöhe des Einschnitts durchgeschlitzten Längsgraben aus.

β) Mit **Kopfbau**, bei dem der Einschnitt sofort in voller Breite und meist in mehreren, quer zur Längsachse des Einschnittes in verschiedenen Höhen liegenden Arbeitsebenen (Stufen- oder Strossenbau) in Angriff genommen wird (Fig. 14).



Der Kopfbau bietet bei steilem Gelände die Möglichkeit, zahlreiche Angriffsstellen zu schaffen, er eignet sich daher namentlich für tiefe Einschnitte im Felsen. Gleichgültig ist es dabei, ob die Verladung tatsächlich vor Kopf erfolgt, oder ob eine Seitenverladung stattfindet, für welche die Förderbahnen an der Ladestelle um 90° geschwenkt werden müssen. Im allgemeinen werden die Förderbahnen an den Selten des Einschnittes angeordnet. Werden ihre Gefälle zu große, so können unter Umständen Bremsberganordnungen gute Dienste leisten. Das Seil muß dabei die Scheiben derart umfassen, daß der Peripheriewinkel der Anlagelängen

$$\alpha \cong \frac{1}{l} \log. \text{nat.} \frac{S_2}{S_1}$$

beträgt, wenn $f (= \frac{1}{4})$ die Reibungsziffer zwischen Scheibe und Seil, S_1 den Seilzug bei leeren, S_2 bei vollen Wagen bezeichnet. In der Regel wird ein $\alpha > 2:1$ notwendig. Ist ein Bremsberg nicht am Platze, so können auch Sturzgerüste zum Ausgleich der Höhen zwischen den einzelnen Arbeitsebenen benutzt werden.

γ) Mit **Stollenbau** (englische Bauart) (Fig. 15), bei starker Geländeneigung und tiefen Einschnitten, namentlich in leichterem und mittelschwerem Boden bei Förderung auf Rollbahnen mit Lokomotiven anwendbar. Auf der Sohle



Fig. 15.

des Einschnittes wird ein Stollen in bergmännischem Betriebe vorgetrieben (Querschnitt 2,3 · 2,6 bis 2,5 · 2,8 m), und auf diesen werden dann von der Geländeoberfläche aus in Entfernungen von meist 10—15 m Schächte abgeteuft, durch welche die in Trichtern um jede Schachtmündung gelösten Massen in die im Stollen haltenden Förderwagen fallen. Vorteile dieser Bauart: Unabhängigkeit von der Neigung des Geländes, leichte Entwässerung, Einfachheit und Billigkeit des Ladens und Förderns der gelösten Massen, Einfachheit und Stetigkeit der Rollbahnanlage, leicht mögliche Vermehrung der Angriffspunkte und daher schnelle Durchführung der Einschnittsausschachtung. Nachteile: hohe Kosten der bergmännischen Stollen- und Schachtarbeiten, starke Abnutzung der Förderwagen durch den Absturz des Bodens (schräge Fallrohre), Zeitverlust durch die auszuführenden bergmännischen Arbeiten. Bei 20 m Einschnittstiefe erscheint diese Bauweise im allgemeinen den andern überlegen, sie kann aber auch schon bei sehr viel geringeren Tiefen Vorteile bieten.

2. Aufträge.

a) **Vorbereitende Arbeiten:** Abziehen der Muttererde und des Rasens (vgl. S. 1232); Ausroden aller Baumstümpfe und Wurzeln; Abstufung des Untergrundes bei starker Querneigung des Geländes (über 1 : 10); Trockenlegung feuchten Untergrundes durch Ableitung aller Quellen, sowie durch Anlage von Sickerschlitzern und Drainierungen; Ausheben der Seitengraben entlang des Dammfußes.

b) **Gestalt der Dämme.** Für die Böschungsneigung ist die zu verwendende Bodenart maßgebend (vgl. S. 1208). Mit dem allmählichen Verschwinden der vorübergehenden Auflockerung verändert sich die Gestalt der Dämme, die deshalb höher und breiter zu schütten sind. Richtige Annahmen hierüber können sich nur auf vielfache Erfahrungen gründen.

Winkler gibt:

1. für wagerechtes oder wenig geneigtes Gelände:

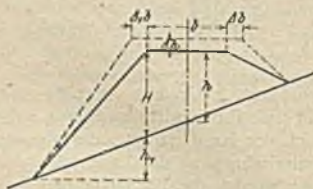


Fig. 16.

	Δh	$\Delta b = \Delta_1 b$
bei lehmigem oder tonigem Schüttungsboden . . .	$\frac{1}{10} \cdot h$	$\frac{1}{2} \cdot h$
„ sandigem Boden . . .	$\frac{1}{8} \cdot h$	$\frac{1}{5} \cdot h$
„ Dammerte . . .	$\frac{1}{4} \cdot h$	$\frac{1}{3} \cdot h$
„ Steinschüttung . . .	$\frac{1}{20} \cdot h$	$\frac{1}{10} \cdot h$

2. für stärker geneigtes Gelände ist zur Bestimmung von $\Delta_1 b$ zu setzen:

$$h = H + \frac{h_1}{2}$$

c) **Eignung der Bodenmassen zu Dammschüttungen.** Am tauglichsten sind wasserdurchlässige, im Wasser aber nicht auflösbare und leicht zu verbauende Bodenmassen, die genügende Tragfähigkeit besitzen und sich nicht sperrig schütten.

Von Pflanzenteilen stark durchsetzte Bodenarten — Moor, Torf, Schlick, Schlamm — sind von der Verwendung auszuschließen, Lehm ist vor den Einflüssen des Wassers auf das sorgfältigste zu schützen, Ton gibt lockere, längeren Setzungen unterworfenen Dämme. Sand und Kies eignen sich am besten zur Schüttung. Leicht verwitterndes Gestein muß eine Überdeckung zum Schutz gegen die Einwirkung der Luftfeuchtigkeit erhalten, festes Gestein liefert sehr trockene, sich wenig setzende Dämme, die dann, wenn die Steine an den Böschungen regelrecht gepackt werden, steiler geböschet werden können.

Sehr gefährlich ist das Verbauen von Massen, die von Wasser durchzogen sind, namentlich aber von gefrorener Erde. Alle Frostballen sind daher auszusetzen, bis sie durchtaut sind.

d) **Herstellung der Dämme.** Ausführung der Schüttung so, daß der Damm in sich eine möglichst große Festigkeit erhält.

α) Am besten **Lagenschüttung** (Fig. 17), Einbau in einzelnen, nahezu wagerechten, am besten 1—1,5 m hohen Schichten in voller Dammbreite, jede Stelle



Fig. 17.

jeder Schicht wird durch die Förderung der Massen gedichtet. Bei Verwendung von Rollbahnen steigt die Schichthöhe auf 3—6 m.

β) Bei der **Kopfschüttung** stellt man den Damm sofort in voller Höhe und Breite her, indem man den Boden vom Übergangspunkte her in der Längsrichtung des Dammes abstürzt. Sie liefert befriedigende Dämme, weil das Bestreben zu Verschiebungen nur in der Längsrichtung des Dammes auftritt und hier genügenden Widerstand findet.

Bei sehr hohen Dämmen wird Kopfschüttung mit Lagenschüttung verbunden, Damm in zwei oder drei übereinanderliegenden Schichten, deren Trennungsebenen meist in der günstigsten Förderneigung liegen, durch Kopfschüttung hergestellt (Fig. 18).

Schubkarrenförderung bei Kopfschüttung ausgeschlossen, Rollbahn mit Seitenkippern in der Regel nur bei Verwendung von Drehscheiben oder von Schüttgerüsten anwendbar.

Feste Schüttgerüste gewähren eine dauernd unveränderliche Lage der Gleise und eine erhebliche Beschleunigung der Arbeit, sie sind an der Brennerbahn bis 50 m Höhe verwendet worden.

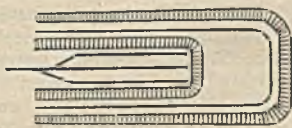


Fig. 18.

γ) Bei **Seitenschüttung** (Fig. 19) wird von einem Dammkern oder bei Anschnitten von der Übergangslinie zwischen Einschnitt und Damm aus die Schüttung meist in voller Höhe aus einzelnen Schichten gebildet, deren Begrenzungsflächen unter dem Reibungswinkel des Schüttbodens parallel zur Dammachse liegen, daher Bestreben zur seitlichen Abrutschung. Deshalb bester gleichmäßiger Schüttboden Voraussetzung. Seitenschüttung gestattet sehr lange Wagenzüge ohne zeitraubende Verschiebearbeiten auf einmal zu entleeren; rascher Arbeitsvorgang.

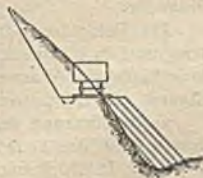


Fig. 19.

Dammkern frei stehender Dämme meist mit Kopfschüttung, oft unter Zuhilfenahme von Sturzgerüsten vorgetrieben.

Besondere Vorsicht erheischt die Einschüttung der Bauwerke. Sie hat jederzeit gleichzeitig und gleichmäßig auf beiden Seiten des Bauwerkes in dünnen,

wagerechten, sorgfältig zu stampfenden Lagen zu geschehen. Bei Kopf- und Seitenschüttung ist das Bauwerk mit Fördergerüsten zu überschreiten und in gleicher Weise vorzugehen.

δ) Bei Dämmen auf **schwankendem Grunde** — im Moor — sucht man, wenn eine (dann zumeist sehr umfangreiche) Entwässerung nicht durchführbar erscheint, bei nicht allzu großer Tiefe mit der Anschüttung den festen Untergrund möglichst in voller Breite, wenigstens in einzelnen Schlitzen, zu erreichen oder doch durch die Schüttung die weichen Massen so weit zu dichten, daß ein Gleichgewichtszustand herbeigeführt wird. Besitzen die Moore eine zusammenhängende Decke, so kann deren Tragfähigkeit durch Aufbringen von Faschinenlagen oder eines Knüppelbelages erhöht und auf dieser Unterlage der Damm vorsichtig in dünnen Lagen aus möglichst leichtem Boden gebildet werden. Solche schwimmende Dämme bleiben indessen stets unsicher.

E. Die Sicherung der Erdkörper.

Der sichere Bestand der Erdkörper beruht auf der Erhaltung der Reibung und des inneren Zusammenhanges. Beides wird bedroht durch die Einwirkung des Wassers, des Frostes und der Verwitterung. Zur Abhaltung dieser Einflüsse ist nötig:

1. Schutz der Böschungen.

Felswände bedürfen in der Regel weiterer Fürsorge nicht, nur etwa freigelegte weichere Schichten sind unter Sicherung des Wasserabflusses durch Zementmörtelmauerwerk zu schließen.

Alle übrigen Böschungen sind zu sichern, je nach ihrer Neigung und dem zu erwartenden Angriff in verschiedenem Maße. Erdböschungen unter natürlichem Böschungswinkel erhalten zumeist eine

a) Sicherung mittels Pflanzen und Flechtwerk.

α) **Abdeckung mit Mutterboden**, der 15—25 cm stark aufgebracht, eingesät und mit Schlägeln festgeschlagen wird. In schlüpfrige Böschungen sind vorher Stufen einzuschneiden. Ist der Schüttboden selbst fruchtbar genug, so wird er ohne vorherige Aufbringung einer Humusschicht eingesät. Auch leicht verwitterbare Steinschüttungen sind durch eine Erdumhüllung zu schützen.

β) Bekleidung mit Rasenstücken.

1. Flach- oder Deckrasen aus in regelmäßigen Verbands flach aufgelegten Rasenstücken, die festgeschlagen und von denen einige mit hölzernen Pflöcken festgenagelt werden. Rätlich ist die Einschaltung einer 10—15 cm starken Mutterbodenschicht zwischen Böschungsfläche und Rasenbedeckung.

Fehlt es an Rasen, dann Netzwerk aus Flachrasenbändern.

An besonders gefährdeten und an zu stützenden steileren Stellen:

2. Kopfrasen, bei dem die Stirnseiten der Rasenstücke in die meist unter 1:1 geneigte Böschungsebene gelegt werden, je zwei Rasennarben der Stücke aufeinander.

Die Bekleidung der Böschungen mit Rasen am besten bei feuchter Witterung und an Dämmen erst, wenn sich der Damm einigermaßen gesetzt hat. Entlang fließenden Wassers, z. B. in Gräben, genügt sie bis zu einer Wassergeschwindigkeit von 0,3 m/sec.

γ) **Bepflanzung mit Bäumen oder Sträuchern**, wenn es an Mutterboden und Rasen fehlt, das Erdreich steinig und zur Berasung nicht geeignet, die Böschung steil ist. In trockenem Boden findet Akazie, Birke, Buche, Ahorn und Fichte, in feuchten Lagen Weide, Erle und Ulme Verwendung. Böschungen, die besonders dem Wellenschlage ausgesetzt sind, werden sehr flach (1:4 bis 1:20) angelegt und zweckmäßig mit niedrig zu haltenden Weiden bepflanzt, die, dem Wasserdruck nachgebend, sich auf die Böschung legen und diese schützen.

δ) **Herstellung von Flechtzäunen** in Böschungen, deren Massen leicht verwittern oder Rutschungen befürchten lassen. Meist in rechteckigen oder rauten-

förmigen Maschen von 2—5 m Seitenlänge aus 0,6—2,0 m langen, 4—10 cm starken, in Entfernungen von etwa 0,3 m stehenden Pfählen, die in den 30—40 cm über die Böschung emporstehenden Teilen mit Reisig oder Weidenruten eingeflochten werden.

e) **Senkfaschlnendeckungen** da, wo es an geeigneten Steinen fehlt, am Fuße von Schüttungen bei Wasserangriff.

b) **Bekleidung mit Steinen**, entweder als Verkleidung zur Herbeiführung eines wirksameren Schutzes der Oberfläche an sich standfähiger Massen gegen Verwitterung und Abspülung oder zur Stützung von Böschungen, die steiler sind als der natürliche Böschungswinkel der betreffenden Erdmasse. Dem verschiedenen Zweck entsprechend sind die anzuwendenden Stärken verschieden.

α) **Liegende Steinbauten.**

1. **Pflasterungen**, aus roh bearbeiteten Bruchsteinen, 15—60 cm, meist 25—30 cm stark, Verlegung in Sand, Moos oder Rasen, in Einschnitten wohl auch in Zementmörtel; bei Dämmen nur an guter Schüttung und auf einer 10—20 cm starken Bettung aus Sand, Kies und Geröll oder Steinbrocken. Böschungsneigung meist 1 : 1, bei größeren Pflasterstärken und nicht zu großen Höhen der Pflasterungen 1 : $\frac{3}{4}$. Am Fuß gewöhnlich eine größere Steinpackung, entlang von Gewässern unter Umständen durch eine über Niedrigwasser angeordnete Berne verstärkt. Zur Erhöhung der Widerstandskraft wird der Fuß wohl auch durch eingeschlagene Schienen und Pfähle oder durch eine mit Steinen umpackte Spundwand gesichert.

2. **Sickerrinnen**, in der Böschungsneigung als einzelne, am besten schräg gerichtete Pfeiler oder Sporen, oder in sattel- und bogenförmiger Anordnung, im allgemeinen 30—50 cm tief in die Böschung eingeschnitten und mit Steinen oder grobem Kies ausgefüllt. Am Fuße sind die Sickerungen stärker zu halten, wohl auch zur Entwässerung aufquellender Bodenschichten als Grundbögen unter der Bettung hindurch zu verbinden. Ist eine Festigung des Bettungsuntergrundes und des Böschungsfußes Hauptzweck, so kann auch eine Ausführung solcher Grundbögen und deren Widerlager in Mörtelmauerwerk in Frage kommen.

3. **Bekleidung mit Betonplatten**, zum Schutz gegen Wasserangriff (vgl. „Wasserbau“).

β) **Stehende Steinbauten.**

1. **Steinpackungen (Steinsätze)**, aus unbearbeiteten, aber in der Böschungsoberfläche möglichst sorgfältig zusammengeschichteten Steinen der Schüttung, reichliches Sackmaß ($\frac{1}{2} \cdot h$), meist vertikale hintere Begrenzung, obere Breite nicht unter $1,0 + \frac{h}{20}$, Vorderflächenneigung 1 : 1.

2. **Trockenmauern** aus mit dem Hammer bearbeiteten, regelrecht in Ver-

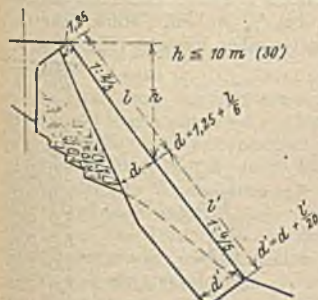


Fig. 20. Brennerbahn.

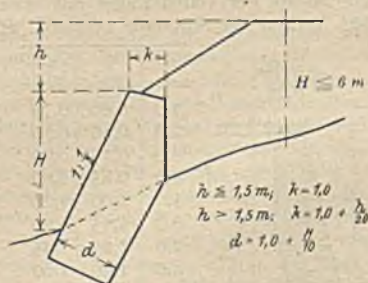


Fig. 21. Gotthardbahn.

band gesetzten und möglichst großen lagerhaften Bruchsteinen, die mit Stein-
splittern verzwickelt werden. Lagerfugen möglichst senkrecht zur Drucklinie, also

an der Vorderfläche senkrecht zu dieser und von da nach und nach zur Wagerechten übergehend, anzuordnen. Neigung der Vorderfläche meist $1 : \frac{2}{3}$, im unteren Teil hoher Mauern besser $1 : \frac{1}{5}$, bei niedrigen Mauern — höchstens 6 bis 8 m — $1 : \frac{1}{2}$ bis $1 : \frac{1}{3}$; Rückfläche im Auftrag senkrecht, im gewachsenen Boden etwa gleichgerichtet mit der Vorderfläche. Die Stärke der Mauer hängt wesentlich ab von Größe und Lagerhaftigkeit der Steine, im allgemeinen Kleinmaß der Kronenbreite 0,6 m; wo starke Erschütterungen in Frage kommen, z. B. bei Eisenbahnen, erheblich größer (vgl. Fig. 20—24). Bei großen Höhen Hinter-



Fig. 22.

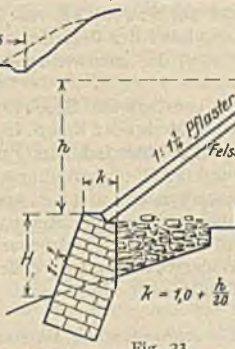


Fig. 23.

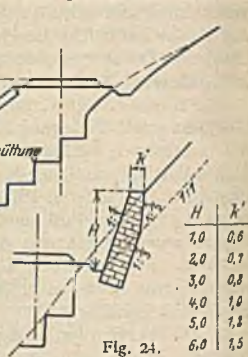


Fig. 24.

Albulabahn.

H	k'
1,0	0,6
2,0	0,7
3,0	0,8
4,0	1,0
5,0	1,1
6,0	1,5

packung der Trockenmauern mit Steinsätzen zweckmäßig, jedoch ohne Verband der beiden Steinkörper. In Dämmen ist die Vorderkante von Trockenmauern und Steinsätzen um ein Maß δ vor die Böschungsfäche zu legen, das für Steinschüttungen zu



Fig. 25.

für Erdschüttungen zu

$$\delta = \frac{h_1}{25} + \frac{h_2}{50}$$

$$\delta = \frac{h_1}{15} + \frac{h_2}{50}$$

angenommen werden kann (Fig. 25).

3. Mörtelmauern aus Bruchsteinen, Beton und Eisenbeton, seltener aus Hausteinen oder Ziegeln. Entweder als volle Mauern mit gleichmäßig durchgehendem Querschnitt oder zur Materialersparnis als aufgelöste, gegliederte Mauern mit ebenen oder gekrümmten Schilden zwischen einzelnen Schäften. Vorderseite der vollen Mauer mit etwa $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{6}$ Anlauf. Rückfläche nach dem Verlauf der Stützlinie begrenzt, am besten aber lotrecht (Fig. 26 u. 27).

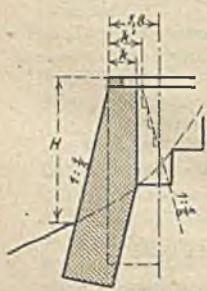


Fig. 26.

H	k	k'
1,0	0,60	0,70
2,0	0,60	0,70
3,0	0,75	0,90
4,0	0,85	1,00
5,0	1,00	1,20
6,0	1,15	1,30
7,0	1,25	1,45
8,0	1,40	1,60
9,0	1,50	1,70
10,0	1,65	1,80
12,0	1,90	2,10
14,0	2,15	2,30

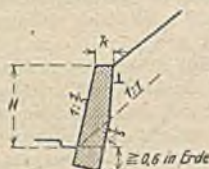


Fig. 27.

Albulabahn.

H	k
1,0	0,50
2,0	0,50
3,0	0,50
4,0	0,60
5,0	0,75
6,0	0,90
7,0	1,05
8,0	1,20
9,0	1,35
10,0	1,50
12,0	1,80
14,0	2,10

Gegliederte Mauern namentlich als Gewölbe mit wagerechten, lotrechten oder schrägen Längsachsen zwischen Schäften vielfach auch angewendet, um den Raum unter der Dammkrone zu anderen Zwecken verfügbar zu erhalten. Neuerdings hat der Eisenbetonbau diese Bauweise erneut aufgenommen und sie auch in der Form der Winkelstützmauern und der verankerten Mauern zur Ausführung gebracht.

Verkleidungsmauern meist als volle ausgeführt (vgl. Fig. 28).

h	h	d
$\leq 2,0$	0,4	0,4
3,0	0,5	0,5
3,0—6,0	0,6	$d = h + \frac{h}{10}$
$> 6,0$	0,7—0,8	

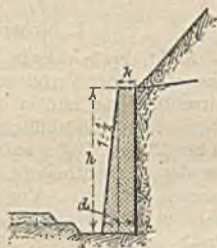


Fig. 28.

Stützmauern sind mit möglichst geringem Aufwand an Baustoff durchzubilden und in ihren Abmessungen statisch zu begründen. Bei vollen Mauern kann die erforderliche Kronenbreite a_1 bei einem Anlauf der Vorderfläche von $1 : \frac{1}{5}$ bis $1 : \frac{1}{6}$ und bei lotrechter hinterer Begrenzung für Mauern zur Stützung von Dammkörpern (Fig. 29) zu

$$0,45 + 0,30 \cdot h - 0,1 \cdot h \left(1 - \frac{h_1}{3 \cdot h}\right)^3,$$

für Mauern zur Stützung von gewachsenem Boden (Fig. 30) zu:

$$0,30 + 0,27 \cdot h - 0,1 \cdot h \left(1 - \frac{h_1}{3 \cdot h}\right)^2$$

angenommen werden. Liegen Steinsätze hinter der Mauer von mindestens gleicher Stärke wie diese und nach rückwärts unter $1 : 1$ geböschet, so kann die Stärke

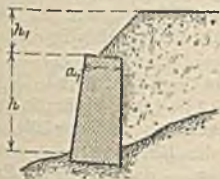


Fig. 29.

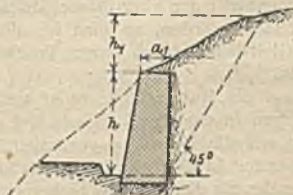


Fig. 30.

der Mauer um 5—8% verringert werden. Kleinmaß der Kronenbreite bei Bruchstein 0,5—0,6 m, bei Ziegel 2 Steinlängen, bei Beton 0,3—0,4 m.

Das Mauerwerk der Stützmauern ist gleichmäßig herzustellen, Lagerfugen senkrecht zur Vorderfläche bei starken Mauern allmählich in die Wagerechte übergehend. Möglichst großes spezifisches Gewicht, guter Verband und gutes Lager der Steine, kräftige Binder, große Kopfsteine in der Ansichtsfläche, guter Schluß der Fugen in der Vorderfläche mit Zementmörtel. Das Fundament — in Erde 0,8 bis 1,0 m unter Bodenfläche — ist sorgfältig gegen Gleiten und Unterspülen zu sichern. Zur Abführung des sich hinter der Mauer ansammelnden Wassers sind Entwässerungskanäle von etwa 10×15 cm Querschnitt oder Röhren von wenigstens 5 cm Durchmesser an richtiger Stelle vorzusehen und an der Rückseite mit wasserdurchlässigem Geröll zu umpacken. Bei zu erwartender größerer Feuchtigkeit 50—90 cm starke Steinpackung hinter der Mauer, mit einer Sickerinne längs des Fußes. Hinterfüllung, sorgfältig und gleichmäßig in nahe wagerechten, nicht zu starken, gut anzustampfenden Schichten mit

Material, das möglichst wenig Druck verursacht — Sand, Kies, Gerölle, Geschiebe. Kopf der Mauer möglichst widerstandsfähig, am besten aus einer kräftigen Rollschicht von ausgesuchten Steinen.

2. Sicherung der Erdkörper gegen Rutschung.

Nicht beabsichtigte Bewegungen der von den Erdarbeiten betroffenen Massen und ihre Verhütung oder Beseitigung ergeben fast stets die schwierigsten, zeitraubendsten und meist auch kostspieligsten Herstellungen. Im allgemeinen ist es leichter und billiger, drohende Rutschungen zu verhüten, als eingetretene zu bewältigen. Daher sorgfältigste Vornahme eingehendster Bodenuntersuchungen vor der Inangriffnahme der Erdarbeiten wegen etwaiger vorbeugender Maßnahmen anzutreten. Vor allem aber Schutz sämtlicher Erdkörper von allem Anfang an in wirksamer Weise gegen die gefahrbringenden Einwirkungen des Wassers.

a) Rutschungen in Abträgen.

α) In **trockenen Geröllhalden** wird eine Stützung durch entsprechend starke und genügend tief gegründete Stützmauern die drohende Bewegung meist aufzuhalten vermögen, wenn die Ausführung in kurzen Teilen, also derart erfolgt, daß die Halde nicht in Bewegung gerät.

β) In **Erd- und Lehmeinschnitten mit feinen Wasseradern**, bei denen bei Frostwetter eine Ansammlung des Wassers hinter der gefrorenen Oberfläche und ein Aufweichen des Lehms zu befürchten ist, wird eine in frostfreier Tiefe durchgeführte Drainierung der nassen Böschungsstellen mit 4—5 cm Ø starken, entweder gleichlaufend mit der Böschung oder von dieser aus 1,0—1,5 m in das Innere eingreifend angeordneten Drainrohren die Rutschgefahr in den meisten Fällen beseitigen. In gefährlicheren Fällen können an Stelle der Drainrobre bergmännisch vorgetriebene und mit Steinen ausgepackte oder mit Kanälen versehene Stollen (etwa 1 m breit, 1,5 m hoch) nötig werden.

γ) Ist eine **Rutschfläche** zwischen einer überlagernden wasserführenden und einer unteren undurchlässigen geneigten (tonigen) Schicht vorhanden und das Gleichgewicht der über dieser Gleitfläche gelagerten Massen durch den Einschnitt gestört worden, so wird im allgemeinen die Vermehrung der Reibung auf der Gleitfläche durch deren Trockenlegung als bestes Abhilfsmittel anzusehen sein.

1. Liegt die Rutschfläche nicht tiefer als etwa 5—6 m, so sind

α) hierzu in der Regel ebenso tief gehende, 0,75—1,0 m breite, in gleicher Richtung wie die Böschung verlaufende Sickerschlitze zweckmäßig, die in entsprechender Entfernung vom Böschungsrand des Einschnittes — vier- bis fünfmal mehr, als die Tiefe des Sickerschlitzes beträgt — das Wasser der Rutschfläche abfangen und auf ebener und dichter Sohle mit möglichst starkem Gefälle ($\geq 1 : 100$) nach Tiefpunkten führen, von denen aus es den Bahngräben zuleiten ist.

β) Der Widerstand neu hergestellter, schwerer, trockener Körper — Schüttungen, Trockenmauern, Stützmauern —, die zur Wiederherstellung des durch das Ausheben des Einschnittes genommenen Widerlagers der auf der Rutschfläche lagernden Schichten ebenfalls verwendet werden, hat sich, selbst bei außergewöhnlichen Abmessungen derselben, in vielen Fällen ungenügend erwiesen. Er kann dann, wenn an beiden Einschnittsseiten Stützmauern vorhanden sind, durch eine Verbindung dieser Mauern mit einzelnen Herdmauern, mit einem Sohlgewölbe, mittels einer tunnelartigen Gewölbeübermauerung des Einschnittes oder mit gußeisernen Spreizen erhöht werden. Alle diese Mittel sind aber ohne eine durchgreifende Entwässerung der Rutschfläche meist von nur zweifelhaftem Erfolg.

2. Befindet sich die Rutschfläche in größerer Tiefe und ist der ganze Einschnitt vom Wasser durchzogen, so wird nur in seltenen Fällen durch eine Oberflächenentwässerung der Einschnittsböschungen mittels Sickerschlitzen und

Drainrohren Abhilfe zu schaffen sein, auch wenn dabei die Sickerschlitze zu vollständigen, senkrecht zur Einschnittslänge tief in die Erdmassen eindringenden Steinfeilern erheblicher Abmessungen ausgebildet werden. Meist wird sich in solchem Falle ein genügender Erfolg nur durch ein von Schächten aus auf der Rutschfläche bergmännisch vorgetriebenes System von Stollen erreichen lassen, deren Sohlen etwas in die undurchlässige Schicht eingeschnitten sind und welche die notwendige Entwässerung bewirken (Moselbahn, Hannöversche Zeitschr. 1884).

3. Bei der Wiederherstellung abgerutschter Einschnittsböschungen werden in der Regel die gerutschten Erdmassen völlig zu beseitigen sein, dann ist die Entwässerung der Rutschfläche — meist unter schwierigen Verhältnissen — durchzuführen und schließlich sind Widerlager gegen die rutschenden Bodenmassen in irgendeiner Form — sei es durch die vollständig trockengelegten Bodenmassen in der Nähe des Einschnittes selbst, sei es durch neue trockene, festere Anschüttungen aus guten Bodenmassen, namentlich Kies, oder durch Mauerungen — herzustellen.

b) Rutschungen an Aufträgen. Dammrutschungen können hervorgerufen werden:

1. durch Aufweichen des Schüttungsbodens;
2. durch Rutschflächen im Damm.

Schutz gegen solche Bewegungen bietet eine richtige Auswahl des Schüttungsbodens, Vermeiden der Einschüttung durchweichter oder gefrorener Massen, sowie sorgfältige Ausführung des Dammes in wagerechten, wenn durchführbar, abzuwandelnden Schichten. Muß ein Damm aus schlechtem Boden geschüttet werden, so ist das Rutschen durch eine mögliche Erleichterung des Wasserabflusses mittels Steinpackungen und Sickerschlitzen zu verhüten.

3. Durch Aufweichen des Untergrundes, dem durch entsprechende Abwässerung des Geländes vor der Schüttung des Dammes vorzubeugen ist, im allgemeinen am zweckmäßigsten unter Anlage eines hangseitigen, in gleicher Richtung wie der Damm verlaufenden Sammlers, von dem aus die Wasser in kurzen Abständen quer durch den Damm geführt werden.

4. Durch Rutschflächen im Untergrund.

Ganz besonders ungünstig liegen die Verhältnisse, wenn die Mehrbelastung durch die Dammschüttung Bewegungen infolge des Vorhandenseins von Gleitflächen hervorruft, die im Untergrunde verlaufen und auf denen die oberen Bodenschichten, gewöhnlich unter Bildung von Auftreibungen neben der Schüttung, verdrückt werden. Das Festnageln dieser oberen Schichten auf den unteren festeren durch Pfähle, ausbetonierte Eisenrohre, Mauerschäfte u. dgl. hat nur dann Aussicht auf Erfolg, wenn die oberen Schichten fest genug sind, um nicht zwischen den Befestigungsmitteln durchgedrückt zu werden, was gewöhnlich nicht der Fall ist. Am wirksamsten auch hier eine durchgreifende Entwässerung der Rutschfläche und der darüberliegenden Schichten mittels Sickerschlitzen oder Stollen gegebenenfalls mit Abstützung des Dammfußes durch künstliche, in die festen Schichten eingebettete Widerlager aus Kiesschüttung, gestampftem Ton, Steinpackung oder Mörtelmauerwerk. Werden die drohenden Gefahren rechtzeitig vorher erkannt, so können sie, allerdings unter meist erheblicher Kosten-erhöhung, auch durch die Erbauung von Viadukten vermieden werden, deren Pfeilergründungen bis auf die festen tragfähigen Untergrundschichten herabgeführt werden.

Bei eingetretenen Rutschungen von Schüttungen wird nach Ergründung der Ursachen zumeist die Durchführung einer teuren gründlichen Entwässerung durch tief in den Damm reichende Sickerschlitze oder durch Stollen, die unter dem Damme vorzutreiben sind, in Frage kommen. Gelingt es bei dieser, die abgerutschten Massen vollständig trocken zu legen, so bedarf es einer weiteren Stützung des Fußes für den alsdann wieder anzuschüttenden Damm nicht. Gelingt dies aber nicht, so werden vor der Wiederherstellung der

Schüttung die abgerutschten Massen ganz oder größtenteils entfernt werden müssen, ehe ein genügend sicheres Widerlager aus Stein- oder Kiesschüttung für den neuen Damm gebildet werden kann.

F. Massenermittlung und Massenverteilung.

Die zu lösenden und zu bewegenden Erdmassen werden aus den Flächengrößen der maßgebenden Querprofile berechnet. Sind für solche, wie während der allgemeinen Vorarbeiten für Straßen- oder Eisenbahnbauten, Querschnittszeichnungen noch nicht vorhanden, so kann diese Rechnung in nicht zu schwierigem Gelände oder in schwierigerem Gelände überschlägig, lediglich auf Grund der Auftragshöhen oder Abtragstiefen, nötigenfalls unter Berücksichtigung der Querneigung des Bodens erfolgen. Entfernungen der Querprofile derart zu wählen, daß die Begrenzung der Erdoberfläche zwischen ihnen als durch Ebenen oder windschiefe Flächen bewirkt angesehen werden kann.

I. Flächenermittlung des Profillquerschnittes¹⁾.

a) Auftragshöhen oder Abtragstiefen.

α) Ohne Rücksicht auf Querneigung des Geländes. Bei einheitlicher Böschungsneigung findet sich (Fig. 31):

im Auftrag: $\bar{F} = B \cdot h + m \cdot h^2$, im Abtrag: $\bar{F}' = B_1 \cdot t + m \cdot t^2 + 2G$,



Fig. 31.

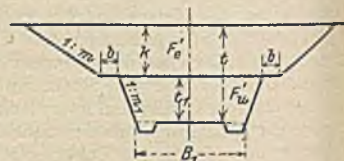


Fig. 32.

wenn G den Querschnitt eines Einschnittsgrabens bezeichnet. Bei gebrochener Böschungsbegrenzung — z. B. für Einschnitte in verschiedenen Bodenarten — ergibt sich (Fig. 32):

$$F'_u = B_1 \cdot t_1 + m_1 t_1^2 + 2G,$$

wie vorstehend und

$$F'_w = (B_1 + 2m_1 t_1 + 2b) (t - t_1) + m(t - t_1)^2$$

oder, wenn $t - t_1$, wie oftmals bei allgemeinen Ermittlungen, gleich einem konstanten Werte c gesetzt werden kann:

$$F'_w = (B_1 + 2b + m \cdot c) c + 2m_1 \cdot c \cdot t_1.$$

Nach diesen Formeln lassen sich entweder für die verschiedenen Auftragshöhen und Einschnittstiefen Zahlentafeln berechnen oder Anlegemaßstäbe mit entsprechender Teilung herstellen. Bequemer ist ein graphischer Profilmassstab, der nach Maßgabe nachstehender Fig. 33 und 34 die gesuchten Flächengrößen für bestimmte Profilmassen bei gegebenen Höhen oder Tiefen als Abstand zwischen einer Geraden und einer Parabel liefert. Die Höhen dieses Maßstabes sind gleich den Höhen des Längsschnittes des Verkehrsweges zu nehmen, die Längen nach den zu erwartenden Flächengrößen derart zu wählen, daß 1 mm entsprechend 1, 2, 3 oder 4 qm darstellt.

¹⁾ Vgl. auch von Glasser, Die graphischen Verfahren zur Ermittlung der Querschnittsflächen, der Grunderwerbs- und Böschungsweiten von Bahn- und Straßenkörpern, Doktorarbeit, Hochschule Charlottenburg 1914.

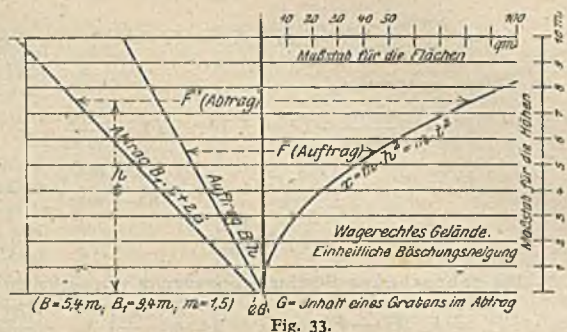


Fig. 33.

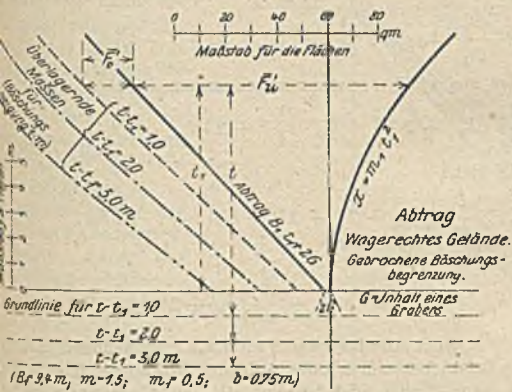


Fig. 34.

β) Unter Rücksichtnahme auf geneigte, aber geradlinige Geländeabgrenzung.
1. Bei einheitlicher Böschungsneigung findet sich (Fig. 35):
im Auftrag:

$$F_1 = \triangle ACE = \frac{n^2 m}{n^2 - m^2} \cdot H^2 = k \cdot H^2,$$

$$F_0 = \triangle BCD = \frac{B^2}{4m},$$

$$F = F_1 - F_0;$$

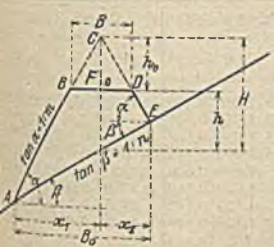


Fig. 35.

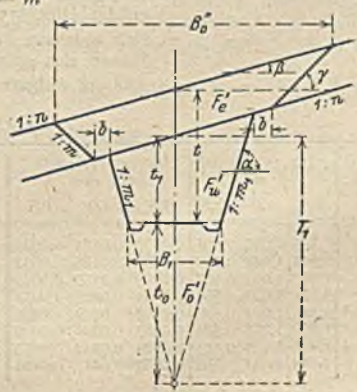


Fig. 36.

$$B_0 = \frac{2n^2 m}{n^2 - m^2} \cdot H = 2k \cdot H; \quad H = h + h_0; \quad h_0 = \frac{B}{2m},$$

im Abtrag entsprechend:

$$F'_1 = \frac{n^2 m}{n^2 - m^2} \cdot T^2 = k T^2; \quad F'_0 = \frac{B_1^2}{4m},$$

$$F' = F'_1 - F'_0 + 2G; \quad B'_0 = \frac{2n^2 m}{n^2 - m^2} T = 2k T;$$

$$T = t + t_0; \quad t_0 = \frac{B_1}{2m}.$$

3. Bei gebrochener Böschungsbegrenzung wird erhalten (Fig. 36):

$$F'_m = k_m T_1^2 - F'_0 + 2G = \left(t_1 + \frac{B_1}{2m_1}\right)^2 k'_m - \frac{B_1^2}{4m} + 2G;$$

$$F'_e = \left\{ \left(2t_1 + \frac{B_1}{m_1}\right) k_{m_1} + 2b \right\} (t - t_1) + k_m \cdot (t - t_1)^2,$$

oder, wenn $(t - t_1)$ hier gleichfalls konstant angenommen wird:

$$F'_e = \left\{ \frac{B_1}{m_1} \cdot k_{m_1} + 2 \cdot b + k_m \cdot c \right\} c + 2 \cdot k_{m_1} \cdot c \cdot t_1.$$

Entsprechend ergibt sich:

$$B''_0 = \left(2t_1 + \frac{B_1}{m_1}\right) k_{m_1} + 2b + 2(t - t_1) \left(1 + \frac{1}{n^2}\right) k_m,$$

oder, wenn $t - t_1 = c$:

$$B''_0 = \frac{B_1}{m_1} k_{m_1} + 2b + 2 \cdot c \left(1 + \frac{1}{n^2}\right) k_m + 2 \cdot k_{m_1} \cdot t_1.$$

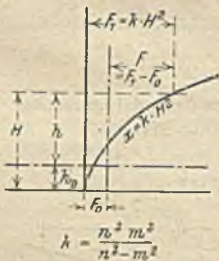


Fig. 37.

Auch hier lassen sich hiernach entsprechende Zahlentafeln berechnen oder Anlegemaßstäbe herstellen. Man kann ebenso auch bei einheitlichen Böschungseigungen für jeden Wert von k , entsprechend den verschiedenen etwa vorkommenden Querneigungen und Böschungswinkeln, eine besondere Parabel zeichnen, wobei der Zusatz von h_0 und t_0 zu der Auftragshöhe oder Abtragstiefe, sowie der Abzug von F_0 und F'_0 durch entsprechende Parallele in der Zeichnung ohne weiteres Zutun erfolgt (Fig. 37). Diese verschiedenen Parabeln lassen sich indessen durch gerade Linien ersetzen, wenn die Höhen des graphischen Maßstabes nach quadratischer Teilung aufgetragen werden, die sich leicht mit Hilfe

Zahlentafel 23.

n	Werte von k für m =			Werte von k₁ für m =			n	Werte von k für m =			Werte von k₁ für m =		
	1,5	1,0	0,5	1,5	1,0	0,5		1,5	1,0	0,5	1,5	1,0	0,5
10	1,535	1,010	0,501	0,0230	0,0101	0,0025	4,75	1,666	1,046	0,506	0,1107	0,0464	0,0112
9	1,543	1,013	0,502	0,0287	0,0125	0,0031	4,50	1,687	1,052	0,506	0,1249	0,0519	0,0125
8	1,555	1,015	0,502	0,0365	0,0159	0,0039	4,25	1,713	1,059	0,507	0,1417	0,0585	0,0140
7	1,571	1,021	0,503	0,0481	0,0208	0,0051	4,00	1,745	1,066	0,508	0,1636	0,0667	0,0159
6,5	1,585	1,024	0,503	0,0563	0,0242	0,0060	3,75	1,785	1,076	0,509	0,1905	0,0765	0,0181
6	1,600	1,028	0,504	0,0667	0,0286	0,0070	3,50	1,836	1,089	0,510	0,2249	0,0888	0,0208
5,5	1,621	1,034	0,505	0,0804	0,0342	0,0083	3,25	1,905	1,104	0,512	0,2706	0,1046	0,0242
5	1,649	1,041	0,505	0,0989	0,0417	0,0101	3,00	2,000	1,125	0,514	0,3333	0,1250	0,0286

Nach Goering, Massenermittlung, Massenverteilung und Transportkosten von Erdarbeiten

einer einzigen Parabel von der Gleichung $y^2 = x$ herstellen läßt. Der Maßstab für y ist zweckmäßig gleich dem Höhenmaßstab des Längsschnittes der betreffenden Verkehrslinie, der für x etwa fünf- bis zehnmals kleiner zu nehmen (vgl. Fig. 38). Die zu berücksichtigende Breite des Planums beeinflusst lediglich die Lage der Geraden für h_0 und F_0 , im übrigen gilt die graphische Darstellung für jede Planumsbreite. Ebenso bietet auch die graphische Darstellung der Werte F'_i keinerlei Schwierigkeiten.

Querneigung des Geländes ist zu berücksichtigen, sobald das Neigungsverhältnis $\tan \beta$ etwa $\frac{1}{9}$ erreicht. Bei ihrer Vernachlässigung werden Flächengrößen erhalten, die bei gleichmäßiger Böschungsneigung m um

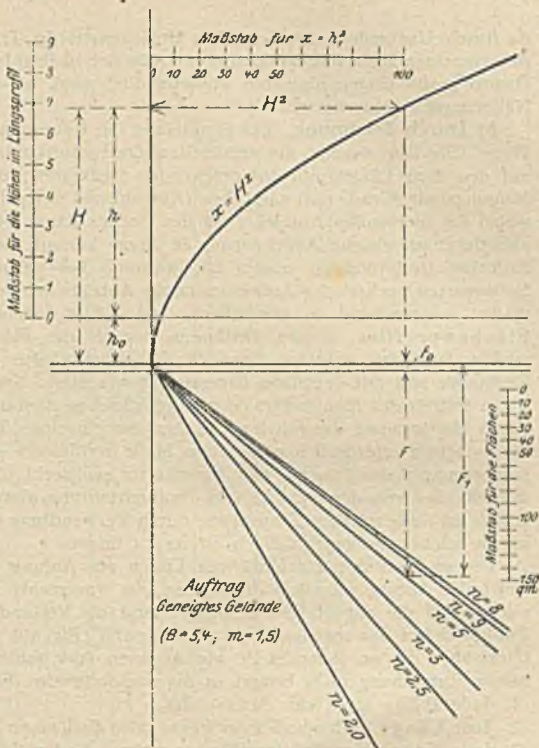


Fig. 38.

$$\frac{m^2}{n^2 - m^2} F' = k_1 \cdot F$$

zu klein sind. Werte von k_1 vgl. Zahlentafel 23 auf vorhergehender Seite.

b) Flächenermittlung aus gezeichneten Querprofilen. Kann bewirkt werden:

1. durch Zerlegung der Profilfläche in Dreiecke und deren Berechnung;
2. durch Ausgleich der Geländebruchpunkte und Verwandlung der Profilfläche in ein flächengleiches Viereck oder Dreieck, nach Befinden bis zur Darstellung der Fläche als Länge;
3. mittels des Planimeters, das bis 0,5% genau arbeitet.

2. Ermittlung der Raummassen.

a) Durch Rechnung. In der meist üblichen Weise nach der Formel (Fig. 39):

$$M = \frac{F_1 + F_2}{2} \cdot l,$$

wobei das Ergebnis um $\frac{1}{4} m \cdot (h_2 - h_1)^2 \cdot l$ zu groß erhalten wird. m = Bezeichnung der Böschungsneigung. Weniger gebräuchlich ist Rechnung mit einem Querschnitt der mittleren Höhe $h = \frac{1}{2}(h_1 + h_2)$, Ergebnis wird um $\frac{1}{12} m (h_2 - h_1)^2 \cdot l$ zu klein. Genaue Rechnung ist umständlich und von nicht allzu großem Wert,

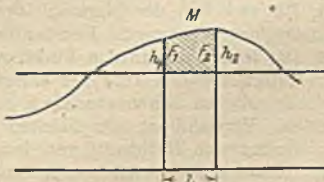


Fig. 39.

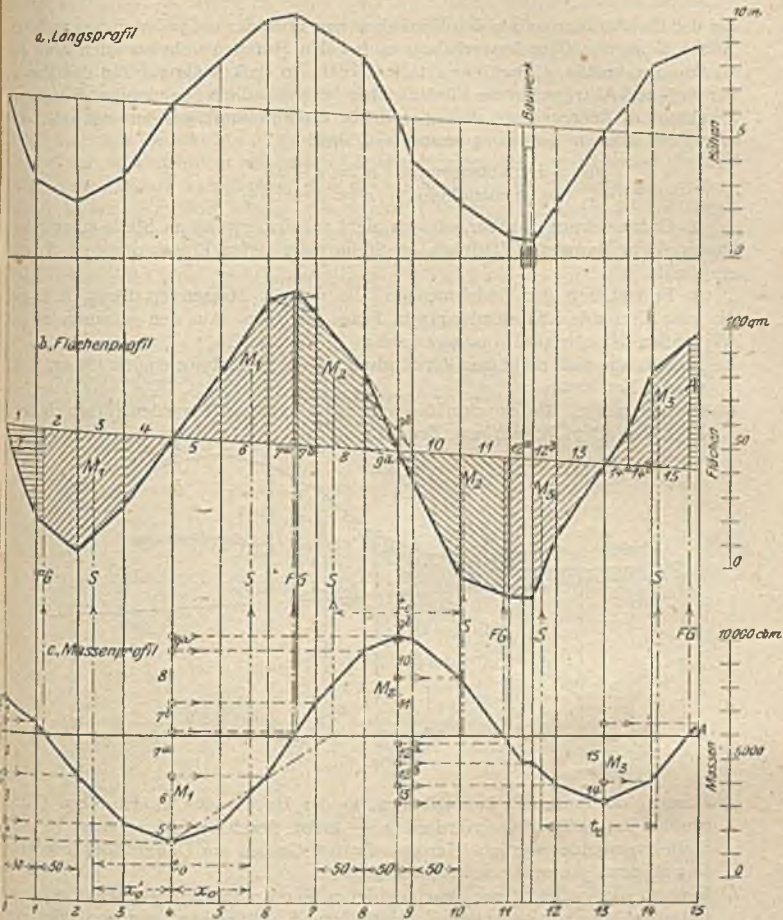
da durch Unebenheit des Geländes, Unsicherheit der Trennungslinien zwischen den einzelnen Erdarten, zweifelhafte Größe der bleibenden Quellung mindestens ebenso große Ungenauigkeiten unvermeidlich sind, als durch Anwendung der Näherungsformeln entstehen¹⁾.

b) Durch Zeichnung. Zur Ermittlung der Raummassen auf zeichnerischem Wege (Fig. 40) werden die ermittelten Querschnittsflächengrößen als Längen auf den dem Längsprofil entsprechenden Ordinaten von einer Parallelen zur Neigungslinie (Gradiente) nach oben (Abtrag) und unten (Auftrag) aufgezeichnet, wobei der bleibenden Auflockerung des Bodens dann, wenn nur eine Bodenart, also durchaus gleiche Auflockerung in Frage kommt, durch Verkleinerung der Aufträge Rechnung zu tragen ist, während bei vorhandenen verschiedenen Bodensorten wechselnder Auflockerung die Abträge den verschiedenen Quellungsmaßen entsprechend zu vergrößern sind. Die Flächen dieses sogenannten Flächenprofils, dessen Ordinaten sonach die Flächengrößen der Querprofile darstellen, ergeben demnach die Rauminhalte der Massen ohne jede Rechnung und mit derselben Genauigkeit wie diese. Sie werden ermittelt entweder mittels des Planimeters oder — bei gleichen Abständen der Querprofile — durch Bestimmung der mittleren Höhen der einzelnen Trapeze gleicher Breite, die — soweit erforderlich in gleichem Maße verkleinert — an den Anfangs- und Endordinaten der Dämme und Einschnitte senkrecht übereinander angetragen werden. Bei von der regelmäßigen Profilentfernung abweichenden Entfernungsgrößen ist diese mittlere Trapezhöhe durch Verwandlung des gegebenen Trapezes in ein solches der regelmäßigen Breite zu finden.

Die so bestimmten senkrechten Linien am Anfang oder Ende eines jeden Auf- oder Abtrages ergeben die Massen, die wagerechte Projizierung ihrer Teilpunkte auf die zugehörigen Ordinaten und die Verbindung der so erhaltenen Punkte liefert das sogenannte Massenprofil (Fig. 40), das sofort einen Überblick über die an jeder Stelle vorhandenen oder fehlenden Massen gewährt. Seiner Entstehung nach besitzt es die nachfolgenden Eigenschaften:

1. Jede Höhe stellt eine Masse dar.
2. Jede Länge stellt eine Förderweite, also auch einen Förderpreis dar.
3. Jede Fläche stellt ein Fördermoment dar, d. h. ein Produkt aus Masse und Entfernung: $F = \sum(m x) = M \cdot x_0$. Wird berücksichtigt, daß nach 2. jede Länge einem bestimmten Förderpreis entspricht, so stellt jeder Flächenteil des Massenprofils einen Kostenbetrag, mithin die Flächen-summe die Gesamtkosten dar.
4. Jeder Scheitelpunkt des Profils entspricht einem Wechsel zwischen Auftrag und Abtrag.
5. Der Höhenunterschied zwischen Anfang und Endpunkt eines Massenprofils gibt den vorhandenen Unterschied zwischen Auftrag und Abtrag an.
 Aus diesen Eigenschaften folgt weiter:
6. Zwischen irgend zwei Punkten eines Massenprofils, die von einer Horizontalen geschnitten werden, ist ein Massenausgleich möglich.
7. Jede solche Wagerechte — Verteilungslinie, Massengleiche — gibt eine Massenverteilung an, d. h. ihre Schnittpunkte mit dem Massenprofil geben Förderungen an.
8. Die zwischen der Massengleiche und dem Massenprofil liegenden größten Ordinaten geben die Fördermengen an.
9. Die Höhen der an den Enden oder zwischen verschiedenen Massengleichen übrigbleibenden Teile des Massenprofils ergeben die Größen der etwa erforderlichen Seitenentnahmen oder Seitenablagerungen.
10. Die Verwandlung der Flächen des Massenprofils jederseits der größten Ordinate in Rechtecke von der Höhe dieser Ordinate gibt in den anderen Rechteckseiten den Schwerpunktsabstand der Massen von der größten Ordinate.

¹⁾ Über neue rechnerisch begründete, zeichnerische Verfahren zur genauen Erdmassen-ermittlung bei Eisenbahn- und Straßenbauten vgl. Dr.-Ing. W. Müller: Organ für Fortschritte des Eisenbahnwesens. Neue Folge. LV. Band, 10. Heft. 1913.



3. Verteilung der Erdmassen.

Die Verteilung der Erdmassen kann durch Rechnung bewirkt werden, aber wirklich zweckmäßige Massenverteilung nur durch zahlreiche und mühsame Proberechnungen. Schneller und zweckmäßiger erfolgt sie mit Hilfe des Massenprofils auf zeichnerischem Wege.

a) Vorbereitende Arbeiten. Neben den schließlich zur Aufzeichnung des Massenprofils führenden Arbeiten, die vorstehend unter 1. und 2. näher erörtert worden sind, hat der Ausführung der Massenverteilung weiter voranzugehen:

1. Die Festsetzung der Gewinnungs- und Förderpreise für das cbm Boden (vgl. Abschnitte B und C). Dabei ist zu unterscheiden zwischen denjenigen Massen, die zur Herstellung der zu bildenden Erdkörper in dem von diesen eingenommenen Raum gewonnen und verwendet werden (Ab- und Auftrag), und denen, die außerhalb dieses Raumes entweder entnommen (Seitenentnahmen) oder abgelagert (Seitenablagerung) werden müssen. Für die letzteren müssen

bei der Preisbildung neben den Förderkosten f noch der auf jedes cbm entfallende Anteil G an den Grunderwerbskosten, bei den Seitenentnahmen auch noch die Gewinnungskosten g_w berücksichtigt werden, so daß, während für die Massen der Auf- und Abträge nur die Förderkosten f einschließlich der etwaigen Steigungszuschläge in Rechnung zu stellen sind, für die außerhalb gewonnenen oder verwendeten Massen insgesamt anzusetzen sind:

$$\begin{aligned} \text{für Seitenablagerungen } a &= f + G, \\ \text{„ Seitenentnahmen } e &= f + G + g_w. \end{aligned}$$

2. Untersuchung darüber, ob sich nicht möglicherweise an Stelle eines hohen Dammes ein Bauwerk (Viadukt), an Stelle eines tiefen Einschnittes ein Tunnel empfiehlt.

3. Festsetzung der Bodenmengen, die für die Massenverteilung, d. h. für die auszuführende Längsförderung in Frage kommen. Aus den gesamten zu gewinnenden Massen sind auszuscheiden:

- α) Massen, die sich nicht zur Verwendung in der Schüttung eignen (Moor, Torf, nasser Ton usw.);
 β) solche Massen, die zweckmäßig anderweit verwendet werden (Mutterboden, Kies, Schotter, brauchbare Bruchsteine);

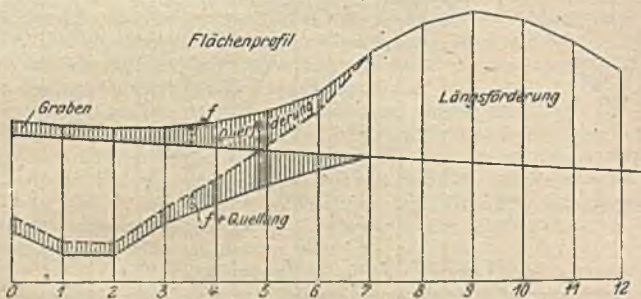


Fig. 41.

γ) Massen, die innerhalb benachbarter, in der Hauptsache in denselben Querprofilen mit kurzer Querförderung — meist durch einfachen Wurf — (zur Stelle) verwendet werden (Hanganschnitte, Gräben am Dammfuße) (Fig. 41); außerdem unter Umständen noch:

δ) Massen, die vielleicht zur Beschleunigung der Ausführung aus irgendwelchen Gründen besser nicht einer Längsförderung unterzogen, sondern seitwärts abgelagert werden.

b) Ausführung der Massenverteilung im Massenprofil.

1. Die günstigste Verteilungslinie ist diejenige, bei welcher eine Verschiebung sowohl nach oben als auch nach unten eine Kostenerhöhung herbeiführen würde, für welche demnach (vgl. Fig. 42) die Gleichung besteht:

$$\Delta k = (t_1 + t_2 + \dots) - (b_1 + b_2 + \dots) - a - e = 0,$$

also

$$(t_1 + t_2 + \dots) = a + e + b_1 + b_2 + \dots$$

ist,

wenn $t_1, t_2 \dots$ und b_1, b_2 usw. die Förderpreise — einschließlich etwaiger Steigungszuschläge — eines cbm für diejenigen Förderweiten bezeichnen, die in den einzelnen Förderabschnitten bei einer geringen Verschiebung der Verteilungslinie eine Änderung erfahren und a und e die Kosten der auftretenden Seitenablagerungen und Seitenentnahmen (vgl. Abschnitt 3, a. 1) angeben, die je nach der Form der Massenlinie bald auf der einen, bald auf der anderen, bald auch auf beiden Seiten der aufzustellenden Bedingungsgleichung vorhanden sein können. Maßgebend hierfür, wie überhaupt für die Aufstellung der Gleichung, ist stets

die Feststellung, in welchem Sinne das betreffende Fördermoment bei einer Verschiebung der Verteilungslinie verändert (vergrößert oder verkleinert) wird.

2. Bei dem Aufsuchen der günstigsten Massengleiche wird zunächst eine beliebige Verteilungslinie nach Schätzung versuchsweise durch das Massenprofil unter Berücksichtigung der durch praktische Gründe vielleicht gegebenen oder sonst vorhandenen natürlichen Förderscheiden (große Flüsse, Tunnel, sehr lange und tiefe Einschnitte u. dgl.) gelegt, dann werden für diese Linie die beiden Seiten der vorstehend entwickelten Gleichung aufgestellt und hierauf die Verteilungslinie derart verschoben, daß die zu große Gleichungsseite vermindert, die zu kleine vergrößert wird. Dies geschieht so lange, bis die volle Gleichheit erreicht oder eine Verschiebung in der günstigsten Richtung nicht mehr möglich ist. Das letztere kann eintreten, wenn die Verteilungslinie einen Endpunkt der Massenlinie oder eine Förderscheide erreicht, dann und wann auch, wenn sie einen Scheitelpunkt berührt.

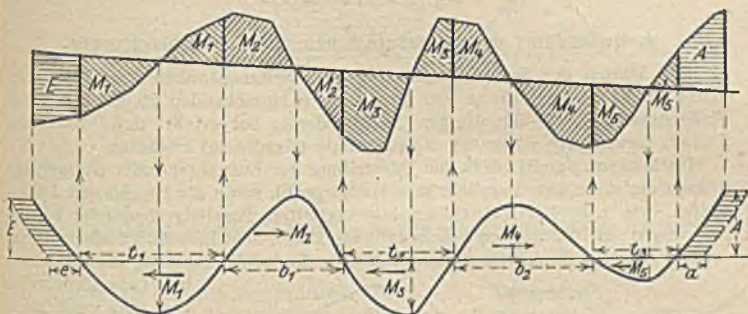


Fig. 42.

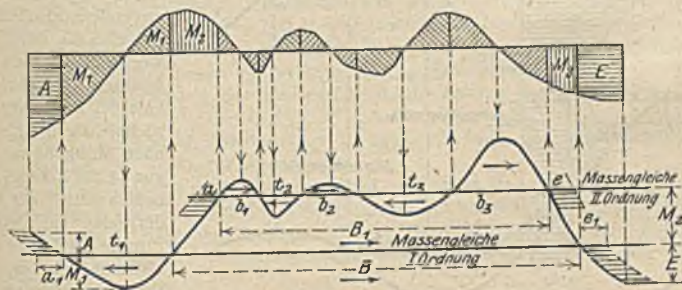


Fig. 43.

Besteht ein Zweifel darüber, ob eine gemeinsame oder mehrere getrennte Verteilungslinien — im letzteren Falle mit zwischenliegenden Seitenablagerungen und Seitenentnahmen — zweckmäßiger und günstiger sind, so ist zunächst für jede der getrennten Linien die Bedingungsgleichung aufzustellen. Die weitere Behandlung ergibt ohne weiteres, ob eine der Verteilungslinien zur Erreichung der günstigen Lage so weit verschoben werden muß, daß sie mit der Richtung einer der anderen zusammenfällt, also als selbständige Verteilungslinie verschwindet.

3. Wenn eine gemeinsame Verteilungslinie über oder unter mehreren kleineren Wellen des Massenprofils sich erstreckt, so wird eine Verteilung 2. Ordnung nötig, d. h. es muß durch den Ausgleich der kleineren Wellen die Förderbahn

für die Förderung der meist größeren Massen, über welche die erstgenannte gemeinsame Verteilungslinie 1. Ordnung bestimmt, hergestellt werden. Bei der Ermittlung der günstigsten Lage dieser Verteilungslinie 2. Ordnung wird zunächst von dem Vorhandensein der Linie 1. Ordnung abgesehen und die Linie 2. Ordnung vorläufig als solche 1. Ordnung betrachtet. Dann folgt ihre Bestimmungsgleichung (vgl. Fig. 43) zu:

$$e + a + \Sigma(t) = \Sigma(b).$$

Da nun aber die Verteilungslinie 1. Ordnung vorhanden ist, so kann an den Enden der Verteilungslinie 2. Ordnung Seitenentnahme und Seitenablagerung nicht stattfinden, sondern an deren Stelle muß der durch die Verteilungslinie 1. Ordnung gegebenen Hauptverteilung wegen die Förderung auf die Weite B_1 treten. Damit ändert sich die aufgestellte Gleichung um in:

$$B_1 + \Sigma(t) = \Sigma(b).$$

4. Behandlung der Seitenentnahmen und Seitenablagerungen.

Die Massen der Seitenablagerungen und Seitenentnahmen werden zweckmäßig im Flächenprofil an den ihrer Lage entsprechenden Stellen in gleichem Flächenmaßstab wie die übrigen Massen derart dargestellt, daß Verwendung unter, Gewinnung über der Neigungslinie (Gradiente) erscheint.

Im Massenprofil bleibt die Darstellung der Entnahme- oder Ablagerungsmassen nur dann eine Parallele zum Massenprofil, wenn die zugehörigen Förderweiten, wie z. B. bei Entnahmen aus vertieften Parallelgräben oder bei Ablagerungen zur Bildung von Schneedämmen neben dem Einschnitt, als im Durchschnitt gleich groß zu betrachten sind. Wo dies nicht zugänglich erscheint, z. B.

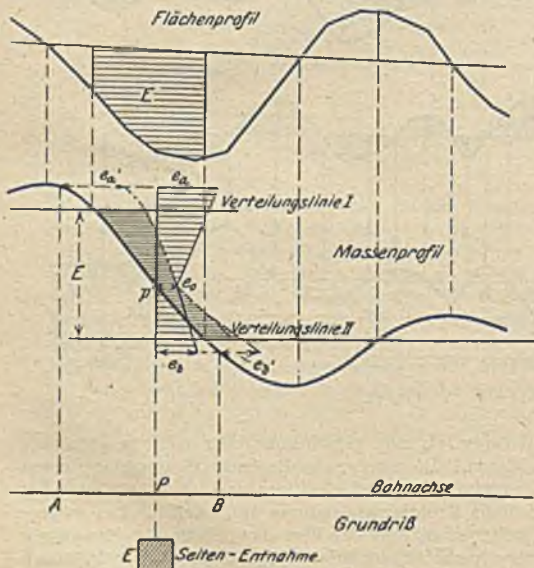


Fig. 44.

bei Längsförderungen von oder nach einem seitlich gelegenen, nur durch Querförderung zu erreichenden Punkt, wo also die durch die wechselnde Entfernung bedingte Veränderlichkeit des Preises zu berücksichtigen ist, wird nach Maßgabe der Figur 44 die Förderweite beziehentlich der Förderpreis für einige Punkte der Förderung, insbesondere für den Punkt p der geringsten Förderweite, bestimmt und zunächst an den entsprechenden Punkten der Senkrechten durch P wagerecht angetragen. Durch getadlinige Verbindung der so erhaltenen Punkte werden die zwischenliegenden Längen ermittelt und dann, der besseren Anschauung wegen, die sämtlichen Längen an die Massenlinie herangeschoben, so daß nunmehr die Massenablagerung oder Masseneutnahme als eine dem Massenprofil nicht mehr parallele Linie zur Darstellung kommt.

Erfolgt die Massenbeschaffung durch eine Verbreiterung eines in der Nähe gelegenen Einschnittes oder werden auszusetzende Massen zur Verbreiterung eines Dammes benutzt, so ergibt sich eine Darstellung dieser Massen nach Fig. 45. Die Gestalt der Massenentnahme- oder Massenverwendungslinie läßt sich annähernd unter Benutzung der Einschnittstiefen und Dammhöhen im Längsprofil, genauer aus einigen Querprofilen ableiten.

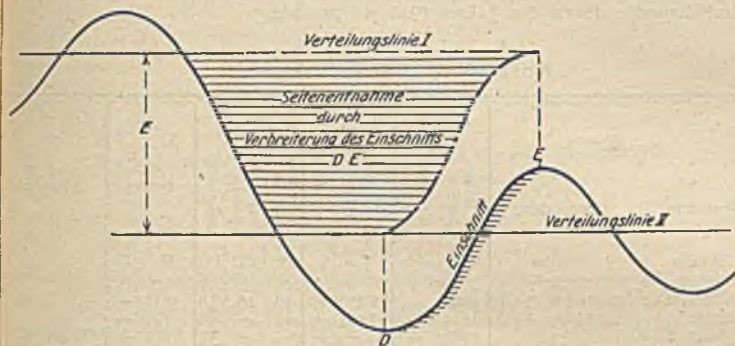


Fig. 45.

5. Gesamtverfahren bei Ermittlung der Erdmassen und Ihrer Verteilung sowie bei der Aufstellung des Kostenanschlages für die Erdarbeiten.

a) Bildung des Flächenprofils:

α) bei allgemeinen Vorarbeiten mit Hilfe der Profilmaststäbe aus den Höhen des Längsprofils,

β) bei ausführlichen Vorarbeiten aus gezeichneten Querprofilen unter Abzug oder Zufügung der Flächen des abzuziehenden Mutterbodens, stets aber unter gleichzeitiger Darstellung des Massenbedarfs und der Massengewinnung bei etwaigen Nebenanlagen (Wegrampen, Grundgrabungen u. dgl.).

b) Berücksichtigung der bleibenden Auflockerung der Erdmassen, entweder:

α) bei durchgängig gleichartigen Einschnittsmassen durch entsprechende Verringerung der Auftragsflächen, oder

β) bei verschiedenen, in den Einschnitten vorhandenen Bodenarten durch entsprechende Vergrößerung der Abtragsflächen und Durchführung der Massenverteilung mit gequollenen Massen, die nach Beendigung der Massenverteilung vor der Aufstellung des Kostenanschlages wieder in gewachsene Massen umzurechnen sind.

c) Ausscheidung derjenigen Massen aus der Längsverteilung, die entweder

α) für Aufträge nicht brauchbar oder

β) anderweitig Verwendung zuzuführen, also auszuhalten sind (Kies, Steine u. dgl.) oder

γ) innerhalb der Querprofile zum Massenausgleich verwendet werden müssen (zur Stelle zu verwendende Massen).

d) Bildung des Massenprofils aus dem Flächenprofil, tunlichst unter Benutzung der mittleren Trapezhöhen des Flächenprofils.

e) Wahl und Festsetzung der Förderarten nach Förderumfang und mittlerer Förderweite, sowie Aufstellung der Tafeln über die Förderpreise.

f) Ermittlung der günstigsten Verteilungslinien unter Berücksichtigung der Förderpreise einschl. der Steigungszuschläge und der Aufwendungen für Grunderwerb der Seitenablagerungen und Seitenentnahmen sowie für Gewinnung von Entnahmemassen.

g) Bestimmung der Schwerpunktlagen für die einzelnen Erdkörper durch Flächenverwandlung im Massenprofil und damit der mittleren Förderweiten.

h) Kostenberechnung der Längsförderungen und Zusammenstellung der Ergebnisse in einer Zahlentafel unter Zusatz der Gewinnungs-, der Querförderungs- und der Aushaltekosten, sowie der Kosten für die Bildung der Erdkörper von Nebenanlagen (Wegrampen u. dgl.), etwa nach folgendem Muster, dessen Einheitspreise denen des Jahres 1914 entsprechen.

Kostenbetrag der Erdarbeiten.

Ordnungsnummer	Ort der		Abtrags-		Förder-			Förderpreis			Geld-		Bemerkungen		
	Gewinnung	Verwendung	im Bahnkörper	in d. Seiten-	Art	Weite	Steigung	wagerechte	Steigungs-	Strecke	Steigungszuschlag	insgesamt		betrag	
														M.	Pf.
	Station	Station	cbm	cbm		m	%	Pf.	Pf.	Pf.	M.	Pf.			
1	0 bis 2+10	2+10 bis 3+45	8300	—	IV	200	10	40	16	56	4648	—			
2	4+20 bis 5	3+45 bis 4+20	1500	—	I	105	—	48	—	48	720	—			
3	5 bis 6+80	—	1980	—	II	—	—	—	—	44	871	20		Ablagerung bei ... Preis einschl. Grunderwerb	
4	6+80 bis 8	8 bis 8+95	400	—	I	160	3	75	8	83	332	—			
5	9+90 bis 11+40	8+95 bis 9+90	200	—	I	110	—	50	—	50	100	—			
6	11+40 bis 12+65	12+65 bis 13+40	2010	—	II	175	5	60	10	70	1407	—			
7		13+40 bis 16	—	3500	IV	—	—	—	—	105	3675	—		Entnahme bei ... Preis einschl. Gewinnung und Grunderwerb	
Summe der Längsförderung			14390	3500							11753	20			
Hierzu:															
Aushalten: 1800 cbm Felsen zu Packlagersteinen . . .											900	—			
Querförderung: 2600 „ Bodenmassen, im Durchschnitt											390	—		leichtere Erdmassen, Hackboden	
Gewinnung: 17420 „ „ „ „											11323	—			
4870 „ Felsen,											10714	—			
Gesamtkosten der Erdarbeiten:											35080	20			

Tunnelbau.

Von

Geheimer Hofrat Professor G. Lucas, Dresden.

Vorarbeiten.

Gründliche Untersuchungen über die geologischen Verhältnisse des in Frage kommenden Geländes, namentlich über Wasserführung und Gesteinhärte, haben der Planung eines Tunnels jederzeit voranzugehen, wenn auch aus den Ergebnissen dieser Erörterungen bei tiefliegenden Tunneln nicht immer mit der erwünschten Sicherheit auf die voraussichtlichen Druckwirkungen geschlossen werden kann.

Absteckung.

Die Achse des Tunnels ist zunächst über Tage in den Zug der Achse des herzustellenden Verkehrsweges entweder unmittelbar oder durch Dreiecksmessung einzufügen, dann beiderseits über die Tunnelmündungen hinaus genügend zu verlängern und nach Richtung und Höhe gut festzulegen. Bei gekrümmten Tunneln ist diese Festlegung mit den Tangenten an den Tunnelmündungen vorzunehmen. Von diesen festgelegten Linien aus erfolgt die Übertragung der Tunnelachse und der Höhen in das Tunnelinnere mit Hilfe der auch über Tage üblichen Arbeitsweisen. Für Krümmungsstrecken ist die Absteckung mit Polarkoordinaten zu empfehlen. Die Bezeichnung der anzuweisenden Punkte erfolgt entweder durch die Lotschnur, oder durch helle Linien in von rückwärts beleuchteten dunklen Glasscheiben, oder durch schmale Schlitz in Blechtafeln, oder endlich durch die Flamme von Hänge- oder Setzlampe. Schärfstes Absetzen aller Maße und Winkel, öfteres Wiederholen und Vergleichen der Absteckung ist, namentlich bei gekrümmten Tunneln, unbedingt nötig.

A. Entwurf der Tunnel.

a) Der Querschnitt des Tunnels ist bedingt durch den frei zu haltenden lichten Raum und die Druckverhältnisse des Gebirges. Bei Eisenbahntunneln ist zwischen der Umgrenzungslinie des lichten Raumes und der inneren Tunnelleitung ein Mindestzwischenraum von 200 mm erforderlich (B. O. 11, 2), ein solcher von 300 mm bei zweigleisigen, von 400 mm bei eingleisigen Tunneln erwünscht (T. V. 16, 1); Spurerweiterung und Gleisüberhöhung ist in gekrümmten Strecken entsprechend zu berücksichtigen, ebenso auch in sehr scharfen Bögen — Schmalspurbahnen — die etwa für den Durchgang ausnahmsweise langer Wagen oder Güter (z. B. Langholz) nötigen Erweiterungen.

Literatur: Rziha, Lehrbuch der gesamten Tunnelbaukunst, Berlin 1872. — Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 1. Bd., V. Abt. — Röll, Enzyklopädie des Eisenbahnwesens, Tunnelbau. — Lueger, Lexikon der gesamten Technik, 2. Auflage, Tunnel. — Hennings, Lange Alpentunnel, Bulletin des internationalen Eisenbahn-Kongreß-Verbandes 1909, Seite 1541. — Osthoff, Kostenberechnungen für Ingenieurbauten. Abschnitt XI.

Form des Tunnelquerschnitts so, daß Tunnelwandung den Gebirgsdruck ohne wesentliche Formänderung aufnehmen kann. Tunnel im schwimmenden Gebirge hiernach in geringeren Tiefen eiförmig, in größeren Tiefen kreisrund zu begrenzen; Tunnel, die nur lotrechten Drücken ausgesetzt sind, erhalten parabolische Form, deren Überhöhung mit wachsendem Druck größer genommen werden muß. Je mehr der Seitendruck steigt, desto mehr sind die Seitenwandungen zu krümmen und desto mehr wird unterer Schluß des Querschnittes durch Sohlgewölbe erforderlich. Bei der meist vorhandenen Unsicherheit über Größe und Richtung des Gebirgsdruckes können in der Regel nur mittlere Annahmen zugrunde gelegt werden, und es muß etwaigen Abweichungen von diesen Voraussetzungen durch wechselnde Steifigkeit der Tunnelwandungen begegnet werden, die je nach dem auftretenden Bedürfnis mit verschiedenen Stärken und unter Zufügung oder Weglassung eines Sohlgewölbes zur Ausführung gelangen.

Zahlentafel 1. Übliche Abmessungen der Querschnitte neuerer Eisenbahntunnel für:

	Vollspurige Bahnen		Bahnen von 1,0 m Spurweite
	ein gleisig	zwei gleisig	
Größte Weite in m	5,0—5,5	8,5—8,9	4,50
Weite in Schienenhöhe in m . .	4,5—5,0	8,0—8,3	4,20
Lichte Höhe in m	≥ 5,5	6,0—7,4	5,00 (Albula)

Bei Eisenbahntunneln empfiehlt sich bei größerem Gebirgsdruck sofortige zweigleisige Ausführung der Tunnel auch bei zunächst nur eingleisiger Strecke dann, wenn zweigleisiger Ausbau der Bahnlinie in absehbarer Zeit zu erwarten

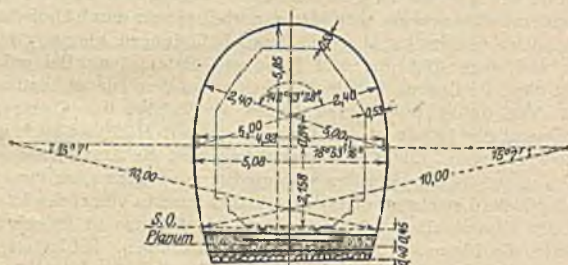


Fig. 1.

ist. Für sehr lange Gebirgstunnel wird die zweigleisige Ausführung jetzt für richtig gehalten.

b) Das Längsprofil verlangt Rücksichtnahme auf die Abführung des Wassers, auf die Förderung aus dem Tunnel und auf die meist im Tunnel zu beobachtende Verminderung der Reibung. Hiernach sind im Tunnel lange wagerechte Strecken zu vermeiden, möglichst bei größerer Länge beiderseitige Gefälle $\geq 2-5\text{‰}$ anzuordnen, sowie in langen feuchten Tunneln eine Steigungsermäßigung auf etwa 0,7 der für die freie Strecke zugelassenen Höchststeigung vorzusehen. In langen Tunneln gilt im allgemeinen bei Dampftrieb eine Steigung von 10‰ als nicht zu überschreitender Höchstwert.

In eingleisigen langen Tunneln ist Luftwiderstand zu berücksichtigen, der in seiner Wirkung einer Steigung von $4-6\text{‰}$ gleichkommt.

c) Bildung der Tunnelwandungen nur in seltenen Fällen durch das Gestein selbst. Selbst bei standfähigem und nicht drückendem Gebirge in der Regel wegen der auf etwa 500 m Länge in den Tunnel reichenden Frostwirkungen Verkleidungen mittels Mauerwerkes — in Quadern 0,3—0,4 m, in Ziegeln

$1\frac{1}{2}$ —2 Steine, in Betonsteinen 0,30 m, in Bruchsteinen 0,6 m, in Beton 0,25 bis 0,3 m oder in Eisenbeton 0,10—0,15 m stark — nicht zu umgehen. In den meisten Fällen aber Stützung der Tunnelwandungen durch eine Auswölbung entsprechender Stärke nötig — in Quadern 0,6—1,0 m, in Ausnahmefällen auch bis 2,0 m, in Ziegeln 3—4 Stein, in Betonsteinen und in Beton 0,5—1,0 m, in Eisenbeton 0,25—0,90 m, in Bruchsteinen 0,75—1,2 m stark.

Wegen der zu befürchtenden nachträglichen Veränderungen der Gewölbeform unter den Wirkungen des Gebirgsdruckes ist dem Lichtprofil bei dem Bau

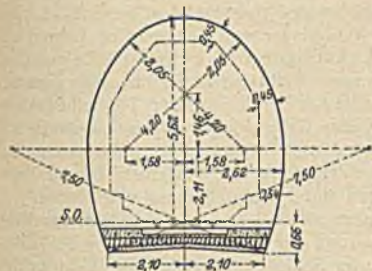


Fig. 2.

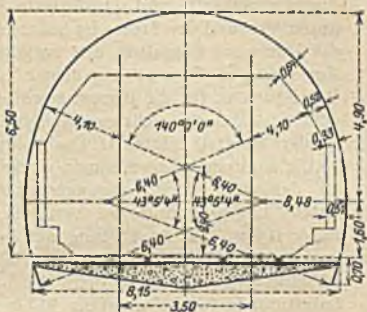


Fig. 3.

im Scheitel eine Überhöhung von 15—30 cm, in Kämpferhöhe eine Verbreiterung von 10—15 cm zu geben.

Im allgemeinen in druckhaftem, mildem und schwimmendem Gebirge Ausmauerung auf den vollen Profilumfang; in günstigerem Gebirge mittlerer Festigkeit Söhlengewölbe in einzelne Ringe aufgelöst oder völlig weggelassen, und bei steigender Festigkeit des Gebirges nicht selten ein Kappengewölbe allein in Verbindung mit einer leichten Verblendung des unteren Teiles der Wandungen.

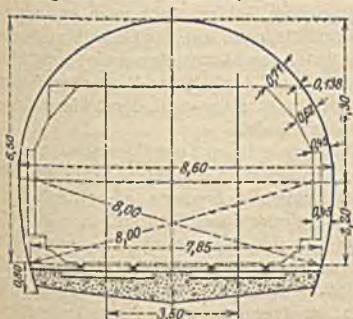


Fig. 4.

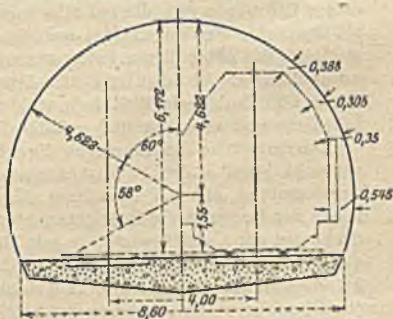


Fig. 5.

α) Von dem **Baustoff** der Tunnelmauerungen muß vollste Wetterbeständigkeit und größte Druckfestigkeit gefordert werden. Zur Verwendung gelangen natürliche Steine in Form von Quadern oder meist nur wenig bearbeiteten, tunlichst lagerhaften Bruchsteinen in dicken Fugen aus gutem Zementmörtel; künstliche Steine — entweder hartgebrannte feste Klinker oder, wie neuerdings oft, an der Baustelle hergestellte Zementsteine —; Beton namentlich da, wo größerer Wasserandrang fehlt oder das Wasser gut abgeleitet werden kann und nicht zu befürchten ist, daß Gebirgsdruck bereits wirksam wird, ehe Beton abgebunden hat, und Eisenbeton meist in einer Bauweise, bei der etwaige zur

Absteifung des Tunnels verwendete Eisenausrüstungen mit einbetoniert werden. Für Tunnelmauerungen nur Zementmörtel 1:3 bis 1:4.

β) Die Ausführung des Tunnelmauerwerks erfolgt in Zonen — Ringen — von 6—10 m Länge, die stumpf gestoßen und deren Wölbstärken dem wechselnden Drucke angepaßt werden. Seine Herstellung ist im Tunnel infolge der Enge des Arbeitsraumes, der mangelhaften Beleuchtung und infolge der Störungen durch andere Arbeiten der Bauführung mit ganz besonderen Schwierigkeiten verknüpft, so daß den hierin liegenden Versuchen zu weniger guter Ausführung durch verschärfte und sorgfältigste Aufsicht entgegengetreten werden muß. Auf guten Verband der Steine ist besonderer Wert zu legen und darauf zu sehen, daß die Mauerung überall in den vorgeschriebenen Mindeststärken ausgeführt wird. Zur richtigen Formgebung dienen für Widerlager und Sohlgewölbe Lehren aus Brettstücken, für die Kapengewölbe Lehrbögen und Lehrgerüste aus Holz oder Eisen, deren richtige Aufstellung nach Richtung und Höhenlage ganz besondere Sorgfalt erfordert. Das Lehrgerüst hat bei den meisten Tunnelbauweisen — die englische ausgenommen — den vollen Gebirgsdruck mit aufzunehmen und ist dementsprechend auszugestalten und mit dichter Latenabdeckung und gutem Längsverbande zu versehen. Entfernung der einzelnen Binder nicht unter 0,9 m, die Ausrüstung am besten unter Zuhilfenahme von Keilen.

γ) Alle Höhlungen hinter dem Mauerwerk sind durch dichte Hinterpackung zu schließen. Gewöhnlich wird die Mauerung nur im unteren Teile — bei Eisenbahntunneln bis zu ungefähr 50 cm unter Schienen-Oberkante — dicht an das Gebirge angeschlossen, von da an bleibt meist entweder durchgängig ein Hohlraum von etwa 15 cm, der mit Steinen dicht ausgepackt wird, oder man schließt etwa alle 20 m das Mauerwerk mit Verstärkungsrippen dicht an die Felswand an und läßt nur zwischen diesen die mit Steinen trocken auszusetzenden Hohlräume, die in der Hauptsache der

d) Entwässerung der Gebirgsschichten hinter der Mauerung dienen und aus denen in Sohlenhöhe in angemessenen Entfernungen — bei feuchten Tunneln alle 2,5 bis 5 m — Öffnungen im Mauerwerk von etwa 15—20 cm im Quadrat das Wasser dem Tunnelinnern und dem Sohlenkanal zuführen. Oftmals werden nach diesen Öffnungen hin, die bei sehr wasserreichem Gebirge auch noch in anderen als den Sohlhöhen angeordnet werden, Drainleitungen auf der Gewölberückseite angelegt, die unter diesen Leitungen und unter der Steinpackung eine möglichst undurchlässige Abdeckung aus Zementmörtel, Asphaltfilz, Bleisolierplatten, Eisen- oder Zinkblech, Wellblech, wohl auch Ton erhalten muß, deren Herstellung schwierig und teuer ist und größter Sorgfalt bedarf.

Nachträgliche Dichtungen an durchlässig gewordenen Tunnelgewölben können versucht werden durch Auskratzen der Fugen und erneutes Schließen mit Zementmörtel unter Verwendung schnell bindender Zemente oder durch Kalafatern der Fugen mit in Teer getauchtem Werg oder durch Bildung einer Zementdecke auf der Gewölberückseite mit Hilfe von mit einer Pumpe eingespritztem, dünnflüssigem Zementmörtel — Kosten vor 1914: 5—15 M/qm, Zementbedarf 25—120 kg/qm. Als letztes Mittel bleibt, wenn alle anderen versagen, nur ein Überfahren des Gewölbes mit Stollen zur Erneuerung der Abdeckung übrig — Kosten vor 1914: 200 bis 350 M. für 1 m Tunnellänge.

e) Weiterführung der Wasser durch Sohlenkanäle, bei größerer Länge und erheblicherem Wasserzufluß meist mit einzelnen Einsteige- und Reinigungsschächten, die möglichst zugänglich anzuordnen sind. In den einfachsten Fällen Kanal aus trocken angeordneten plattentörmigen Steinen; in der Regel aber nach Art der Rohr- oder gedeckten Durchlässe, bei denen im letzteren Falle vielfach in der Abdeckung Fugen für den Eintritt des Wassers gelassen werden.

f) Nischen in den Seitenwänden der Tunnel in 1,5—2,5 m Breite, 2,0—2,5 m Höhe und 0,6—1,0 m Tiefe, in Entfernungen von 20 bis höchstens 50 m einander gegenüberstehend als Zufluchtsorte für die Arbeiter (T. V. 16, 3). Außerdem bei den neueren großen Alpendurchbohrungen in Abständen von 1 km größere Räume

von 3,0 m Breite, Höhe und Tiefe, am Gotthard außerdem in je 4,0 km Entfernung Kammern von 4,0 m Breite und Höhe bei 8,0 m Tiefe als Geräte-, Posten- und Arbeitsräume.

g) Die Eingänge (Portale) sollen die Kopfböschung über dem Tunnel sichern. In der Regel besondere, vielfach architektonisch hervorgehobene Mauierungen, die meist nach oben noch über die Einschnittlinie der Stützmauerbegrenzung in die Kopfböschung des Voreinschnittes fortgesetzt werden, um eine gute Abführung des von der Kopfböschung abfließenden Tagewassers nach den Seiten des Voreinschnittes zu sichern.

B. Arbeitsvorgang beim Bau der Tunnel.

a) Lösen des Gebirges je nach seiner Festigkeit und je nach der Länge des Tunnels durch Handarbeit — entweder mit dem Gezähe allein oder unter Zuhilfenahme des Bohrens und Sprengens — oder durch Sprengen nach vorhergegangener maschineller Bohrung, deren wesentlichster Vorteil in dem zu erzielenden schnelleren Arbeitsfortschritt liegt, der vor allem für den Vortrieb des Richtstollens längerer Tunnel wertvoll ist. Vollausschub bisher meist mit Handbohrung, neuerdings indessen auch hier vielfach mit pneumatischen Bohrhämmern, die, etwa 13 kg schwer, von je 2 Arbeitern oder auch nur von 1 Arbeiter bedient werden und einer Festlegung an Bohrgestellen nicht bedürfen. 1 cbm zu lösendes Gestein erfordert an Bohrlochtliefen im Stollen:

in sehr schwer schießbarem Gestein . . .	5,0—7,0 m
„ schwer „ „ . . .	2,5—5,0 „
„ leichter „ „ . . .	1,0—2,5 „

In der Bogenausweitung sinken diese Zahlen auf etwa 40—50%, im sonstigen Vollausschub auf 20—30%, im gesamten Profil stellen sie sich auf 50—60% vorstehender Werte.

Maschinenbohrung zurzeit noch der meist erheblichen Einrichtungskosten wegen nur für lange Tunnel, Ausnahmen dann, wenn elektrischer Strom in der Nähe. Stoß- oder Drehbohrer, die ersteren mit Druckluft- — Meyer, Ingersoll, Währwolf, Flottmann, 4—7 at Druck — oder mit elektrischem Antrieb — Siemens-Schuckertwerke, Allgemeine Elektr. Gesellschaft — oder mit einer Vereinigung beider Antriebsweisen — Ingersoll-Rand Comp. —, die letzteren entweder bei milderem Gebirge mit elektrischer — Siemens & Halske — oder wie bei Tunnelbauten meist bei festem Gestein, mit einer Kraftübertragung mittels Druckwassers von etwa 30—80 at — Brandtsche Drehbohrmaschine. (Vgl. Abschn. Baumaschinen.)

Die Maschinenbohrer werden bei ihrer Verwendung von Säulen- oder Wagengestellen gestützt, die, leicht beweglich, das Bohren nach allen Richtungen ermöglichen sollen. Bohrsäulen für leichte Maschinen mit Schraubeneinspannung meist nur für eine, Bohrsäulen mit hydraulischer Einspannung für 2—3 Bohrmaschinen, die gebräuchlichen Bohrwagen tragen in der Regel an einer wagerechten, zwischen den Seitenwänden des Stollens einspannbaren Säule 2—4 Bohrmaschinen.

Anordnung der Bohrlöcher beim Auffahren eines Stollens je nach Härte und Schichtung des Gesteins verschieden. Im allgemeinen empfiehlt sich im geschlossenen Gebirge, die Löcher nach einer bestimmten, durchgängig beizubehaltenden Anordnung zu bohren, Anzahl der Löcher je nach der Härte des Gesteins. Die mittleren Löcher sind besonders stark zu besetzen und mit etwas kürzerer Zündschnur zu versehen. Wesentliche Abweichungen von der erprobten Regel werden in klüftigem Gestein mit deutlich ausgeprägter Schichtung und deutlichen Losen notwendig.

Der Schnelligkeit des Vortriebes wegen, namentlich im Stollen, nur sprengkräftige (brisante) Sprengmittel — in der Regel Nitroglycerinpräparate, wie Guhrdynamit, Sprengelatine, Gelatineastralit, Karbonit u. a. —, die meist in Patronen

in die Bohrlöcher eingebracht werden. (Vergl. „Erdbau“, Abschnitt B, b, α , Bohr- und Sprengarbeit.)

Sprengstoffverbrauch für die Gewinnung von 1 cbm Gestein im Stollen bei sehr schwer schießbarem Gebirge 3,0—5,0, bei schwer schießbarem 1,5—3,0, bei leichter schießbarem 0,8—1,5 kg, in der Bogenausweitung 40—45%, im Vollausschub 20—30% und durchschnittlich im gesamten Tunnelquerschnitt 40—45% dieser Zahlen.

b) Förderung

α) im Stollen fast ausschließlich auf Rollbahnen mit hölzernen Querschwellen von meist 1,0—1,435 m Spurweite durch Plattformwagen oder durch Wagen mit festen Wagenkästen von 1,5—3 cbm Fassungsraum, in der Regel von verhältnismäßig großer Länge bei geringer Breite. Anlage von Doppelgleisen selbst bei langen Tunneln auf einige Ausweichstellen (am Arlberg) auf eine Anlage vor Ort beschränkt, im letzteren Falle, um die Räumung des Ortes von den in einer Sprengung gelösten Massen möglichst beschleunigen zu können. Die für dieses „Schüttern“ zu verwendende Zeit beeinflusst sehr wesentlich den Baufortschritt, es ist daher vielfach versucht worden, durch Anlage kleiner schmalspuriger Zwischentransportbahnen vom Ort nach dem Standplatz der Förderwagen neben oder auch über dem Fördergleise (Cochern) die Schnelligkeit des Arbeitsvorganges zu erhöhen, der im allgemeinen bei den üblichen Richtstollen-Abmessungen zur Beseitigung der in jeder Schießperiode gelösten 15—18 cbm Massen 2—2 $\frac{1}{2}$ Stunden Zeit erfordert. Neuerdings wird von solchen Zwischenförderungen indessen meist abgesehen und die Arbeitsleistung durch möglichste Anspannung der Arbeitskraft der vor Ort beschäftigten Arbeiter und dadurch zu steigern gesucht, daß den Arbeitern durch Wechsel der Mannschaften in kürzeren Zeitabschnitten Ruhepausen gewährt werden. Am Lötschberg ist es auf diese Weise gelungen, die Schutterzeit auf etwa 1 $\frac{1}{2}$ Stunden abzumindern.

Die Wahl der Motoren für die Tunnelförderung hängt von Tunnellänge und Bauzeit ab. Bis etwa 600 m Pferde noch vorteilhaft, für Tunnel größerer Länge ist Maschinenbetrieb unter tunlichster Einschränkung von Rauch- und Dampfentwicklung in Aussicht zu nehmen, also entweder mit Dampfmaschinen, deren große Kessel längere Zeit hochgespannten Dampf auch ohne Schürung des Feuers zu halten vermögen, oder mit Benzin-, Preßluft- oder elektrischen Motoren, deren äußere Formen tunlichst dem Stollenquerschnitt anzupassen sind, um eine Befahren des voreilenden Richtstollens zu ermöglichen.

Die Förderungskosten der Tunnelmassen sind 2—3 mal so hoch als die Kosten der Massenbewegungen im Freien.

β) Im Schachte bedarf die Förderung größerer Mengen auf der zu hebenden Förderschale besonderer Führungen an den Schachtwänden, der Anordnung von Signal- und Fangvorrichtungen und einer Sicherung der Schachtmündung. Als Maschinenkraft wird Dampf und Elektrizität verwendet. Die Kosten der Schachtförderung stellen sich 1,5—2 mal höher als die der Stollenförderung.

c) Die natürliche Lüftung genügt bei kürzeren Tunneln; künstliche Lüftung unter Umständen schon bei Tunneln von 6—800 m Länge, namentlich bei gekrümmter Führung erforderlich, entweder durch Absaugen der Luft unter Verwendung von Wetteröfen oder durch Einpressen von Frischluft in besonderen Rohrleitungen und hierzu angelegten Stollen, die entweder als Parallelstollen (Simplon) ausgeführt oder nach neueren Vorschlägen bei zweigleisigen Anlagen unter den Tunnel gelegt werden. Das Maschinenbohren mit Preßluft erleichtert die Lüftung. An der Arbeitsstelle soll die Luftwärme etwa 25—28°C nicht übersteigen. Für einen Arbeiter mit Lampe sind stündlich 10 cbm, für ein Pferd das 3—4 fache dieses Betrages, für 1 kg Sprengmittelverbrauch etwa 300 cbm Frischluft erforderlich.

Am Gotthard- und am Tauerntunnel ist eine künstliche Lüftung der im Betrieb befindlichen Tunnelröhre nach dem Vorschlag Saccardos zur Ausführung gelangt.

d) Wasserhaltung während des Baues am einfachsten, wenn Tunnelsohle mit genügender Steigung in das Gebirge eindringt, andernfalls durch maschinell betriebene Pumpanlagen. Auch Heberanlagen bei günstigen örtlichen Verhältnissen. Grundwasserzuflüsse in der Regel zwischen 0,5—10 cbm/St., ausnahmsweise über 20—30 cbm. In Einzelfällen Fernhaltung des Wassers vom Tunnel auch durch außerhalb und über der eigentlichen Tunnelbaustelle gelegene Ableitungsmaßregeln.

e) Beleuchtung beim Bau allgemein durch voneinander unabhängige Einzellichtquellen an der Arbeitsstelle jedes Arbeiters, vielfach noch durch die mit Rüböl gespeiste Grubenlampe, neuerdings meist durch Acetylenlampen. Elektrische Beleuchtung der Arbeitsstellen bisher nur in beschränktem Maße.

f) Bauvorgang.

α) Der Angriff der Tunnel je nach den örtlichen Verhältnissen von den Mundlöchern aus (der übliche Fall) oder von Schächten oder Seitenstollen aus, um zahlreichere Angriffspunkte vor allem bei langen Tunneln und in nicht schließbarem Gebirge zu erzielen.

β) Das Vordringen im Gebirge wird zunächst bewirkt durch den Richtstollen, der entweder als Sohl- oder Firststollen mit Querschnittsgrößen von meist 5—9 qm zur Ausführung gelangt. Ersterer gewährleistet eine während der gesamten Bauzeit bleibende und nicht zu verändern nötige Lage der Entwässerungen, der Fördergleise und aller Leitungen und schafft die Möglichkeit, die Anzahl der Angriffspunkte für den Vollaussbruch nach Bedarf zu vermehren, während bei Benutzung eines Firststollens sich im allgemeinen die Stollenvortriebskosten vermindern. Der Monatsfortschritt des Richtstollens beträgt etwa:

Zahlentafel 2. Monatsfortschritt im Richtstollen.

	Hand- bohrung	Maschinen- bohrung
In sehr festem Gebirge . .	10—15 m	20— 40 m
„ festem „ . .	15—25 „	40— 80 „
„ gebrächem „ . .	25—60 „	80—150 „

Höhere Leistungen bei längeren Tunneln unter günstigen Verhältnissen nicht ausgeschlossen (am Lötschbergtunnel im Kalk bis zu 300 m). Im milden Gebirge monatlicher Fortschritt etwa 10—30, im schwimmenden etwa 5—8 m.

γ) Stollenbau. Querschnitt der Stollen meist rechteckig oder schwach trapezförmig mit breiterer Sohle; Wahl der Abmessungen nach dem zu erwartenden Gebirgsdruck, nach der Art der Förderung und der Größe der unterzubringenden Leitungen; Breite etwa 2,5—3,5 m, Höhe 2,0—2,7 m.

Ein in festem Gestein aufgefahrener Stollen bedarf für gewöhnlich keines Ausbaues, höchstens Stützung der Firse an einzelnen Stellen durch lotrechte Stempel oder wagerechte Kappen. Vielfach sind aber nicht nur einzelne Stellen, sondern ausgedehntere Flächen durch eine zusammengesetzte Zimmerung zu stützen, die dem Umfang des auszuschachtenden Querschnittes angepaßt ist und bei der der Gebirgsdruck mit Hilfe einer Verschalung, deren Fugen gleichgerichtet mit der Stollenachse liegen — Längsverladung —, auf die stützenden Bülzungsrahmen, die senkrecht zur Stollenachse stehen, zu übertragen ist. Als Wandverkleidung genügt dann, wenn das Gebirge so fest ist, daß es mindestens auf das Maß der Entfernung zweier Rahmen eine kurze Zeit lang ohne Stütze standfähig ist, ein einfacher Verzug aus mehr oder weniger dicht gelegten, stumpf oder mit Überdeckung gestoßenen Pfosten (Pfählen). Muß bei milderem Gebirge der Verzug der Firse oder Wand (die Verpfählung) dem Ausbruche zwar möglichst bald folgen, kann aber doch der Ausbruch noch vor dem Verzug bewirkt werden, so werden die 4—8 cm starken Pfähle in schräger Richtung (mit Pfändung) — Unterkante der hinteren Kappe nach

Oberkante der vorderen — angesteckt, so daß das hintere Ende für das Antreiben zugänglich bleibt. Ist endlich das Gebirge schwimmend oder so mild, daß die Aushöhlung vor der Abstützung nicht vorgenommen werden kann, dann Getriebezimmerung; hierbei zunächst Vortrieb der ebenfalls mit Pfändung angesteckten Pfähle unter Zubillfenahme eines Hilfstürstockes (verlorenes Holz), alsdann unter ihrem Schutze und unter dem Schutze des Ortverzuges — der Zumachebretter — Entfernung der Massen und Aushöhlung des Raumes.

Böhlzungsrahmen (Stollengeviere) in der Regel aus Holz, seltener aus Walzeisen. Die hölzernen Geviere bestehen aus der Kappe und den beiden Türstöcken — sämtlich Rundhölzer von 25—35 cm Stärke —, wenn erforderlich unter Hinzutritt eines Schwellholzes etwa gleicher Abmessungen. Sie stehen in Entfernungen von 0,8—1,5 m, bei großem Gebirgsdruck auch enger, bis zur Berührung, und werden in ihrer Lage durch an ihren 4 Ecken eingesetzte Abspreizungen aus etwa 15—20 cm starken Rundhölzern gehalten (Sprengbolzen, Feldspreizen). Soll die Möglichkeit ihrer Verstärkung durch Unterzüge oder Sprengböcke bei stärker werdenden Gebirgsdrücken gewahrt bleiben, so muß von Haus aus bei Bemessung des Lichtraumes hierauf Rücksicht genommen werden. Eisengeviere entweder aus einzelnen I-Trägern oder aus Altschienen, dann und wann auch nur die Kappe aus Eisen.

δ) Schachtbau. Lüftungsschächte erhalten 1,5—3,0 qm Querschnitt und meist runde Form, Hauptschächte Abmessungen von 2 × 4 bis 2,5 × 6,5 m, meist zentrale Stellung über der Tunnelachse und nach den Benutzungszwecken vielfach eine Dreiteilung in das Fahrtrum, in dem meist auch alle notwendigen Leitungen untergebracht sind (Wettertrum, Kunsttrum), für den Auf- und Abstieg der Arbeiter, in das Fördertrum für die Hebung der gelösten Massen und in das Bremstrum für die Hinabschaffung der Baustoffe und Geräte.

Auszimmerung ist in festem Gestein entbehrlich, höchstens werden die einzelnen Trume durch „Einstriche“ voneinander getrennt. Wo in milderem Gebirge eine Sicherung der Schachtwände notwendig, erfolgt sie ähnlich wie im Stollen durch Wandverkleidungen, die sich bei der Bolzenschrotzimmerung in 1,0—2,0 m Entfernung an Schachtgeviere — überblattete Rahmen — anlehnen, deren lange durch Einstriche abgesteifte Hölzer als Joche, deren kurze als Kappen bezeichnet werden und deren richtiger Abstand durch Spreizen (Bolzen) von 15—20 cm Durchmesser gesichert wird. Bei starkem Gebirgsdruck liegen die Schachtgeviere dicht aneinander — Schrotzimmerung —; bei kleineren Schachtabmessungen Kastenzimmerung, wenn eine vollständige Sicherung aller Schachtwände notwendig.

Sicherung der Schachtzimmerung gegen das Hinuntersinken bei festerem Gebirge entweder durch wechselständiges Einbühnen der überstehenden Enden von Jochen und Kappen oder bei weicheren Massen durch das Aufhängen der Geviere mittels Wandruten oder Bockwänden an über Tag verlegte Ohrjoche oder Sprengwerke (Rüstbäume) oder an Tragestempel, die da, wo in dem Gebirge tragfähigere Schichten angetroffen werden, in diesen in größerer Länge eingebüht werden. Auch durch Ankeilen der Zimmerung an das Gebirge, und bei schwimmenden Massen durch Verstopfen aller Fugen und durch straffes Ausfüllen aller Zwischenräume zwischen Zimmerung und Gebirge sucht man die Zimmerung einzuspannen und festzulegen. Bei zentral gestellten Schächten sind namentlich am unteren Schachtende Tragestempel und Sprengwerke in solcher Höhe und von solcher Länge — der sog. Schachtstuhl — erforderlich, daß sie später auf das Tunnelgewölbe aufgelagert werden können, wenn die vorläufige Abstützung des Schachtes auf der Tunnelsohle im weiteren Fortschreiten der Arbeiten in Wegfall kommt.

In festem Gebirge erfolgt der Einbau der Geviere und gleichzeitig derjenige der als einfacher Wandverzug herzustellenden Wandverkleidung erst dann von unten her, wenn eine Wandrutenlänge (3—6 m) abgeteuft ist, bei weniger festem Gebirge teuft man nur eine Feldlänge ab und hängt das neu einzubauende

Geviere vorübergehend mit langen Klammern an das letzteingebaute oder an den letzten Tragesteimpel an oder stützt es mit kurzen Bolzen vorläufig auf die Schachtsoble ab, auf der in einem Vorgesümpfe etwa vorhandenes Wasser angesammelt und von da aus emporgepumpt wird. Die Wandverkleidung wird ähnlich der Verpfählung mit Pfändung des Stollenbaues ausgeführt und der ganze Bauvorgang geht in rolligem und schwimmendem Gebirge in die Getriebezimierung über, deren Geviere meist sämtlich an Rüstbäumen über der Schachtmündung aufgehängt werden müssen. Bei schwimmendem Gebirge muß auch die Schachtsoble durch Zumachebretter oder Zumacheklötze abgeschlossen werden.

Werden die Schwierigkeiten des Getriebe-Abbaues in schwimmenden Massen zu große, so können beim Schachtbau auch die bei Gründungen üblichen Senkverfahren ohne und mit Anwendung von Druckluft-Verwendung finden. Ebenso das Gefrierverfahren — auch beim Stollenbau.

ε) **Herstellung von Tunneln größerer Querschnitte.** Vollausbau vom Richtstollen aus, bei Sohlstollen meist derart, daß in je 50—200 m Entfernung nach oben Schächte von 2—4 qm Querschnitt aufgebrochen und von diesen Punkten aus nach beiden Seiten Firststollen vorgetrieben werden, von denen aus — ebenso auch dann, wenn ein Firststollen als Richtstollen dient — die Ausweitungen des oberen Tunnelteiles bewirkt und schließlich die Strosse aufgebrochen wird. Bei längeren Tunneln in festem Gebirge werden Einzelaufbrüche und Firststollen neuerdings mehrfach durch einen Firstschlitz ersetzt (Albul, Löttschberg).

1. Bei der Tunnelzimierung liegen entweder die tragenden Hauptteile — meist Hölzer, manchmal auch eiserne Träger oder eiserne Bögen —, welche die Verschalung stützen, wie im Stollen senkrecht zur Tunnelrichtung — Sparrenzimierung mit Längsverpfählung — oder gleichlaufend mit der Tunnelrichtung — Jochzimierung mit Querverpfählung —, erstere auch im milden rolligen und schwimmenden Gebirge verwendbar, letztere an festere Gebirgsbeschaffenheit gebunden. Die Sparrenzimierung überträgt den Grundgedanken der Stollenzimierung ohne weiteres auf den Vollausbau. Bei der Jochzimierung ist Getriebezimierung nicht durchführbar.

2. Ursprünglich suchte man das gleichzeitige Aufschließen von Räumen größeren Querschnittes zu vermeiden und zerlegte zu diesem Zweck das Tunnelprofil in einzelne kleine Teile und somit den Tunnel in schmale Längskörper, die nacheinander stollenartig ausgehöhlt wurden — deutsche oder Kernbauweise, jetzt veraltet und nicht mehr angewendet.

3. Bei belgischer Bauweise Ausbruch des Raumes zwar ebenfalls stückweise, aber in größeren Querschnittsflächen. Angriff bei kürzeren trockenen Tunneln mit Firststollen, bei längeren Tunneln mit Sohlstollen und Aufbrüchen. Vom Firststollen aus wird sodann das Oberprofil, in der Regel mit Jochzimierung, ausgeweitet und zunächst die Firste durch Einbau des Gewölbes gesichert, das vorläufig auf Lagerhölzern ruht, die auf dem Gebirge lagern. Unter dem Schutze des Gewölbes erfolgt sodann in der Mitte der Niederbruch bis zur Sohle und unter entsprechender Abfangung der Kämpferlangschwelle die Beseitigung der Stossen und die Aufmauerung der Widerlager in schmälere, einander während der Ausführung nicht gegenüber angeordneten lotrechten Streifen. Der Fortschritt des Vollausbau steht demnach im engen Zusammenhang mit der Herstellung der Mauerung. Für druckreiches Gebirge ist Bauweise nicht geeignet, in gebräuchlich und festem Gebirge gut.

4. Die englische Bauweise öffnet das gesamte Querprofil des Tunnels gleichzeitig, unter Verwendung der Jochzimierung, in 3—8 m langen Zonen, wobei die Joche einerseits auf dem Tunnelgewölbe des letzthergestellten Abschnittes, andererseits auf dem entsprechend ausgeführten Brustverzug oder dem Gebirge ihre Stützung finden. Vor dem bergmännischen Ausbau der folgenden Zone muß erst die Mauerung in der vorhergehenden beendet sein, dann werden die Kronbalken in den Firststollen und mit dem Fortschreiten der seitlichen Ausweitung

die folgenden in Entfernungen von 1,0—1,5 m liegenden Joche auf die nächste Zonenlänge vorgezogen. In einem Abschnitt können demnach Bergleute und Maurer nie gleichzeitig arbeiten, so daß mindestens zwei Arbeitsstellen erforderlich sind. Die Brustfläche muß in voller Größe gesichert, ihr Schub durch Schrägstreben nach unten übertragen werden, der Gebirgsdruck belastet aber nicht das Lehrgerüst und nur verhältnismäßig kurze Zeit die Zimmerung. Die Bauweise ermöglicht einen großen freien Raum für Arbeit und Förderung, sie gestattet die Herstellung der Mauerung von unten her, mit dem Sohlgewölbe beginnend, und eine leichte Anpassung der Zimmerung an den Gebirgsdruck durch Veränderungen in der Anzahl der Joche und in der Zonenlänge. Andererseits bedingt sie aber einen Mehrausbruch von der Höhe der Kronbalken, deren Ziehen mitunter auf Schwierigkeiten stößt, denen man durch Aufmauerung von Rippen zwischen den Jochen in dem Raume zwischen Gewölbeleitung und Schalung zu begegnen sucht. Die Bauweise ist in nicht zu druckreichem Gebirge mit nicht starker Wasserführung mit Vorteil anwendbar.

5. Die österreichische Bauweise schließt gleichfalls den gesamten Raum des Vollausbruches vor dem Beginn der Mauerung auf, nicht scheibenweise wie die englische, sondern absatzweise in Richtung der Längsachse derart, daß die einzelnen Ausbauzonen, nach den Druckverhältnissen des Gebirges 2—5, je 1,5 bis 9,0 m Länge besitzen, die Arbeitsstelle sich also auf 3—4,5 m erstreckt. Ausbruch mit First- oder Sohlstollen eingeleitet, entweder von oben (Strossenbau) oder von unten her (Firstschlitzbauweise), gewöhnliche Form ist die Erweiterung des Sohlstollens behufs Gewinnung des Raumes zur Aufstellung des Untergerüsts der Zimmerung mit nachfolgendem Aufbruch in die Firste und anschließendem Niederbruch von dort.

Gerüst durch engere Stellung der Gespärre und durch Verstärkung der Unterzüge leicht verstärkungsfähig. Mauerwerk kann vom Sohlengewölbe aus hergestellt werden, das bei weniger drückenden Schichten indessen vielfach auch zuletzt eingezogen wird. Vollausbruch ist unabhängig von der Mauerwerksausführung. Lehrbögen haben den vollen Gebirgsdruck mit aufzunehmen.

a) Ursprüngliche Form der österreichischen Bauweise benutzt die Sparrenzimmerung mit Längsverladung, deren vieleckige Sparrenzimmer durch das Bockgespärre, das eine auf Unterzügen verlegte, gewöhnlich mehrteilige Mittelschwelle in den oberen und unteren Sparrenbock teilt, gestützt werden. Entfernung der Sparrenzimmer beträgt je nach Gebirgsdruck und Pfahlänge 0,9 bis 1,5 m; untere Bockgespärre, die infolge der Unterzüge in einem gewissen Maße unabhängig von den Obergespärren sind, können bei günstigen Verhältnissen weiter gestellt werden — bis 2 m und mehr —, sorgfältige Verstrebung der einzelnen Gespärre gegeneinander ist nötig. Diese Bauweise ermöglicht die Anwendung der Getriebezimmerung und damit die Verwendung in gebrächem und rolligem Gebirge.

b) Im weiteren Ausbau des Systems sind die Böcke des Untergespärres zur Abstützung einer Jochzimmerung verwendet worden, deren Stützen entweder in einzelnen Fußpunkten unmittelbar auf den Bockgespärren vereinigt werden (Zentralstreben-system) oder nach eisernen Längsträgern geführt werden, die auf den Bockgespärren ihre Stützung finden (Ender Tunnel, Cochemer Tunnel).

6. Die Eisenrüstung nach Rziha stützt die Längsverladung des Tunnelraumes mit Hilfe eiserner Auswechselrahmen von der Höhe der Wölbstärke, die während des Wölbens mit dem Fortschreiten der Arbeit entfernt werden, auf einen Satz mit dem Fortschreiten der Wölbung frei werdender und wieder zu verwendender eiserner Bögen, die nach der inneren Leibungslinie des Gewölbes geformt sind und an die Stelle der Sparrenzimmerung treten, so daß besondere Lehrgerüste nicht notwendig sind. Abbau der vollen Querschnittsfläche in genau derselben Weise wie bei einem Stollen kleinerer Abmessungen, Anwendung der Bauweise empfiehlt sich bei stärkerem Druck in rolligen und schwimmenden Massen.

7. Die Schildbauweise für Tunnel in mildem Gebirge — bei Wasserandrang unter Verwendung von Preßluft — benutzt, dem Grundgedanken der englischen Bauweise folgend, als senkrechten Brustabschluß einen eisernen, mit Arbeitsöffnungen versehenen Schild, der mit seinen zylindrischen Rändern sowohl vorwärts in das zu durchfahrende Gebirge einschneidet, als auch rückwärts die fertige Tunnelröhre übergreift und mit Hilfe hydraulischer, am Schildumfang gelagerter Pressen vorbewegt wird. Die Schilddurchmesser sind bis 8,2 m ausgeführt worden, wobei die Anzahl der Pressen auf 28 stieg (Blackwall-Tunnel). Für Unterwassertunnel und da vielfach verwendet, wo Tunnel in nur geringerer Tiefe unter möglicher Vermeidung von Erdsenkungen vorgetrieben werden müssen, z. B. unter Straßen oder bebauten Grundstücken, hier zumeist in der Form eines Teilschildes für den oberen Tunnelquerschnitt.

g) Die Überwachung im Betrieb befindlicher Tunnel hat durch regelmäßige Prüfungen des Tunnelmauerwerkes, der Entwässerung, in besonderen Fällen auch der Geländeverhältnisse über dem Tunnel zu erfolgen, bei denen namentlich das Augenmerk auf etwa eingetretene Verdrückungen des Mauerwerks und Verengungen des Lichtraumes zu richten sind.

C. Baukosten der Tunnel.

(Nach dem Stande vor dem Jahre 1914.)

Im allgemeinen betragen die Kosten zweigleisiger Tunnel mittlerer Länge für 1 m Länge:

wenn Wölbung nicht erforderlich ist	800 M.
bei teilweiser leichter Wölbung	1200 „
„ durchgehender Wölbung	1600 „
„ teilweiser Ausführung eines Sohlgewölbes .	2000 „
„ durchgehender „ „ „ „ .	2400 „

Der Arlbergtunnel verursachte einen Aufwand von 2960 M., der Gotthardtunnel von 3360 M., der Karawankentunnel von 4560 M., die Druckstrecken im Simplon und Gotthard von 20 000 M.

Die Kosten eines eingleisigen Tunnels stellen sich auf 60—70% der zweigleisigen Ausführung.

Bei langen Tunneln steigen die Kosten in jedem Kilometer etwa 5% gegen das vorhergehende Kilometer, die Einrichtungskosten betragen je nach Kraftbeschaffung, Gebirgsbeschaffenheit und allgemeiner Lage 240—320 M. für 1 m Tunnellänge.

Die Portale kosten je 4000—10 000 M. bei eingleisigen, 6000—15 000 M. bei zweigleisigen Tunneln.

Straßenbau.

Von

Geheimer Hofrat Professor **G. Lucas**, Dresden.

Vorbemerkung. Kostenangaben und Preise beziehen sich, soweit etwas anderes nicht bemerkt ist, auf die Zeit vor 1914.

A. Straßenfahrwerke, Bewegungswiderstände, Zugkraft.

a) **Straßenfahrwerke.** Der mit der Straße in Berührung kommende Teil des in der Hauptsache maßgebenden üblichen vierrädrigen Lastfuhrwerks besteht aus Vorderwagen und Hinterwagen. Verbindung beider Teile durch den Langbaum mit Reibnagel derart, daß der Vorderwagen bis zu einem Winkel von 19 bis 30°, im Mittel um etwa 24° abgedreht werden kann.

Spurweite je nach Art der Fahrzeuge und Gegend verschieden groß, Grenzwerte für das Maß zwischen den Innenkanten der Räder gibt Zahlentafel 1.

Zweckmäßigste Radgröße ist nur erfahrungsgemäß festzulegen; im allgemeinen sind große Räder vorteilhaft. Wegen Rücksicht auf Beweglichkeit des Vorderwagens und günstigste Richtung der Zugstränge Vorderräder meist kleiner als Hinterräder.

Große Felgenbreite bei preßbarer Fahrbahn zweckmäßig. Bei gut befestigten Bahnen größere Breiten als 12—15 cm im allgemeinen wirkungslos. Für 1 cm Felgenbreite in der Regel ein Druck bis 160 kg zulässig, höchste außergewöhnliche Belastung 200 kg.

Zu der Wagenlänge sind für die Deichsel 4—5 m, im Mittel 4,2 m, für jedes weitere Pferdepaar 3,8 bis 4,0 m zuzuschlagen.

Größte Ladebreite der Wagen in Preußen nach Verordnung vom 17. März 1839 9' = 2,82, in Sachsen 2,8 m. Der größte Kraftwagen hat nicht über 2,8, meist nur 2,0 m Breite und 3,0 m Höhe.

Eigengewicht der Wagen auf den Kopf der Bespannung 300—1000, im Mittel 500—600 kg.

Gesamtgewicht beladener Wagen selten bis 8000 kg, bei Lastkraftwagen 9000 kg nicht ungewöhnlich, 11—12 000 kg noch anzutreffen, bei einem Höchst-

Zahlentafel 1. Übliche Abmessungen

	Leichtes Personen- fuhrwerk	Gewöhnliches Landfuhrwerk,	Ernte- und Heuwagen
Raddurchmesser } Vorderrad . . . m	0,85—1,0	0,9—1,4	0,9—1,4
} Hinterrad . . . m	1,1—1,4	1,1—1,5	1,1—1,5
Felgenbreite cm	4—5	6,5—1,0	6,5—10
Spurweite m	1,1—1,25	1,1—1,25	1,1—1,25
Achsstand m	1,5—2,0	2,4—3,5	3,5—5,2
Länge (ohne Deichsel) . . m	2,5—3,0	3,0—5,0	5—6,5
Breite } des beladenen { m	1,5—1,7	1,7—2,0	2,5—3,5
Höhe } Wagens { m	2,0	1,6—1,8	2,5—4,4
Eigengewicht kg	600—700	600—1000	800—1200
Nutzlast kg	—	2000—2500	2500—3500
Druck für das Zenti- meter Felgenbreite } kg	50—60	100—130	120—150

gewicht einer Achse von 6000 kg. Transporte besonders großer unteilbarer Lasten, für die meist besondere Genehmigung nachzusuchen ist, werden die Straßen stets übermäßig anstrengen. Die bei Berechnung von Bauwerken anzunehmenden Achslasten und Radstände siehe „Brückenbau“.

Zulässige Geschwindigkeit der Kraftwagen innerhalb geschlossener Ortsteile nicht über 20, ausnahmsweise auch nur 15, für Kraftfahrzeuge über 5,5 t Gesamtgewicht höchstens 12, bei Gummibereifung der Triebäder 16 km/Std.

Gewöhnliche Schotterstraßen können eine größere Geschwindigkeit als etwa 25 km/Std. ohne erhebliche Beschädigungen nicht ertragen.

b) **Bewegungswiderstände.** Der Widerstand, den ein Straßenfahrzeug seiner Bewegung entgegensetzt, wird in der Hauptsache hervorgerufen durch die Zapfenreibung in den Radnaben, sowie durch die rollende Reibung am Umfang des Rades. Luftwiderstand kommt nur bei schnellfahrenden Kraftfahrzeugen in Frage. Die Summe aller Widerstände auf wagerechter Bahn ist praktisch genau genug

$$W_A = w_0 \cdot G_w,$$

worin G_w die zu befördernde Gesamtlast in t, w_0 die Widerstandsziffer im ganzen bezeichnet, wie sie durch Versuche festgestellt wird.

Mittlere Werte der Widerstandsziffer w_0 .

Erdbahnen:

Schlechter Erdweg, loser Sand	$\frac{1}{7} = 0,150$
Gewöhnliche Erdbahn	$\frac{1}{10} = 0,100$
Trockene, feste Erdbahn	$\frac{1}{20} = 0,050$

Schotterbahnen:

Frisch aufgebrauchte, nicht gewalzte Schotterbahn	$\frac{1}{8} = 0,120$
Schotterbahn bei Regenwetter	$\frac{2}{10} = 0,050$
Trockene, gute Schotterbahn	$\frac{3}{50} = 0,030$
Sehr gute Schotterbahn, Pechmakadam	$\frac{1}{50} = 0,020$

Pflasterbahnen:

Schlechtes Steinpflaster, Kopfsteinpflaster	$\frac{1}{25} = 0,040$
Kleinpflaster $\frac{1}{40}$ bis $\frac{1}{60}$, im Mittel	$\frac{1}{30} = 0,020$
Gutes Steinpflaster $\frac{1}{30}$ bis $\frac{1}{60}$, im Mittel	$\frac{1}{50} = 0,018$
Gutes, sehr ebenes Steinpflaster, Klinkerpflaster	$\frac{1}{75} = 0,013$
Holzpflaster aus Weichholz $\frac{1}{30}$ bis $\frac{1}{60}$, im Mittel	$\frac{1}{50} = 0,018$
„ „ Hartholz	$\frac{1}{75} = 0,013$

und Gewichte von Straßenfahrwerken.

Langholz- fahrwerk für Stämme von Lm Länge	Zweispänniges Lastfahrwerk	Rollwagen	Vierspänniger Möbelwagen	Schweres Lastfahrwerk
0,9—1,4	0,9—1,4	0,75	0,75	0,9
1,15—1,5	1,1—1,5	0,9	0,9	1,15
6,5—10	7,5—12	7,5—10	8,5—12	12—20
1,15—1,3	1,2—1,35	1,1—1,3	1,3—1,5	1,2—1,5
0,67 · L	2,5—3,5	2,5—3,0	2,5—4,0	3,0—4,0
L	3,5—5,0	4,0—6,0	5,0—9,0	3,5—6,0
—	2,0—3,0	1,7—2,0	2,3	2,0—3,5
—	bis 4,0	1,4—2,5	3,0—3,4	3,5
800—1200	1200—2000	1000—1300	2000—2500	2500—5000
bis zu 4000	3500—5000	2500—4000	5000—6000	6000—7000
120—150	150—160	120—150	180—200	180—200

Asphaltbahnen	$\frac{1}{100} = 0,010$
Eiserne Gleise in Straßen	$\frac{1}{100}$ bis $\frac{1}{300}$, im Mittel $\frac{1}{200} = 0,005$
Eisenbahngleise bei Befahrung mit geringen Geschwindigkeiten	$\frac{1}{400} = 0,0025$

Auf steigender Bahn vom Steigungsverhältnis $s\%$ gilt

$$W_s = G_w(w_0 + s).$$

c) Zugkraft und Arbeitsleistung. Bei Anwendung mechanischer Zugkräfte ($= \frac{1}{3}$ des Adhäsionsgewichtes) sind diese ohne weiteres gleich dem W . Bei Verwendung von Tieren ist deren Eigengewicht G_{pf} zu berücksichtigen, und es folgt die erforderliche, zur Straßenoberfläche parallele Zugkraft zu:

$$Z = w_0 \cdot G_w \cdot \cos \alpha + G_w \cdot \sin \alpha + G_{pf} \sin \alpha$$

oder genau genug:

$$Z = w_0 G_w + (G_w + G_{pf}) \operatorname{tg} \alpha = w_0 G_w + (G_w + G_{pf}) s,$$

sowie hieraus die auf der Steigung s durch die Zugkraft Z beförderbare Last zu

$$G_w = \frac{Z - G_{pf} \cdot s}{w_0 + s}.$$

Die Leistungsfähigkeit der Zugtiere ist nach Art, Alter und Pflege verschieden, sie ändert sich wesentlich mit der dem Tiere zugemuteten Zugkraft Z , der verlangten Zuggeschwindigkeit v und der geforderten Arbeitszeit z .

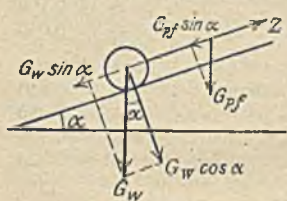


Fig. 1.

Der Größtwert der täglichen Leistung $Z \cdot v \cdot z$ wird bei bestimmten Sonderwerten $Z = Z_0$, $v = c$, $z = t$ erreicht, die der Natur des Tieres am besten zusagen und beträgt $Z_0 \cdot c \cdot t$. Jede Abweichung von diesen vorteilhaftesten Werten Z_0 , c und t hat eine Verminderung der täglichen Gesamtleistung zur Folge, sofern das Tier nicht übermäßig angestrengt werden soll. Muß das Tier aber unter anderen als

den günstigsten Verhältnissen arbeiten, so läßt sich, wenn die Abweichungen von diesen günstigsten Verhältnissen nicht zu erhebliche sind, die dann zu erwartende Zugkraft nach der Gleichung berechnen:

$$Z = Z_0 \left(3 - \frac{v}{c} - \frac{z}{t} \right) \quad (\text{Kraftformel von Maschek}).$$

Die normale Zugkraft Z_0 eines gut gehaltenen Pferdes beträgt bei einer zweckmäßigsten täglichen Arbeitszeit $t = 8,0$ Stunden und einer vorteilhaftesten Geschwindigkeit $c = 1,1$ m/sek, sowie unter der weiteren Voraussetzung, daß der am Tage zurückgelegte Weg keinesfalls größer als 30 km ist, ungefähr $\frac{1}{3}$ seines Gewichtes, also etwa:

für	leichte	mittelstarke	schwere Pferde
für die $G_{pf} =$	250	350	450 kg,
$Z_0 =$	60	75	85 kg,
	im Durchschnitt $Z_0 = 75$ kg.		

Die Zugkraft eines Ochsen kann mit 60—100, eines Maultieres mit 50—70, eines Esels mit 30—40 kg vorausgesetzt werden.

Diese Zugkräfte werden aber nur vom einzelnen Tier erreicht, bei der Vereinigung mehrerer Zugtiere in einem Gespanne sinken sie.

bei 2	3	4	5	6	7	8 Tieren
auf 98	87	80	73	64	55	49%.

Die Geschwindigkeit der Bewegung eines Pferdes erreicht

	im Schritt	Trab	Galopp
	0,6—1,6	3—6	7—12 m in der Sekunde,
entsprechend:	2,2—5,8	10,8—21,6	25,2—43,2 km in der Stunde.

Eine Erhöhung der Zugkraft bis ungefähr zum Doppelten des normalen Wertes vermag das Tier während kürzerer Zeit, etwa auf eine Weglänge von nicht über 600 m, ohne Nachteil zu ertragen. Im Augenblick des Anziehens kann mit einer noch weitergehenden Steigerung gerechnet werden.

B. Linienführung der Straßen.

I. Landstraßen.

a) **Allgemeines.** Unter den verschiedenen, zwischen zwei gegebenen Ortschaften möglichen Straßenzügen verdient derjenige den Vorzug, für welchen die jährlichen Gesamtkosten, nämlich die Summe aus den Zinsen des Anlagekapitales und aus den für Unterhaltung und Lastenförderung aufzuwendenden Beträgen am kleinsten ausfallen.

Die Anlage- und Unterhaltungskosten sind bei diesen Ermittlungen nach ausgeführten Straßenanlagen derselben Art zu bemessen.

Die Förderkosten K einer gesamten Lastmenge Q , die jährlich in beiden Richtungen über die zu erbauende Straße von der Länge L bewegt werden wird, berechnen sich schätzungsweise zu insgesamt:

$$K = \frac{Q \cdot L}{q \cdot l} \cdot k,$$

wenn q die Nutzladung, k die durchschnittlichen täglichen Kosten eines ortsüblichen Lastfuhrwerkes und l dessen tägliche Wegeleistung bezeichnen.

Die wirtschaftliche Linienführung (kommerzielle Trassierung) sucht jenes Ziel unter Außerachtlassung der wirklichen Bodenbeschaffenheit und unter Voraussetzung eines gleichmäßigen wagerechten Geländes zu erreichen¹⁾.

Die technische Linienführung ermittelt unter Anlehnung an die Ergebnisse der wirtschaftlichen Linienführung diejenige Straßenlinie, die unter Berücksichtigung der vorhandenen Geländeverhältnisse aus technischen Gründen die zweckmäßigste sein würde. Für Straßenanlagen in der Regel die technischen Rücksichten ausschlaggebend.

1. Möglichst direkte Führung zwischen den zu verbindenden Orten, um unnötige Länge der Straßenlinie zu vermeiden.

2. Möglichst vorteilhafte Steigungs- und Krümmungsverhältnisse.

3. Möglichste Anschmiegung an das Gelände.

Ausgleich der Auf- und Abtragsmassen; Einschränkung oder Vermeidung von Kunstbauten.

4. Sichere Lage der Straße.

Schutz vor Rutschungen, Steinfällen, Schneeerwehungen, Lawinen.

5. Trockene Lage der Straße und gute Wasserableitung. Offene Lage gegen Wind und Sonne, in Wäldern unter Auslichten entsprechend breiter Streifen an beiden Wegseiten; tunlichste Vermeidung quelligen, sumpfigen oder moorigen Untergrundes; genügende Weite der Brücken und Durchlässe; gute Seitenentwässerung durch zweckmäßige Grabenanlagen; Lage der Straßenoberfläche 0,5 m über Hochwasser, geschützt gegen Überflutungen; wenn dies nicht erreichbar, dann wenigstens im Stauwasser.

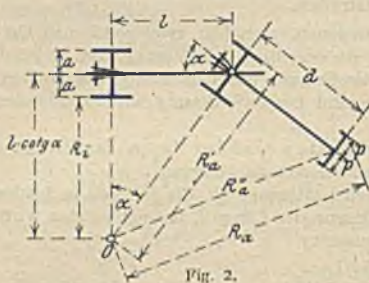
¹⁾ Launhardt, Theorie des Trassierens. Heft 1, 2. Aufl., 1887. — Voiges, Wissenschaftliches aus dem Straßenbau. Zentralbl. d. Bauverw., 1888. — L'échalas, Mémoire sur le roulage. Annales des ponts et chaussées, 1879.

6. Rücksichtnahme auf vorhandene oder anzulegende Abzweigungen von Wegen aller Art. Kreuzungen gleichwertiger Straßen am günstigsten in geraden Strecken, unter rechtem Winkel und in der Wagerechten.
7. Rücksichtnahme auf Eisenbahnen, schienenfreie Kreuzungen von Hauptbahnen, übersichtliche Übergänge bei Nebenbahnen.
8. Billige Beschaffung von Baustoffen, Wasserversorgung für Wanderer und Zugtiere.

Möglichste Berührung vorhandener Materialgewinnungsplätze (Kiesgruben, Steinbrüche).

Ist entschieden, welche der möglichen Straßenlinien gebaut werden soll, so wird deren Lage genauer bestimmt und die Übertragung ins Feld bewirkt (vgl. Vorarbeiten, S. 1346).

b) Krümmung¹⁾. Der kleinste zulässige Krümmungshalbmesser ist



von dem Radstand der ortsüblichen Straßenfahrzeuge und dem Drehwinkel α des Vorderwagens abhängig. Eine Vermehrung der Bewegungswiderstände kommt für Straßenkrümmungen im allgemeinen nicht in Betracht, der Kraftverlust infolge schiefer Lage der Zugstränge gegen die Wagenlängsachse übersteigt auch unter den ungünstigsten Verhältnissen nicht 2 v. H.

Für gewöhnliche Lastfuhrwerke ergibt sich (Fig. 2):

$$\text{Weg des inneren Hinterrades: } R_i = l \cdot \cotg \alpha - a;$$

$$\text{„ „ „ äußeren Vorderrades: } R_a' = \frac{l}{\sin \alpha} + a;$$

$$\text{„ der Deichselspitze: } R_a'' = \sqrt{d^2 + \frac{l^2}{\sin^2 \alpha}};$$

und bei einer gesamten Bespannungsbreite $2p$

$$R_a = R_a'' + p \quad \left(p \begin{cases} = 0,6-1,0 \text{ m an der Deichselspitze} \\ = 1,0 \text{ m an den Ortscheiten} \end{cases} \right),$$

die erforderliche mindeste Versteinerungsbreite: $b = R_a - R_i + 0,4 \text{ m};$

„ „ kleinste Wegbreite: $b' = R_a - R_i + 2 \cdot 0,5 \text{ m};$

der mittlere Halbmesser der Krümmung: $R_m = \frac{R_a + R_i}{2}.$

Bei Langholzwagen kann auch die Hinterachse um einen bestimmten Winkel α_1 abgedreht werden. In diesem Falle berechnet sich (Fig. 3): der Halbmesser für den Weg des inneren Hinterrades:

$$R_i = \frac{l \cos \alpha}{\sin(\alpha + \alpha_1)} - a,$$

der Halbmesser für den Weg des Stammendes:

$$R_c = \sqrt{(R_i + a)^2 + l_1^2 + 2 l_1 \cdot (R_i + a) \sin \alpha_1}.$$

Die Breite der Ladung ist entsprechend zu berücksichtigen.

Die Pferde bewegen sich in der Regel auf kleinerem Bogen als das Stammende. Darf die Ladung hier und zwischen der Vorder- und Hinterachse über

¹⁾ Löwe, Krümmungshalbmesser und Breite der Straßenwendeplätze. Zeitschr. d. österr. Ingenieur- u. Architektenvereins, 1906. — Schlege, Die Wegkrümmungen, 1896.

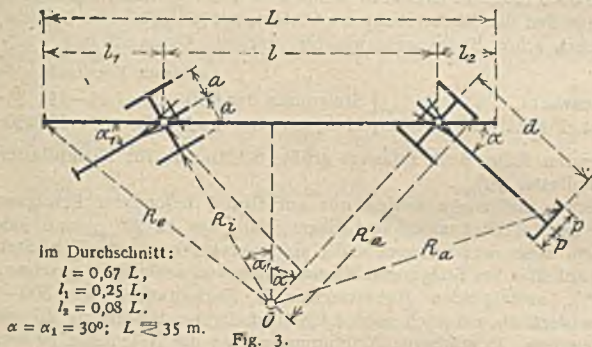
den Straßenrand hinausragen, so bestimmt neben dem inneren Hinterrad entweder die Bespannungsspitze, für welche angenähert

$$R_a = \sqrt{(R'_a - a)^2 + d^2} + p$$

oder das äußere Vorderrad die notwendige Wegbreite in der Krümmung, für das sich berechnet:

$$\bar{R}'_a = l \cdot \frac{\cos \alpha_1}{\sin(\alpha + \alpha_1)} + a.$$

Mehr noch als die Rechnung empfiehlt sich die Zeichnung zur Lösung der Aufgabe. In schärferen Krümmungen, bei Verkehr schnell fahrender Kraftwagen



bei weniger als 100 m Halbmesser, Vergrößerungen der für die geraden Linien ausreichenden Wegbreiten nötig.

Zweckmäßige Krümmungshalbmesser, soweit scharfe Krümmungen unvermeidlich sind:

für Straßen mit lebhaftem Kraftwagenverkehr nicht unter	50 m, besser mehr,
„ Hauptstraßen ohne solchen nicht unter	30 „
„ Gemeindewege	20 „
„ Wirtschaftswege	10 „
„ Wege mit Langholzverkehr	25–30 „

Zwischen Krümmungen gleichen Sinnes sind kurze gerade Strecken zu vermeiden und durch flache Bögen zu ersetzen. Zwischen Krümmungen entgegengesetzten Sinnes sind möglichst lange gerade Strecken, wenigstens von 10, bei Kraftwagenverkehr 30 m Länge, einzuschalten. Vor und hinter scharfen Krümmungen sind Übergangsbögen erwünscht, bei Verkehr schnellfahrender Kraftwagen nötig. (Vgl. „Eisenbahnwesen“, Oberbau.)

c) Steigungen. Die durch die Geländebeschaffenheit bedingte ortsübliche Ladung der Wagen und damit das Gesamtgewicht G_w der Frachtfuhrwerke ist bei Aufstellung eines Straßenentwurfs bekannt. Dann berechnet sich (vgl. A. c. S. 1266) die durchschnittliche Steigung zu

$$s = \frac{Z_0 - w_0 G_w}{G_w + G_{pf}}$$

die noch für kürzere Strecken — etwa 500–750 m Länge — zulässige größte Steigung zu

$$s_{\max} = \frac{2 Z_0 - w_0 G_w}{G_w + G_{pf}}$$

Für Flachlandstraßen kann das Gewicht der Zugtiere vernachlässigt werden, dann folgt hieraus, sofern die Belastung des Zugtieres nach seiner Leistung auf der wagerechten Strecke bemessen wird:

$$s_{\max} = w_0$$

Der Kleinstwert der Steigung ergibt sich mit Rücksicht auf die Entwässerung zu etwa 4‰ . Bis zu Steigungen von 14‰ wird die Straße bei Regenfällen stark kotig. Horizontale Straßenstrecken nicht zu empfehlen.

Als maßgebende Steigung, nach der die zulässige Ladung der Wagen zu bestimmen ist, wird zweckmäßig diejenige betrachtet, die in der fraglichen Straßenstrecke am häufigsten vorkommt. Ist die stärkste vorkommende Steigung mehr als doppelt so groß als jene, so ist ihre Hälfte als maßgebend zu crachten.

Bei Neigungen von $25\text{--}30\text{‰}$ ist Talfahrt im Trabe noch ungefährlich, auch bei der Talfahrt Bremsung der Lastgeschirre noch nicht nötig und Bergfahrt im Trabe noch möglich. Das abfließende Niederschlagswasser schädigt bei diesen Neigungsgrößen die Schotterbahn noch nicht, bei 70‰ können bei sehr starken Regengüssen schon Steine ausgewaschen werden. Demnach im:

		Flachlande	Hügellande	Gebirge
wünschenswerte	} Steigungen der } Hauptstraßen	20—25	25—35	35—50 ‰
möglichst einzuhaltende größte		25—35	35—50	50—65 ‰

Außersten Falles noch zulässige größte Steigungen für Kleinpflaster 100‰ für Großpflaster 70‰ .

Verlorene Steigungen sollten nur auf Grund besonderer Erwägungen zugelassen werden, Steigungen und Gegengefälle bis zu 20‰ sind jedoch unbedenklich. Besonders unzweckmäßig sind vereinzelte übermäßige Steigungen. Bei lang anhaltenden Steigungen Einschaltung von schwächer geneigten, nicht über 20‰ ansteigenden Ruhestrecken in Entfernungen von 800—1000 m wünschenswert, ebenso auch nach allen die maßgebende Steigung überschreitenden Steigungen. In stärkeren Krümmungen sind die Neigungen zu ermäßigen, in Wendeplatten bis auf höchstens $20\text{--}25\text{‰}$, in sonstigen Krümmungen vom Halbmesser R etwa nach der Formel:

$$s_r = \frac{R}{R_0} \cdot s_m,$$

wenn R_0 derjenige Bogenhalbmesser (50—100 m), bei welchem die maßgebende Steigung s_m noch nicht zu vermindern ist.

Steigungswechsel sind tunlichst nach Krümmungsstrecken zu verlegen und durch Ausrundungsbögen vom Halbmesser $r = 10 \cdot V$ zu vermitteln. $V =$ größte Geschwindigkeit der verkehrenden Fahrzeuge in km/Stunde. Vermehrung des Druckes infolge der Fliehkraftwirkung bei dem

Durchfahren solcher Ausrundungen $\frac{10 \cdot V}{125} \text{‰}$ des Wagengewichts.

Bei Feststellung des Straßenaufresses ist ferner darauf zu achten, daß Wegkreuzungen u. dgl. ohne allzu große Erdarbeiten durchführbar, und daß an den Baustellen der Durchlässe die notwendigen Höhen vorhanden sind.

d) Breiten. Gewöhnliche Breitereinteilung einer Landstraße:

Fußweg	Fahrbahn	Materialstreifen	gesamte Straßenbreite
0,5—1,25	4,0—7,5	0,5—1,25	5,0—10 m.

Unter Umständen noch weitere Benutzungstreifen, z. B. Sommerwege für leichte Fuhrwerke und Viehtrieb (im Flachlande): 2,5—4,8 m, Reitwege: 2,5—3,5 m, Radfahrstreifen: 1,0—2,0 m, Fahrbahnstreifen für Kraftwagen: 3—6 m breit, für Straßenbahnen: 2,1—2,3 m. Im Gebirge fehlt dann und wann der Kostenersparnis wegen der hangseitige Seitenstreifen. Dann kann Anlage besonderer Materiallagerplätze erforderlich werden. Im allgemeinen soll an jeder Stelle ein Ausweichen möglich sein. Für die Fahrbahn erfordert dies wenigstens eine Breite von 4,2—4,5 m. Bei Kraftwagenverkehr Breiten unter 5 m ungenügend, 6 m wenigstens nötig. Bei einspurigen Straßen in passenden Abständen Ausweichstellen, tunlichst so, daß jede von den zwei benachbarten aus sichtbar ist. Einzelne oder über die Fahrbahn erhöhte Fußwege erhalten nicht unter 1,0 m Breite.

e) Querschnitt. Auf möglichst schnelle Abführung des Wassers von der Straßenoberfläche nach den Seitengräben und in diesen ist besonders Wert zu legen.

Oberflächenentwässerung zumeist von der Mitte nach der Seite hin, bei Straßen im Gebirge aus Rücksicht auf die Sicherheit des Verkehres öfters auch nur einseitig nach dem Berge zu.

Ebenso ist einseitige Neigung der Straße nach der Innenseite der Bögen — etwa bis 50, auch 60‰ — oder in Ausführung nach Fig. 4 für Straßen mit Kraftwagen-

verkehr zu empfehlen. Theoretisch richtige Querschnittsgestalt von Straßen für Kraftwagenverkehr in Bogen S-förmig nach Fig. 5 und 6; Übergangsstrecke aus

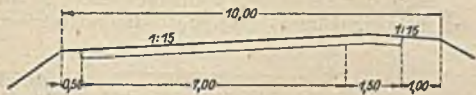


Fig. 4.

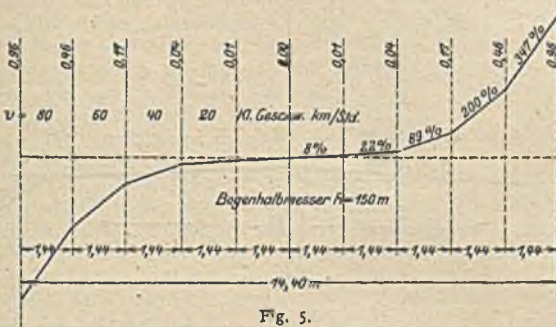


Fig. 5.

dem Querschnitt der geraden Strecke mindestens gleich der Länge des Übergangsbogens, besser größer.

Die Straßenoberfläche mit beiderseitiger Neigung entweder gewölbt — kreis- oder parabelförmig (Fig. 7) — oder dachförmig (Fig. 8), in der Mitte mit etwa 1 m breitem, abgerundetem Übergangstreifen. Bei Straßen mit bogenförmiger Querschnittslinie erstreckt sich Wölbung gewöhnlich nur auf die Fahrbahn, Seitenstreifen sind eben und schließen nicht tangential, sondern mit einer Querneigung von 40—50‰, bei befestigter Oberfläche von 25 bis 30‰ an.

Gewölbte Querschnitte weisen an den Rändern leicht zu große, den Verkehr gefährdende Querneigungen auf, dachförmige Ausgestaltung leidet bei fortschreitender Abnutzung der von den Fuhrwerken hauptsächlich benutzten Straßenstreifen oftmals an ungenügendem Wasserablauf.

Gewölbte Bahnen günstiger für Fuhrwerke mit unterachsten Rädern, dachförmige für Rollwagen, Kraftwagen und alle Fahrzeuge mit senkrecht stehenden Rädern.

Mittenerhöhung der Straße ist um so größer zu wählen, je weniger hart das Steinmaterial und je schwächer das Längsgefälle der Straße ist; bei beschotterten Straßen $\frac{1}{82}$ — $\frac{1}{80}$, bei Pflasterbahnen $\frac{1}{80}$ — $\frac{1}{80}$ der Fahrbahnbreite. Für dachförmige Herstellung gilt im Mittel:

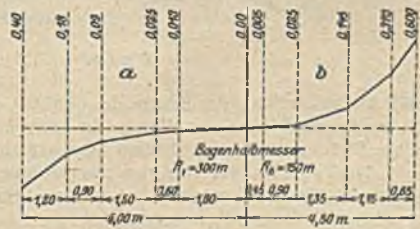


Fig. 6.

bei einem Längsgefälle von	0	0—35	35 und mehr	}	0/100
ein Quergefälle der	Pflasterbahn 50	40	30		
	Schotterbahn 60	50	40		
	Sommerbahn 50	35	15		

Sohle der Straßengräben mindestens 30 cm tiefer als der tiefste Punkt des Fahrbahnkörpers (Fig. 9a). Im allgemeinen Tiefen von 0,4 bis 0,6 m,

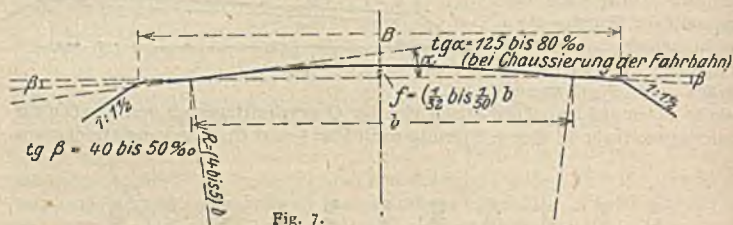


Fig. 7.

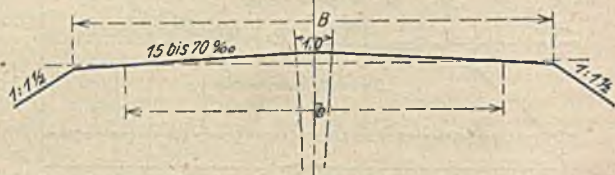


Fig. 8.

Sohlenbreiten von 0,3 bis 0,5 m. In abbröckelnden Felseinschnitten größere Abmessungen. Zur Erzielung geringster Breiten kann, namentlich bei Hangstraßen

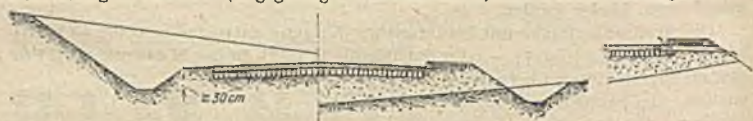


Fig. 9a.

Fig. 9b.

und in Ortschaften, der Ersatz des Grabens durch eine gepflasterte Rinne mit öfterer Querableitung des Wassers in Frage kommen, ebenso überall da, wo erhöhte Fußwege durch Bordsteine begrenzt sind (Fig. 9b).

Längsgefälle der Gräben zweckmäßig nicht schwächer als 1 : 100, bei großem Gefälle, etwa stärker als 1 : 25, sind Sohle und Böschungen zu befestigen, beziehentlich ist Sohle abzutreten.

2. Städtische Straßen.

a) Allgemeines¹⁾. Bestimmend für die Straßenrichtungen sind in der Regel Verkehrsverhältnisse, dann und wann auch vorhandene Verkehrswege zwischen Ortschaften oder Ortsteilen, Fuß- und Wirtschaftswege, Grundstücksgrenzen, Wasserläufe, Festungslinien, die Himmelsrichtungen, in hügeligem Gelände Steigungsverhältnisse, sodann die Möglichkeit der Entwässerung der Straße und der anliegenden Grundstücke sowie die vorteilhafte, wirtschaftliche Aufteilung des durch die Straße zu erschließenden Geländes.

Die Verbindung der Mittelpunkte des hauptsächlichsten Verkehrs durch von der Geraden nicht allzusehr abweichende Hauptstraßen und die Erschließung

¹⁾ Vgl. H. d. I. W. 4. Abt., 3. Aufl., S. 189 ff.

der so entstehenden, größeren im allgemeinen dreieckigen oder viereckigen Bauflächen durch Nebenstraßen unter Rücksichtnahme auf Verkehr und Verkehrsmittel, gute Ausnützung des Baugrundes und die Besitzverhältnisse ergibt Stadtplan nach dem sogenannten Dreieckssystem mit manchen Vorzügen in verkehrstechnischer und auch in architektonischer Hinsicht. Gute Anpassung der Straßenzüge an das Gelände möglich. Bei Anlage der Nebenstraßen das sogenannte Rechtecksystem mit rechteckigen Baublöcken in der Hauptsache zweckmäßig, dessen Nachteile hinsichtlich des Verkehrs und des Aussehens in den kleineren Flächen dieser Unterteile gegenüber den Vorteilen für die Grundrißbildung der Gebäude mehr zurücktreten und durch die Anlage einzelner Diagonalstraßen weiter gemildert werden können. Bei dem Radialsystem laufen, den Anforderungen eines schnellen Verkehrs gut entsprechend, von einem Hauptverkehrsmittelpunkte aus nach wichtigen Außenpunkten Hauptstraßen, zwischen denen Ringstraßen und nach Befinden auch Diagonalstraßen wichtige Verbindungen und so Hauptabteilungen in dem zu erschließenden Gelände schaffen.

Tiefe der Baublöcke bei Wohnvierteln mit kleinen Häusern etwa 50—70 m, bei größeren Miethäusern mit Nebengebäuden oder Gärten etwa 80—100 m, bei herrschaftlichen Landhäusern nicht unter 100 m. Für gewerbliche Anlagen (Fabrikviertel) Tiefen von 120—300 m.

Länge der Baublöcke durch Verkehrsrücksichten bestimmt, wechselt etwa zwischen 80 und 250 m.

Sehr spitzwinklige Kreuzungen der Straßen sind nur in zwingenden Fällen z. B. bei Diagonalstraßen oder in sehr steilem Gelände anzulegen.

Aus ästhetischen, gesundheitlichen und Verkehrsgründen unterbricht man die Straßenzüge durch freie Plätze, an Straßeneinmündungen und Straßenkreuzungen zur Vermittlung der verschiedenen Straßenrichtungen auch durch ein- und zweiseitige Straßenerweiterungen gebildet. Verkehrsplätze an den Knotenpunkten des Verkehrs bei dem Zusammentreffen mehrerer Straßenzüge vielfach in der Form des Vielecks oder Kreises, bei einseitiger, fächerförmiger Verteilung des Verkehrs, z. B. von einem Bahnhofe oder Tore aus, als Halbkreis. Am vorteilhaftesten das Viereck; sogenannte Sternplätze sowie überhaupt das Zusammentreffen von mehr als 2 Straßen in einem Punkt nach Möglichkeit zu vermeiden. Für Architekturplätze, an denen öffentliche Gebäude, Denkmäler u. dgl. errichtet werden sollen, geschlossene, annähernd rechteckige Plätze bevorzugt; Breite senkrecht zu dem betreffenden Gebäude etwa die 1—2fache Gebäudehöhe, Regelmäßigkeit der Platzgestalt nicht Bedürfnis. Nutzplätze (Marktplätze) dem Verkehrsmittelpunkte des zu versorgenden Stadtgebietes möglichst nahe und neben einer Hauptstraße, ohne von dieser gekreuzt zu werden. Genügende Größe ist Haupterfordernis (1 qm auf 10 Einwohner). Gartenplätze (Schmuckplätze) verschönern nicht nur die Stadt, sondern dienen auch der öffentlichen Gesundheit. Genügend große Spiel- und Sportplätze, am besten in den weiträumig bebauten Außenbezirken, mindestens 110×75 m. Im allgemeinen zahlreiche Plätze mäßigen Umfanges wichtiger als wenige große Plätze. Plätze möglichst gleichmäßig auf das Stadtgebiet verteilen.

Anteil der Straßen und Plätze am gesamten Stadtgebiet zweckmäßig etwa 20—30%.

b) Richtungen. Städtische Straßen zwar in der Regel gerade; gekrümmte und solche in Form geradliniger Vielecke geben aber besseres Straßenbild. Gleiche Richtung und gleiche Breite nicht auf größere Längen — nicht über etwa 500 m — durchführen. Namentlich in starken Steigungen sind lange gerade Strecken zu vermeiden. Starke Krümmungen sind für die Bebauung meist weniger günstig, können aber durch die Örtlichkeit bedingt sein und durch staffelförmige Baufluchtlinien in ihren Nachteilen gemildert werden.

Für geschlossene Bebauung wegen der Besonnung Straßenrichtung möglichst von Nordost nach Südwest oder senkrecht hierzu, Straßenlage in Richtung Ostwest tunlichst zu vermeiden. Richtung Nord-süd unbedenklich.

An Kreuzungen und Abzweigungen Begrenzungen der Bürgersteige entsprechend abzurunden. Abschrägung der Häuserecken und Einfriedigungen nur wenn nötig und angängig.

c) **Steigungen.** Steigungsverhältnisse derart zu wählen, daß Verkehrssicherheit herrscht, gute Entwässerung des Straßenkörpers möglich ist, der Anbau keine Schwierigkeiten bietet und die Straße ein gefälliges Aussehen erhält.

Verkehrssicherheit verlangt möglichst geringes Längsgefälle, die Entwässerungsmöglichkeit nicht zu flache Lage der Straße, die Schönheit das Vermeiden eines Rückens im Längsschnitt der Straße, sowie einen Wechsel des Steigungsverhältnisses in sehr langen geraden Straßen. Hauptstraßen zweckmäßig keine größere Steigung als für Asphaltbahnen noch zulässig ($15-16\text{‰}$), oder doch nicht über 20‰ . In hügeligem oder gebirgigem Gelände größere Steigungen — bis etwa 40‰ — unvermeidlich. Gefälle von Nebenverkehrsstraßen im ebenen Gelände möglichst nicht über 25‰ , in hügeligen Stadtlagen möglichst unter 60‰ , doch kommen größere Steigungen — bis 100‰ — vor. (Größte Steigung für Asphalt $15-20\text{‰}$, für Hartholz $30-35\text{‰}$, für Weichholz 50‰ , für Großpflaster 70‰ , für Kleinpflaster 100‰ .) Lange Straßen an Abhängen, deren Talseiten vielfach mit Bauverbot zu belegen sein werden, zweckmäßig durch steile Querstraßen für Fußgänger oder durch zwei kurze Fahrstraßenstrecken mit zwischenliegender Treppe zu verbinden. An Straßenkreuzungen stärkere Steigungen — bis auf etwa 40‰ — ermäßigen, wenn wünschenswerte wagerechte Führung wegen der unschönen Wirkung der Gefällsbrüche nicht angebracht erscheint.

Am besten erhält Straße konkaven Längsschnitt: konvexe Profile unschön. Unvermeidliche Rücken werden in ihrer unschönen Wirkung zweckmäßig durch einen Wechsel der Straßenrichtung am Gefällsbruch, durch Zusammenlegung mit einer Straßenkreuzung oder einer Straßenerweiterung gemildert. Auch durch Gabelung der Straße am Gefällsbruch wird dieser unauffälliger, ebenso auch durch Aufstellung eines Baumes, eines Denkmals oder durch Anpflanzungen, welche die Durchsicht verschließen.

Zur Erleichterung des Anbauens Unterschied zwischen der Sohle des Baublocks und der Straßenhöhe tunlichst nicht mehr als 2—3 m. Zu beachten ist, daß die Versorgungsnetze im gewachsenen Boden liegen.

d) **Breiten.** Breite städtischer Straßen teils von der Größe des Verkehrs und den Abmessungen der Fahrzeuge (Hauptstraßen), teils von Forderungen der Gesundheitslehre und Rücksichten auf die Unterbringung der Versorgungsnetze abhängig (Neben- und Wohnstraßen). Gesamtbreite zwischen den Häusern einer Straße im allgemeinen nicht kleiner als die Höhe der Häuser, von Straßenoberfläche bis Dachgesimsoberkante gerechnet, doch weichen die Bauordnungen deutscher Städte vielfach hiervon ab und gestatten meist bei schmalen Straßen alter Stadtteile Häuserhöhen von 10—14 m, während sie die zulässigen größten Höhen mit etwa 19—25 m begrenzen.

In den meisten Bundesstaaten landesgesetzliche Vorschriften über die bei Ortserweiterungen vorzusehenden Mindestbreiten und über die Verpflichtung zur Straßenlandbeschaffung und erstmaligen Herstellung. Diese Bestimmungen häufig durch nur für einzelne Ortsbezirke gültige Ortsgesetze ergänzt.

Im allgemeinen neue Straßen und Verbreiterungen bestehender Straßen einschl. Entwässerungsanlagen auf Kosten der Anbauenden zu beschaffen und herzustellen. Nur in Sonderfällen tritt für die Gemeinde Entschädigungspflicht ein, z. B. wenn für die neue Anlage Areal aus einem bebauten Grundstück abzutreten ist oder durch die neue Straßensuchtlinie ein unbebautes, aber bisher bebaubares Grundstück unbebaubar wird.

Gesetzliche Bestimmungen in den einzelnen Staaten verschieden, z. B. Preußen ≥ 12 , Sachsen ≥ 8 m. Neuere Bestrebungen im Städtebau gehen auf weitere Abminderung der Straßenbreiten — ≥ 5 m — für Wohn- und Nebenstraßen sowie für einseitig bebaute Straßen in stark hängigem Gelände

oder in Kleinhaus- und Eigenheimsiedlungen — Gartenmauerstraßen. Später notwendig werdende Verbreiterungen durch entsprechend große Vorgärten zu ermöglichen. Auf diese Weise werden die Anliegerbeiträge der zuerst Anbauenden möglichst vermindert, die Kosten der bei steigendem Verkehr nötigen Verbreiterung späteren Generationen übertragen.

Am häufigsten dreifache Gliederung der Breite, eine Fahrbahn von zweckmäßig etwa $\frac{3}{5}$ und zwei Fußwege von ungefähr je $\frac{1}{5}$ der gesamten Straßenbreite (Fig. 10).

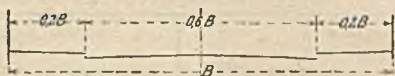


Fig. 10.

Zahlentafel 2. Straßenbreiten.

	Fahrbahn- breite m	Fußweg- breite je m	Gesamt- breite m
Mindestbreite	5,0	1,5	8,0
Wohnstraßen	6—9,0	2—4	10—17
Mittlere Verkehrs- und Geschäftsstraßen .	7,0—10	2,5—5	12—20
Haupt-, Verkehrs- und Geschäftsstraßen .	10—20	5—12	17—40
Straße mit zwei Baumreihen	≥ 10	6—8 ¹⁾	≥ 25

Den Wagenbreiten entsprechend Straßenbreiten als ein Vielfaches von 2,5, besser von 3,0 m anzunehmen.

In neuerer Zeit zwingt Rücksicht auf Unterbringung der Versorgungsnetze, die — mit Ausnahme der Kanalisationsleitungen — der leichteren und billigeren Ausbesserungen wegen zweckmäßig unter den Bürgersteigen verlegt werden, vielfach zu Verbreiterung der Fußwege auf Kosten der Fahrbahn. Wasserleitungen legt man nicht gern näher als 5—6 m an die Häuserfluchten.

Mehrteilung der Straße bei Breiten über 30 m empfehlenswert, am besten durch Anordnung eines mittleren, von Bäumen eingefasster Promenadenweges, nach Befinden mit beiderseitigen Reit- und Radfahrwegen. Noch weitergehende Mehrteilungen bis zu 70 m zeigen die Prachtstraßen der Weltstädte²⁾.

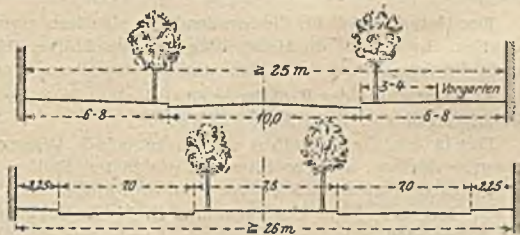


Fig. 11.

Straßenbahngleise erfordern, wenn kein Rollbockverkehr in Frage kommt eine Lichtbreite von je 2,0—2,3 m, bei Doppelgleisen Achsabstand 2,5—2,6 m. Die Gleise werden am besten auf einen abgesetzten Streifen der Straße, sonst in die Straßenmitte gelegt. Soll an jeder Seite noch Raum bleiben für:

1 2 3 Straßenfahrzeuge,
dann Fahrbahnbreite mindestens 10,5 15,5 20,5 m.

Kleinster Abstand der Gleisachse von der Kante des Bürgersteiges 4,5 m (vgl. auch „Straßenbahnen“).

e) Querschnitt. Der meist besseren Oberflächenbefestigung entsprechend Mittenerhöhung der Fahrbahn verhältnismäßig kleiner als bei den Landstraßen.

¹⁾ Sind Vorgärten vorhanden, 3—4 m.

²⁾ Städtisches Straßenwesen. Handbuch der Baukunde, Abt. III. — Stübgen, Der Städtebau. — Löwe, Straßenbau.

Stich der gewölbten Fahrbahn für Großpflaster $\frac{1}{5}$ — $\frac{1}{10}$, für Asphalt $\frac{1}{25}$ — $\frac{1}{10}$. In der Regel auch erhöhte, mit Bordsteinen eingefasste Fußwege, deren Längsgefälle der Fahrbahn folgt.

Zahlentafel 3. Quergefälle der Straßen.

Längsgefälle	Quergefälle				
	Steinschlag	Steinpflaster	Holzpflaster	Klinker	Asphalt
‰	‰	‰	‰	‰	‰
0	60	40	30	30	15
0—35	45	30	25—20	15	5
35 und mehr	30	20	15	—	—

Fußwege erhalten ein Quergefälle nach der Fahrbahn von
30—40‰ bei Pflasterung, 20—30‰ bei dichter Decke.

Bei im Querschnitt weniger geneigten Straßen — Asphalt ausgenommen — erhält Fahrbahnteil entlang der Fußwegborde auf 0,5—1,0 m Breite zweckmäßig Querneigung von 50—70‰, damit das Wasser besser zusammengehalten wird.

Entwässerungsrinnen Längsgefälle von tunlichst nicht unter 10‰, in asphaltierten oder zementierten Straßen bis zu 5‰. Bei Straßen mit kleinerem Gefälle Rinnen steigend und fallend anzulegen. Höhe der Fußwegborde über Fahrbahn wechselt dann zwischen 5 und 22 cm, je nach dem Rinnengefälle, im Mittel liegt sie zwischen 12 und 15 cm. An Grundstückseinfahrten sind Borde bis auf etwa 3—5 cm zu senken. Einfallschächte in 40—60 m Entfernung derart, daß das Wasser nicht um Straßenecken zu fließen braucht.

C. Unterbau der Straßen.

Der Unterbau soll für die Straßendecke eine feste unveränderliche Grundlage schaffen. Er umfaßt die Herstellung der Einschnitte, Dämme und Böschungen, sowie die Ausführung von Stütz- und Futtermauern, Durchlässen und Brücken.

a) Herstellung der Erdkörper einschl. aller, auch der gemauerten Böschungsbefestigungen vgl. I. Erdbau, S. 1207.

Das in den Straßengraben sich ansammelnde Wasser soll nicht zu lange in diesen verbleiben, sondern öfters an geeigneten Stellen abgeführt werden.

Feuchter Untergrund ist vor dem Aufbringen der Oberflächenbefestigung zu entwässern, lockerer Untergrund, z. B. frische Schüttungen, zweckmäßig vorher abzuwalzen.

b) Brücken und Durchlässe. Brücken vgl. „Brückenbau“.

Die Durchlässe möglichst rechtwinklig zur Straße, tunlichst kurz, sowie mit leichter und guter Gründung.

Lichte Durchlaßweite richtet sich entweder nach den Verkehrsbedürfnissen (vgl. auch IV. Eisenbahnbau, S. 1354) oder nach der Menge des durchzuführenden Wassers, dem Sohlengefälle und der Querschnittsform (vgl. „Wasserbau“). Die Wassermenge bestimmt sich nach dem Niederschlagsgebiet, der Regenmenge und den Abflußverhältnissen. Für Durchlässe und kleine Brücken (vgl. nebenstehende Zahlentafel 4).

Zusammenstellung gibt reichliche Werte. Dessenungeachtet fallen bei vielen kleineren Bauwerken die berechneten Lichtmaße so klein aus, daß der notwendigen Reinigung wegen größere Maße zur Ausführung gebracht werden müssen. Hierzu genügt bei geringer Bauwerkslänge äußersten Falles schon eine Breite von 0,5, eine Höhe von 0,6 m, besser Abmessungen von mindestens 0,6 m Breite und 0,8—1,0 m Höhe.

Zahlentafel 4.

Abflußmenge in der Sekunde und für 1 qkm des Niederschlagsgebietes in cbm.

Tallänge in km	Das Niederschlagsgebiet ist						Bemerkungen
	gebirgig		hügelig		flach		
	fast un- bewaldet	stark bewaldet	fast un- bewaldet	stark bewaldet	fast un- bewaldet	stark bewaldet	
< 1 km	8,0 ¹⁾	4,0	6,6	3,3	4,0	2,0	1) Bei sehr steilen Hängen und nackten Felslagen sind die Werte um 25 ⁰ / ₁₀₀ zu erhöhen.
bis 2 „	7,0 ¹⁾	3,5	5,8	2,9	3,5	1,8	
„ 4 „	6,0	3,0	4,5	2,3	3,0	1,5	
„ 8 „	4,0	2,0	3,0	1,5	2,0	1,0	
„ 12 „	3,0	1,5	2,3	1,2	1,5	0,8	
„ 16 „	2,0	1,0	1,5	0,8	1,0	0,5	
> 16 „	1,0	0,5	0,8	0,4	0,5	0,3	

Rohre aus Eisen, Steinzeug oder Zement von 0,3—0,6 m lichter Weite, Zementrohre auch in erheblich größeren Abmessungen, mehrteilig und in Eiform. Am Ein- und Auslauf vielfach nach dem Böschungswinkel abgeschrägte Rohrstücke.

Zahlentafel 5.

Übliche Abmessungen von Zementrohren.

Lichtweite mm	Länge m	Gewicht kg/m	Lichtweite mm	Länge m	Gewicht kg/m
300	1,00	125	300/450	1,00	157
350	1,00	160	350/525	1,00	218
400	1,00	200	400/600	1,00	280
450	1,00	243	500/750	1,00	408
500	1,00	285	600/900	1,00	620
600	1,00	380	700/1050	1,00	800
800	1,00	633	800/1200	1,00	1000
1000	1,00	875	1000/1500	0,70	1450

Steinzeug- und Zementrohre müssen besonders sorgfältig gelagert werden, größere Zementrohre nicht nur auf eine unnachgiebige Bettungsschicht, sondern auf den gewachsenen Boden unter Einschlämmung und Anstampfung oder Einbetonierung aller Zwischenräume. Zwischen der äußeren Rohroberkante und der Sohle des Fahrbahnkörpers muß eine Aufschüttung von mindestens 0,30 m vorhanden sein.

Die Widerlager der Plattendurchlässe erhalten eine Mindeststärke von 0,5—0,6 m; die Platten, je nach Material und Durchlaßlichtweite,

Stärken von	20	25	30	35	40	cm
bei lichten	30—50	40—75	60—100	80—140	100—170	cm bei Sandstein
Weiten von						
und von	70	100	140	180	225	cm bei Granit,

wenn Biegungsspannungen von 6,5—12 kg/qcm für Sandstein und solche von 16—17 kg/qcm für Granit zugelassen werden. Eisenbetonplatten können neuerdings ebenfalls zur Anwendung.

Größere Durchlässe vgl. „Eisenbahnbau“, S. 1355.

D. Befestigung der Straßenoberfläche.

Bei der Wahl des Materials für die Straßendecke und bei seiner Stärkebemessung kommen vor allem Art und Größe des Verkehrs und Tragfähigkeit des Untergrundes in Betracht, bei städtischen Straßen außerdem noch gewisse Rücksichten auf Gesundheit und Annehmlichkeit der Anwohner.

Ganz allgemein werden an die Befestigung der Straßenoberfläche folgende Anforderungen gestellt:

1. genügende Widerstandsfähigkeit gegen die Einwirkungen der Verkehrslast, also harte Oberfläche bei entsprechender Stärke zur Erzielung einer guten Druckverteilung auf den Untergrund;
2. ausreichende Verkehrssicherheit unter allen Witterungsverhältnissen, d. h. genügende Rauigkeit der Oberfläche;
3. Schonung der Zugtiere durch zweckmäßige, die Verkehrslasten und die Steigungsverhältnisse gleichermaßen berücksichtigende Wahl der Befestigungsart.

Für städtische Straßen wird weiter verlangt:

4. Geräuschlosigkeit, also eine ebene, elastische Fahr- und Gangbahn;
5. Staubfreiheit und Vermeidung übler Gerüche;
6. möglichste Vermeidung von Verkehrsstörungen bei Vornahme von Ausbesserungsarbeiten.

Je umfangreicher und schwerer der Verkehr einer Straße ist, desto sorgfältiger und gleichmäßiger und aus desto widerstandsfähigeren Baustoffen ist die Straßenoberfläche herzustellen.

a) Schotterfahrbahn (Steinschlagbahn, Chaussierung).

Schotterstraßen besser für leichten und schnellen, als für sehr schweren Verkehr. Hauptvorteile sind verhältnismäßig billige Herstellung und bei guter Unterhaltung ebene Oberfläche. Benötigen sehr aufmerksamer gewissenhafter Unterhaltung, Ausbesserung stets mit erheblichen Belästigungen des Verkehrs verknüpft. In feuchten Lagen Anwendung nicht rätlich.

1. **Herstellung der Versteinerung.** Im allgemeinen setzt sich der Fahrbahnkörper einer Schotterstraße aus dem Grundbau (der Packlage) und aus der Beschotterung zusammen.

Rand-, Kanten- oder Bordsteine zur Erzielung eines festen Widerlagers für den Grundbau, sowie zur Abgrenzung zwischen Fahrbahn und Seitenstreifen kommen bei Straßen außerhalb der Städte nicht immer oder nur in der Form ausgesucht größerer Steine der Packlage zur Anwendung, weil sie leicht den Wasserabfluß stören und die Herstellungskosten der Straße verteuern. Wo sie verwendet werden, reichen sie von Oberkante Grundbau bis etwa 10 cm unter die Sohle des Erdkastens, bei erhöhten Fußwegen bis Unterkante Grundbau.

Der Grundbau besteht aus einer in sich verspannten Schicht aus pyramidenförmigen Steinen von 15—25 cm Seitenlänge bei einer Grundflächengröße von etwa 200 qcm und 15—20 cm Höhe, die mit der breiten Seite nach unten dicht im Verbände gesetzt und von oben mit Steinen ausgezwickt werden, nachdem die vordringenden Spitzen der Packsteine abgeschlagen worden sind. Ein solcher Grundbau gewährt eine sichere Unterlage, bewirkt eine gute Druckverteilung auf den Untergrund und verhindert das Emporsteigen quilliger Bodenschichten. Seine Stärke ist entweder gleichmäßig über die volle Fahrbahnbreite oder in der Mitte 3—8 cm größer als an den Fahrbahnrandern, um einer etwa vorhandenen stärkeren Benutzung der Straßenmitten entsprechend Rechnung zu tragen.



Fig. 12.

Ein Abwalzen des Grundbaues nach Aufbringen einer schwachen, 5—7 cm starken Klarschlagdecke, der sogenannten Mittellage, kann vorteilhaft sein.

Für die Packlage genügen vielfach auch Steine geringerer Druckfestigkeit.

Bei festem, nicht lehmigem Untergrund und wenig lebhaftem Verkehr kann der Grundbau auch nur durch eine 12—25 cm starke Schicht groben Steingeschlages gebildet werden, die vor dem Aufbringen der Decke besonders abzuwalzen und deren Korngröße — 6 bis 8 cm — um so größer zu wählen ist, je weniger fest das Gestein ist.

Bei den eigentlichen, nach Mac Adam genannten Schotterstraßen fehlt der Grundbau, und es wird der ganze Oberbau aus Steinschlag von Steinen gleicher Größe gebildet, die in mehreren Schichten bis zu einer Gesamtstärke von 25—40 cm aufgebracht und festgewalzt werden. Fester trockener Untergrund und nicht allzu starker Verkehr ist für die Anwendung dieser teuren, aber leicht ausbesserungsfähigen Bauweise Vorbedingung.

Wo gute Steine fehlen, aber Kies zur Verfügung steht, wird die untere Schicht der Versteinerung 15—20 cm stark aus möglichst großen Kiessteinen hergestellt und auf dieser dann der vom feinen Sand möglichst befreite Kies in etwa 5—50 mm Korngröße mit etwas lehmigem Bindemittel und in 10—12 cm starker Schicht aufgebracht und festgewalzt (Kiesstraßen). Kiesbahnen ergeben bei guter Witterung brauchbare Fahrbahnen, bei andauernd nassem Wetter weichen sie aber auf und können dann von schweren Fuhrwerken nicht befahren werden.

Die Beschotterung (Decklage) aus Klarschlag oder, wenn solcher fehlt, aus Kies ist, je nach Verkehr und Steinbeschaffenheit, entweder gleichmäßig oder mit größerer Mittenstärke, im Durchschnitt 9—20 cm stark. Bei größeren Stärken, etwa mehr als 12 cm, besteht sie vielfach aus zwei getrennt aufzubringenden und jede für sich abzuwalzenden Schichten, von denen die untere aus größerem Korn (6—8 cm), die obere aus besonders festem Kleingeschlag gebildet sein kann. Die einzelnen Stücke des Klarschlages sollen sich der Würfelform nähern, eine möglichst gleiche, und zwar eine solche Größe besitzen, daß sich eine ebene und gut abgebundene Fahrbahn erzielen läßt. Das Korn kann um so kleiner genommen werden, je fester das Material ist, Seitenlänge der Klarschlagstücke bei festem Materiale 3,5—4, bei weichem 5—6 cm. Der Steinschlag soll möglichst hohe Druckfestigkeit und Zähigkeit mit geringer Abnutzung verbinden, scharfkantigen, körnigen Bruch besitzen, durchaus witterungsbeständig sein, sich in der Straßendecke gut zusammenschließen und keinen klebrigen Schlamm entwickeln. Untersuchungen in technischen Versuchsanstalten, die vor der Auswahl der zu verwendenden Materialien in jedem Einzelfalle angestellt werden sollten, haben die Überlegenheit gleichartiger harter Urgesteine ergeben. In erster Linie sind daher Basalt, Porphy, Granit, Syenit zu verwenden, da der Verbrauch an Schotter zur Straßenunterhaltung und die Abfuhr von Straßenkot abhängig von der Druckfestigkeit und der Abnutzungshärte des verwendeten Steines ist.

Herstellung des Kleinschlages entweder von Hand mittels Handschlaghämmern von 3—4 kg und Schwunghämmern von $\frac{1}{2}$ —1 kg Gewicht bei einer Tagesakkordleistung von etwa 1,5—2,0 cbm in weichem, 0,6—1,0 cbm in hartem Gestein, oder durch Steinbrechmaschinen, deren tägliche Leistung je nach Bauart und Kraft zwischen 10 und 100 cbm schwankt und die entweder als Backenbrecher, jetzt meist mit Brechbacken aus Stahlguß oder Hartstahl an Stelle des früheren Coquillenhartgusses, oder als Kegelbrecher — Kreisel, Rundbrecher — ausgeführt sind. Die letzteren sind wesentlich leistungsfähiger, erzeugen aber bis jetzt einen für Straßenzwecke weniger geeigneten Klarschlag. Die allerdings wesentlich teurere Handarbeit liefert gleichmäßigeren und sich mehr der Würfelform nähernden Klarschlag. Der Maschinenbetrieb ergibt im allgemeinen¹⁾ etwa 7% Grobschlag, 29% normalen Klarschlag, 35% Feinschlag und 29% Grus und Abfall, eine Sichtung des gewonnenen Materiales ist daher erforderlich (Sortiertrommeln). Fahrbare Steinbrechanlagen — fast ausschließlich Backenbrecher —, bei denen der Klarschlag an der Verwendungsstelle hergestellt wird, sind vielfach ausgeführt, neuerdings als Automobil-Schotteranlagen, bei denen

¹⁾ Vgl. Löwe, Straßenbau, S. 304.

der Motor des Brechers und der Siebtrommel auch das ganze Fahrgestell vorwärts bewegt. Motor: 15—35 Pferdekräfte, Leistung: 3—8 cbm stündlich, 2, meist 3 Sortierungen, Gesamtgewicht 6,4—11,0 t.

Mittlere Beziehungen zwischen dem gewachsenen Gestein und seinen Verwendungsformen bei den Schotterstraßen ergibt die nachstehende Zusammenstellung:

Zahlentafel 6.

Beziehungen zwischen dem Rauminhalt des gewachsenen Gesteins und seiner Verwendungsformen bei Schotterstraßen.

Gewachsenes Gestein	Aufgesetzte Bruchsteine von Packlagergröße	Klarschlag in lose geschütteten Haufen einschl. Splitter und Grus	Gewalzte Schottermasse im Straßenquerschnitt
1	1,4	1,7	1,3
0,7	1	1,2	0,9
0,60	0,85	1	0,8
0,75	1,05	1,3	1

Die Hohlräume zwischen den Klarschlagsteinen betragen auch nach dem Einwalzen noch 20—30%. Zum Schließen und zur Erzielung einer dichten Decke wird Steingrus oder Kies und Sand von Erbsengröße, wenn erforderlich unter geringem Zusatz von Straßenabzugsmassen verwendet, der im letzten Teile der Walzarbeit aufgebracht und eingefegt wird. Erdige, tonige oder lehmige Füllmassen sind zu vermeiden, nur bei Kiesstraßen ist zur besseren Bindung der runden Kiesstücke ein nicht vollkommen lehmfreies Füllmaterial vorteilhaft. Bedarf an Füllmaterial: 10% bei weicherem, bis zu 20% bei festem Schotter. Eine dünne Decke aus dem Füllmaterial ist zweckmäßig auch noch einige Zeit nach Fertigstellung der Straße auf deren Oberfläche zu erhalten.

Die durchschnittliche Gesamtstärke des Fahrbahnkörpers einer beschotterten Straße beträgt demnach 25—35 cm.

2. Das Walzen der Straßen. Künstliche Dichtung der Straßenoberfläche von besonderer Wichtigkeit, da nur durch den Verkehr gedichtete Schotterstraßen nicht denselben Dichtigkeitsgrad erreichen wie künstlich gedichtete und daher schnellerer Abnutzung unterworfen sind, ganz abgesehen davon, daß während der Dichtung Zugtiere und Fahrzeuge leiden und ein beträchtlicher Teil des Schotters zerdrückt wird. Künstliche Dichtung noch ausschließlich durch Walzen, französische Versuche mit maschineller Stampfung der Straßen haben indessen günstige Ergebnisse geliefert.

Der gußeiserne Walzzylinder — zweckmäßig aus Hartguß — der Pferdewalzen besitzt gewöhnlich 1,2—1,8 m äußeren Durchmesser, eine Länge von 1,1—1,5 m, eine Wandstärke von 5—8 cm, ein Gewicht von 2,5—5 t. Seine Last kann bis auf 6—8 t gesteigert werden, entweder — bei beiderseits geschlossenem Zylinder — durch Wasserfüllung des Zylinders oder durch die Füllung von Belastungskästen, die an dem Deichselgestell der Walze angebracht sind. Der Druck der Walze muß nach der Stärke der einzuwalzenden Schicht und nach der Festigkeit des verwendeten Steinmaterials bemessen werden. Er soll bei weichem Stein und dünner Schicht geringer sein als bei hartem Stein und starker Schicht und bei dem Einwalzen starker Schotterdecken in dem Maße sich erhöhen, als die Dichtung der Decke fortschreitet. Durchschnittswerte des Druckes für 1 cm Walzenbreite: 33—50 kg für die unbelastete, 70—85 kg für die belastete Walze. Als Bespannung bei nur mäßig geneigter Straße 1 Pferd auf 1 t Gewicht der belasteten Walze, dieselbe Bespannung muß aber wegen des größeren Widerstandes der nicht gedichteten Schotterdecke auch schon im Beginn der Walzung bei noch unbelasteter Walze vorgelegt werden. Walzgeschwindigkeit 0,5—0,8 m/Sekunde, Leistung stündlich etwa 20—35 qm fertige Straße, entsprechend 1,5—2,0 cbm Klarschlag bei hartem, 2,5—3,5 cbm bei weichem Gestein.

Kosten der Walzung von 1 cbm Schotter ohne Handarbeit und ohne Wasserzufuhr 1914 etwa 0,8 bis 1,2 M.

Bei den Dampfstraßenwalzen sind stets mehrere Walzzylinder vorhanden, die durch einen Rahmen zusammengefaßt werden, auf welchem Dampfmaschine, Kessel, Kohlen- und Wasserbehälter, sowie Führerstand Platz finden. Bei den größeren Walzen neuerdings mehr und mehr Verbundanordnung. Die Walzen französischer Bauart besitzen zwei gleich breite hintereinander angeordnete Walzzylinder, die in Deutschland bevorzugten Walzen englischer Bauart meist deren vier (bei kleineren Walzen auch nur drei) in nebenstehend skizzierter, durch schnittlicher Anordnung. Das meist nicht veränderliche Gesamtgewicht wechselt zwischen 10 und 26 t, die Stärke der Dampfmaschine zwischen 10—20 PS der Anschaffungspreis zur Zeit zwischen 25 000 und 35 000 M. Walzgeschwindigkeit 0,7 bis 1,0 m, durchschnittliche tägliche Leistung für Basalt 40—60, für Porphyry und Granit 50—75, für Kies 30—60 cbm bei 14 t Walzengewicht, die Betriebskosten einschl. Unterhaltung und Tilgung etwa 2,5—3,0, ausschl. dieser Beträge 1,2—1,5 M. für die Stunde.

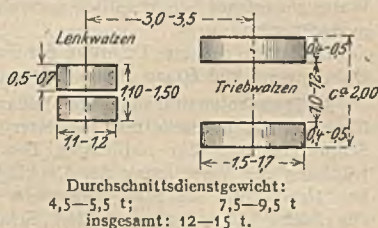


Fig. 13.

Die mit Dampfstraßenwalzen behandelten Straßen zeichnen sich im allgemeinen durch größere Dichtigkeit aus und können sofort dem schweren Verkehr übergeben werden. Auch gestattet diese auf stark geneigten Straßenstrecken ebenfalls anwendbare Art der Walzarbeit eine bedeutende Arbeitsleistung in kurzer Zeit und erspart das lästige Wenden oder Umspannen der Pferdewalzen. Besonders geeignet für die Dichtung starker Schotterlagen aus hartem Gestein.

Neuerdings auch von Benzin- oder Petroleummotoren angetriebene Straßenwalzen leichter Bauart, meist von 3,5—9,5 t Dienstgewicht, das veränderlich gestaltet werden kann durch Wasserballast oder durch Belastungsgewichte, die in die Räder eingesetzt werden oder durch Verbreiterungsringe, die mittels vorgesehener Flansche an die Laufkränze der Hinterräder angeschraubt werden. Ausreichende Erfahrungen über Leistungen und Kosten liegen noch nicht vor; Vorzüge dieser Motorwalzen sind: Geringes Gewicht, daher zum Walzen loser Decken und leicht beweglicher Decken (Tcerschotter) sowie zum Abwalzen der Erdkörper des Unterbaues geeignet, rasche Arbeitsbereitschaft, Wegfall der Feuerung und des Speisewassers, geringer Raumbedarf des Brennstoffes, Wegfall der Erschwerungen durch die Vorschriften über den Dampfkesselbetrieb, leichte Bedienung durch nur einen Mann und sichere Steuerung.

Die Unveränderlichkeit des Gewichtes bedingt, daß unter Umständen mit mehreren Walzen verschiedenen Gewichtes gearbeitet werden muß, für den wirtschaftlichen Erfolg ist Vorbedingung, daß die Größe der auszuführenden Arbeiten im richtigen Verhältnis zu den nicht unbeträchtlichen Kosten der Dampfwalze steht.

Die Walzarbeit beginnt, um ein Ausweichen der Steinbahn zu verhüten, stets an den Kanten der Steinbahn und schreitet nach der Straßenmitte hin derart fort, daß jeder Streifen den folgenden um 20—30 cm überdeckt. Fehlt es während der Arbeit an natürlicher Feuchtigkeit, so ist für entsprechende, nicht übermäßige, künstliche Nässung zu sorgen. Nachdem sich eine nahezu geschlossene Decke gebildet hat, wird das Bindematerial eingebracht und mit scharfem Besen eingefegt. Dies wird während des Walzens so oft wiederholt, bis die Hohlräume der Schotterdecke möglichst ausgefüllt sind.

Die Länge der zu walzenden Strecke schwankt bei Pferdewalzen zweckmäßig zwischen 400 und 700 m, bei den Dampfwalzen kann sie zum Vorteil des Verkehrs beliebig kurz bemessen werden, vorteilhaft so, daß an jedem Tage die tags zuvor eingebaute Klarschlagmenge verwalzt wird.

Die Anzahl der Walzengänge über dieselbe Stelle richtet sich nach dem Walzengewicht, der Art des Schotters, der Schotterstärke, dem Untergrund und der Witterung. Für Wege außerhalb der Städte werden in der Regel 25 bis 50 Gänge genügen, bei hartem Gestein und starken Lagen ausnahmsweise auch 110—150 nötig. Im allgemeinen gilt Walzung als beendet, wenn ein vor die Walze geworfenes Schotterstück normaler Größe nicht eingedrückt, sondern zerquetscht wird.

Handwalzen zur Dichtung der Fuß- und Sommerwege haben etwa 60 cm Durchmesser und 60 cm Breite bei einem Gewicht von 225 bis 525 kg.

3. **Teersotterstraßen** (Teermakadam, Teerasphalt, Asphaltbeton, bituminöse Chaussierung, Pechschotter). Schotter- und Kiesstraßen sind größte Staub- und Schmutzbildner. Zur tunlichsten Beseitigung dieses Nachtheiles kann Durchtränkung der Versteinung der Decklage mit teer- und asphaltartigen Stoffen bei Herstellung der Straße entweder durch nachträgliches Besprengen der Oberfläche einer fertiggestellten Schotterstraße gewöhnlicher Bauweise — Oberflächenteerung, vgl. Seite 1300 — oder sofort während des Baues der Straße in Frage kommen; Tiefen- oder Innenteerung. Solche Herstellungen zahlreich in England und Amerika, in Deutschland in der Einführung.

1. **Teeraufguß-Beschotterung** (Tar grouted Macadam). Festgewalzte stärkere Lage von Kleingeschläge wird mit Teer begossen, wiederholt gewalzt, und zur Erzielung einer ebenen geschlossenen Oberfläche mit geteerten Steinsplintern überstreut oder mit einer 3—4 cm starken gewalzten Decklage aus sorgfältig geteernten Granit- und Kalksteinsplintern überzogen. Zur Aufsaugung des überflüssigen Teeres wird Kalksteinstaub und dgl. aufgebracht.

Ausführung stets in hohem Maße vom Wetter beeinflusst, Ausfüllung der Hohlräume durch das bituminöse Bindemittel selten vollständig.

a) Pitch-Macadam der Engländer benutzt als Bindemittel für die Hauptschicht Teer mit Sand oder Pech mit Sand, für die Deckschicht einen weiteren Zusatz kleiner Mengen von Zement oder Kalk.

b) Bei dem Tarvia-Verfahren der Engländer werden zwischen ungeteernten Schotterschichten etwa 5 cm starke Lagen aus geteernten Steinsplintern oder 1,5—2,5 cm starke Schichten aus bituminösen Stoffen und Sand oder feinem Kies eingebracht und durch kräftiges Abwalzen in die ungeteernten Steinlagen eingepreßt. Den Schluß bildet eine nochmals abzuwalzende Deckschicht geteerter Splinter und ein Teerguß, der mit Steinsplintern bestreut wird.

2. **Teerbeton-Beschotterung** (Tar Concretes). Die Kleingeschlägestücke werden in meist fahrbaren Mischmaschinen — Selbstfahrer —, selten noch in feststehenden Anlagen gereinigt, getrocknet, erhitzt und mit dem Bindemittel gründlich gemischt. Um eine feste Lagerung der Steine zu erhalten und wellenartige Verschiebungen der Schotterdecke unter schweren Lasten zu verhüten, ist eine möglichst weitgehende Verkleinerung der mit Teermischung auszufüllenden Hohlräume durch richtige Mischung der Schotterlage aus Steintheilen jeder Größe — bis zu 5 cm — anzustreben.

a) Tarmac der Engländer aus zerkleinerten Schlacken mit einem Bindemittel aus Teer, Pech, Portlandzement und Harz. Gilt in England als gute Bauweise.

b) Quarrite-(England) und Bitulithik-(Amerika) Pflaster. (Deutsche Teerbetonwerke, Berlin.) Beschotterung aus geteerter Hartgestein in mehreren Lagen. Bei dem Quarrite-Verfahren auf einer gröberen Schicht aus 4—6 cm großen Steinen, deren Zwischenräume mit Brocken kleineren Kornes möglichst ausgefüllt werden, eine dünne Mittellage aus 1 cm großen Stücken und eine 1 cm starke Decklage aus geteerter Sand und Grus. Die Schichten werden kalt eingebracht und jede für sich mit leichten Walzen gedichtet. Stärke der Einzelschichten wechselt, Gesamtstärke der Decklage nach der Dichtung meist etwa 10 cm. Die Zusammensetzung des Bindemittels geheim.

Bei dem Bitulithik-Verfahren werden die mit dem Bindemittel gemischten Steinmengen heiß eingebracht, auf der Oberfläche mit einem Überguß aus einer schnell trocknenden bituminösen Masse, die nochmals eingewalzt und mit Steinsplittern bestreut wird. Wert wird vor allem auf tunlichste Verminderung der Hohlräume durch richtige Wahl und Mischung der Korngrößen gelegt. In Amerika sehr verbreitet und auch bei schwerem Verkehr verwendet.

c) Aeberli-Macadam. Durch längere Lagerung der geteerten Steinmengen in größeren Haufen vor deren Einbau scheidet der die Steine umhüllende Teer nach und nach seine flüchtigeren Stoffe aus und verharzt. Die kalt aufgebrachten und unter entsprechender Zugabe von geteertem Grus und Sand abgewalzten Klarschlagsteine werden dann mit einer dünnen Oberflächenteerung versehen, die mit Sand bestreut wird.

d) Die Bauweise Breining-Bonn erhitzt das Material zunächst in einer mit geneigter rotierender Trommel versehenen Maschine und gibt ihm dann heißen, destillierten, mit geschmolzenem Teerpech versetzten Steinkohlenteer derart bei, daß die sofort zur Verwendung gelangenden Steine zwar satt umhüllt, aber nicht mit zu viel Bindemittel versehen aus dem Ende der Trommel herauskommen. Die Steine werden unter Beigabe von geteertem Grus als Zwischenfüllung aufgebracht und abgewalzt, die fertige Decke mit Teergrus überworfen, nochmals leicht gewalzt, mit einer Oberflächenteerung versehen und übersandet. Sofortige Verwendung des präparierten Schotters, der Steinsplitter und des Gruses ist nötig, weil länger gelagertes und hierbei getrocknetes Material keinen festen Verband ergibt.

e) Nassauer-Verfahren. — Ähnlich wie unter d. Dem Kleingeschläge von 4—5,5 cm Größe werden etwa 50% Grobsplitter von 1,5—3 cm Seitenlänge, 25% Grus von 0,5—1,5 cm, und 25% Sand von 1—4 mm Korngröße zugesetzt, um die erforderliche Dichtigkeit des Gemisches zu erzielen, das nunmehr in einer Trommel angewärmt, getrocknet und entstaubt und in einer zweiten Trommel mit einem heißen Gemisch von 75% Pech und 25% Kreosotöl geteert wird. Das Material wird sofort von der Maschine weg verwendet, in 2 gleich starken Lagen, deren jede für sich mit Grobgrus überbreitet wird, je 1—2mal abgewalzt, mit einer Oberflächenteerung versehen, übersandet und nochmals gewalzt.

f) Das Pyknoton-Verfahren erstrebt eine größere Widerstandsfähigkeit der Straßendecke und Unabhängigkeit des Verfahrens von der Witterung durch Verwendung eines besonderen, dem Teere zuzusetzenden Dichtungs- und Erhärtungsmittels aus Trass, Kalkhydrat und Atzkalk, das man als Pyknoton I — Tuffasche, Atzkalk und Kalkhydrat — dem Steingemisch noch vor der Teerung beigibt und auf die nach c) gebildete untere Hälfte der Teerschotterschicht aufstreut, sowie als Pyknoton II — Trass, Atzkalk und Kalkhydrat — mit feinem Sand bis 1 mm Korngröße gemischt, 1—2mal auf die obere Deckschicht trocken aufstreut, mit Wasser näßt und mit Besen einfegt. Die Decke ist einige Tage feucht zu halten.

Neuerdings ist an die Stelle dieses Einschlämmens die Aufbringung einer warmen Pyknoton-Pechölmischung als Oberflächenabschluß mit Sandbestreuung getreten.

g) Kiton-Verfahren. Ein inniges Gemisch aus Teer ($\frac{2}{3}$) und fettem Ton ($\frac{1}{3}$) mit Wasser, im Verhältnis von etwa 1 : 1, wird in die Fugen der zunächst trocken abgewalzten Schotterdecke eingeschlämmt, gründlich eingekehrt und unter Beigabe von Sand das Ganze fertig gewalzt. Das Gemisch soll die Eigenschaft haben, zunächst im Wasser löslich, nach dem Eintrocknen aber vom Wasser unangreifbar zu sein. —

Nach den englischen Berichten¹⁾ soll bei sorgfältiger Beobachtung aller gewonnenen Erfahrungen eine undurchdringliche, praktisch staubfreie, haltbare und nicht schlüpfrige Fahrbahn erzielt werden.

¹⁾ Zeitschrift für Transportwesen und Straßenbau, 1906.

Am besten soll sich präparierter, möglichst wasserfreier Teer nachstehender Zusammensetzung¹⁾ eignen.

Zahlentafel 7.
Zusammensetzung des Teeres bei Straßenteerungen.

	Gehalt an:		
	Pech	schweren Steinkohlen- teerölen	
1. Für Oberflächenteerungen:	50—55	50—45	Das Öl soll frei von leichten, niedrig siedenden Bestandteilen sein; bei 200° C sollen von dem Teer nicht mehr als 2% abdestillieren. Der Gehalt an freiem Kohlenstoff soll 18%, an Aschebestandteilen 1% im allgemeinen nicht übersteigen.
2. Für Innenteerungen:			
a) wenn die Mischung unmittelbar vor dem Einbau erfolgt:	65—70	35—30	
b) wenn die Materialien nach der Mischung noch lagern müssen, ehe der Einbau erfolgen kann:	55—60	45—40	

Der hiernach zweckmäßige Gehalt des Teeres kann mit Sicherheit nur erreicht werden, wenn die Einzelbestandteile zunächst getrennt aus dem Rohteer gewonnen und dann in dem richtigen Verhältnis wieder vereinigt werden. Zumischungen von allerhand Mineralien werden in England für dünnflüssigen Teer empfohlen, um ein Abtropfen aus der Masse zu verhüten.

Richtige Auswahl des Gesteins und richtige Zusammensetzung des bituminösen Bindemittels erfordern ebenfalls stets große Sorgfalt und reiche Erfahrung, nach Befinden eingehende vorherige Versuche. Wichtig ist auch vollständige Trockenheit und möglichste Wärme des Untergrundes.

Bei allen Straßen mit Innenteerung ist die alljährliche Erneuerung der Oberflächenteerung unerlässlich, alle 2—3 Jahre in voller Breite, sonst auf 2,5—3 m Breite in Straßenmitte, möglichst gleichmäßig, aber ohne stärkeren Überzug auf der Oberfläche.

Straßen mit Innenteerung trocknen nach Regen schnell ab und werden vom Wasser nicht durchweicht. Die Staubbinding ist nahe vollkommen, doch tritt Glatteis leicht auf. Ihre Herstellung stellte sich 1914 bei etwa 10 cm Stärke des Teerschotters mindestens 0,7—0,8 M, meist aber 1,0—1,6 M für das Quadratmeter Straßfläche höher als die von Schotterstraßen gewöhnlicher Bauweise; über die etwa erzielte Verringerung der Unterhaltungs- und Erneuerungskosten liegen genügend sichere Erfahrungen noch nicht vor.

Endlich ist auch nicht ohne Erfolg versucht worden, durch Vermengen der obersten Schicht des Kleinschlages mit bitumenreichem Asphaltsteinpulver im warmen Zustande und Abwalzen des Gemenges eine dichte Straßendecke zu erhalten, die in ihren Eigenschaften etwa zwischen der Schotterstraße und der Asphaltbahn liegt (Asphalt-schotterdecke). Ebenso mehren sich die Versuche, bei Innenteerungen den Teer durch natürlichen Asphalt — Trinidad oder Barbados — zu ersetzen. Anscheinend mit gutem technischem Erfolg.

b) **Steinpflasterfahrbahn.** Steinpflaster namentlich für Straßen mit schwerem Verkehr geeignet; in den Ortschaften auch wegen seiner geringeren Staub- und Schlamm-Bildung vorgezogen. Auf Landstraßen seltener, meist nur dann verwendet, wenn entweder die Schotterstraße den starken Verkehr schwerer Fuhrwerke nicht mehr zu ertragen vermag — dann manchmal nur in halber Straßbreite —, oder wenn die Staubentwicklung der Schotterstraße zu schwer als

¹⁾ Hentrich, Bericht über eine Reise in England und Schottland zum Studium von Teerstraßen. Zeitschrift für Transportwesen und Straßenbau 1912, Nr. 33—35.

Belästigung empfunden wird, oder endlich in steinärmer Gegend bei hohen Transportkosten des Schotters oder wo geeignetes künstliches Pflastermaterial zur Verfügung steht. Die Steinpflasterbahnen besitzen den Vorzug, bei guter Ausführung während einer längeren Reihe von Jahren nur geringer, leicht auszuführender Ausbesserungen zu bedürfen.

1. **Unterbettung.** Die Pflasterstücke übertragen den erhaltenen Druck unmittelbar auf die Unterbettung, deren Stärke und Widerstandsfähigkeit um so größer sein muß, je größer und schwerer der Verkehr, je geringer die Festigkeit des Untergrundes, je weniger gut der Bettungsstoff ist. Als Unterbettung kann verwendet werden:

α) Grober Sand, in 10—40, bei festem Untergrunde 5—6 cm starker Schicht, bei größerer Stärke als 20 cm zweckmäßig eingeschlämmt.

β) Kies oder Schotter, in 12—20 cm starker Lage, hergestellt wie der Grundbau leichter Schotterstraßen und sorgfältig abgewalzt; darüber 5—10 cm Pflastersand.

γ) Vollständige Schotterdecke aus Packlage und Decklage; darüber 2—4 cm Pflastersand.

δ) Beton, in Straßen mit sehr schwerem Verkehr, 12—20 cm stark, etwa vom Mischungsverhältnis 1 Zement : 3 Kies : 5—8 Steinschlag; darüber 3—5 cm Pflastersand, um das Verkehrsgeräusch und die Härte des Befahrens zu mildern.

Die Bettungsschicht ist stets nur auf gut geebneten und gedichteten, am besten abgewalzten Untergrund aufzubringen. Bei Wasseransammlungen unter der Bettung entsprechende künstliche Entwässerung nötig.

2. **Pflaster aus natürlichen Steinen.** Übergang von den Schotter- zu den Pflasterstraßen bildet

α) das Kleinpflaster, nach Gravenhorsts Vorschlag, wesentlich haltbarer und staubfreier als Schotterdecke, für Landstraßen mit mittelstarkem, nicht zu schwerem Verkehr und keinen stärkeren Steigungen als etwa 70⁰/₁₀₀. Kleine Pflasterstücke von 6—8, bei zu erwartendem schwerem Verkehr z. B. von Lastautomobilen auch von 9—11 cm Höhe werden auf sorgfältig profilgemäß abgeglichenen Unterbettung aus vollständiger Schotterdecke — meist einer alten bestehenden Steinschlagbahn — unter Einschaltung einer etwa 1—2 cm starken Schicht Pflastersandes, zwischen Bordsteinen oder Schotterstreifen unregelmäßig — nicht in Reihen — mit engen Fugen eingepflastert und nach vorherigem Überstreuen mit Hartsteingrus oder Kies abgerammt oder abgewalzt, die Fugen eingeschlämmt. Als Baustoff kann jedes für Schotterstraßen verwendbare Hartgestein dienen, 1 cbm Pflastersteine liefert etwa 10—11 qm Pflaster, dessen Herstellung auf fertiger Unterbettung 1914 ungefähr 0.5 M./qm Arbeitslohn erforderte, Gesamtkosten 4 bis 6.5 M./qm. Größte Sorgfalt bei der Herstellung nötig. Genaue Sortierung der möglichst würfelförmigen Steine nach der Höhe von cm zu cm erforderlich, nur Steine gleicher Abnutzbarkeit, alle mürben Stücke sind auszuschließen, ebenso plattenartige. Je kleiner die Steine, desto angenehmer das Befahren.

β) Untergeordnete Pflasterungen (Spaltsteinpflaster, Polygonpflaster, Schiebepflaster, Kopfsteinpflaster) bei mäßigen äußeren Angriffen, aus Bruchsteinen oder gespaltenen Flußgeschieben, die man von nahe gleicher Größe auswählt, die polygonförmigen Stücke einigermaßen zurechtet, mosaikartig mit unregelmäßigen Fugen in Sand versetzt und abrammt. Kopffläche 100—500 qcm, Höhe der Steine 10—20 cm.

γ) Reihenpflaster aus regelrecht bearbeiteten Steinen von gleich breiten rechteckigen Kopfflächen, kommt in parallelen Reihen mit wechselnden Fugen geordnet überall da ausschließlich zur Anwendung, wo stärkere Angriffe zu erwarten stehen, namentlich in allen größeren Städten.

Das Pflastermaterial¹⁾ muß genügende Druck- und Abschleifungsfestigkeit sowie Zähigkeit besitzen, soll sich leicht spalten lassen, darf nicht glatt werden und nicht splintern. Verwendet wird namentlich Granit, Diorit, Porphy, Syenit, Trachyt, Basalt, wohl auch härtere Sand- und Kalksteine. An die gleichgroßen ebenen rechteckigen Kopfflächen der Steine sollen die Seitenflächen auf 3—5 cm Länge senkrecht anschließen und erst von da an sich nach unten schwach verjüngen, so daß die Fußflächen noch $\frac{2}{3}$ — $\frac{4}{5}$ der Kopffläche betragen. Die sorgfältigen Ausführungen großer Städte verwenden vielfach durchaus prismatische Pflastersteine (Würfelpflaster). Die Grundfläche muß der Oberfläche parallel sein. Zur Kostenabminderung werden meist kleine Abweichungen von den vorgeschriebenen Maßen ($\pm \frac{1}{2}$ bis höchstens $\pm 1\frac{1}{2}$ cm) zugelassen, doch sollten die Grundflächen stets in gleicher Größe verlangt werden.



Fig. 14.

1 cbm in Haufen gesetzte Pflastersteine von h cm Höhe erfordert bei Reihenpflaster 1,5, bei Mosaikpflaster 1,2 cbm Bruchsteine und liefert $\frac{100}{h}$ qm Pflaster.

Herstellung der Pflastersteine meist noch mit Hand, neuerdings aber auch, namentlich für Kleinpflastersteine, mit Steinspaltmaschine. Leistung: 12—15 qm Kleinpflaster aus hartem Granit in 10 Stunden, Kosten 1914: etwa 1 M. für 1 qm Kleinpflaster einschl. Unterhaltung der Maschine und Tilgung.

Zur Sortierung von Großpflastersteinen Pflastersteinmeßmaschinen dann und wann benutzt. Leistung etwa 1000 Steine in der Stunde bei 2 Mann an der Maschine; Leistung bei der gewöhnlichen Sortierung etwa 650 Steine stündlich.

Die Abmessungen der Pflastersteine sind abhängig in erster Linie von der Größe der Belastung und vom Steinmaterial, sodann von der Forderung, daß die Zugtiere auch bei glatten Steinen und in stärker geneigten Strecken einen sicheren Halt in den Fugen finden. Die letztere Rücksicht verbietet breite Steine, die auch wegen der zu befürchtenden stärkeren Abrundung der Oberfläche bei vorschreitender Abnutzung nicht vorteilhaft sind, die erste Rücksichtnahme gestattet nicht, mit der Grundfläche des Steines unter eine gewisse Größe herabzugehen. Zweckmäßig erscheinen daher schmale Steine mit rechteckiger Grundfläche. Die Höhe der Pflastersteine wird im allgemeinen um so größer genommen, je größer die Radlasten und je geringer die Widerstandsfähigkeit des Gesteins und der Unterbettung. Die Länge wird meist zu $\frac{1}{9}$ bis $\frac{2}{3}$ der Breite gewählt, je nachdem diese groß oder klein ist. Die „Anfänger“ am Bordstein sind tunlichst nicht wesentlich kürzer zu nehmen als die gewöhnlichen Steine.

Nach Dietrich sind zweckmäßige Abmessungen der Pflastersteine:

Zahlentafel 8.
Abmessungen der Pflastersteine.

Druckfestigkeit in kg/qcm	Gesteinsart	Breite cm	Länge cm	Höhe cm
größer als 1200	härteste Gesteine	10	22,5	15
zwischen 800 und 1200	mittelharte Gesteine	10	22,5	20
kleiner als 800	weiche, aber gleichmäßige Gesteine	12	25	20
		18	18	18

Genzmer empfiehlt, für starke Steigungen Breite bis auf 8 cm abzumindern.

¹⁾ Dietrich, Die Baumaterialien der Steinstraßen. Berlin 1885.

Pflastersteine meist in Sand versetzt, auf einer Unterbettung von Beton dann und wann auch in Mörtel, Fahrbahndecke dabei aber leicht zu starr und leidet dann Verkehrserschütterungen merklich stärker nach den Gebäuden weiter.

Pflasterreihen entweder rechtwinklig oder unter 45° zur Straßenachse, im letzteren Falle — Diagonalpflaster — besonders geformte Anfängersteine und entweder in einer Richtung schräg über die volle Fahrbahnbreite laufend oder von beiden Kanten her nach der Straßenmitte ansteigend. In jeder Reihe in geraden Straßenstrecken nur Steine genau gleicher Breite, in Krümmungen sind die einzelnen Reihen keilförmig so zu gestalten, daß die Quertugfugen rechtwinklig zur Straßenrichtung verlaufen. Bei Kreuzungen gepflasterter Straßen sollen die Richtungen des Hauptverkehrs möglichst wenig mit den durchlaufenden Fugen zusammenfallen und die unvermeidlichen Zwickelstücke in ihrer Anzahl eingeschränkt werden. Hier daher oft Diagonalpflaster beste Lösung.

Weite der Fugen wird möglichst klein genommen, 6—12 mm, sie werden entweder voll eingesandet oder, namentlich dann, wenn die Staubbentwicklung möglichst eingeschränkt werden soll, auf Packlage- oder Betonbettung nur im unteren Teile

mit Sand oder steinigem Materiale gefüllt und bei trockenem Wetter im oberen Teile mit asphaltartigen, bituminösen Mischungen, nur selten noch mit Zementmörtel, ausgegossen. Kosten des Ausgusses 1914: 0,8 bis 1,0 M./qm. Ein Vorschlag von Hirst¹⁾ geht dahin, in die oberen Fugenteile etwa 3 m lange Gußmetallstreifen einzulegen, um die Pflastersteinkanten vor frühzeitiger Abnutzung zu schützen. Diagonalpflaster soll den gleichen Vorteil bieten.

Je gleichartiger Material und Größe der Pflastersteine, je übereinstimmender namentlich die Breite der Steine ist, je enger die Fugen und je sorgfältiger sie ausgefüllt sind, desto besser befährt sich das Pflaster und desto gleichmäßiger nutzt es sich ab.

Auf stärkerer Sandschicht werden die Steine nach einzelnen genau eingerichteten „Punktsteinen“ mit Überhöhungen von 3—4 cm lotrecht versetzt, mit dem Setzhammer scharf aneinander getrieben, sorgfältig mit Sand unterstopft und dann auf die richtige Höhe niedgerammt oder niedergewalzt (Handramme 15 kg, schwerere Rammen für je 2—4 Arbeiter 25—50 kg). Pflasterrammmaschinen, die nach Art der Preßlufthammer mit Druckluft oder gespanntem Dampf betrieben werden, sind gebaut, aber noch nicht genügend erprobt. Bei den bisherigen Ausführungen 250—350 Rammschläge in der Minute, leicht einstellbar vom schwächsten Schläge bis zur 5fachen Stärke der Handrammen. Leistung angeblich etwa 40—45 qm Pflaster in der Stunde. Neuerdings auch durch Benzinmotor betrieben, der gleichzeitig auch den Wagen bewegt, auf dem die Anlage befestigt ist.

Die Schnittgerinne und Rinnsteine der Straße werden nicht niedgerammt, sondern auf richtiger Höhe versetzt, um ein gleichmäßiges genaues Gefälle zu sichern.

Auf die gerammte Pflasterbahn wird zum weiteren Nachfüllen der Fugen dünne Sandschicht aufgebracht.

3. Pflaster aus künstlichem Materiale. Kann bei geeignetem Rohstoff und guter Ausführung in einzelnen Fällen selbst Vorzüge gegenüber manchem Natursteinpflaster besitzen, meist aber teurer als jenes und daher im allgemeinen nur da verwendet, wo natürliche Pflastersteine nur schwer zu beschaffen sind.

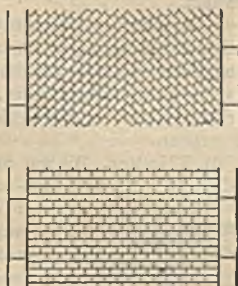


Fig. 15.

¹⁾ Zeitschrift für Transportwesen und Straßenbau, 1906, S. 123.

Anzahl dieser Fabrikate sehr groß. Erwähnt seien nur:

α) Die Vulkanolpflastersteine der deutschen Steinwerke in Würzburg; Hartsteinabfälle — Basalt, Porphyr, Granit — werden zu Mehl und Feingrus zerkleinert mit einem die Sinterung befördernden Materiale gemischt, unter hohem hydraulischem Druck in Formen gepreßt und alsdann einem langsamen zwölfstägigen Brennprozeß unterworfen. Plattengröße: 28 : 21 : 8,5 cm.

β) Keramikpflaster aus unter hohem hydraulischem Druck geformten und dann unter Zusatz eines Flußmittels gebrannten Tonsteinen in Budapest bewährt.

γ) Anderweite gebrannte Tonsteine verschiedener Herkunft und von den üblichen Abmessungen der natürlichen Pflastersteine, in Deutschland mehrfach versuchsweise, meist für Straßen mit nicht allzu schwerem Verkehr, verwendet. Schwierigkeit besteht darin, ein gleichmäßig durchgebranntes und gleichmäßig hartes Material in genau gleichen, vorschriftsmäßig gestalteten Pflasterstücken zu erzielen.

δ) Klinker. Bis zur Sinterung möglichst gleichmäßig gebrannte und regelmäßig geformte, sowie riß- und blasenfreie Tonsteine von verhältnismäßig kleinen, in den verschiedenen Gegenden wechselnden Abmessungen, z. B. 23 : 11 : 5, mit Festigkeiten ≥ 200 kg/qcm, hochkantig auf einer 25—50 cm starken Kies- oder Sandbettung, die vorher durch Walzen unter Annässen gedichtet und sorgfältig abgeglichen worden ist, in Reihen senkrecht zur Straßenrichtung mit regelmäßigem Fugenwechsel — je um $\frac{1}{3}$ Stein verschoben — gestellt, die Fugen nach dem Versetzen mit Sand eingeschlämmt und die Fahrbahn alsdann mit einer dünnen, 1—2 cm hohen Sandschicht überzogen, die dauernd zu erhalten ist.

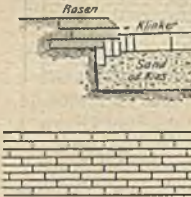


Fig. 16.

Gutes Widerlager an den Längsseiten aus Klinkerbordschichten oder aus natürlichen Bordsteinen erforderlich, ebenso auch dichter Zusammenschluß in den Fugen, namentlich den Stoßfugen und eine genügende Übersandung in der ersten Zeit.

An Wegkreuzungen und belebten Wegübergängen werden die Klinker so versetzt, daß die benachbarten Steinscharen unter einem Winkel von 45° gegen die Längsachse der Straße liegen. Dieselbe Anordnung auch in scharfen Krümmungen, wenn hier nicht zweckmäßiger natürliche Pflastersteine benutzt werden.

Für 1 qm Fahrbahnfläche, je nach den Abmessungen der Steine, 75—100 Stück Klinker.

Klinkerstraßen in den Niederlanden und den angrenzenden deutschen Gebieten (Oldenburg) vielfach im Gebrauch und für mäßig starken, nicht zu schweren Verkehr genügend.

ε) Kunststeine aus gemahlenem Serpentin unter Zusatz eines Bindemittels, unter hohem, hydraulischem Druck geformt und dann im Porzellanofen gebrannt, werden in Wurlitz im Fichtelgebirge hergestellt und sollen sich in München bewährt haben. Steingröße: 18—27 : 11 : 15 cm.

ζ) Schlackensteine. Aus geeignet zusammengesetzten, in Formen gegossenen Schlacken, namentlich der Mansfelder Kupferwerke oder auch mancher Eisenwerke, unter langsamer Abkühlung etwa in denselben Abmessungen gewonnen und in genau gleicher Weise verwendet wie die natürlichen Pflastersteine. Die Schlackensteine geben ein ebenes, wenig geräuschvolles und leicht zu reinigendes, für mittelstarken Verkehr und geringe Steigungen geeignetes Pflaster, werden aber — vor allem unter der schleifenden Wirkung der Fußgänger — leicht glatt, für schweren Verkehr sind sie zu spröde. Würfelsteine der Mansfelder Kupferwerke: 16 cm Seitenlänge, 11—12 kg Gewicht. Sehr geeignet sind Schlackensteine wegen ihrer genauen Formen und hierdurch ermöglichten engen Pflasterfugen für Rinnenpflasterungen.

Versuche, Rahmen aus Gußeisen oder Walzeisen im Straßenbau als Pflasterersatz zu verwenden, deren prismatische Zellen quadratischen Querschnitts mit Kies, Asphalt oder anderen Stoffen ausgefüllt sind, haben sich anscheinend bisher nicht bewährt.

c) **Holzpflasterfahrbahn.** Holzpflaster liefert die am meisten lärmdämpfende Fahrbahn, leidet aber — wenigstens bei Verwendung von Weichhölzern — unter dem Nachteil, daß es Flüssigkeiten ansaugt; seine Verwendung ist bis zu Steigungen von $25\frac{0}{100}$ unbedenklich und auch bei stärkeren Steigungen — selbst bis $50\frac{0}{100}$ — möglich.

Eine tragende starke Unterbettung ist unbedingtes Erfordernis, die dann und wann aus Asphaltbeton, in der Regel aus Zementbeton in einem Mischungsverhältnis 1 : 6 bis 1 : 9 und je nach der Verkehrsbelastung und den Untergrundverhältnissen 15—25 cm stark hergestellt, sowie in der Oberfläche durch eine dünne Zementmörtelschicht genau profilgemäß abgeglichen wird. Jedes Aufsteigen von Feuchtigkeit aus dem Untergrund muß ausgeschlossen sein; sind die Bodenschichten unter dem Beton durchlässig und nicht fest, so kann unter dem Beton eine weitere Unterbettung nötig werden.

Das Holz nebeneinanderliegender Pflasterklötze muß von möglichst gleichmäßiger Beschaffenheit, auch ast-, splint- und rißfrei sein. Holz derselben Straßenstrecke möglichst aus der gleichen Gegend und derselben Höhenlage. Weiche harzreiche Hölzer — Fichte, Kiefer —, öfter aus nordischen Gegenden, kommen vielfach zur Verwendung, ebenso auch amerikanische Hölzer — Zypresse, Yellowpine, Pitchpine — und in neuerer Zeit den Tropen entstammende, namentlich australische Harthölzer — Eukalyptus. Buche hat sich bisher nicht bewährt.

Die fast stets bewirkte Tränkung der weichen und der buchenen Klötze erfolgt mit Teeröl oder Zinkchloridlauge. Bei Festsetzung der Abmessungen für die in Europa stets parallelepipedischen Pflasterklötze ist in Betracht zu ziehen, daß die zu erstrebende gleichmäßige Dichte der Kopfoberfläche um so weniger erwartet werden kann, je größer sie wird, daß ferner die Standfestigkeit der Klötze von der Höhe abhängt und auf eine gewisse Abnutzung gerechnet werden muß. Es schwankt die Länge von 15—30, die Breite von 8—10, die Höhe von 8—18 cm. Für London und Paris ist das Normalformat $22,5 \times 7,5 \times 15$ cm; in Deutschland hält man vielfach an nur 8—10 cm Höhe fest.

Die Klötze werden, meist vorher im unteren Teil in heißen Teer oder Asphalt getaucht, bei lotrechter Stellung der Fasern auf der sorgfältig abgeglichenen Unterbettung mit durchgehenden Querfugen und versetzten Längsfugen reihenweise zusammengeordnet. Die Querfugen laufen, wie bei den Klinkerstraßen, entweder senkrecht zur Straßenachse oder sind gegen diese unter 45° geneigt.

In den Querreihen Klötze eng aneinander, zwischen den Querreihen Fugen von 3—10 — im Mittel 5 — mm Weite, Gleichmäßigkeit durch zwischengelegte schmale Lattenstücke (20—30 mm breit) erzielt. Ausdehnungsmöglichkeit der Holzfahrbahn in der Richtung der Querreihen durch eine etwa 5 cm breite, mit plastischem Material (Ton) gefüllte Fuge zwischen den Bordsteinen und den die Fahrbahn an den Rändern begrenzenden, zur Straßenachse parallelen Klotzreihen gewährleistet. Dichtungsmittel der Fugen: geteerte Dachpappe, in Pech getauchte Filzstreifen, Asphaltmasse oder, wie meist in Paris,

dünner Zementmörtel (1 : 2 bis 1 : 4). Dann und wann auch im unteren Fugenteil asphaltartige Dichtung und im oberen Zementmörtel oder im unteren Teile Stein-

splitter und Kies, im oberen Asphalt.

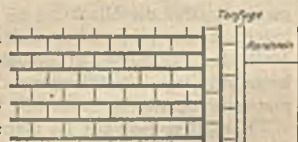


Fig. 17.

Sand oder Steinsplittern überstreut. Das Eindrücken dieser scharfkantigen Teile in das Hirnholz der Pflasterklötze erhöht deren Widerstandsfähigkeit und mildert die bei feuchtem Wetter sonst vorhandene Glätte. Überstreuung nach jedem Abwaschen des Pflasters zu wiederholen.

d) **Zementfahrbahn** (Betonstraßen, Zementmakadam). In französischen und amerikanischen Städten, neuerdings auch in Deutschland, Zementbeton zur Herstellung einer fugenlosen Straßendecke benutzt. Bei sorgfältigster Ausführung und unter Verwendung bester Baustoffe, namentlich harten Steinmaterials in den oberen Schichten und besten Portlandzementes, besitzen solche Straßen bei gutem Untergrunde für nicht zu starken und nicht zu schweren Verkehr ausreichende Haltbarkeit. Notwendig sind Dilatationsfugen quer und längs der Straße, durch welche die Straßendecke in einzelne Rechtecke von 8—15 m Seiten-



Fig. 18.

länge zerlegt wird, die nach allen Seiten hin Ausdehnungsmöglichkeit besitzen. Diese Fugen sind zweckmäßig mit hochkantig gestellten Flacheisen oder mit Winkeleisen einzufassen und mit einem nachgiebigen Stoff — Ton, Asphalt u. dgl. — auszufüllen. Wichtig und notwendig ist gute Entwässerung des Untergrundes. Der Beton wird, gewöhnlich in zwei Schichten, entweder unmittelbar auf dem abgeglichenen Untergrund oder unter Zwischenschaltung einer gut gedichteten Schotter-

schicht entsprechender Stärke aufgebracht. Erste Betonlage, 10—30 cm stark, meist im Mischungsverhältnis von 1 : 2 : 5 oder 1 : 3 : 6. 2,5 bis 5 cm starke Decklage aus einer Mischung 1 : 1 : 1 bis 1 : 1 $\frac{1}{2}$: 2, gewöhnlich in zwei Lagen, deren obere genau nach Vorschrift geformt und, sobald sie genügend abgebunden hat, mit Sand abgerieben wird. Bedeckung mit nassem Sand bis zur Erhärtung. Erhärtungsfrist, während deren die Straße dem Verkehr — auch bei Ausbesserungen — entzogen wird oder mit einer provisorischen Holzfabrikbahn belegt werden muß, mindestens 8—10 Tage, besser mehr.

Zu den Zementbahnen zählt auch das sogenannte Basaltoidpflaster, das auf einem 15 cm starken Unterbeton eine 5 cm starke Fahrbahnschicht aus Portlandzement, Basaltfeinschlag und Basaltsand aufweist und in Abständen von 5—6 m quer über die Fahrbahn gehende Ausdehnungsfugen erhält.

e) **Asphaltfahrbahn**. Asphalt (Erdpech) kommt entweder als Rohasphalt in selbständiger Lagerung — Hauptbezugsort: Trinidad — oder an Gesteine verschiedener Art — meist Kalkstein — gebunden vor. Rohasphalt enthält 20—30% erdige Beimischungen, die bei einem Kochprozeß, während dessen zur Erzielung größerer Zähigkeit und Schmelzbarkeit noch dünnflüssiges Bitumen zugesetzt wird, abgeschieden werden. Das gewonnene Produkt — Goudron — besitzt etwa 90% Bitumen. Der Asphaltstein hat 2—15% Bitumen; Hauptbezugsorte sind: Val de Travers (Schweiz), Seyssel (Frankreich), Lobsann (Elsaß), Limmer (Hannover), Vorwohle (Braunschweig), Ragusa (Sizilien), San Valentine (Abruzzen). Bei einem Erhitzen auf 50—60° C zerfällt Asphaltstein in ein braunes Pulver; fein gemahlen und bei 180—230° C mit Bitumen — Goudron — derart gemischt, daß die Mischung 15—20% Bitumen enthält und in Formen gegossen, liefert er den schmelzbaren Asphaltmastix.

Unter jeder Asphaltfahrbahn eine 15—25 cm starke Zement- oder Asphaltbetonunterlage. Aufbringung der Asphaltdecke nur bei trockenem Wetter und nur auf vollständig hart und trocken gewordenem Beton.

Besondere Sorgfalt ist dem Anschluß der Asphaltbahn an die Straßenbahngleise zu widmen, (vgl. „Straßenbahnen“).

1. **Gußasphalt**; durch eine Mischung von Asphaltmastix mit Goudron und im Korn etwa linsengroßem, möglichst gleichförmigem Sand oder gesiebttem Kies in Kesseln bei 150—170° C unter beständigem Umrühren hergestellt. Menge des dem Mastix zuzusetzenden Bitumens und Kieses wechselt mit dem Bitumengehalt des Mastix und mit den klimatischen Verhältnissen zwischen 1 Teil Goudron auf 15—25 Teile Mastix und bis zu 50% Kiessand von möglichst 4—6 mm Korn-

größe. Die Asphaltmasse wird in Streifen rechtwinklig zur Straßenachse mit eisernen Löffeln auf dem völlig trockenen Unterbeton ausgebreitet, mit Spachteln geebnet und gedichtet und unter Bestreuung mit feinem Sand, 1 mm Korn, durch Bügelbretter und hölzerne Hobel geebnet. Stärke des Belags für Fußwege meist $1\frac{1}{2}$ —3 cm, für Fahrbahnen 6—10 cm; so starke Schichten werden dann in mehreren Lagen aufgebracht. Der Rand des zuletzt verlegten Streifens muß vor dem Anschluß des nächsten durch Erwärmen erweicht werden.

Gußasphalt in Deutschland bisher fast ausschließlich nur für Fußwegdecken, in ungarischen und amerikanischen Städten auch in größerem Umfange für Fahrbahnen verwendet. In neuerer Zeit auch in Deutschland Versuche, durch Einbettung einer Schicht kleiner Packlagesteine oder durch Ersatz des Kieses durch härteren Granitfeinschlag seine Empfindlichkeit gegen Temperatureinflüsse zu verringern, sowie seine Widerstandsfähigkeit gegen Verkehrswirkungen zu steigern und damit seine Eignung für Fahrbahnen zu erhöhen (Granitasphalt, Granulinasphalt).

2. Stampfasphalt. Gemahlener, auf etwa 100—140° C erhitzter Asphaltstein wird sorgfältig unter Vermeidung jeder ungehörigen Beimengung, möglichst gleichmäßig dicht in 4—6 m breiten Querstreifen auf dem völlig trockenen Betonbett ausgebreitet, mit einer Abziehlplatte sorgfältig eingeebnet und mit erwärmten, etwa 300 kg schweren eisernen Walzen oder heißen eisernen Stampfern von je 20—25 kg Gewicht gedichtet, sowie mit heißen Glätteisen von gleichfalls etwa 25 kg Gewicht geglättet. Kurze Zeit später ist die Straße verkehrsfähig. Dicke des gedichteten Asphaltbelages für Fahrbahnen meist 4—6 cm, für Fußwege 2—3 cm, das lose aufgebraachte Asphaltsteinpulver erhält 30—40% Überhöhung. Die Dichtung der Asphaltschicht schreitet unter den Einwirkungen des Verkehrs auch später noch weiter vor, das spezifische Gewicht der Asphaltdecke erhöht sich von 2,05—2,10 allmählich auf 2,25—2,35; spezifisches Gewicht des losen Asphaltsteinpulvers etwa 1,5. Besondere Sorgfalt erfordert der Anschluß neuer Stampfasphaltbahnen an alte Strecken, deren Grenzflächen vorher zu erwärmen sind.

3. Asphaltplatten. Aus erwärmtem Asphaltsteinpulver unter hohem hydraulischem Druck fertig gepreßte, quadratische oder rechteckige Platten — 15/15 bis 25/25 und 15/30 cm groß, 2—5 cm stark — werden auf dem Beton der Unterbettung, vielfach erwärmt und unter Einstreuen von Asphaltsteinpulver oder auch in Zementmörtel 1 : 1 bis 1 : 3 in Verband gelegt und die Fugen mit Asphaltmastix, durch Asphaltsteinpulver oder Zementmilch gedichtet.

Stampfasphaltzementplatten (Patent Löhr, Frankfurt a. M.) bestehen aus einer oberen Schicht Stampfasphalt und einer unteren Schicht Zementbeton, die unter hohem hydraulischem Druck zu einem einheitlichen, untrennbaren Körper vereinigt sind. Plattengröße 25/25 cm, Plattenstärke 6 cm, davon 2,5 bis 3,0 cm Asphalt, für Fahrbahnen und 5 cm, davon 1,5 cm Asphalt, für Gehwege. Verlegung erfolgt auf der Betonunterbettung mit Hilfe eines $2\frac{1}{2}$ cm dicken Bettes aus hydraulischem Kalkmörtel oder Zementmörtel.

Aus Gußasphalt sind gleichfalls Platten, aber nur für Fußwegbeläge, hergestellt worden.

Asphaltstraßen angezeigt, wo Schnelligkeit und tunlichste Geräuschlosigkeit des Verkehrs anzustreben ist. Für sehr starken und schweren Verkehr nicht passend. Stampfasphalt vermag einen schweren Verkehr leidlich zu ertragen, Gußasphalt nur dann, wenn Straßen kühl und meist im Schatten gelegen. Die Glätte der Oberfläche schließt für Stampfasphaltstraßen jede stärkere Steigung — über $16\frac{0}{100}$ — aus, die größere Rauheit der Gußasphaltstraßen gestattet ihre Anwendung bis zu Steigungen von $60\frac{0}{100}$. Anschlüsse an die Randeinfassungen der Straßen und an die Straßenbahngleise halten bei Gußasphalt besser als bei Stampfasphalt, daher ersterer oft zur Vermittlung solcher Anschlüsse in Stampfasphaltbahnen verwendet. Über die Vorzüge und Nachteile der leichter zu handhabenden Asphaltplatten gegenüber den Stampfasphaltbahnen weichen die

Urteile noch voneinander ab, die ganz wesentlich von der Güte der Arbeit in der Plattenherstellung und bei deren Verlegung beeinflußt werden.

4. **Ersatzmittel für Asphalt.** Versuche mit billigeren Ersatzmitteln für natürlichen Asphalt — Dietrichs deutscher Stampfasphalt, Gummipflaster von Busse, Barberasphalt, Pediolith, Technolith — haben bisher in Deutschland befriedigende Ergebnisse nicht geliefert. In Amerika ist Barberasphalt in einer je nach Klima und Beschaffenheit des Rohmaterials etwas wechselnden, unter Erhitzung hergestellten innigen Mischung von im Mittel 12—15 Gewichtsteilen gereinigtem und mit Rückständen der Petroleumraffinerie versetztem Trinidadasphalt, 83 bis 70 Gewichtsteilen Sand und 5—15 Teilen gepulvertem Kalkstein in ausgedehntem Maße zur Anwendung gekommen. Seine Oberfläche soll weniger glatt sein als die der eigentlichen Asphaltbahnen.

f) **Fußwege.** Im allgemeinen muß von der Befestigung der Fußwege verlangt werden:

1. Sichere und angenehme Begehbarkeit bei jeder Witterung.
2. Genügende Dauerhaftigkeit, also ausreichende Druckfestigkeit und entsprechender Abschleifungswiderstand der auf unnachgiebiger Bettung zu verlegenden Decklage.
3. Möglichst schnelle und vollständige Oberflächenentwässerung.
4. Durchlässigkeit der Oberfläche bis zu einem gewissen Maße und die Möglichkeit leichten Aufbruches der Befestigung dann, wenn die städtischen Versorgungsnetze, insbesondere Gasleitungen, unter den Fußwegen liegen.

Unter Beachtung dieser Anforderungen wird die Oberflächenbefestigung der Fußwege je nach der Stärke des Verkehrs und nach den zur Verfügung stehenden Baustoffen hergestellt:

1. aus **Kies oder Sand** in etwa 2—5 cm starker Deckschicht auf geeignetem, natürlichem Untergrunde oder auf einer 8—12 cm starken abgerammten oder mit Handwalzen gedichteten Schicht von Kleinschlag, groben Kieseln, Kies oder Steingrus, nach Erfordernis unter Beimischung bindender lehmiger Teile für Straßen außerhalb der Städte und für Promenadenwege in städtischen Parkanlagen;

2. aus **Natursteinbelag**, und zwar in der Form:

α) des seltener, meist nur in Grundstückseinfahrten verwendeten Reihenspflasters, gewöhnlich nur aus 8—10 cm großen Stücken, die in einer Sandschicht von etwa 8—10 cm Höhe auf dem zugerichteten Untergrund oder auf einer Kies- oder Schotterlage versetzt werden;

β) des Mosaikpflasters aus kleinen, oftmals in verschiedenfarbigen Mustern versetzten, pyramidenförmigen, mäßig harten Steinen — vielfach Kalksteinen — von 5—6 cm Seitenlänge, in feinem, 8—10 cm hohem Sand versetzt und mit breiten Handrammen niedergerammt;

γ) des Plattenbelages aus in Sand oder Mörtel auf gut befestigtem Untergrund verlegten, sorgfältig unterstopften und in den Fugen mit Zementmörtel vergossenen, rechteckigen und quadratischen, je nach Größe 5—15 cm starken Platten aus Granit, Trachyt, Kalk- oder hartem Sandstein, von 20—50 cm Seitenlänge der quadratischen Platten bis zu 2 qm Flächeninhalt der großen, 50—80 cm breiten rechteckigen Formen;

3. aus **Kunststeinbelag**; hier kommen in Frage:

α) flach gelegte Klinker, gewöhnlich in einer mehrere Zentimeter hohen gedichteten Sandschicht, seltener in Mörtel verlegt, in den Fugen mit Sand eingeschlämmt und meist beiderseits mit Reihen aus hochkantig gestellten Klinkern eingefast;

β) hart gebrannte Platten oder kleinere Pflasterstücke aus reinem oder mit anderen Stoffen gemischtem Ton, die Platten von 15—25 cm Seitenlänge und 3—5 cm Stärke, in der Oberfläche glatt, gerippt oder gemustert, in Mörtel auf festem, gleichmäßigem Untergrunde oder auf einer Bettung von Sand, Kies,

flachgelegten Backsteinen oder Beton (8—10 cm stark) versetzt und in den Fugen mit Zement ausgegossen;

γ) Schlackenplatten, entweder aus flüssiger Schlacke gegossen oder aus einer Mischung von Ton und Schlackepulver bis zur Sinterung gebrannt (Eisenklinker) und versetzt wie die Tonplatten;

δ) Zementplatten (Betonplatten) aus einer Mischung von Zement mit gewaschenem, grobkörnigem scharfem Sand oder feinem Kies in Formen gegossen, gestampft oder unter hohem hydraulischem Druck gepreßt, von meist 25—80 cm Seitenlänge und 4—8 cm stark, in Sand oder Kalkmörtel auf dem Untergrund oder einer 10—12 cm starken Betonschicht verlegt;

ε) Asphaltplatten aus unter hohem Druck gepreßtem Asphaltsteinpulver, $2\frac{1}{2}$ —3 cm stark, auf Betonbettung unter Einstreuen von Asphaltsteinpulver verlegt;

4. aus **zusammenhängenden Decklagen**, die gebildet sein können:

α) aus Zementbahnen, meist aus einer unteren 10—15 cm starken Schicht mageren Betons (1 : 8 bis 1 : 10) und einer fetten, noch vor Erhärtung des Unterbetons aufgewalzten 2—3 cm starken Decklage (1 : 1), zur Vermeidung von Rissen in nicht über 2—3 m breiten Streifen aufgebracht, die zunächst während der Herstellung durch genau in der Querneigung verlegte Holzlatten oder Blechstreifen, später durch Fugeneinlagen von Asphaltfilzstreifen oder Dachpappe voneinander dauernd getrennt werden. Die fertiggestellte Bahn ist während mehrerer Tage bis zu ihrer Erhärtung durch eine angenähte, 3—4 cm starke Sandschicht zu schützen.

In neuerer Zeit sind solche Fußwege auch unter Verwendung der Monierbauweise an Ort und Stelle bei wesentlich geringeren Betonstärken hergestellt worden;

β) aus Gußasphalt in 1,5—2,5 cm Stärke auf 8—15 cm starker Betonunterbettung;

γ) aus Stampfasphalt, der höheren Kosten wegen seltener und meist nur für stärker beanspruchte Grundstückseinfahrten, dann auch auf stärkerer Betonbettung, verwendet.

Bei breiten Fußwegen, unter denen Versorgungsnetze liegen, werden vielfach über den Versorgungsnetzen ein Pflaster mit Fugen, im übrigen Teile aber zusammenhängende Decken oder größere Platten verwendet.

Die Abgrenzung der Fußwege gegen die Fahrbahn erfolgt bei Straßen außerhalb der Städte, falls erhöhte Fußwege vorhanden sind, durch Rasenböschungen oder durch einfache Randsteine, entlang der städtischen Bürgersteige ausschließlich durch bearbeitete Bordschwellen, die entweder 12—15 cm breit und 30—35 cm hoch hochkantig oder bei 25—35 cm Höhe und 25—40 cm Breite auf die breite Seite sehr sorgfältig zu verlegen sind und bei breiter Lage vielfach durch eine Unterpackung oder Untermauerung oder durch eine untergebrachte Betonschicht gegen Verdrückungen gesichert werden. Namentlich bei Holzpflaster ist eine sichere, gegen seitliche Verschiebungen widerstandsfähige Lage der Randsteine erforderlich. Durch Abschrägen der vorderen Kante ist diese den Angriffen der Wagenräder möglichst zu entziehen. Die Längen der geraden Randsteine wechseln meist beliebig zwischen 1,0 und 2,0 m, für die Bogenstücke wird in der Regel eine bestimmte, streng einzuhaltende Länge — 0,9 bis 1,0 m — vorgeschrieben. Harte, gegen Stoß und Druck widerstandsfähige Natursteine, auch Betonsteine — diese manchmal mit Eisenplatten bewehrt — werden als Randsteine verwendet. Bei den Betonsteinen, deren Härte sich allerdings nicht immer als genügend erwiesen hat, läßt sich die Wasserrinne ohne wesentliche Kostenerhöhung leicht mit dem Randstein verbinden, sonst wird diese gewöhnlich aus dem gleichen Materiale wie die Oberflächenbefestigung der Straße, bei Schotterstraßen durch Anpflasterung einiger Reihen

Pflasterstücke von insgesamt 0,5—0,8 m Breite gebildet, die zweckmäßig etwas tiefer liegen als der anstoßende Schotterrand.

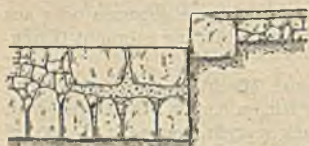


Fig. 19.



Fig. 20.



Fig. 21.



Fig. 22.

Bei Grundstückseinfahrten muß die Bordschwelle unter gleichzeitiger Abschrägung oder Abrundung der Vorderkante bis auf etwa 3—5 cm über Fahrstraßenrand gesenkt und der so im Fußweg entstehende Höhenunterschied mit Neigungen von 33—25 $\frac{0}{00}$ verzogen werden.

g) Sommer-, Reit- und Radfahrwege, Seitenstreifen. Sommerwege meist nur mit Kies oder Sand durch Stampfen oder mittels Handwalzen befestigt.

Für Reitwege, zur guten Trockenhaltung am besten erhöht anzulegen und innerhalb der Städte mit Borden zu begrenzen, wird eine nachgiebige Decke ohne starke Staub- und Schlammabildung nötig. Außerhalb der Städte begnügt man sich meist mit einer Sand- oder Kiesschicht, im Stadtbereich findet man wohl auch eine das Wasser längere Zeit festhaltende und daher weniger staubende Schicht aus gleichen Teilen Sägemehl, Gerberlohe und Sand auf einer 6—8 cm starken Unterbettung aus Steinschlag oder größerem Kies.

Radfahrwege in Städten im allgemeinen nur dann nötig, wenn die Straßen schlecht gepflastert sind. Meist in der gleichen Weise gebildet wie die Fußwege, auf Landstraßen durch eine etwa 5 cm starke Schicht aus Sand, feinem Kies oder Kohlenschlacke, die auf einer 10—15 cm starken Unterbettung aus Klarschlag eingewalzt wird.

Kraftfahrzeuge verlangen vor allem Oberflächenbefestigungen mit möglichst geringer Staubeentwicklung, also bei Schotterstraßen besonders widerstandsfähiges Deckmaterial und die Anwendung von Mitteln zur Bindung des Staubes, besser gepflasterte Bahnen.

Seitenstreifen (Bermen, Banketts) bleiben gewöhnlich ohne besondere Befestigung. Mitunter erhalten sie eine Berasung. Auf guten Wasserabfluß, nach Befinden durch Querrinnen von etwa 10 cm Tiefe, ist sorgfältig zu achten.

h) Fuhrwerksgleise in Landstraßen. Gleisstreifen zur Schaffung einer glatten widerstandsfähigen Bahn sind zur Verminderung der Bewegungswiderstände in solche Straßendecken eingelegt worden, die in dieser Richtung verbesserungsfähig erscheinen, namentlich in Schotter- und Kleinpflaster-, sowie in minderwertige Pflasterbahnen.

Gleisstreifen aus Steinplatten vielfach in südlichen Ländern; Gleisstreifen aus Betonsteinen haben sich bisher wenig bewährt, da die Kanten zu rasch abgenutzt werden und einer Armierung mit Eisen bedürfen; Gleisstreifen aus Eisenschienen

sind nach Gravenhorsts Vorschlag namentlich in Norddeutschland mehrfach, teils mit kastenförmigen, im Hohlraum mit magerem Beton ausgefüllten Schienen, teils als Stegschienen (nach Rautenberg) zur Ausführung gelangt. Die Breite der Lauffläche 120—176 mm, die Schienenhöhe 8—10 cm, die Höhe der Führungsrippe neben der Lauffläche 10 mm, das Gleisgewicht einschließlich der Stoßverbindungen 44—54 kg/m, der Preis einschließlich Verlegung 1914: 12—15 M./m. Die Einführung von Schienengleisen auf Landstraßen mindert zwar auf wagerechten

Strecken den Bewegungswiderstand von etwa 25 auf 5 kg für die Tonne Wagen-
gewicht ab, dieser Nutzen wird aber relativ viel kleiner bei Steigungsstrecken (bei 60‰ Steigung sinkt beispielsweise die Widerstandsziffer bei Einlegung eines Fuhrwerksgleises von $60 + 25 = 85$ ‰ nur auf 65‰, also um nur 24%). Demzufolge eignen sich Fuhrwerksgleise, deren Kosten immerhin erhebliche sind, da sie nach den bisherigen Erfahrungen stets angepflastert werden müssen, und deren Benutzung auch die verschiedenen, oft stark abweichenden Spurbreiten der

Fuhrwerke Hindernisse bereiten, mehr für Straßen im Flachlande als für solche im Hügellande und Gebirge. Allerdings verringern sich nach dem Einlegen von Fuhrwerksgleisen die Unterhaltungskosten der Straße, die dann in der Hauptsache nur noch bei dem Ausweichen der Fahrzeuge zur Benutzung kommt, sehr erheblich.



Fig. 23.

E. Nebenanlagen der Straßen.

Die Nebenanlagen umfassen diejenigen Einrichtungen, die zur Ausführung der Unterhaltungsarbeiten, zur Sicherung und Erleichterung des Straßenverkehrs, aus Rücksicht auf die öffentliche Gesundheit, sowie des guten Aussehens wegen wünschenswert oder nötig sind.

a) Landstraßen.

1. **Einfriedlungen** zur Sicherung längs der Ränder hoher Dämme, entlang steiler Abhänge, sowie an den Ufern von Gewässern.

α) **Lebende Zäune** aus mehreren, etwa 10 cm entfernten Reihen von Fichtenpflanzen, Schwarzdorn, Weißdorn, Hainbuche u. dgl.; bis zu ihrem Erstarben durch ein leichtes Holzgeländer zu schützen;

β) **Prell- oder Abweisseine**, in Abständen von 2—5 m, je 0,4—1,0 m über die Straßenoberfläche emporragend;

γ) **Geländer**, etwa 1,0 m hoch, entweder vollständig aus 12/14—18/20 cm starken Hölzern oder aus steinernen, etwa 20/30 cm starken, 1,2 m hohen Säulen in etwa 4 m Entfernung mit zwischengelegten Holmen aus Holz, Winkelisen, \perp -Eisen, Gasrohren, Schachtseilen oder — auf Mauern und Brücken — aus 0,4—0,6 m, bei Eisenbeton etwa 0,2 m starken, voll oder durchbrochen ausgeführten Brüstungsmauern. Auch eiserne Säulen verschiedener Querschnittsform (I, \perp , \cup) werden verwendet, Holme hierbei oft aus Gasrohren.

δ) „**Schneeschutzanlagen**, wie bei Eisenbahnen, vgl. Eisenbahnwesen, Unterbau.

2. **Baumpflanzungen** entlang der Straßenkanten aus Obst- oder Waldbäumen, je nach Klima und Bodenbeschaffenheit zu wählen. Abstand der an breiteren Straßen gegenüberstehenden Bäume zwischen 5 und 15 m, je nach Wuchs und nach der Sicherheit, die der Verkehr erfordert, im Durchschnitt 10 m, bei schmalen Straßen mit wechselständiger Stellung bis 17 m. Bei genügend breiten Seitenstreifen stehen die Bäume innerhalb des Straßenrandes, zuweilen erhält jeder Baum eine halbkreisförmige, durch Kopfrasen befestigte Anschüttung von etwa 100 cm Durchmesser. Bei schmalen Straßen, niedrigen Dämmen

und flachen Einschnitten können die Bäume auch am Böschungsfuß eingepflanzt werden. Die Tiefe der Baumkessel beträgt im Durchschnitt 1,0 m, ihr Durchmesser gewöhnlich etwas mehr.

3. **Grenzsteine, Abteilungszeichen** (Hektometersteine), **Wegwaiser**, in verschiedener landesüblicher Ausführung, **Brunnen** und **Tränken**, **Ruhebänke** u. dgl.

4. **Materiallagerplätze** in Entfernungen von etwa 40—50 m, Größe ungefähr 10 qm, da wo die Seitenstreifen entweder nicht genügenden Platz zur Ablagerung bieten oder zur Sicherung des Straßenverkehrs bei Nacht von solchen Ablagerungen frei zu halten sind.

5. **Seltenfahrten** (Auf- und Abfahrten) nach anschließenden untergeordneten Wegen oder angrenzenden Grundstücken bleiben vielfach unversteint und können auch stärkere Steigungen erhalten. Straßengräben sind zu überbrücken oder bei genügend starker Deckschicht mit Rohren aus Steinzeug oder Beton zu überführen.

b) Städtische Straßen.

1. **Baumpflanzungen**, für Straßen von mehr als 25 m Breite zweckmäßig. Entfernung der Bäume von der Bordsteinkante bis zu etwa 1 m, von der Bauflucht wenigstens 5,5 m, in der Längsrichtung der Straße 6—12 m. Am häufigsten gepflanzt werden bei uns Ahorn, Linde, Esche, Ulme, Akazie, Kastanie, Platane. Meist Schutz der Bäume durch Gitter aus Holz, Eisenstäben oder Drahtgeflecht nötig. Gasleitungen sind soweit als zugänglich von den Bäumen wegzulegen; bei befestigten Fußwegen ist eine Baumscheibe von möglichst etwa 0,8—1,0 qm Fläche unbefestigt zu lassen, der das abfließende Wasser zuzuweisen ist.

2. **Laternenpfähle** und **Leitungsmaste** sollen 0,5 bis 0,6 m von der Bordsteinkante aufgestellt werden.

3. **Trinkwasserbrunnen** und **Hydranten**, letztere namentlich für Zwecke der Straßenreinigung und der Feuerwehr, meist auf den Bürgersteigen.

4. **Pissoir-** und **Abortanlagen**, nach Befinden unterirdisch, an verkehrsreichen Punkten in nicht zu weiten Entfernungen voneinander.

5. **Feuermelder**, **Anschlagsäulen**, **Kloske** für Zeitungs- und Blumenverkauf, **Abfallsammelkästen**, **Straßenschilder** sind je nach Bedarf anzuordnen und anzubringen.

6. **Gärtnerische Anlagen** an geeigneten Stellen erwünscht, durch **Einfriedigungen** zu schützen.

F. Unterhaltung der Straßen.

Die Straßen sind durch die Unterhaltungsarbeiten in einem solchen Zustande dauernd zu erhalten, daß sie allen Anforderungen hinsichtlich der Sicherheit und Annehmlichkeit des Verkehrs möglichst vollkommen genügen, also betreffs der Wasserableitung, sowie der Ebenheit und Festigkeit ihrer Oberfläche die zu stellenden Ansprüche erfüllen.

Zu diesem Zwecke **Verwaltungsmaßregeln** gegen jede Benutzungsweise, die dem Straßenkörper Schaden bringen könnte (Verordnungen über Achsdrücke, Felgenbreiten, Felgenbefestigungen, Hemmschuhbenutzung, Ladebreiten u. dgl.) und vor allem **technische Maßregeln** über Reinigung der Straßen und **Wiederersatz abgenutzter Fahrbahnteile**.

Der beträchtliche **Kostenaufwand** der Straßenunterhaltungsarbeiten weist denselben eine sehr erhebliche wirtschaftliche Bedeutung zu; die zweckmäßige Ausführung erfordert gründliche Sachkenntnis und langjährige Erfahrung.

a) **Straßenreinigung**. Staub- und — bei nassem Wetter — Schmutzbildungen belästigen und erschweren den Verkehr, steigern auch die Abnutzung der Fahrbahn, so daß ihre Entfernung nötig wird.

1. **Landstraßen**. Reinigung erfolgt bei Straßen außerhalb der Städte der hohen Kosten wegen meist nur vom flüssigen Schlamm und nur von Zeit zu Zeit, z. B. nach anhaltendem Regen oder nach dem Auftauen im Frühjahr, indem die Kotmengen mit Besen und Bürsten, hauptsächlich aber mit hölzernen

oder eisernen Kratzen nach den Seiten der Straßen abgezogen, dort abgelagert und sobald als möglich abgefahren werden, sofern nicht ein Teil bei der Straßenunterhaltung Wiederverwendung finden kann. Die Steinbahn darf nicht zu scharf gereinigt und bei dem Abziehen Steine nicht aus der Decklage gerissen werden. Arbeitsleistung eines Arbeiters beim Abschlämmen im Tage 550—700 qm.

In neuerer Zeit bei stark befahrenen Landstraßen auch Kehr- und Abziehmaschinen (vgl. nachstehend unter 2). Leistung bei Pferdebetrieb 1000 qm in etwa 30 Minuten, bei Abziehmaschine für Handbetrieb hierzu 180 Minuten, bei reiner Handarbeit 420 Minuten nötig. Kosten 1914: bei Handarbeit etwa 130 bis 140 Pfennige, bei Pferdekehr- und -abziehmaschinen 40—80 Pfennige für Spann- und Arbeitslöhne, ohne Unterhaltung der Maschine und ohne Verzinsung und Tilgung¹⁾.

Nach längeren Trockenperioden sollte, was vielfach auch geschieht, auch auf Landstraßen der Staub durch Abziehen beseitigt werden.

Die durch die Reinigungsarbeiten nach und nach sich ändernde Form und Höhenlage der Seitenstreifen muß von Zeit zu Zeit wieder berichtigt werden. Der Beseitigung des Graswuchses auf diesen Streifen mißt man jetzt nicht mehr dieselbe Wichtigkeit bei wie früher, sofern nur in gewissen Abständen Rinnen für den Wasserabzug offen gehalten sind.

2. Städtische Straßen. Die Beseitigung des Schmutzes und der Abfälle auf städtischen Straßen muß sehr viel sorgfältiger und gründlicher, namentlich auch häufiger, mehrmals wöchentlich oder auch täglich, und öfters bei Nacht erfolgen. Namentlich wichtig für Asphaltstraßen, deren Glätte sonst erhöht wird. Zwischen den Hauptreinigungen wird meist noch ein- oder mehrere Male oberflächlich nachgereinigt.

Vielfach auch hier, namentlich bei den Nachreinigungen, Handarbeit wie bei den Landstraßen — stündliche Leistung eines Mannes 350—700 qm —; in großen Städten zweckmäßig Maschinen verwendet, die entweder von Hand, meist aber von Pferden, neuerdings auch von Benzinmotoren und von Elektromobilen bewegt werden.

Kehrmaschinen besitzen meist eine unter 45° zur Bewegungsrichtung geneigte, entgegen der Fahrtrichtung sich drehende Bürstenwalze, die den Kehricht vorwärts schafft und seitwärts ablagert. Arbeitsbreite bei Handbetrieb 0,7—0,9 m, bei Pferdebetrieb 1,8—2,2 m; Leistungen entsprechend 2000—3000 und 5000—8500 qm in der Stunde. Betriebsdauer einer Kehrwalze bei 40 000—50 000 qm täglich zu reinigender Fläche 25—30 Tage, Jahresbedarf einer Kehrmaschine 8—10 Walzen. Tageskosten einer Maschine für Bespannung, Bedienung und Unterhaltung 1914: 10—15 M. Zu jeder Maschine gehört zur Bedienung 1 Mann und zur weiteren Behandlung des Kehrichts je nach Umständen 1 Vorarbeiter, sowie 2 und mehr Arbeiter. Nach Dresdner Erfahrungen beträgt die bei Verwendung von Kehrmaschinen auf einen Arbeiter im Jahresdurchschnitt entfallende tägliche Reinigungsfläche (ohne Berücksichtigung der nachgereinigten Flächen) 7000 qm bei Pflaster, 4400 qm bei Asphalt, 14 000 qm bei Schotter, im Durchschnitt 7000 qm.

Neuerdings werden auch Kehrmaschinen gebaut, die selbsttätig vor dem Kehren die Straßenfläche besprengen und mit Hilfe einer Aufladevorrichtung den durch im Winkel gestellte oder gebogene Walzenbürsten nach der Mitte der Kehrbreite beförderten Kehricht einem Sammelgefäß zuführen, das entweder auf der Maschine selbst oder auf einem angehängten Wagen befindlich ist. Stundenleistung einer solchen Maschine etwa 9000 qm, Tageskosten 1914: 15—18 M. Ersparnis an Arbeiterstunden 3—4 für jede Betriebsstunde.

Es sind auch Versuche im Gange, den Staub und Schmutz nach entsprechender Lockerung durch Metallbürsten von der Straße absaugen zu lassen.

¹⁾ Zeitschrift für Transportwesen und Straßenbau, 1897, S. 301.

Nach jeder Hauptreinigung ist die Abfuhr des Kehrichts sofort zu bewirken.

Abziehmaschinen entfernen die auf Schotterstraßen sich bildenden Kotmengen und die Schmutzkruste der Asphaltbahnen durch eine Reihe schmaler Krücken, die einzeln gefedert sind und je nach Bedarf verschieden stark gegen die Straßenoberfläche gedrückt werden können und ebenfalls unter 45° zur Bewegungsrichtung geneigt sind, so daß der Schlamm sich seitlich streifenweise ablagert. Leistungsfähigkeit 5000—6000 qm/Stunde; Arbeitsbreite bei Handbetrieb 1,0, bei Pferdebetrieb 1,5—1,8 m.

Waschmaschinen zur Reinigung von Asphalt- und Holzpflasterstraßen, neuerdings auch durch Benzinmotoren oder elektrisch durch Vermittlung einer Akkumulatorenbatterie angetrieben, ersetzen die Kehrbürste durch eine Schnecke aus Gummiplatten; sie können nach Hebung derselben auch nur als Sprengwagen dienen.

Das Waschen der Asphaltstraßen erfolgt bei Handarbeit unter Mitwirkung von 1—2 Sprengwagen durch Gruppen von je 1 Vorarbeiter und 4—7 Arbeitern mittels Gummischiebern, nachdem eine grobe Säuberung mit Handbesen vorangegangen ist. Größe der Waschbezirke 30 000—40 000 qm.

Vielfach findet man heute Kehrmaschinen, die sich im Winter in Schneepflüge umwandeln lassen, ebenso Maschinen, die als Keh- und Waschmaschinen, als Schneepflug oder Waschmaschine oder Schlammabzugmaschine dienen. Automobilsprengwagen werden im Winter nach Abnahme des Behälters zur Lastenförderung, Schneeabfuhr u. dgl. benutzt. Ähnliches gilt von der Verwendung eines Motors als Vorspannmaschine für mehrere Arbeitsgeräte.

Die jährlichen Kosten für Reinigung gepflasterter Straßen schwankten 1914 je nach Verkehr und der Anzahl sowie der Ausführungsweise der für nötig erachteten Reinigungen zwischen 9 und 35 Pf/qm, bei durchgreifenden Reinigungen in Großstädten konnten etwa an Kosten angenommen werden:

	Aphaltstraßen	Pflasterstraßen	Schotterstraßen
für	40	25	12 Pf/qm und Jahr.

Durchschnittlich in deutschen Großstädten etwa $22\frac{1}{2}$ Pf/qm.

b) Beseitigung der Staubbelastigung¹⁾. Staubplage, die namentlich mit der Anzahl der Kraftfahrzeuge, vor allem auf Schotterstraßen, ständig zunimmt, sucht man auf verschiedene Weise zu mildern.

1. **Besprengen und Begießen der Straßen.** Zur Verminderung der Hitze und, namentlich vor dem Kehren, zur Verhütung des Staubens. Straßensprengung erfolgt bei uns gewöhnlich vom März bis Oktober täglich ein- bis sechsmal je nach Witterung und Jahreszeit. Anzahl der Sprengtage jährlich 100—150, Sprengwasserbedarf 150—160 l/qm, Kosten 1914: 4—8 Pf/qm bei einem durchschnittlichen Wasserpreis von 10—15 Pf/cbm und bei durchschnittlich 35—40 täglichen Füllungen eines Sprengwagens. Für eine einmalige Sprengung wird etwa für Asphalt $\frac{1}{3}$, für Steinpflaster $\frac{1}{3}$ — $\frac{2}{3}$, für Schotter und Kies $\frac{2}{3}$ —1,0 l/qm gerechnet.

Besprengen, das namentlich auf Schotterbahnen nicht zu einem Einschwemmen werden darf, erfolgt entweder: α) mit Gießkannen; β) mit Handsprengkarren von 200—300 l Fassungsraum und 2 m Sprengbreite; γ) durch von Pferden gezogene Sprengwagen von 1—2, selbst bis 2,7 cbm Wasserinhalt und etwa 4 m Sprengbreite; δ) durch Sprengwagen auf Straßenbahngleisen mit 2—5 cbm Fassungsraum und bis 12 m Sprengbreite; ε) durch Kraftwagensprengvorrichtungen, deren Behälter bis zu 5 cbm fassen; ζ) bei unmittelbarer Entnahme aus der Wasserleitung einer Straße unter Ausnutzung des Leitungsdrukkes durch an die Hydranten angeschraubte Schläuche,

¹⁾ Nier, Die Bekämpfung des Staubes im Hause und auf der Straße. Braunschweig, Fr. Vieweg & Sohn, 1907.

deren Wirkungskreis entweder durch ihre Ausbildung als Rollschläuche, bei denen eine Anzahl mit leicht beweglichen Rollen versehene, etwa 2 m lange Blechröhren zwischen die Schlauchstücke eingeschaltet werden, oder durch Benutzung von Schlauchtrommelwagen (bequemer Transport langer Schläuche, ununterbrochene Arbeit, keine Beschädigung der Schläuche) erweitert werden kann.

Die kurze Wirksamkeit der Besprengungen mit reinem Wasser hat zu Versuchen geführt, sie durch Zusetzen hygroskopischer Salze (Calciumchlorid, Magnesiumchlorid, Akonia u. dgl.) nachhaltiger werden zu lassen — in Seestädten Meerwasser zu verwenden —, doch haben sich hierbei mehrfach gesundheits-schädliche Einflüsse der nach dem Abtrocknen der Straße in den Staub und die Luft übergehenden Salze herausgestellt. Nach den in Karlsbad von Bernhard¹⁾ angestellten eingehenden Versuchen verursachte dort 1909 die Beseitigung der Staubplage im Jahre in dortigen städtischen Straßen die nachstehend zusammengestellten Kosten bei:

Zahlentafel 9.

Verwendung von:	einem Verkehre von im Tage durchschnittlich				
	250—300 Pf./qm	1000—1300 Pf./qm	2000—3000 Pf./qm	3000—3600 Pf./qm	Pferden
Wasser	8,2 ¹⁾	8,2	8,2	8,2	1) 2,5 Pf./qm auf Landstraßen
Calciumchlorid	12,0—17,8	20,4—28,9	23,8—32,3	26,4—34,9	
Magnesiumchlorid	20,4	26,4	39,1	39,1	
Akonia	17,0	25,5	30,6	33,1	

Die Beimischung von Glycerin zum Sprengwasser hat in Dresden zu günstigen Ergebnissen, namentlich des hohen Preises wegen, ebenfalls nicht geführt. Dagegen schwache — etwa 1 Proz. — Ölemulsionen (vgl. nachstehend unter 2) ungeachtet ihres gleichfalls beträchtlich höheren Preises dann wirtschaftlich, wenn bei auftretendem Wassermangel durch ihren Gebrauch die Zahl der täglichen Wasserbesprengungen eingeschränkt werden kann.

2. Ölen der Straßen. Erhitztes Rohpetroleum wird zur Tränkung der Straßen-decke in Kalifornien und Texas auf Schotterstraßen mehrfach seit 1898 verwendet. Wichtig ist, richtige Ölmenge zu treffen und nicht durch zuviel Öl die Festigkeit der Straße zu schädigen.

In Europa sind ebenfalls eine Reihe von Ölpräparaten versuchsweise verwendet worden — Westrumit, Standutin, Duralit, Stopdust, Antistof usw. —, insbesondere das erstere, eine durch Zusatz von verseifend wirkenden Alkalien und Ammoniak ermöglichte wässrige Lösung von Destillationsrückständen des Erdöles. Für das erste Besprengen wird für die vorher gut gereinigte Schotterbahn eine 5—10 Proz. Lösung empfohlen; ihm soll nach Abtrocknung, etwa nach 10—12 Stunden, ein zweites Besprengen mit einer Lösung von ebenfalls 5—10% folgen, dem dann je nach Verkehr, Witterung und Zustand der Fahrbahnoberfläche weitere Besprengungen mit schwachen Lösungen von 5, später 2½% in Zeiträumen von 2—8 Wochen, auf Landstraßen von 3—4 Monaten anzuschließen sind. Nach Angabe der ausführenden Gesellschaft soll eine Straße sich bei Preisverhältnissen wie sie 1914 bestanden — abgesehen von den ersten beiden Grundierungsbesprengungen, die etwa 4—5 Pf./qm kosteten — vom April bis Oktober staubfrei halten lassen

	bei schwachem	mittlerem	starkem	Verkehr
mit einem Aufwand von	6—8	9—12	16—17	Pf./qm.

¹⁾ Untersuchungen über die Ursachen der Bildung des Staubes auf Steinschlagstraßen und über Versuche zur Bekämpfung desselben. Doktorarbeit von F. Bernhard.

In Dresden haben vor 1914 angestellte Versuche Jahreskosten von 30—35 Pf./qm ergeben, in Karlsbad (vgl. S. 1299) fand sich:

für das Ölpräparat:	Westrumit	Standutin	Ex- pressol	Stop- dust	
bei einem } 250—300 Tages- } verkehr } von: } 1000—1300 Pferden	37,4 ohne } 72,3 mit } Zoll und Fracht	—	29,2	29,2	Wasserbesprengung erforderte 8,2 Pf./qm
	—	94,4 ohne } 145,4 mit } Zoll und Fracht	—	—	

als jährlicher Aufwand in Pf./qm.

Durch Behandlung mit Westrumit läßt sich bei nicht zu starkem und schwerem Verkehr anscheinend Staubfreiheit in befriedigendem Maße, allerdings durch jede Besprengung nur auf kürzere Zeit und unter Aufwendung ziemlich hoher Kosten erzielen.

3. Teeren der Straßen (Oberflächenteerung). In Europa ist mehrfach an Stelle des in Amerika verwandten Rohpetroleum der Steinkohlenteer auf Schotterstraßen zur Anwendung gelangt, namentlich in Frankreich. Die zu teerende Straße wird zunächst gründlich gewaschen und gereinigt, sowie in guten Zustand versetzt. Nach vollständigem Austrocknen wird alsdann der auf 110 bis 120°C erhitzte Teer in feinen Strahlen aufgebracht, mit Besen ausgebreitet und, falls der Verkehr sofort wieder zugelassen werden soll, mit einem erwärmten Gemisch aus Sand oder Hartgrus und Kalk überstreut, das leicht nachzuwalzen ist. Besser ist es, vor Wiederaufnahme des Verkehrs 6—12 Stunden zu warten, damit der Teer trocknen kann. Hauptbedingung für genügenden Erfolg ist trockenes, warmes Wetter und eine gut durch die Sonnenstrahlen erwärmte Straßendecke mit porösem, von lehmigen Bestandteilen freiem Bindemittel. Straßen im Wald oder an im Schatten liegenden Berghängen daher für Oberflächenteerung nicht geeignet. Eindringungstiefe des Teeres im allgemeinen 5—7 cm, die Straßenoberfläche darf nur bei der ersten Ausführung ganz vorübergehend einen leichten Teerüberzug zeigen. Der rohe Steinkohlenteer soll vor der Verwendung durch Destillation von seinen schädlichen Bestandteilen befreit werden. Teersprengwagen mit Pferdezug verschiedener Bauart, vielfach mit Kehrvorrichtungen zum Verteilen des Teers. Selbstfahrer sind noch nicht eingeführt. Unter zahlreichen andern scheinen die Wagen von Lasailly — Kontinentale Ölbesprengungs- und Straßenteerungs-Gesellschaft, Berlin — ohne Heizeinrichtung, Stephan in Scharley, Oberschlesien, Ohl und Scheid in Limburg a. d. Lahn, Breining in Bonn, Reifenrath in Niederlahnstein, letztere sämtlich mit Heizeinrichtung, den heutigen Anforderungen gut zu genügen. Auch heizbare Handteerwagen haben weitverbreitete Anwendung gefunden, da sie bei plötzlichen Unterbrechungen der Oberflächenteerungen durch Regenfälle leicht zu handhaben sind. Teerbedarf bei der erstmaligen Teerung etwa 2—3 kg/qm bei neubeschotterter, 1,5—2 kg/qm bei alter harter Fahrbahn, 0,7—1 kg/qm bei Nachteerungen. Leistung bei entsprechender Vorbereitung und unter Verwendung zweckmäßiger maschineller und Sprengvorrichtungen bis zu 15—20000 qm im Tage. Die Kosten einer gründlichen erstmaligen Teerung schwanken je nach örtlicher Lage, Umfang der Arbeit und dem sehr verschiedenen Preise des Teers 1914 zwischen 10—22 Pf./qm und lagen bei mittleren Verhältnissen und eingerichteten Leuten etwa auf 15 Pf./qm, bei den folgenden Teerungen verminderten sie sich um etwa 30%. Bei den vergleichenden Karlsbader Versuchen ergaben sich bei geteerter Straßen mit schwachem Verkehr 12, mit stärkerem Verkehr 14 Pf./qm Jahreskosten. Ob es möglich sein wird, jährlich nur mit einer Teerung auszukommen, erscheint fraglich.

Richtig ausgeführte Oberflächenteerungen von Straßen, die allerdings sowohl einen durchaus nicht einfachen Betriebsapparat als auch Aufmerksamkeit, Geschicklichkeit und Erfahrung der Arbeiter erfordern, erzielen auch auf verhältnismäßig verkehrsreichen Straßen bei günstigen klimatischen Verhältnissen

und nicht zu großer Schwere des Verkehrs eine gewisse Staubfreiheit und verringern anscheinend Reinigungs- und Unterhaltungskosten, doch will man dann und wann nachteilige Einflüsse auf die benachbarte Vegetation beobachtet haben. Bei Frost besitzen geteerte Straßen erhebliche Glätte.

An Stelle des Teers sind mehrfach auch Mischungen schwerer Teeröle mit bituminösen Stoffen, vor allem Asphalt, versucht worden — Asphaltin, Hartmanit, Goudrol, Goudronit, Apokonin usw. —, die gleichfalls erhitzt auf die vorher gründlich gereinigte Straßendecke aufgebracht werden. In Deutschland und Österreich scheint namentlich dem Apokonin Beachtung geschenkt zu werden, dessen einmalige Aufbringung in der Zeit vor 1914 etwa 24 Pf./qm kostete (Versuch in Namur), während Hartmanit in Karlsbad mit 51 Pf./qm, Asphaltin in Dresden mit 45 Pf./qm bezahlt worden ist. Auch hier ist noch nicht erwiesen, ob eine einmalige jährliche Aufbringung genügen wird. Bei dieser sehr erheblichen Erhöhung der Unterhaltungskosten erscheint die Verwendung dieser Mittel wohl nur in Städten und deren unmittelbarer Nähe angebracht. (In Sachsen kostete beispielsweise die Unterhaltung der Staatsstraßen vor 1914 nicht über 1,00 M./qm jährlich, im Durchschnitt aber nur 0,13 M./qm).

4. **Einbau von Bindemitteln in die Straßendecke.** Da es zweifelhaft erscheinen muß, ob mit Oberflächenmitteln bei Steinschlagstraßen eine vollständig genügende Staubfreiheit sich beschaffen läßt, so sind bessere Erfolge dadurch zu erreichen versucht worden, daß die betreffenden Bindemittel bei der Erneuerung der Straßendecken der aufzubringenden Schotterschicht zugefügt wurden. Mit dem Zusatz von Ölen (Westrumit) ist bisher ein befriedigendes Ergebnis nicht erzielt worden, durch Zusatz von Teer (Innenteerung) kommt man zur Teerschotterstraße (vgl. S. 1282), mit der je nach Art der verwendeten Baustoffe und der Sorgfalt der Herstellung die erhofften Vorteile in mehr oder minder hohem Maße sich erreichen lassen.

In der Notwendigkeit des heißen Aufbringens des Teers und seiner Mischungen liegen in unseren klimatischen Verhältnissen Schwierigkeiten, die auch zu Versuchen geführt haben, hydraulische Bindemittel zu verwenden und die Hohlräume der Straßendecke mit Portlandzement und Sand unter Zumischung von Hochofenschlacke (Belgien) oder von Eisenfeilspänen (Kaiserslautern) auszufüllen. Diese Mischung wird entweder mit Wasser eingespült oder bei der Straßenherstellung zwischen zwei Schotterschichten eingebracht. Bisher meist kein befriedigendes Ergebnis.

5. **Herstellung von Pflaster.** Nach den bis jetzt vorliegenden Erfahrungen scheint, da fugenlose Oberflächen für die in Frage kommenden Fälle meist nicht geeignet oder zu teuer sein werden, ein genügender Erfolg bei den klimatischen Verhältnissen Deutschlands nur durch Pflasterungen der Straßenoberfläche erreichbar zu sein, die auf Landstraßen und in kleineren Orten als Kleinpflaster (vgl. S. 1285) ausgeführt die Beschotterung ersetzen und durch welche in größeren Städten mittels eines Fugenvergusses mit Zementmörtel oder besser mit bituminösen Stoffen nahezu Staubfreiheit erreicht werden kann.

c) **Beseitigung von Schnee und Eis.** Die durch Schneefall entstehenden Verkehrsstörungen zwingen meist zur Beseitigung des Schnees, doch unterläßt man in Gegenden mit starken Schneefällen wohl auch das Wegräumen und bildet nur stets Schlittenbahnen aus, die dann im Laufe des Winters immer höher zu liegen kommen.

Auf Landstraßen, die an besonders gefährdeten Stellen durch Schneezäune und Hecken gegen Verwehungen möglichst zu schützen, auch wohl für die Dauer der Schlittenbahn in gesichertere Lagen zu verlegen sind, erfolgt die Beseitigung durch Handarbeit, meist unter Zuhilfenahme des von Pferden gezogenen Schneepfluges für den mittleren Straßenteil. Arbeitsbreite des Schneepfluges etwa 3,5 m.

Auch in den Städten, wo die Wegräumung in der Regel viel schneller erfolgen möchte und zuerst die Bürgersteige und Übergänge zu reinigen sind, wird

der Schnee meist noch in gleicher Weise, dann und wann aber auch unter Benutzung von maschinellen Einrichtungen, die ähnlich wie die Abziehmaschinen gebaut sind, an den Straßenrändern zusammengeschichtet, weiter aber tunlichst bald mit Geschirren nach Ablagerungsplätzen oder geeigneten Wasserläufen abgefahren oder in die Straßenkanäle eingeworfen, wenn deren Weite, Tiefe, Gefälle, Wasserführung und Vorflut dies gestattet. Versuche zum künstlichen Auftauen mit Dampf oder Wasser haben bisher noch nicht zu dem gewünschten Erfolg geführt und hohe Kosten erfordert. Am häufigsten kommt noch das Auftauen unter Verwendung billigen Vielsalzes zur Anwendung (0,15—0,2 kg/qm Salz bei 0,4—0,5 m Schneehöhe), vor allem in den Straßenbahngleisen.

Die Kosten der Schneebeseitigung wechselten vor 1914 in großen Städten zwischen 3 und 12 Pf./qm jährlich, auf den Staatsstraßen im Königreich Sachsen betragen sie durchschnittlich etwa 8 Pf./qm jährlich.

d) **Wiederersatz abgenutzter Fahrbahnteile.** Auf die Abnutzung haben örtliche Lage und Linienführung, Festigkeit der verwendeten Materialien, die beim Bau und in der Unterhaltung verwendete Sorgfalt, Größe und Schwere des Verkehrs sowie die Bauweise der Fuhrwerke Einfluß.

Mangels einer genaueren Kenntnis über den Zusammenhang zwischen diesen Einflüssen und der Abnutzungsgröße der Straßenoberfläche wird in der Regel angenommen, daß die Abnutzung einer Straße unter sonst gleichen Umständen nahezu in geradem Verhältnis mit dem Verkehre wächst. Indessen ist der Radruck der Fahrzeuge ebenfalls von erheblichem Einfluß.

Verkehrszählungen dienen dem Versuche, diesen Zusammenhang zu ergründen und die Straßen — namentlich außerhalb der Städte — bestimmten Verkehrs- und Unterhaltungsklassen einzureihen.

1. **Schotterstraßen.** Der Wiederersatz abgenutzter Fahrbahnteile ist bei Schotterstraßen besonders wichtig, weil deren Zustand sich bei ungenügender Unterhaltung sehr rasch verschlechtert. Die Abnutzung der Fahrbahn ist eine doppelte:

α) eine teilweise, meist infolge größerer mechanischer Einwirkungen, durch welche Vertiefungen (Schlaglöcher) und Gleise entstehen,

β) eine gleichmäßige Abnutzung über die ganze Fahrbahnbreite durch mechanische und meteorologische Einflüsse.

Dementsprechend hat sich auch die Ergänzung der Fahrbahnteile zu erstrecken:

α) auf die fortwährende Nach- und Abhilfe der teilweisen Abnutzung, sowie β) auf die Erneuerung der Fahrbahndecke in voller Fläche.

Zur Beseitigung der teilweisen Abnutzung sind Vertiefungen und Radspuren nach vorheriger gründlicher Reinigung der betreffenden Stellen von Staub oder Schlamm sowie nach Aufhacken bei feuchtem Wetter mit besonders klargeschlagenem Material und Steingrus auszufüllen und abzurammen. Wenn möglich, sind ausgebesserte Stellen so zu verteilen, daß die verkehrenden Fuhrwerke sie befahren müssen und hierdurch dichten.

Die gleichmäßige Abnutzung bedingt nach Verlauf einer gewissen Zeit die Wiederherstellung der ursprünglichen Straßenhöhe, indem entweder

α) die Straße in kürzeren wechselnden Strecken unausgesetzt durch schwache, etwa schachbrettartig anzulegende teilweise Aufschotterungen möglichst auf der ursprünglichen Höhe gehalten wird, wobei die Dichtung den verkehrenden Fuhrwerken überlassen bleibt (Flicksystem), oder

β) nach Erreichung eines gewissen größeren Maßes der gleichmäßigen Abnutzung, bis zu dem nur durch Beseitigung der Erscheinungen der teilweisen Abnutzung für eine zusammenhängende, ebene und richtig gewölbte Oberfläche zu sorgen ist, der ursprüngliche Straßenquerschnitt auf größere Längen periodisch durch eine Art Neubau der Decklage auf einmal in voller Fläche wiederhergestellt und die neue Beschotterung durch Abwalzen gedichtet wird (Decksystem).

Bei dem Flicksystem erreicht die Belästigung der verkehrenden Fuhrwerke einen verhältnismäßig hohen Grad, nicht unbeträchtliche Klarschlagmengen gehen durch Zerdrücken verloren und es gelingt bei lebhafterem Verkehr nur schwer und nur bei großer Geschicklichkeit, großem Fleiß und langjähriger Übung der Arbeiter, eine genügend gleichmäßige und dichte Straßendecke zu erzielen.

Demzufolge ist Decksystem bei stärkerem Verkehr überall da vorzuziehen, wo eine Walzung der Straße nicht in zu großen Steigungen oder in zu großer Abgelegenheit ein Hindernis findet. Das Einbringen des Deckmaterials erfolgt zweckmäßig bei feuchter Witterung im Frühjahr oder Herbst, nachdem die Oberfläche durch Einhacken von Rinnen in Richtung der Straße aufgeraut oder mittels Maschinen 3—5 cm tief aufgebrochen worden ist. Für Aufbrecher verschiedener Bauart — kleinere Ausführungen mit Pferdewagen, größere mit einer Dampfwalze als ziehenden Motor — Tagesleistung etwa 3—4000 qm, Stundenkosten 1914 ungefähr 12—15 M. entsprechend annähernd 1 Pf./qm für 1 cm Tiefe. Bei der Walzung der neuen Decke ist die Anzahl der notwendigen Walzengänge infolge der schon vorhandenen festen Unterlage geringer als beim Neubau.

Zeiträume, innerhalb deren die Erneuerungen vorzunehmen sind, wechseln ebenso wesentlich — im allgemeinen von 2—10 Jahren¹⁾ — wie die zur Unterhaltung der Schotterstraßen durchschnittlich im Jahre erforderlichen Klarschlagmengen. Nach den in Baden²⁾ gewonnenen Ergebnissen stellt sich dieser jährliche Materialverbrauch für 1000 qm versteinte Wegfläche etwa

bei einer Verkehrsgröße	<30	30—50	50—100	100—250	250—500	500—1000	>1000	Zugtiere
bei sehr hartem Gestein auf	2—3	3—4	4—6	6—8	8—11	11—16	16—30	cbm
bei mittelhartem „ „	2—4	4—5	5—7	7—10	10—13	13—19	19—36	cbm.

Die Unterhaltung der versteinten Fahrbahn der gewöhnlichen Schotterstraßen außerhalb der Städte erforderte vor 1914 jährlich für 1 km Länge etwa 250—450 M., die gesamten jährlichen Unterhaltungskosten schwankten zwischen 300—600 M., stellten sich aber für Straßen mit sehr schwerem Verkehr auch erheblich höher. In deutschen Großstädten verursachten die Schotterstraßen je nach Verkehrsstärke und Steinmaterial einen Unterhaltungsaufwand von 0,4—1,4 M. für 1 qm im Jahre.

In neuerer Zeit hat sich die Abnutzung zahlreicher Schotterstraßen durch den Kraftwagenverkehr wesentlich gesteigert. Der hohe Raddruck namentlich der Lastkraftwagen übt erhebliche zerstörende Einflüsse auf die Straßendecke aus und die saugende und schleudernde Wirkung der Gummibereifung schnellfahrender Kraftwagen lockert und löst das Bindematerial der Steinschlagdecken, die hierdurch vorzeitig verschleifen, nicht nur bei trockenem, sondern namentlich auch bei nassem Wetter. In ähnlicher Weise, aber in geringerem Maße, leiden auch Kleinpflasterstrecken und Großpflasterungen ohne Fugenverguß.

2. Steinpflasterstraßen. Teilweise Abnutzung durch Zerdrückung und Senkung einzelner Pflasterstücke infolge von Materialfehlern und von Verschiedenheiten in der Steingröße, sowie als muldenartige Senkungen infolge von Mängeln der Bettung oder des Untergrundes, und als beulenartige Hebungen durch Frostwirkungen bei Zutritt von Wasser unter die Pflasterschicht. Bei von Haus aus guter Herstellung des Pflasters sind diese Erscheinungen, namentlich bei Beton- oder Packlage-Unterbettung, gering und durch Aufnehmen und Wiedereinsetzen der Pflasterstücke in berichtigter Lage von geschickten Arbeitern leicht und ohne erhebliche Störung des Verkehrs zu beseitigen.

¹⁾ In Sachsen von 2—25 Jahren, Durchschnitt 11 Jahre.

²⁾ In Baden ist das Decksystem seit verhältnismäßig kurzer Zeit eingeführt.

Die regelmäßige Abnutzung der Pflasterbahnen vollzieht sich in der Art, daß die Höhe der Steine im allgemeinen und zwar an den Kanten stärker abnimmt, als in der Mitte, so daß die Steine, hierdurch rund und gleichzeitig glatt geworden, den Hufen der Zugtiere keinen sicheren Halt mehr bieten. Meist neigen sich auch die Steine etwas gegen die Fahrriichtung. Nach 6—30 Jahren, je nach Verkehrsstärke und Pflastermaterial, muß Umpflasterung unter Umarbeitung der Pflastersteine (5—10% Materialverlust), bei parallel-epipedischen Stücken unter Umwenden erfolgen. (Vgl. die Zusammenstellung über Dresdener Verhältnisse, Zahlentafel 11.)

Eine Abnutzung um 1 cm soll bei Granitpflasterungen in Wien bei belebten schmalen Straßen schon nach 2—3 Jahren, bei belebten breiten Straßen nach 3—4 Jahren, in Straßen mit geringem Verkehr nach 6—7 Jahren beobachtet worden sein, während die gleiche Abnutzung bei Granitwürfeln unter schwerem Lastverkehr in München erst nach 20 Jahren festgestellt worden ist.

Die Dauer der Klinkerbahnen auf Landstraßen wird in Oldenburg zu 15 bis 25 Jahren angegeben.

3. Holzpflasterstraßen. Holzpflaster ist etwa 1—2 mal in der Woche sorgfältig durch Waschungen zu reinigen und in gewissen Zeiträumen — etwa vierteljährlich — mit Hartgrus zu bestreuen.

Die unvermeidliche ungleichmäßige Dichte und die Fäulnisfähigkeit der Weichholzklötze bedingt meist eine ziemlich starke, verhältnismäßig früh einsetzende teilweise Abnutzung einzelner Klötze.

Zur Beseitigung der dann auftretenden Löcher und Mulden sind die einzelnen oder mehrere nebeneinanderliegende Pflasterstücke herauszunehmen und durch neue zu ersetzen, wobei der inzwischen eingetretenen allgemeinen Abnutzung der Straßendecke durch entsprechend geringere Höhen der neuen Klötze Rechnung zu tragen ist. Eine erhebliche Störung des Straßenverkehrs findet hierdurch nicht statt, wohl aber leidet die Gleichmäßigkeit und die ebene Oberfläche der Straßendecke.

Die gleichmäßige Abnutzung einer Holzpflasterbahn aus weichem Material ist erheblich und wird bei lebhafterem Verkehr zu 9—17 mm im Jahre angegeben, die Dauer solcher Bahnen

	bei starkem	mittelstarkem	schwachem	Verkehr
zu	4—7	6—10	bis 16	Jahre.

Für Harthölzer erhofft man Liegezeiten von 10—24 Jahren.

(Vgl. auch die Zahlentafel 11.)

Buchenholzklötze runden sich ähnlich ab wie Steinpflasterstücke.

Nach Pariser Beobachtungen hält sich die Oberfläche von Holzpflasterungen in Straßen mit starkem Verkehr, in denen eine gleichmäßigere Benutzung der gesamten Straßenbreite stattfindet, besser als in weniger belebten Straßen, nach englischen Beobachtungen zeigen nur sehr wenige Pflasterungen stark befahrener Straßen nach 6 Jahren noch eine gute Oberfläche.

4. Asphaltstraßen. Das Waschen der Asphaltstraßen muß bei verkehrsreichen Straßen täglich erfolgen, wenn die Glätte der Oberfläche, soweit erreichbar, gemildert werden soll. An feuchten Tagen ist aus gleichem Grunde ein Übersanden nötig.

Erscheinungen teilweiser Abnutzung — Risse, Abbröcklungen, vereinzelte Vertiefungen, Wellenbildungen auf kleineren und größeren Flächen —, die meist auf allerhand Ausführungsmängel, z. B. ungleichmäßiges Aufbringen und ungleichmäßiges Dichten des Asphaltsteinpulvers, nicht genügende Trockenheit der Unterbettung, Überhitzung des Asphaltes u. dgl. zurückzuführen sein werden, sind sofort nach ihrem Auftreten zu beseitigen, indem die schadhafte Stellen aufgebrochen, die Ränder lotrecht abgemeißelt werden und nach Erwärmung der auszubessernden Fläche und deren Begrenzungen die neue Asphaltmasse in derselben Weise wie bei der Neuherstellung bei trockenem, warmem Wetter und unter entsprechender Berücksichtigung der durch die nachträgliche

Dichtung des Asphaltes unter dem Verkehr eintretenden Stärkenverminderung eingebracht wird. Diese zeitweiligen Ausbesserungen können, nach Befinden bei Nacht, ausgeführt werden, ohne den Verkehr selbst in stärkstbefahrenen Straßen erheblicher zu belästigen.

Die gleichmäßige Abnutzung der Asphaltbahnen hängt außer von der Verkehrsgröße wesentlich von dem Bitumengehalt des Asphalts und von den klimatischen Verhältnissen ab. Geringerer Bitumengehalt als 8—10% läßt den Asphaltbelag unelastisch und nicht genügend wasserundurchlässig werden, größerer Gehalt als etwa 12% gibt bei starker Besonnung Veranlassung zu einer gewissen Erweichung, während deren die Decke durch den Verkehr stärker angegriffen wird. Als jährliche Abnutzung einer Asphaltfahrbahn wird meist, wohl etwas niedrig, bei mittlerem Großstadtverkehr $1\frac{1}{2}$ —2 mm angegeben; ist die Stärke der Fahrbahn auf 1,5—2 cm gesunken, so muß ihre Erneuerung erfolgen. Nach den bisherigen Erfahrungen in deutschen Großstädten beträgt die Dauer einer Asphaltfahrbahn

	bei starkem	mittlerem	schwachem	Verkehr
	etwa	8	12	18
				Jahre.

(Vgl. auch die Zahlentafel 11.)

5. Sommer-, Rolt-, Radfahr- und Fußwege, Seitenstrolchen, Böschungen und Nebenanlagen. Die Unterhaltung der bekieseten Bahnen aller Art erfolgt ebenso wie die der Schotterstraßen, diejenige der Fußwege mit anderer Oberflächenbefestigung nach Art der entsprechenden Fahrbahn. Alle zutage tretenden Schäden — auch an Böschungen, Kunstbauten und Nebenanlagen — sind rechtzeitig, also meist so schnell als tunlich, zu beseitigen, um Gefährdungen des Verkehrs und unzulässige Vergrößerungen der Beschädigungen zu verhüten.

G. Wahl der Straßenbefestigung.

Eine Straßenbefestigung, die sämtliche zu stellende Bedingungen (vgl. S. 1278) erfüllt, also allen technischen und gesundheitlichen Anforderungen völlig entspricht und überdies auch in wirtschaftlicher Hinsicht vorteilhaft ist, gibt es nicht. Je nach den örtlichen Verhältnissen, den zur Verfügung stehenden Geldmitteln und der Verkehrsbedeutung der betreffenden Straße wird diejenige Befestigungsart zu wählen sein, die den im jeweiligen Falle in den Vordergrund zu stellenden Ansprüchen am besten genügt.

Die verschiedenen Gesichtspunkte, von denen aus das Verhalten der verschiedenen Befestigungsweisen je nach den obwaltenden Umständen zu vergleichen wären, könnten sein:

a) verkehrstechnische:

1. der notwendige Aufwand an Zugkraft zur Beförderung gleich großer Lasten (vgl. S. 1266);

2. die Sicherheit der Beförderung, insbesondere gegen das Stürzen der Zugtiere, die wiederum abhängig ist:

α) von dem Einfluß der Witterung auf die Oberflächenbeschaffenheit der Straßenbefestigung,

β) von der in höherem oder geringerem Grade vorhandenen Gleichartigkeit der Oberflächenherstellung, die stets anzustreben ist, damit Zugtiere und Kutscher in einer gewissen Gewohnheit des Fahrens bleiben,

γ) von der Schnelligkeit des Fahrens;

3. die Leichtigkeit der Herstellung von Ausbesserungen ohne erhebliche Verkehrsstörungen;

b) gesundheitliche:

1. die Staub- und Kotentwicklung der Fahrbahn;

2. das Vermögen zum Aufsaugen von Flüssigkeiten, das namentlich bei Flüssigkeiten organischer Art leicht zu Geruchsbelästigungen Veranlassung gibt (Holzpfaster deshalb für Droschkenstandplätze nicht geeignet);

3. die Geräuschbildung beim Befahren der Straße;

c) wirtschaftliche:

1. die Undurchlässigkeit gegen Tagewässer;
2. die Höhe der Anlagekosten;
3. die für Reinigung und Unterhaltung aufzuwendenden Beträge;
4. die Dauerhaftigkeit der Befestigung, und durch 2, 3 und 4 bedingt
5. die Wirtschaftlichkeit der gesamten Anlage.

Jenes Material wird für die Befestigung der Fabrbahn das wirtschaftlichste sein, bei dessen Verwendung die Jahreskosten für Verzinsung der Baukosten, für Unterhaltungs- und Reinigungsaufwand und für die nach Ablauf gewisser Zeiträume notwendige Wiederherstellung am kleinsten ausfallen. Diese Jahreskosten werden freilich an verschiedenen Orten für dieselbe Befestigungsweise vielfach verschieden hoch sein, als Beispiel geben die umstehenden Zahlentafeln 11 und 12 — Seite 1307 und 1308 — die betreffenden Werte für die hauptsächlichsten Befestigungsweisen der Fahr- und Gangbahnen in Dresden¹⁾ unter gleichzeitiger Beurteilung ihres Verhaltens unter den Einflüssen des Verkehrs für das Jahr 1901.

Nicht gekennzeichnet sind durch die berechneten Zahlen über die Wirtschaftlichkeit der einzelnen Befestigungsarten die Einflüsse der Oberflächenbefestigung auf die Fuhrwerksunterhaltung und die Zugkraftkosten.

Die Herstellungskosten der Straßendecken schwanken je nach den örtlichen Verhältnissen ebenfalls innerhalb sehr weiter Grenzen. Ungefähr konnte vor 1914 angenommen werden²⁾, daß 1 qm kostete:

Zahlentafel 10. Kosten von Straßenbefestigungen.

Befestigungsweise einschl. Unterbettung	Fabrbahn		Fußweg- herstellung M.
	Herstellung	jährliche Unterhaltung u. Reinigung	
	M.	M.	
Reihenpflaster I. Klasse auf Chaussierung oder Beton mit Fugenverguß	12—26	0,2—1,4	} 3—8
Reihenpflaster II. Klasse in Kies oder Sand	6—20	0,2—1,0	
Untergeordnete Bruchsteinpflasterung . .	3—14	0,2—0,6	
Kleinpflaster	5—6	0,2—0,6	
Klinkerpflaster	8—12	0,2—1,2	
Schlackensteinpflaster	10—15	0,2—1,0	
Weichholzpflaster	12—22	0,7—2,0	
Hartholzpflaster	15—25	0,6—1,2	
Asphaltfabrbahn	12—24	0,6—1,2	4—9
Zementfabrbahn (Basaltoidpflaster) . . .	8—12	0,6—1,2	4—6
Teerschotterstraße (Bitulithik usw.) . . .	8—13	0,3—1,0	
Schotterstraße	3—10	0,2—1,0	0,5—2
Steinplatten	—	—	5—20
Klinker, Keramit	—	—	4—8
Tonplatten, Zementplatten	—	—	5—10

Versucht man unter der Voraussetzung einer vorschriftsgemäßen Herstellung und Unterhaltung sowie einer Verwendung der betreffenden Befestigungsweisen nur für passende Verkehrsdichte und Verkehrsstärke die einzelnen Oberflächenbefestigungen nach den vorangeführten Gesichtspunkten zu ordnen, so erhält man ungefähr die aus Zusammenstellung 13 ersichtlichen Reihen, die indessen vielfach nach Ausführungsweise, Material und örtlichen Verhältnissen auch andere sein werden.

¹⁾ Veröffentlichung des Tiefbauamtes anlässlich der Städteausstellung in Dresden, gültig für 1901.

²⁾ In der Hauptsache nach Baumeister, Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 5.

1 Zur Deckenbildung verwendetes Material	2 3 4			5 6 7			8 Kosten der Decken- erneue- rung für 1 qm	9 10 11			12 13 14			15 16 17			18 19 20			21 Verwendungsplatz	
	Kosten der Er- stellung von 1 qm Fahrbahn für			Decken- erneuerung wieder er- forderl. bei				Verkehr nach Jahren	Jähr. Unter- haltung- und Reinigungs- kosten für 1 qm bei			Gesamt- aufwand für 1 qm und auf 1 Jahr bei			Vergleichsziffern: 5% d. Herstellungs- kosten Spalte 2—4, Gesamtaufwand Spalte 12—14 bei			Verhalten in bezug auf			
	schw.	mittl.	stark.	schw.	mittl.	stark.			schw.	mittl.	stark.	schw.	mittl.	stark.	schw.	mittl.	stark.	Ver- kehrs- sicher- heit	Geräusch- entwick- lung		Staub- und Schlamm- bildung
	M.	M.	M.	Verkehr					M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.				
A. Schotterbahnen: Auf Packlager- oder Grobschlagschüttung (16 cm stark bei schwachem, 20 cm bei mittlerem und schwerem Verkehr) 15 cm starke Schotterdecke.																					
Klarschlag aus Syenit Basalt oder Grünstein	4,00	4,50	4,50	7	3	1	1,80	0,12	0,16	0,27	0,38	0,76	2,07	0,58	0,99	2,30	gut	gering	erheblich	Vorstadtstraßen mit offener Bauweise in ruhiger Wohnlage.	
	5,00	5,50	5,50	8	4	2	2,20	0,14	0,20	0,31	0,42	0,75	1,41	0,67	1,03	1,69	"	"	"		
B. Pflasterbahnen: Bei starkem und mittlerem Verkehr 17 cm starke Packlager- oder Grobschlagschüttung, Reihen- steine I. Klasse 18—19 cm hoch in 7 cm starkem Kiesbett; bei schwachem Verkehr Reihensteine II. Klasse 15—17 cm stark oder künstliche Steine in 12 cm starkem Kiesbett.																					
Klinker, 13 cm hoch.	8,00	10,00	10,00	16	8	4	8,00	0,33	0,44	0,55	0,83	1,44	2,44	1,23	1,94	2,94	gut	gering	gering	Grünstein u. Porphy- r f. Verkehrsstraßen m. schwer. Verkehr; Gran- it, Syenit, Klinker u. Schlacken f. Wohnstr. m. geringem Verkehr.	
Lausitzer Granit . . .	10,00	12,00	12,00	24	12	6	10,00	0,35	0,46	0,57	0,77	1,29	2,24	1,27	1,89	2,84	"	erheblich	"		
Kupferschlacken, } 16 cm hoch }	12,00	13,50	13,50	28	16	8	12,00	0,32	0,43	0,54	0,75	1,18	2,04	1,35	1,86	2,72	"	mäßig	"		
Porphy, Syenit . . .	12,50	14,50	14,50	28	18	10	12,50	0,34	0,45	0,56	0,73	1,14	1,81	1,42	1,87	2,54	"	erheblich	"		
Grünstein (Diabas) . .	15,00	17,00	17,00	32	24	16	15,00	0,32	0,43	0,54	0,79	1,06	1,48	1,54	1,91	2,33	"	gering	"		
C. Asphaltbahnen: Ohne Unterschied der Verkehrsstärke 5 cm starke Asphaltdecke auf 20 cm starkem Unterbau aus Zementbeton 1 : 6 : 8.																					
Asphalt von San Va- lentino und Ragusa }	13,00	13,00	13,00	18	12	8	9,00	0,65	0,80	0,95	1,15	1,55	2,06	1,80	2,20	2,71	mäßig	{ unbe- deutend }	mäßig	Straß. d. innern Stadt m. lebhaft. Verkehr u. Steigung unter 1 : 70.	
Kiefernholz, 12 cm hoch Austral. Hartholz, } 8 cm hoch }	15,00	15,00	15,00	16	10	6	11,50	0,65	0,80	0,95	1,37	1,95	2,87	2,12	2,70	3,62	gut	sehr gering	gering		Straß. d. innern Stadt mit lebhaft. Verkehr. Steigung bis 1 : 30.
E. Asphalttschotterbahnen: (Versuch) für schwachen und mittleren Verkehr. Unterbau: Vorhandene abgenutzte Schotterfahrbahnen; Decke 8 cm stark aus einem Gemenge von bitumenreichen Asphaltpulver und Klarschlag.	8,50	9,00	9,00	10	5	2	7,00	0,30	0,40	0,50	1,00	1,80	4,00	1,43	2,25	4,45	gut	gering	mäßig	Promenadenstraßen m. offener Bauweise m. lebhaftem, aber leicht- tem Verkehr (Parkstr., Joh.-Georgen-Allee).	
Syenitdecke, kalt } eingewalzt }	12,50	13,00	13,00	12	8	4	11,00	0,32	0,42	0,52	1,24	1,80	3,27	1,86	2,45	3,92	"	"	"		
Grünsteindecke, } warm eingewalzt }																					
F. Kleinpflasterbahnen: (Versuch) für mittleren und starken Verkehr. Kleinpflastersteine in 4 cm starkem Kies- bett auf vorhandene abgenutzte und entsprechend vorgereinigte Schotterfahrbahnen.																					
Basaltsteine, 8 cm hoch	5,00	5,00	5,00	10	6	3	5,00	0,34	0,45	0,56	0,84	1,28	2,23	1,09	1,53	2,48	gut	gering	mäßig	Vorstadtstr. m. lebh., auch schwer. Verkehr (Löbtauer Straße).	

Zahlentafel 12. Kostenzusammenstellung betr. Herstellung, Unterhaltung und Reinigung der Gangbahnen für Dresdner Verhältnisse und das Jahr 1901.

1	2	3 4 5			6	7 8 9			10 11 12			13 14 15			16	17		18	19
		Decken- erneuerung wird er- forderl. bei				Reinigungs- kosten für 1 qm bei			Gesamt- aufwand für 1 qm und 1 Jahr bei			Vergleichsziffern: 5% d. Herstellungs- kosten Sp. 2 zuzügl. Gesamtaufwand Spalte 10—12 bei				Verhalten in bezug auf			
		schw.	mittl.	stark.		schw.	mittl.	stark.	schw.	mittl.	stark.	schw.	mittl.	stark.		Ver- kehrs- sicher- heit	Begeh- barkeit		
Verkehr nach Jahren			Verkehr			Verkehr			Verkehr										
Zur Gangbahn- herstellung verwendetes Material	Erst- malige Herstel- lungs- kosten für 1 qm				Kosten der Decken- erneue- rung für 1 qm												Verwendungsplatz		
M.	M.				M.														
A. Kiesgangbahnen: Eine 2 cm starke Decke von Kies oder Steinsand auf 12 cm hoher Kieselunterlage oder 15 cm hoher Schlackenunterlage.																			
Kies oder Stein- sand auf Kies- unterlage auf Schlacken- unterlage	1,80	3	2	1	0,50	6,00	9,00	12,00	0,23	0,34	0,62	0,32	0,43	0,71	gut	weich u. an- genehm	je nach der Witterung mehr oder minder er- heblich	Vorstadtstr. m. offener Bauweise u. geringem Verkehr, Promenaden- wege u. dgl.	
	1,60	3	2	1	0,60	6,00	9,00	12,00	0,26	0,39	0,72	0,34	0,47	0,80	„				
B. Kleinpflastergangbahnen: Porphyr- oder Plänersteinchen von 9 cm Höhe, bzw. Klinker von 5 cm Höhe in 6 cm starker Kiesbettung.																			
Haldaer Porphyr. Meißner Klin- ker, Pläner	6,20	30	20	10	6,40	5,00	7,00	9,00	0,26	0,39	0,73	0,57	0,70	1,04	gut	hart angenehm	nicht be- merkbar	Gangbahnen m. lebh. Verkehr entlang von Gartenanlagen, Platz- inseln, Gangbahnstrei- fen über Rohrleitgn.	
	6,80	15	12	10	7,00	7,00	9,00	11,00	0,54	0,67	0,81	0,88	1,01	1,15	„				
C. Zementgangbahnen: a) Plattenbelag aus 5 cm starken Zementplatten von 35 cm Seitenlänge auf 3 cm starkem Mörtelbett und 15 cm hoher Kiesunterlage. b) Zementgußbahn von 2 cm Stärke auf 13 cm hoher Zementbetonunterlage.																			
Zementplatten Zementmörtelguß	6,80	15	12	10	7,00	7,00	9,00	11,00	0,54	0,67	0,81	0,88	1,01	1,15	gut	angenehm etwas hart	gering	Straßen m. offener Bau- weise u. stark. Verkehr. Anliegerfreie Gangb. auf Plätzen, einseitig bebauten Straßen.	
	6,00	15	12	10	2,50	7,00	9,00	11,00	0,24	0,30	0,36	0,54	0,60	0,66	„				
D. Granitgangbahnen: 15 cm starke Granitplatten auf 15 cm starkem Sandbett. a) Platten in Längen bis zu 120 cm, b) „ „ „ von mehr als 120 cm.																			
Granit- platten { kurze. lange.	16,30	30	25	20	11,50 ¹⁾	5,00	7,00	9,00	0,43	0,53	0,67	1,25	1,35	1,49	gut	hart	nicht be- merkbar	Straßen m. stark. Ver- kehr, sowie alle Stra- ßen m. geschlossener Bauweise.	
	17,30	30	25	20	12,50 ¹⁾	5,00	7,00	9,00	0,47	0,57	0,72	1,34	1,44	1,59	„				

¹⁾ Abzüglich des Wertes der alten Platten.

Im allgemeinen läßt sich hier- nach vielleicht sagen, daß Stein- pflaster sich eignet für sehr schwer belastete oder möglichst staub- frei zu haltende Landstraßen, für mittlere und kleinere Städte, in denen der Verkehr nicht allzu groß ist, so daß das Geräusch er- träglich bleibt, sowie für die Ge- schäftsstraßen mittleren Verkehrs und — namentlich bei schmalen Steinreihen — für die Straßen schweren, schnellen Verkehrs der Großstädte. Asphalt kann bei günstigen klimatischen Verhält- nissen und wenig geneigten Stra- ßenzügen Verwendung finden so- wohl für schweren langsamen Verkehr, als auch in feinen Ge- schäftsstraßen. Holz ist rätlich namentlich für schnellen Luxus- verkehr. Zementbahnen findet man in den inneren Wohn- straßen der Städte bei mittlerer Verkehrsgröße, Schotter- und Teer- schotterstraßen endlich in städti- schen Außenbezirken, in denen ein starker Verkehr noch nicht vorhanden ist und außerhalb der Ortschaften.

Die für Anlage und Unterhal- tung der Straßen maßgebenden gesetzlichen Bestimmungen sind im Bürgerlichen Gesetzbuch nebst Einführungsgesetz, in den Baugesetzen der betreffenden Staaten und in den Ortsstatu- ten über die Bebauung von Straßen enthalten.

Für die Aufstellung von Ent- wüfen sind zu beachten:

in Preußen:

die Zirkularverfügung des Handels- ministeriums vom 7. Mai 1871;

in Bayern:

die Ministerialentschließung vom 26. Mai 1874;

in Baden:

die Verordnung vom 30. Juli 1864;

in Sachsen:

das Mandat, den Straßenbau be- treffend, vom 28. April 1781,

das Gesetz über die Wegebau- pflicht vom 12. Januar 1870 und

das Allgemeine Baugesetz vom 1. Juli 1900.

Zusammenstellung 13.

Gesichtspunkt	Reihenfolge von der günstigsten zur weniger günstigen Befestigungsweise											
	Asphalt	Zement	Hartholz	Weichholz	Pflaster I	Teerschotter	Kleinpfl.	Hartholzpfl.	Pflaster II	Schotter	Asphalt	Schotter
1. Zugkraftaufwand	Asphalt	Kleinpfl.	Hartholz	Weichholz	Pflaster I	Teerschotter	Kleinpfl.	Hartholzpfl.	Pflaster II	Schotter	Asphalt	Schotter
2. Trittsicherheit	Schotter	Hartholz u. Kleinpfl.	Pflaster II	Pflaster I u. Pflaster I	Teerschotter	Weichholzpfl.	Schotter	Hartholzpfl.	Zement	Asphalt	Zement	Asphalt
3. Ausbesserungsleichtigkeit	Asphalt	Hartholz u. Zement	Weichholz	Pflaster I u. Pflaster I	Teerschotter	Weichholz	Schotter	Schotter	Teerschotter	Teerschotter	Teerschotter	Teerschotter
4. Staub- und Kothfreiheit	Asphalt	Zement	Hartholz	Pflaster I	Teerschotter	Weichholz	Pflaster II	Pflaster II	Kleinpfl.	Kleinpfl.	Kleinpfl.	Schotter
5. Geringes Aufsaugungsvermögen	Asphalt	Zement	Pflaster I	Teerschotter	Teerschotter	Pflaster II	Pflaster II	Pflaster II	Pflaster I	Pflaster I	Pflaster I	Pflaster I
6. Geräuschlosigkeit	Weichholz	Hartholz	Asphalt	Zement	Teerschotter	Teerschotter	Teerschotter	Teerschotter	Teerschotter	Teerschotter	Teerschotter	Teerschotter
7. Undurchlässigkeit	Asphalt	Zement	Teerschotter	Pflaster I	Hartholz	Weichholz	Pflaster II	Pflaster II	Kleinpfl.	Kleinpfl.	Kleinpfl.	Schotter
8. Anlagekosten	Schotter	Kleinpfl.	Teerschotter	Pflaster II	Teerschotter	Asphalt	Weichholz	Weichholz	Pflaster I	Pflaster I	Pflaster I	Hartholz
9. Unterhaltungs- u. Reinigungskosten	Pflaster I	Pflaster II	Teerschotter	Kleinpfl.	Schotter	Hartholz	Zement	Zement	Asphalt	Asphalt	Asphalt	Weichholz
10. Dauerhaftigkeit	Pflaster I	Hartholz	Asphalt	Pflaster II	Zement	Weichholz	Kleinpfl.	Kleinpfl.	Teerschotter	Teerschotter	Teerschotter	Schotter
11. Wirtschaftlichkeit	Kleinpfl.	Schotter	Pflaster II	Pflaster I	Asphalt	Zement	Teerschotter	Teerschotter	Weichholz	Weichholz	Weichholz	Hartholz
12. Eignung für Gleiseanlagen	Pflaster I	Pflaster II	Hartholz	Weichholz	Zement	Asphalt	Kleinpfl.	Kleinpfl.	Teerschotter	Teerschotter	Teerschotter	Schotter

Anmerkung. Mit Pflaster I ist bestes Steinpflaster mit Asphaltfugenverguß, unter Pflaster II ein Reibenpflaster milderer Güte mit Sandfugen bezeichnet.

Eisenbahnwesen.

Von

Geheimer Hofrat Professor G. Lucas, Dresden.

Der Zweck der Eisenbahnen besteht in der leichten, zweckmäßigen und beschleunigten Massenbeförderung von Personen und Gütern zu Lande.

Die sichere Bahn hierfür zu schaffen, ist Aufgabe des Eisenbahnbaues, die planmäßige, zweckdienliche und wirtschaftliche Ausnutzung der gesamten Einrichtungen einer Eisenbahn zur Erreichung des vorbezeichneten Zweckes unter Anpassung an den Umfang des Verkehrs ist Pflicht des Eisenbahndienstes — Betriebsdienst im weiteren Sinne —, der hiernach umfaßt:

1. Aufnehmen und Absetzen von Personen, Annehmen und Abliefern von Gütern, sowie Be- und Entladen von Eisenbahnwagen — Kassen- und Abfertigungsdienst, Verkehrsdienst;

2. Bewegen der Fahrzeuge und Züge auf freier Strecke sowie innerhalb der Stationen — Betriebsdienst im engeren Sinne;

3. Unterhaltung und Ergänzung der gesamten Einrichtung — Bahnunterhaltungs- und Werkstättendienst.

Der Verkehrsdienst beschäftigt sich lediglich mit der Nettolast, die Behandlung der Bruttolast fällt dem Betriebsdienst zu.

Bau und Betrieb von Eisenbahnen ist wegen der vielseitigen hierbei berührten Interessen an die Genehmigung der zuständigen amtlichen Stellen gebunden. Nach Artikel 42 und 43 der Verfassung des Deutschen Reiches vom 16. April 1871 verpflichten sich die Bundesregierungen, die deutschen Eisenbahnen im Interesse des Verkehrs wie ein einheitliches Netz zu verwalten und zur Erreichung dieses Zieles die neu herzustellenden Bahnen nach einheitlichen Normen anlegen und ausrüsten zu lassen sowie übereinstimmende Betriebs-einrichtungen zu treffen. Zur andauernden Verfolgung dieses Zieles ist durch Reichsgesetz vom 27. Juli 1873 das Reichseisenbahnamt eingesetzt, und dem Auftrage, der Verfassung entsprechend sind vom Bundesrat Bestimmungen hierüber erlassen worden, deren Beobachtung vom Reichseisenbahnamt überwacht wird.

I. Vertragsbestimmungen zwischen dem Deutschen Reiche und anderen Staaten.

1. T. E., Bestimmungen betreffend die technische Einheit im Eisenbahnwesen (Berner Vereinbarungen) vom 15. Mai 1886, gültig seit 1. April 1887;

2. Vorschriften über die zollsicere Einrichtung der Eisenbahnwagen im internationalen Verkehr vom 12. März 1887, gültig seit 1. April 1887.

II. Bestimmungen des Reiches.

1. B. O., Eisenbahnbau- und -betriebsordnung vom 4. November 1904, gültig ab 1. Mai 1905, mit Abänderung vom 24. Juni 1907;

2. V. O., Eisenbahnverkehrsordnung vom 17. Dezember 1908, gültig ab

1. April 1909;

3. S. O., Eisenbahnsignalordnung vom 24. Juli 1907, gültig ab 1. August 1907, mit Abänderungen vom 10. März 1910;

4. Bestimmungen über die Befähigung von Eisenbahnbetriebsbeamten vom 5. Juli 1892;

5. Eisenbahnpostgesetz vom 20. Dezember 1875 (für Hauptbahnen), sowie Bestimmungen betreffs Verpflichtungen der Nebeneisenbahnen zu Leistungen für Zwecke des Postdienstes vom 28. Mai 1879.

III. Bestimmungen des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen (V. D. E.)

enthalten zum Teil bindende, im übrigen als wertvolle Anhalte dienende, in der Regel zu beachtende Vorschriften.

1. T. V., Technische Vereinbarungen über den Bau und die Betriebseinrichtungen der Haupt- und Nebeneisenbahnen; Berlin, 1. Januar 1909, Nachtrag vom Dezember 1910 und vom November 1912;

2. Grz., Grundzüge für den Bau und die Betriebseinrichtungen der Lokaleisenbahnen; Berlin, 1. Januar 1909;

3. Verzeichnis der auf den Vereinsbahnstrecken zulässigen größten festen Radstände und Raddrücke der Eisenbahnfahrzeuge sowie der im gegenseitigen Verkehre der Vereinsbahnen anzuwendenden Lademaße; Berlin, Oktober 1910.

Der Verein deutscher Eisenbahnverwaltungen, hervorgegangen aus dem 1846 gegründeten Verbandspreußischer Eisenbahndirektionen, umfaßt zuzeit etwa 78 000 km der deutschen, österreichisch-ungarischen, niederländischen, belgischen und rumänischen Bahnen mit dem Zweck, durch gemeinsame Beratungen und gemeinsames Handeln das eigene Interesse und das des Publikums zu fördern. Die Leitung des Vereins geschieht durch eine geschäftsführende Verwaltung, die alle 4 Jahre wechselt und der acht ständige Ausschüsse zur Vorberatung und Durcharbeitung aller Vorlagen zur Verfügung stehen. Beschlußfassungen erfolgen in den alle 2 Jahre abgehaltenen Vereinsversammlungen mit Stimmenmehrheit. Die Stimmenanzahl jeder Verwaltung richtet sich nach der Betriebslänge.

IV. Bestimmungen, die auf der freien Vereinbarung der meisten deutschen Eisenbahnverwaltungen, namentlich sämtlicher Staatsbahnen, beruhen.

1. F. V., Fahrdienstvorschriften, gültig vom 1. August 1907, enthalten Bestimmungen über die Dienstverrichtungen bei der Beförderung von Zügen;

2. S. B., Signaltabell, gültig vom 1. Juli 1910, das in Ergänzung der S. O. Vereinbarungen enthält, die im einzelnen über Ausführung der grundlegenden Festsetzungen der S. O. noch getroffen worden sind.

V. Landesgesetze und Bestimmungen der Landesaufsichtsbehörden,

betreffen hauptsächlich Enteignung des Grund und Bodens, Vornahme der Vorarbeiten und Anlage von untergeordneten Bahnlinien, so z. B. in Preußen das Gesetz über Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen vom 28. Juli 1892, gültig vom 1. Oktober 1892, nebst Ausführungsverordnung, sowie die Betriebsvorschriften für nebenbahnähnliche Kleinbahnen mit Maschinenbetrieb vom 13. August 1898 und die Betriebsvorschriften für Privatanschlußbahnen vom 30. April 1902.

Der Eisenbahndienst richtet sich nach dem zu bewältigenden Verkehr. Im allgemeinen unterscheidet man, ohne daß indessen die Trennungslinien völlig scharf und einheitlich sind:

a) **Hauptbahnen**, die großen Verkehrslinien zur Verbindung wichtiger Verkehrsknotenpunkte und zur Aufnahme des Verkehrs, der sich über die Landes- und Reichsgrenzen hinausbewegt,

b) **Nebenbahnen** mit geringen Verkehrsmengen, beschränkten Verkehrslängen und kleinen Zugsgeschwindigkeiten, die zumeist den Anschluß abseits der Hauptbahnen liegender Orte zu bewirken haben,

c) **Kleinbahnen**, ausschließlich örtlicher Bedeutung mit den einfachsten Formen der Betriebsführung.

A. Hauptbahnen.

a) Grundzüge des Betriebes¹⁾.

Betriebsdienst im engeren Sinne — das Bewegen von Fahrzeugen und Zügen auf freier Strecke und in Stationen — umfaßt den Verschiebe-(Rangier-)dienst und den Fahrdienst.

Die zur planmäßigen Regelung der auszuführenden Bewegungen berufenen Betriebsstellen oder Zugfolgestellen sind entweder

1. **Stationen**, auf denen Züge des öffentlichen Verkehrs regelmäßig halten (B. O. 6₂; F. V. 3₂) oder

2. **Blockstellen**, die lediglich der Regelung der Zugfolge auf der freien Strecke dienen.

Stationen werden betriebstechnisch unterschieden in:

a) **Bahnhöfe** mit mindestens einer Weiche für den öffentlichen Verkehr und in

b) **Haltepunkte** ohne solche Weichen.

I. Der Verschiebedienst (Rangierdienst) umfaßt:

a) Bedienung der Ladestellen auf Stationen und etwa vorhandene Anschlüsse der freien Strecke,

b) Bildung und Bereitstellung der Züge auf Abgangsstationen,

c) Umbildung der Züge auf Zwischenstationen je nach Bedarf,

d) Entfernung der Züge aus den Ankunftsgleisen der Endstationen und ihre Zerlegung.

Der Verschiebedienst kann sich naturgemäß nicht mit gleicher Regelmäßigkeit vollziehen wie der Fahrdienst, von seinen Aufgaben ist durch Vorschriften in den wesentlichsten Zügen nur festgelegt:

1. die **Bildung der Züge**, sowohl durch Sicherheits-, als auch durch Zweckmäßigkeitsrückichten.

a) **Sicherheitsvorschriften** beziehen sich auf

α) **Stärke der Züge** (B. O. 54), ausgedrückt durch die Achszahl (Laufachsen) des Zuges und derart bemessen, daß die lebendige Kraft des Zuges begrenzt, also bei steigender Geschwindigkeit das Gewicht des Zuges durch Verminderung seiner Achszahl verringert wird.

Maßgebend für die Stärke des Zuges ist auch die Zugkraft der Lokomotive. Die Belastung, welche den einzelnen Lokomotivgattungen zugemutet werden darf, ist für jede Neigung in **Belastungstafeln** zusammengestellt, aus denen die zulässige Lastachsenzahle entnommen werden kann. Die Laufachsen des Zuges sind je nach Beladung und Tragfähigkeit in Lastachsen umzurechnen, wobei jede gewöhnliche beladene Laufachse eines 10- oder 12,5-t-Wagens und jede Personen-, Post- und Gepäckwagenachse sowie jede leer laufende Tender- oder kalt laufende Lokomotivachse gleich einer vollen, jede unbeladene Laufachse gleich einer halben Lastachse gerechnet wird und für Güterwagen mit 15, 20, 25, 30 t Ladegewicht meist entsprechend 3, 4, 5, 6 Lastachsen in Ansatz gebracht werden. Unbeladen ist eine Güterwagenachse nur dann, wenn sie keinerlei Ladung trägt.

¹⁾ Eisenbahntechnik der Gegenwart III. Bd., 2. Hälfte. Struck: Grundzüge des Betriebsdienstes auf den preußisch-hessischen Staatsbahnen. Cauer: Betrieb und Verkehr der Preussischen Staatsbahnen, erster Teil. Berlin.

Zahlentafel 1.

Bei Geschwindigkeiten von:	dürfen stark sein:	
a) Personenzüge		
≤ 50	80	¹⁾ Diese Zahlen dürfen für jeden sechssachsigen Wagen um zwei Achsen bis zu 60 52 Wagenachsen überschritten werden.
51—60	60	
61—80	52 ¹⁾	
> 80	44 ¹⁾	
b) Güterzüge		
≤ 45	120 ²⁾	²⁾ Mit Genehmigung der Landesaufsichtsbehörde bei günstigen Neigungs- und Krümmungsverhältnissen und ausreichenden Bahnhofsanlagen 150 Wagenachsen.
46—50	100	
51—55	80	
56—60	60	
km/Std.	Wagenachsen	

β) Anzahl, Verteilung und Bauart der Bremsen.

Als Bremsachsen sind möglichst vollbeladene größeren Ladegewichtes zu verwenden, deren Anzahl je nach der Geschwindigkeit des Zuges und dem Neigungsverhältnis der Bahnstrecke unter Rücksichtnahme auf die Unterstützung der Bremswirkung durch den Bewegungswiderstand des Zuges — auf gerader wagerechter Bahn-zwischen 4 und 5 kg für die Tonne Zuggewicht — derart zu bemessen ist, daß der Bremsweg innerhalb der zulässigen Grenzen gehalten werden kann (B. O. 55; T. V. 160).

Die in Zahlentafel 2 angegebenen Bremsprocente sind unter der Voraussetzung eines Bremsweges von 700 m für Hauptbahnen, von 400 m für Nebenbahnen auf wagerechter oder fallender Strecke berechnet.

Zahlentafel 2. Bremstafel.

Bei einer Fahrgeschwindigkeit von																																
Kilometer in der Stunde müssen von je 100 Wagenachsen gebremst sein bei																																
Handbremsen											durchgehenden Bremsen																					
km/Std.	5	20	25	30	35	40	45	50	55	60	5	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	
0	6	6	6	6	6	7	10	13	17	21	6	6	6	6	6	7	10	13	17	21	26	31	37	43	50	57	65	73	82	91	100	
1	6	6	6	6	6	8	11	15	19	23	6	6	6	6	6	8	12	15	19	23	28	33	39	46	53	60	68	76	86	97		
2	6	6	6	6	7	10	13	16	20	24	6	6	6	6	7	9	13	16	20	24	30	35	41	48	55	63	71	79	89	100		
3	6	6	6	6	9	11	15	18	22	26	6	6	6	6	8	10	14	17	22	26	32	37	43	50	58	65	74	82	93			
4	6	6	6	7	10	13	16	20	24	28	6	6	6	7	9	11	15	18	23	28	34	39	45	52	60	68	77	85	97			
5	6	6	6	9	11	14	18	22	26	30	6	6	6	7	9	12	16	19	24	29	35	40	47	54	62	70	79	88	100			
6	7	7	7	10	13	16	19	23	28	7	7	7	9	11	13	17	21	26	31	37	42	49	56	65	73	83	94					
7	8	8	8	11	14	17	21	25	30	8	8	8	10	12	15	18	22	27	33	39	44	51	58	67	76	86	97					
8	9	9	9	12	15	19	23	27	32	9	9	9	11	13	16	19	24	28	34	40	46	53	60	69	79	89						
10	10	10	12	14	18	22	26	31	10	10	11	13	15	18	21	25	30	36	42	49	56	63	73	84								
12	12	14	17	20	25	29	34	12	12	13	15	17	20	24	28	33	39	46	53	60	68	79										
14	14	16	19	23	28	32	38	14	14	14	17	20	23	27	31	36	42	49	57	64	73											
16	16	18	22	26	30	35	41	16	16	16	19	22	25	29	34	39	45	52	60	68												
18	18	20	24	28	33	39	18	18	18	21	24	28	32	37	42	48	55	63														
20	20	22	26	31	36	42	20	20	20	23	27	31	35	39	44	50	58															
22	22	24	29	34	39	22	22	22	26	30	34	38	43	48	54																	
25	25	25	27	32	38	44	25	25	25	29	33	37	42	47	52																	

Als Bremsachsen gelten nur solche, deren Bremsen besetzt sind oder bei durchgehender Leitung wirksam werden, wobei die Bremsen an Tender und Lokomotive nicht mitzurechnen sind.

Bei der Feststellung der notwendigen Anzahl der Bremsachsen wird jede unbeladene Güterwagenachse nur als halbe Achse gerechnet (B. O. 55₃). Die Anzahl der bedienten Bremsachsen muß in jeder Neigung der Geschwindigkeit entsprechen, die ein Zug dort bei Einhaltung der zulässigen kürzesten Fahrzeit erfordern darf. Für eine Strecke, die ohne Wechsel in der Bremsbesetzung durchfahren wird, ist diejenige Neigung maßgebend, in der die meisten Bremsachsen erfordert werden. Erreicht diese aber nirgends die Länge von 1000 m, so kann statt ihrer die Neigung der Verbindungslinie derjenigen beiden 1000 m voneinander entfernten Punkte der Bahn genommen werden, für die sich die größte Anzahl Bremsachsen ergibt (B. O. 55₈). Ist die maßgebende Neigungstrecke stärker als 5 ‰ geneigt, so muß der letzte Wagen des Zuges eine bediente Bremse haben (Schlußbremse), doch darf dahinter bei Güterzügen noch ein leerer beschädigter, aber lauffähiger Wagen angehängt werden, der inmitten des Zuges nicht eingestellt werden kann (B. O. 55₁₀). Auf schwächeren Gefällen dürfen dem letzten Bremswagen noch halb soviel ungebremste Achsen folgen, als auf ihn im Durchschnitt entfallen. Bis zu sechs Achsen dürfen dann bei Zügen mit Geschwindigkeiten bis zu 80 km stets angehängt werden (B. O. 55₁₁).

Die Verteilung der Bremsachsen im Zuge soll möglichst gleichmäßig erfolgen (B. O. 56₈).

Gleichzeitiges und gleichmäßiges Anziehen aller Bremsen im Zuge ist für beschleunigte und gefahrlose Bremswirkung von größter Bedeutung; deshalb müssen Personenzüge mit mehr als 60 km/Stunde Geschwindigkeit mit durchgehenden Bremsen versehen sein (B. O. 55₁₃). Durchgehende Bremsen müssen von der Lokomotive, von jedem Abteil der Personenwagen, sowie vom Post- und Gepäckwagen und von den mit Handbremse versehenen Güterwagen aus in Tätigkeit gesetzt werden können und selbsttätig wirken, sobald die Bremsleitung unterbrochen wird. Lokomotiven, Tender und Triebwagen müssen, auch wenn sie durchgehende Bremsrichtungen besitzen, außerdem mit Handbremsen versehen sein, ebenso auch alle mit durchgehenden Bremsen ausgestattete Personenwagen in einer den Vorschriften der Bremstafeln entsprechenden Anzahl (B. O. 35).

In Deutschland und Österreich sind etwa 35% der Güterwagen, 50—60% der Personenwagen mit Bremsen versehen, ungefähr 30% der Personenwagen mit durchgehenden Bremsen ausgerüstet.

γ) Beschaffenheit der Fahrzeuge. Allgemein sollen die Fahrzeuge so beschaffen und unterhalten sein, daß sie mit der größten zugelassenen Geschwindigkeit ohne Gefahr bewegt werden können (B. O. 27). Dazu ist erforderlich:

1. daß der Raddruck der Fahrzeuge sich innerhalb der zulässigen Grenzen hält — B. O. 29: bei stillstehenden Fahrzeugen im allgemeinen ≤ 7 t, auf Strecken mit genügender Tragfähigkeit des Oberbaues bis zu 8 t;

2. daß die Umgrenzung der Fahrzeuge und die Lademaße eingehalten werden.

An Lademaßen sind im Bereiche des V. D. E. zwei (I und II, Fig. 2 und 3) festgesetzt, von denen I für die meisten Vereinsbahnen gilt und fast vollständig mit der erweiterten Umgrenzungslinie für die Fahrzeuge (Fig. 1) übereinstimmt. Für den internationalen Verkehr ist eine weit größere Anzahl — etwa 25 — verschiedener Ladenmaße in Rücksicht zu ziehen.

Zur Erreichung des durch diese Umgrenzungen angestrebten Zweckes muß natürlich auch an den baulichen Anlagen der Strecke die festgesetzte Umgrenzung des lichten Raumes (Fig. 4) frei gehalten werden (B. O. 11; T. V. 30 und 34). Auch außerhalb dieser Umgrenzungslinie sind bei Neubauten an den durchgehenden Hauptgleisen und den sonstigen Ein- und Ausfahrgleisen von Personenzügen in einer Höhe von 1,00—3,05 m, an allen übrigen Gleisen in einer Höhe von 1,12—3,05 über Schienenoberkante noch seitliche Spielräume frei zu halten. Ihre Breite beträgt:

a) auf der freien Strecke

bei Kunstbauten mindestens 0,2 m, im übrigen mindestens 0,5 m,

b) innerhalb der Stationen mindestens 0,2 m. (B. O. 11₂).

Auf Spurerweiterung und Überhöhung ist in Krümmungen entsprechend Rücksicht zu nehmen. Einschränkungen der Umgrenzungslinien sind an Ladegleisen, die von durchgehenden Zügen nicht durchlaufen werden, zulässig (B. O. 11);

3. daß Räder und Achsen der Fahrzeuge den zu stellenden Anforderungen genügen (B. O. 31 und 32; T. V. 88, 119, 120, 124, 129, vgl. auch Abschnitt d);

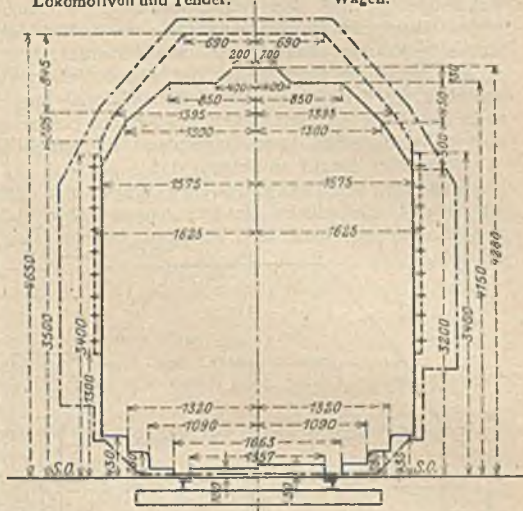
4. daß der feste Radstand der Wagen sich innerhalb der zulässigen Grenzen hält (B. O. 30: $\geq 2,5$ m,

Drehgestelle ausgenommen; bei neuen Fahrzeugen $\leq 4,5$ m). Bei kleinen Radständen wächst die Gefahr eines Übersteigens der Räder über die Schienen im umgekehrten Verhältnis zum Radstande und der Lauf der Wagen wird mit wachsender Geschwindigkeit unruhiger. Daher dürfen Wagen mit weniger als 3 m Radstand nicht in Zügen von mehr als 45 km Geschwindigkeit, Wagen mit weniger als 3,5 m Radstand nicht in Zügen von mehr als 60 km Geschwindigkeit laufen. Der größte für Neuanschaffungen von der B. O. vorgeschriebene feste Radstand von 4,5 m gestattet erfahrungsgemäß noch das vorsichtige Befahren von Krümmungen mit etwa 100 m Halbmesser. Die vielfach vorkommenden Wagen mit größeren Radständen besitzen in der Regel Lenkachsen.

Ferner ist aus Sicherheitsrücksichten nötig,

5. daß die Einzelausbildung der Wagenteile derart gestaltet wird, daß die Wirkungen der Stöße möglichst abgeschwächt werden, also sämtliche Wagen mit Tragfedern versehen und die Zug- und Stoßvorrichtungen der Wagen genau den Vorschriften entsprechend ausgebildet werden (B. O. 33). Entfernung der Puffermitten 1740—1770, als Regel 1750 mm, Höhe der

Fig. 1. Umgrenzung der Fahrzeuge, Lokomotiven und Tender. Wagen.



..... Umgrenzung des lichten Raumes,
 ————— „ der Fahrzeuge,
 - - - - - „ für verkürzbare Lokomotivschornsteine, Signalscheiben,
 + - + - + - „ für Signalscheiben und -laternen.

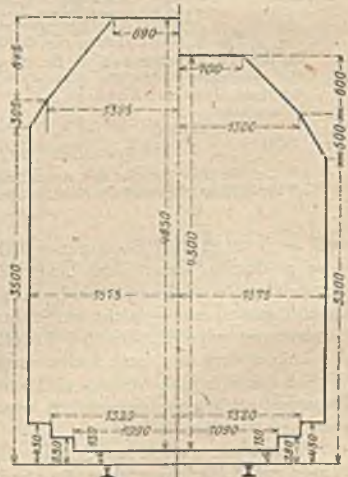


Fig. 2. Lademaß I.

Fig. 3. Lademaß II.

Mitten der Zug- und Stoßvorrichtungen über Schienenoberkante bei unbelasteten Fahrzeugen ≤ 1065 , bei vollbelasteten ≥ 940 mm; Höhe der Güterwagenböden über Puffermitte ≥ 170 mm; Stoßscheibengröße ≥ 340 , bei Drehstellen ≥ 400 mm, bei Wagen mit Übergangsbrücken zur Stirnverladung ≤ 450 mm; die Stoßscheibe des linken Puffers (vom Wagen aus gesehen) soll eben, die des rechten mit 25 mm Wölbung ausgeführt sein. In Zügen mit mehr als 45 km Geschwindigkeit müssen die Fahrzeuge so fest gekuppelt sein, daß die Pufferfedern etwas angespannt sind (B. O. 61).

Ebenso ist darauf zu achten, daß

6. untersuchungspflichtige Wagen den Zügen ferngehalten werden (B. O. 44). Gründliche Untersuchungen haben spätestens stattzufinden bei Schnellzugswagen nach je 6 Monaten, bei den sonstigen Personen-, Gepäck-

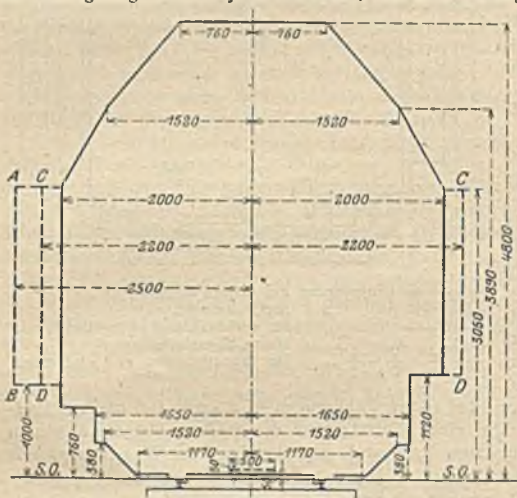


Fig. 4. Umgrenzung des lichten Raumes für die durchgehenden Hauptgleise und die sonstigen Ein- und Ausfahr Gleise der Personenzüge.

Bei Neubauten gültig

AB für die freie Strecke mit Ausnahme der Kunstbauten, CD für die Stationen und die Kunstbauten der freien Strecke.

und Postwagen nach je 1 Jahr, bei den übrigen Güterwagen und Tendern nach je 3 Jahren. Die Fristen unter 3 Jahren können bis zu 3 Jahren überschritten werden, so lange ein Wagen noch nicht 30 000 km durchlaufen hat. Untersuchungs-pflichtige Wagen sind nach der Werkstatt zu leiten.

δ) Die Beschaffenheit der Ladungen.

Neben der Einhaltung der Lademaße (vgl. γ) bedürfen die Ladungen bei der Zugbildung insofern Berücksichtigung, als Wagen mit eigenartigem Bau für schwere und lange Lasten — Schemel- und Langholzswagen — nur im hinteren Zugteile (B. O. 56₁) und stets nur in beschränkter Anzahl — je nach den Steigungsverhältnissen höchstens 5 bis 8 — eingestellt werden dürfen, wenn ihre beiden Teile nur durch die Ladung oder durch Kuppelstangen verbunden sind, ganz besonders schwere Wagen aber — z. B. Geschütztransporte — nicht am Schlusse eines Zuges laufen sollen. Ebenso sollen Güterwagen mit mehr als 60 t Tragfähigkeit beladen nicht unmittelbar hinter der Lokomotive und auch nicht unmittelbar hintereinander eingestellt werden.

Schwer beladene Wagen sind mehr nach vorn, leere Wagen hinten im Zuge unterzubringen, wesentlich verschieden beladene Wagen nicht durcheinander einzustellen.

Wagen mit explosiven Stoffen dürfen nicht mit Personenzügen befördert. Wagen mit leicht feuerfangenden Ladungen — Heu, Stroh, Petroleum — nicht in unmittelbarer Nähe der Lokomotive oder von Wagen mit Ofenheizung eingestellt werden (B. O. 56₃).

e) Ausstattung der Züge.

1. Abgeschlossen wird die Bildung der Züge durch die Anbringung der Signale für Anfang und Schluß. Bei Personenzügen sind gleichzeitig Vorkehrungen zu treffen, um eine gewisse Verbindung zwischen den Reisenden und dem Zugpersonal, namentlich dem Lokomotivführer, zu ermöglichen.

Zu den Signalen, die vom Zuge aus der Strecke gegeben werden, gehören (T. V. 146):

a) Kennzeichnung der Spitze des Zuges (S. O. 15),

α) bei der Fahrt auf dem richtigen Gleis,

bei Tage: kein besonderes Signal, bei Dunkelheit: zwei weiß leuchtende Laternen vorn am ersten Fahrzeug, bei Schneespißflügen drei;

β) bei der Fahrt auf dem unrichtigen Gleis,

bei Tage: eine runde rote, weiß geränderte Scheibe vorn am ersten Fahrzeuge, bei Dunkelheit: rote Blendung einer der beiden Spitzenlaternen;

b) Kennzeichnung des Schlusses des Zuges (S. O. 16),

für einzeln fahrende Triebwagen und Lokomotiven:

an der Hinterwand bei Tage eine runde rote, weiß geränderte Scheibe (Schlußscheibe),

bei Dunkelheit eine rot leuchtende Laterne (Schlußlaterne);

für andere Züge:

am letzten Wagen bei Tage: die Schlußscheibe und außerdem zwei nach vorn und nach hinten sichtbare viereckige rot und weiß gestrichene Scheiben (Oberwagenscheiben),

bei Dunkelheit: die Schlußlaterne und außerdem zwei nach vorn grün, nach hinten rot leuchtende Laternen (Oberwagenlaternen);

c) ein Sonderzug kommt nach (S. O. 17),

für einzeln fahrende Triebwagen oder Lokomotiven:

an der Hinterwand bei Tage außer der Schlußscheibe noch eine runde weiße, schwarzgeränderte Scheibe,

bei Dunkelheit: außer der Schlußlaterne noch eine weiß leuchtende Laterne;

für andere Züge:

bei Tage: eine oder beide Oberwagenscheiben durch runde weiße, schwarzgeränderte Scheiben ersetzt,

bei Dunkelheit: eine oder beide Oberwagenlaternen nach rückwärts mit weißem Licht;

d) ein Sonderzug kommt in entgegengesetzter Richtung (S. O. 18),

bei Tage: eine runde weiße, schwarzgeränderte Scheibe am ersten Fahrzeuge,

bei Dunkelheit: eine weiß leuchtende Laterne über den Spitzenlaternen.

e) die Aufforderung an die Streckenwärter:

α) die Telegraphen- und Fernsprechleitung zu untersuchen (S. O. 19),

bei Tage: eine runde gelbe Scheibe am ersten Fahrzeug oder an jeder Seite des Zuges, bei Dunkelheit wird das Signal nicht gegeben;

β) die Strecke zu untersuchen (S. O. 20),

ein Zugbeamter schwingt irgendeinen Gegenstand, in der Dunkelheit die Handlaterne, auf und ab.

Leerfahrende Lokomotiven und Triebwagen sind den Zügen gleich zu achten. Bei der Bildung der Züge muß dafür gesorgt werden, daß der letzte Wagen des Zuges zum Anbringen der Schlußsignalisierung geeignet ist.

Die Signaleinrichtungen im Zuge umfassen:

a) die durchgehenden Bremsen,

b) etwaige durch den Zug laufende elektrische Leitungen,

c) die Zugleine da, wo keine durchgehenden Bremsen vorhanden sind,

d) den Bestand an Signalfahnen, Signallaternen mit roten Vorsteckscheiben, Knallkapseln, Magnesiumfackeln, Lichtpatronen u. dgl., der in jedem Packmeisterwagen mitzuführen ist, um bei etwaigem Liegenbleiben eines Zuges auf der Strecke den Zug decken zu können.

2. In Personenzügen ist von Reisenden frei zu halten:

a) das vorderste Abteil des ersten Wagens als Schutzabteil in allen Zügen, die mit mehr als 40, aber höchstens mit 50 km Geschwindigkeit fahren,

b) der erste Wagen als Schutzwagen in den mit mehr als 50 km Geschwindigkeit verkehrenden Zügen (B. O. 57).

Eine Ausnahme bilden Züge, die mit mehr als 50 km, aber höchstens mit 60 km fahren, mit durchgehender Bremse ausgerüstet sind, nicht mehr als 40 Wagenachsen führen und auf zweigleisigen Strecken verkehren, auf denen alle Züge einander mit der gleichen Geschwindigkeit folgen (Stadt- und Vorortbahnen). Für diese genügt noch ein Schutzabteil.

Eisenbahn- und Postbeamte im Dienst sind nicht als Reisende zu rechnen.

b) Zweckmäßigkeitsrücksichten. Beschaffenheit und Ausstattung, sowie Reihenfolge der Wagen muß den verschiedenen Zwecken der Züge angepaßt sein.

α) Schnell- und Personenzüge. In Schnellzügen sind nur Wagen einzustellen, die sich im besten Zustande befinden und mit durchgehender Bremse, Aborten sowie Lüftungsaufbauten versehen sind. Zweiachsige Wagen dürfen nicht eingestellt werden, dreiachsige müssen hinter oder vor, und dürfen nicht zwischen den vorzugsweise zu benutzenden Drehgestellwagen laufen. Sie sollen mindestens 6 m Radstand sowie 16 t Eigengewicht besitzen.

Personen-, Post-, Gepäck-, zeitweilig zur Personenbeförderung benutzte Güterwagen und ebenso Gas- und etwaige Heizwagen sind den Anfangsstationen und solchen Zwischenstationen, an denen regelmäßig oder im Bedarfsfalle Züge zu verstärken sind, als Heimatstationen zugewiesen, denen sie im Falle einer außerplanmäßigen Verwendung wieder zuzuführen sind. Vorwiegend laufen Personenwagen nur auf der Heimatbahn, sollen sie in internationalen Zügen auf Nachbarbahnen übergehen, so müssen solche Kurswagen meist mit mehrfachen Heiz-, Brems-, Beleuchtungs- usw. Einrichtungen versehen sein, um überall in die Züge eingereiht werden zu können.

In der Zusammensetzung eines Personen- oder Schnellzuges sind zu unterscheiden:

1. Stammwagen, welche den ganzen Lauf des Zuges ständig durchmessen,

2. Kurswagen, die auf Anschlußstrecken übergehen oder von solchen kommen,

3. Beiwagen, die neben dem Stamm der Züge täglich an bestimmten Tagen auf Teilstrecken verkehren,

4. Bereitschaftswagen, die zur Verstärkung der Züge, sowie als Ersatz für schadhafte und untersuchungspflichtige Wagen dienen.

Alle diese Wagen sind sämtlich mit Laufschildern zu versehen, die bei Nah-, Vorort- und Arbeiterzügen auch durch Schilder an den Lokomotivstirnseiten oder durch Schilder ersetzt werden, die nur am ersten und letzten Wagen angebracht sind. Ebenso müssen die einzelnen Abteile der Personenwagen durch Schilder als Raucher-, Nichtraucher- oder Frauenabteile in dem notwendigen Umfange bezeichnet werden und es ist der Einstellung von Wagen mit Aborten, sowie den jeweiligen Vorschriften über die Beleuchtung und Heizung der Züge Beachtung zu schenken (F. V. 91—97). Über die Einstellung der Personen-, Post- und Gepäckwagen in zur Personenbeförderung dienende Züge wird in jeder Fahrplanperiode ein Zugbildungsplan aufgestellt, aus dem sich die Anzahl, Stärke und Umlaufzeit der Züge, sowie die Reihenfolge der Wagen ergibt und der außerdem Angaben über Gattung und Einrichtung der Wagen, Bremsen und Heizeinrichtung, Einstellung fremder Wagen, Aufenthalts- und Reinigungsstationen, Post- und Schlafwagen, Wagenübergang usw.

enthalten soll. Bei der Stellung der Postwagen in den Zügen soll auf die Bedürfnisse des Postdienstes Rücksicht genommen werden. Stellung der Kurswagen so, daß sie auf Übergangsstationen ohne umfangreiche Bewegungen aus- und eingesetzt werden können. Werden Güterwagen in größerer Anzahl mit Personenzügen befördert, so stellt man sie im allgemeinen vor den Personenwagen ein, namentlich beim Fehlen durchgehender Bremsen. Bei Zügen mit durchgehender Bremse werden indessen oftmals nur die für kleinere Zwischenstationen bestimmten Wagen in durch die Bauart der durchgehenden Bremse beschränkter Anzahl vor, die übrigen Güterwagen hinter die Personenwagen genommen.

Überwachung und Instandhaltung der Personen-, Gepäck- und Postwagen erfolgt in der Hauptsache auf der Zugbildungsstation, außerdem, soweit möglich, während der Fahrt auf den Unterwegsstationen und der Wendestation des Zuges.

Der Gleisbedarf für die während des Aufenthaltes auf der Zugbildungs- und Wendestation wegzusetzenden, zu reinigenden, durchzusehenden, mit Gas zu versehenden und vorzuheizenden Züge wird am besten mit Hilfe einer graphischen Tafel mit der Stundenteilung als Abszisse festgestellt, in der die Aufenthaltszeiten der Züge eingetragen sind, so daß jede Senkrechte die Anzahl der gleichzeitig in der Station anwesenden Züge erkennen läßt.

β) Güterzüge. In Güterzügen werden in der Regel die Wagen in der Reihenfolge der Stationen, in denen der Zug hält, eingestellt, so daß die Wagen für die nächstliegende Station am Anfang, für die fernliegendste am Schlusse des Zuges stehen. Ausnahmen kommen indessen in Berücksichtigung örtlicher Verhältnisse bei Kurswagen und durchlaufenden Stückgutwagen vor. Auch auf Zwischenstationen sollen die Wagen möglichst an richtiger Stelle im Zuge untergebracht werden, wobei auf richtige Verteilung der Bremswagen im Zuge und auf etwaige Veränderungen des Bremsbedarfes zu achten ist.

Im Güterverkehr läßt sich der Lauf der Wagen und die Umlaufzeit nicht vorher bestimmen, die Deckung des Bedarfs muß daher von Fall zu Fall stattfinden.

Im Verkehr der vollspurigen Bahnen Europas regeln den Wagenumlauf — im allgemeinen nach der Regel, daß ausreichend beladene Güterwagen von der Abgangs- nach der Bestimmungsstation durchzuführen sind —, neben einer Anzahl Übereinkommen geringeren Umfanges, in der Hauptsache vier große Verbände:

1. der deutsche Staatsbahnwagenverband vom 1. April 1909,
2. das Vereinswagenübereinkommen des V. D. E.,
3. der deutsch-italienische Verband zwischen den italienischen Bahnen einerseits und einer größeren Anzahl deutscher, österreichisch-ungarischer, belgischer und holländischer Bahnen andererseits,
4. der internationale Verband zwischen dem V. D. E. und einer größeren Anzahl ausländischer Verwaltungen.

Durch diese Verbände ist zurzeit der ungehinderte Übergang der Wagen in Mitteleuropa und den Balkanstaaten erreicht, ausgenommen Rußland, Spanien und Portugal (wegen abweichender Spurweiten). Die Übernahme übergangsfähiger Wagen darf nicht verweigert werden, jedenfalls müssen volle Wagenladungen, die den vereinbarten, auf die T. E. sich gründenden Vorschriften genügen, durchgeführt werden, während für Stückgutladungen meist ein solcher Zwang nicht besteht. Rücksendung der Wagen nach Entladung ohne Verzug, tunlichst beladen. Beladene Wagen dürfen auf dem Rückwege im allgemeinen bis zu etwa 200 km seitlich von dem Hinwege abgelenkt werden, leere Wagen sind auf demselben Wege zurückzusenden, auf dem sie beladen gekommen sind.

Die Verpflichtung, fremde Wagen zu befördern, gibt auch im allgemeinen ein Recht, sie zu benutzen, der Zeitraum, innerhalb deren diese Benutzung

fremder Wagen erfolgen darf, ist bedingt durch die durchlaufene Wegelänge und die für das Ent- und Beladen zugestandenen Fristen. Die letzteren betragen in der Regel 2 Tage unter Ausschluß der Sonn- und einer Anzahl Feiertage, die Lauffristen bis zu 75 km 1 Tag, zwischen 75—200 km 2 Tage und für weitere angefangene 120—200 km (nach den verschiedenen Abkommen verschieden) je 1 Tag mehr.

Für die Beaufsichtigung des Wagenumlaufes, welche den Zweck verfolgt, die Unterlagen für die gegenseitigen Abrechnungen der einzelnen Verwaltungen zu schaffen, den Wagenumlauf zu regeln und eine richtige Wagenverteilung vorzubereiten, bieten die Fahrberichte der Zugführer und die Wagennachweisungen der Stationen die notwendigen Unterlagen. Gewöhnlich ist auch von jeder Station täglich zu bestimmter Stunde eine telegraphische Meldung über den Wagenbestand — Überschuß- und Bedarf — an eine Zentralstelle zu erstatten, die alsdann den Ausgleich anordnet.

Aufsicht und Unterhaltung der Wagen im Zuge liegt den Bremsern ob; vor der Abfahrt ist der Zug durch den Zugführer, tunlichst gemeinsam mit dem diensthabenden Stationsbeamten auf richtige Zusammensetzung und betriebstüchtigen Zustand zu prüfen. Mitnahme beschädigter oder zur Werkstätte gehender Wagen hängt von der Zustimmung des Zugführers ab.

Durch die Ladung beschmutzte Wagen hat die Bestimmungsstation nach Entladung zu reinigen. Für Wagen, die zu Dünger- und Viehtransporten benutzt worden sind, ist diese Reinigung und Entseuchung durch das Gesetz betreffend die Beseitigung von Ansteckungsstoffen bei Viehbeförderungen auf Eisenbahnen vom 25. Februar 1876 geregelt.

2. Ausübung des Verschiebedienstes. Der Leiter der Verschiebebewegungen erhält die erforderliche Auskunft durch Anweisung der Vorgesetzten, durch Zugzettel oder auf größeren Bahnhöfen durch Wagenübergangs- oder Wagenbedienungspläne, auf denen vermerkt ist, mit welchen Anschlußzügen ankommende Wagen weiter zu senden und wann sie den Verwendungsstellen des eigenen Bahnhofs zuzuführen sind.

Vor Beginn der Bewegungen hat der Leiter die Wagen darauf zu prüfen, ob unter ihnen untersuchungspflichtige, überlastete, mangelhaft beladene, nicht lauffähige oder solche sich befinden, die mit besonderer Sorgfalt behandelt werden müssen, z. B. Drehgestellwagen, Wagen mit feuergefährlichen oder leicht zerbrechlichen Ladungen, Wagen mit Vieh u. dgl. Solche Wagen sind beiseite zu stellen.

Der Leiter hat sich so aufzustellen, daß er das Verschiebegeschäft zu übersehen vermag und zwischen ihm und den Verschiebearbeitern, Weichenstellern und Lokomotivführern stets eine Verständigung möglich ist. Keine Verschiebebewegung darf vorgenommen werden, ehe nicht festgestellt ist, daß sie ohne Gefahr bewirkt werden kann. Soweit der Befehl zur Ausführung nicht mündlich erteilt wird, muß dies durch hörbare oder sichtbare Signale geschehen, die mit der Mundpfeife, dem Horne oder durch Armbewegungen gegeben werden (S. O. 31—34). Postwagen, Speise- und Schlafwagen, in denen sich Menschen befinden, müssen bei Tage mit grünen Fahnen, bei Nacht durch Beleuchtung gekennzeichnet sein (S. O. 22), Wagen, die mit explosiven Stoffen beladen sind, durch schwarze Flagge mit weißem P (S. O. 23). In erster Linie hat der Leiter über die Sicherheit des Verschiebepersonales zu wachen.

Zum Verschieben werden vorwiegend Ladegleise, Güterschuppengleise, Aufstellungsgleise, zur vorschrittmäßigen Ordnung der Züge besondere Gruppen von Verschiebegleisen benutzt (vgl. Abschnitt f), die meist von besonderen Ausziegleisen bedient werden. Benutzung der Hauptgleise zum Ausziehen auf kleineren und mittleren Stationen nur vorübergehend und nur mit Genehmigung des Fahrdienstleiters zulässig. Die äußerste Grenze, bis zu der auf Hauptgleisen vorgezogen werden darf, ist durch eine Tafel mit der Aufschrift „Halt für Rangierzüge“ zu kennzeichnen, im allgemeinen soll diese Grenze

mindestens 50 m von dem Einfahrtsignale entfernt sein. Solange Vorbeifahrt eines Zuges zu erwarten, darf auch auf den der Fahrstraße benachbarten Gleisen nur dann rangiert werden, wenn die Fahrstraße gegen Flankenfahrten gesichert ist, am wirksamsten durch Schutzweichen, sonst durch ein Scheibensignal mit Haltgebot (S. O. 6b).

Bewegen der Wagen durch Menschen, Tiere, Lokomotiven, durch mechanische Hilfsmittel — Seiltrommeln, Stoßbäume — oder durch die eigene Schwere. Bei Bewegen durch Menschen oder Zugtiere müssen die Wagen stets in der Gewalt ihrer Begleiter bleiben. Durch Lokomotiven können die Wagen entweder unmittelbar an ihre Stelle gebracht oder, wie vorwiegend, abgestoßen werden. Von einer Lokomotive bewegte Wagengruppen ohne bediente Bremse dürfen bei Neigungen von $5\frac{0}{100}$ höchstens 16 Achsen, bei Neigungen von $10\frac{0}{100}$ höchstens 10 Achsen, bei stärkeren Neigungen höchstens 6 Achsen stark sein. Bei längeren Wagenzügen muß die Bremsanzahl nach den Vorschriften für Hauptbahnen bei 25 km Geschwindigkeit bemessen sein. Abgestoßene Wagengruppen dürfen bis 10 Achsen ohne Bremse enthalten, darüber hinaus muß der sechste Teil der Achsen gebremst werden können. Wagen, die vorsichtig zu verschieben sind, dürfen nicht abgestoßen werden, ebensowenig darf auf solche Wagen oder auf Wagen, in denen Personen beschäftigt sind, abgestoßen werden. Abstoßen ist ferner untersagt in Gleise, die in Hauptgleise münden oder sie kreuzen, solange auf den Hauptgleisen Züge zu erwarten sind, falls nicht durch abweisende Weichen ein genügender Schutz gegeben ist, und nur mit besonderer Genehmigung der vorgesetzten Betriebsbehörde gestattet in kurze Stumpfgleise, in Gleise, die auf Drehscheiben, Schiebebühnen, Gleiswagen oder in Gebäude führen, in Gleise, die stärker als 1 : 400 fallen, in Werkstättengleise und in Gleise, die von beiden Seiten her zum Verschieben benutzt werden, falls genügender Platz zwischen den beiden Bereichen fehlt. Beachtung der Krümmungs- und Neigungs- sowie der Witterungs- und Windverhältnisse ist bei dem Abstoßen stets nötig. Das sogenannte Abschneppen (Abprellen), bei dem zwischen zwei mit verschiedener Geschwindigkeit, aber meist mit geringem Zwischenraume anrollenden Wagengruppen, deren erste von der Lokomotive gezogen wird, eine Weiche umzustellen ist, ist im allgemeinen verboten und bedarf da, wo seine Anwendung unvermeidbar ist, besonderer schriftlicher Genehmigung.

Durch die Wirkung der eigenen Schwere werden Verschiebewegungen ermöglicht entweder von Gleisen aus mit durchgängiger stärkerer Neigung (1 : 100 bis 1 : 60) oder unter Vermittlung einer kurzen Strecke mit besonders starker Neigung (1 : 40 bis 1 : 60), auf deren höchsten Punkt die Wagen unter Überwindung einer schwachen Gegenneigung gedrückt werden, die das Abkuppeln der Wagen erleichtert (Eselsrücken, vgl. Abschnitt f). In beiden Fällen wird das wiederholte Vorziehen und Abstoßen und damit viel Zeit gespart (Durchschnittsleistung: Zerteilung eines Zuges von 100 Achsen in etwa 15 Minuten). Besonders einfach und schnell läßt sich das Verschiebegeschäft bei solchen Anlagen abwickeln, wenn durch mechanische oder elektrische Anzeigevorrichtungen — Gleismelder — eine mühelose und sichere Verständigung zwischen dem Leiter der Verschiebewegungen, der an derjenigen Stelle sich befindet, wo losgekuppelt wird, und dem Stellwerke ermöglicht ist.

Dieselben Verbote, die für das Abstoßen zu beachten sind, gelten auch für das Ablaufen.

Zur Regelung der Geschwindigkeit der abrollenden Wagen dienen Gleisbremsen zwischen Ablaufgleis und Verteilungsgleisen (Fig. 5) unter Benutzung von Gleisbremmschuhen, die durch eine neben die Fahrtschiene gelegte Schiene geführt und an einer bestimmten Stelle nach Erreichung der beabsichtigten Verzögerung des Wagenlaufes selbsttätig abgeworfen werden.

Zur Beendigung des Wagenlaufes an bestimmter Stelle werden, namentlich für Wagen, die Bremsen nicht besitzen, gleichfalls mit Vorteil Hemmschuhe

benutzt, die auf den Schienenkopf aufgelegt, von dem Rade so lange mitgenommen werden, bis der Wagen — meist auf kurze Entfernung, gewöhnlich unter 10 m — zum Stillstand kommt. Hemmschuhe mit zweiseitigen Führungen

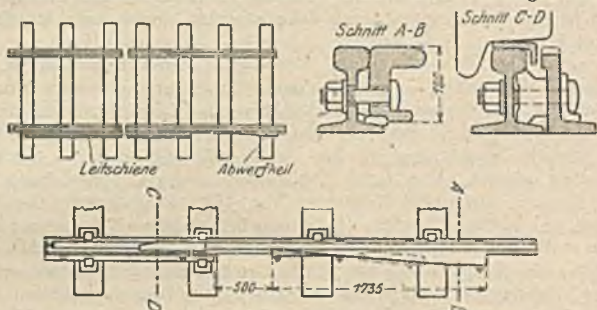


Fig. 5. Gleisbremse.

(Fig. 6) dürfen nicht vor breitgefahrenen Schienen verlegt werden, in Krümmungen sind sie stets an der inneren Schiene aufzulegen, in Weichen und Herzstücken sind sie überhaupt nicht benutzbar. Hemmschuhe sollen möglichst leicht sein, damit von den Hemmschuhlegern auch im raschen Gange zwei ge-

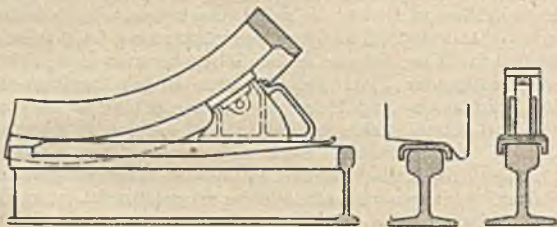


Fig. 6. Hemmschuh.

tragen, also von einem Arbeiter zwei Gleise bedient werden können, ihre Höhe darf das Maß von 130 mm über Schienenoberkante nicht übersteigen (B. O. 52a; T. V. 179a). Da, wo Hemmschuhe nicht benutzt werden können, und in einfachen Verhältnissen bei langsamer Bewegung, werden hölzerne, zwischen Langträger und Tragfeder des Wagens eingesteckte Bremspfähle zum Aufhalten der Wagen verwendet.

Zur unbedingten Begrenzung des Wagenlaufes an solchen Stellen, die der Wagen keinesfalls überschreiten darf, dienen Gleissperren, entweder durch Sperrbäume und Gleisvorleger, durch Entgleisungsschuhe, einzungige Entgleisungswweichen oder durch Schutzweichen und in geeigneten Fällen durch Anordnung von Sandgleisen nach Köpcke¹⁾.

Stehende Wagengruppen sind auf den Verschiebgleisen durch Wagenbremsen und Vorlageklötze festzulegen.

II. Zugkraft und Bewegungswiderstand sowie Lokomotivdienst²⁾.

1. Die Zugkraft des Motors ist gegeben:

a) durch den Druck der Triebräder:

$$Z_{\text{in kg}}^a = 1000 f \cdot \alpha \cdot L,$$

¹⁾ Köpcke: Über Sandgleise. Deutsche Straßen- und Kleinbahnzeitung 1911.

²⁾ Eisenbahntechnik der Gegenwart I. Bd., 1. Abschnitt; Handbuch der Ingenieurwissenschaften V. Teil, 1. Bd.; Frank: Die Widerstände der Lokomotiven und Bahnzüge, Wiesbaden 1886; Organ 1888, 1889; Launhardt: Theorie des Trassierens, Hannover 1887 und 1888.

wenn f den Beiwert der Reibung zwischen Rad und Schiene,

L das gesamte Gewicht des Motors in t,

$\alpha \cdot L$ den auf die Triebräder entfallenden Anteil dieses gesamten Gewichtes bezeichnet.

Im allgemeinen nimmt man für f an:

Größter Wert bei geringen Geschwindigkeiten und günstigen Verhältnissen, namentlich trockenem Wetter	$\frac{1}{8}$
Größter Wert bei regelmäßiger Fahrt und günstigen trockenen Witterungsverhältnissen	$\frac{1}{6}$ — $\frac{1}{8}$
Gewöhnliche durchschnittliche Annahme	$\frac{1}{7}$ (0,15)
Ungefäher Wert bei nassem Wetter	$\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{12}$
Ungefäher Wert bei Glatteis	$\frac{1}{20}$

Durch Sandstreuen läßt sich die Zugkraft der Lokomotive um etwa 40% erhöhen, doch steigert dies Mittel in etwas auch den Rollwiderstand des nachfolgenden Wagenzuges.

b) durch die Verhältnisse der eigentlichen Maschine, zurzeit in der Hauptsache der Dampfmaschine:

$$Z_{in\ kg}^p = g \cdot p \cdot d^2 \frac{h}{D}$$

und etwa:

Zahlentafel 3.

	Schnellzuglokomotive	Personenzuglokomotive	Güterzuglokomotive	Gebirgslokomotive
$p = p_0 \cdot$	0,50	0,55	0,60	0,69—0,75
$g =$	0,74	0,76	0,77	0,78—0,80

wenn bezeichnet:

- p_0 den Dampfdruck im Kessel in kg/qcm;
- p den mittleren nutzbaren Dampfdruck im Zylinder in kg/qcm;
- g das Güteverhältnis, das denjenigen Teil des nutzbaren Dampfdruckes angibt, der nach Abzug des Verlustes durch die Reibung der Maschinenteile als Zugkraft verwendbar bleibt;
- d den Durchmesser des Kolbens in cm;
- h den Kolbenhub in cm;
- D den Triebraddurchmesser in cm.

Die Leistung einer Lokomotive berechnet sich, wenn ihre Geschwindigkeit v m/sek beträgt, zu

$$E = Z \cdot v \frac{\text{mkg}}{\text{sek}} \quad \text{oder in Pferdestärken} \quad N = \frac{Z \cdot v}{75}$$

woraus sich ergibt:

$$Z = \frac{75 \cdot N}{v \text{ m/sek}} = \frac{270 N}{V \text{ km/Std.}}$$

c) Durch die Leistungsfähigkeit des Dampfkessels:

$$Z_{in\ kg}^k = 1000 \cdot H \left(\frac{0,5}{V} + \frac{1}{50 D} \right),$$

- worin: H die Heizfläche des Kessels in qm,
- V die Geschwindigkeit der Bewegung in km/Std.,
- D der Triebraddurchmesser in m.

Je nach Art und Geschwindigkeit der Maschine entfallen auf 1 qm Heizfläche 3—5 Pferdekkräfte.

Bei Fahrt im Beharrungszustand soll an der Spitze des Zuges keine größere Zugkraft als 10 000 kg notwendig werden (T. V. 159₂), entsprechend ist auch der Durchmesser der Kupplungsstangen auf mindestens 42 mm festgesetzt (B. O. 33.4_b, T. V. 76). Neuherstellungen werden mit 50 mm Durchmesser ausgeführt.

2. Bewegungswiderstand der Fahrzeuge setzt sich zusammen aus dem Widerstand auf gerader wagerechter Bahn und den Zusatzwiderständen, die auf gekrümmten und in der Steigung liegenden Bahnstrecken auftreten.

a) Der Widerstand auf gerader wagerechter Bahn entsteht für die Wagen und Tender

α) durch die Zapfenreibung der Räder (gleitende Reibung):

$$R_1 = 2 f_1 (q - \epsilon) \frac{q}{d}$$

für jede Achse,

β) durch die rollende Reibung zwischen Rad und Schiene:

$$R_2 = 2 f_2 \frac{q}{d}$$

für jede Achse,

γ) durch die Widerstände, die durch die Schienenstöße sowie durch die nicht vollkommen gerade, ebene und wagerechte Bahn der Bewegung entgegengesetzt werden:

$$R_3 = \beta \cdot V^2 \cdot q$$

für jede Achse,

δ) und durch den Luftwiderstand:

$$R_4 = \lambda F \cdot V^2 ;$$

er beträgt demnach insgesamt:

$$R = n \left\{ 2 f_1 (q - \epsilon) \frac{q}{d} + 2 f_2 \cdot \frac{q}{d} + \beta \cdot V^2 q \right\} + \lambda F \cdot V^2 ,$$

oder bei Vernachlässigung des geringen Eigengewichtes ϵ und bezogen auf 1 t bewegten Gewichtes:

$$w_g = \frac{R}{n \cdot q} = 2 f_1 \frac{q}{d} + 2 f_2 \frac{1}{d} + \left(\beta + \lambda n \cdot \frac{F}{q} \right) V^2 = a + b \cdot V^2$$

worin bezeichnet:

- f_1 den Beiwert der Zapfenreibung im Achslager (etwa 0,008—0,01),
- f_2 den Beiwert der rollenden Reibung zwischen Rad und Schiene (etwa 0,005),
- q das durchschnittliche Bruttogewicht einer beladenen Achse in t,
- ϵ das Eigengewicht einer Achse im engeren Sinne, d. h. eines Radsatzes in t,
- q den Durchmesser des Achsschenkels in m,
- d den Durchmesser des Rades in m,
- V die Zuggeschwindigkeit in km/Std.,
- F die der Luft dargebotene Fläche in qm,
- β einen Beiwert, der von der Beschaffenheit und der Anzahl der Schienenstöße sowie von den Unebenheiten des Gleises beeinflusst wird,
- λ einen Erfahrungswert, der auch von der Form der Fläche abhängt, auf die der Luftdruck wirkt.
- n die Achszahl,
- w_g den gesamten Bewegungswiderstand für 1 t bewegten Gewichtes.

Der Luftwiderstand, der einem bewegten Eisenbahnzug entgegen wirkt, setzt sich in der Hauptsache zusammen aus dem Druck auf die Stirnfläche und aus der Saugwirkung auf die Schlußfläche, während die Zwischenwagen bei gleicher Größe und Beschaffenheit mit dem ersten Wagen nur verhältnismäßig geringen Einfluß besitzen, der indessen wächst, wenn in dem Zuge Wagen verschiedener Gattung oder Ladungsweise aufeinanderfolgen. Nach Frank erhält man mit der Erfahrung gut übereinstimmende Werte, wenn man zur Bestimmung von F der Fläche der Lokomotive (meist 7—8 qm) noch für den Gepäckwagen 1,7 qm, für jeden Personen- oder bedeckten Güterwagen noch 0,5 qm, für be-

ladene offene Güterwagen je 0,4 qm, für leere offene Güterwagen 1,0 qm und für jeden Personen- oder bedeckten Güterwagen, der einem offenen Güterwagen folgt, ebenfalls 1,0 qm zurechnet.

Nach Solbergs¹⁾ Versuchen ist der Luftwiderstand nur ungefähr halb so groß als er sich aus der Geschwindigkeit berechnen würde, vermutlich eine Folge des Keiles ruhender, verdichteter Luft, der sich namentlich bei großen Geschwindigkeiten an der Stirnfläche bildet und an dessen seitlichen Keiflächen die Luft abgleitet, ohne den der Geschwindigkeit entsprechenden vollen Druck ausüben zu können.

Nach diesen Ergebnissen findet sich bei gleich gestalteten Fahrzeugen der Luftdruck in kg/qm:

für ein Fahrzeug allein	$R_1 = 0,00225 V^2$
.. das erste Fahrzeug eines Zuges	$R_2 = 0,00188 V^2$
.. das zweite Fahrzeug eines Zuges	$R_3 = 0,00016 V^2$
.. ein mittleres Fahrzeug	$R_4 = 0,000194 V^2$
.. das letzte Fahrzeug eines Zuges	$R_5 = 0,000486 V^2$

Dagegen fand sich bei den Versuchen der Studiengesellschaft für elektrische Schnellbahnen²⁾:

$$R = 0,0052 V^2 \text{ kg/qm.}$$

Für die Lokomotiven kommen zu den bei den gezogenen Fahrzeugen auftretenden Bewegungswiderständen noch die Reibungswiderstände im Triebwerk der Maschine, sowie die Widerstände, die durch die Gegengewichte der Triebäder ausgelöst werden. In der Hauptsache stehen die Widerstandsgrößen w_1 , die sich der Bewegung einer Lokomotive entgegenstellen, in Beziehung zur Anzahl α der gekuppelten Achsen, die auch die Länge der Maschine und damit den Luftwiderstand beeinflusst.

Für mittlere übliche Zuggeschwindigkeiten und für mittlere Verhältnisse der Luft dargebotenen und von ihr gedrückten Fläche zur bewegten Last, sowie für mittlere Lokomotivgewichte ergeben sich die in Zahlentafel 4 gegebenen, zurzeit meist gebräuchlichen Werte.

Bei dem Einsetzen des Wertes für V ist es rätlich, Gegenwind von 7–21 km/Std. zu berücksichtigen (2–6 m/sek).

Die durch Seitenwind erzeugte Vergrößerung der Reibung der Radflansche an den Schienen und der Achslager an den Achsschenkelbunden wird nur selten einen nennenswerten Teil der Zugkraft beanspruchen (bei einer Windgeschwindigkeit von 20 m/sek — 72 km/Std. —, entsprechend einem Winddrucke von 50 kg/qm — vielleicht 300–400 kg).

b) Der Zusatzwiderstand in Krümmungen rührt von der Erhöhung der Reibungswiderstände her, die in den ungleichen, von den Rädern derselben Achse zurückzuliegenden Wegelängen, in der vermehrten Reibung der Spurkränze an den äußeren Schienen infolge der Fliehkraft und in den durch den festen Radstand der Wagen entstehenden Klemmungen begründet sind.

Nach Hoffmann³⁾ bestimmt sich der Bogenwiderstand, wenn l den Achsstand und r den Bogenhalbmesser bezeichnet, für steifachsige Fahrzeuge zu:

$$w_r = \frac{4l + l^2}{r - 45} \cdot 21 \text{ kg/t;}$$

für Fahrzeuge mit Lenkachsen zu:

$$w_r = 4 \left(\frac{10l}{r} + 0,1 \right) \text{ kg/t.}$$

¹⁾ The Engineer 1898; Goß: Atmospheric resistance to the motion of railway trains.

²⁾ Berichte über die Versuchsfahrten auf der Militäreisenbahn.

³⁾ Organ 1885, S. 174 u. 202, vgl. auch Boedecker: Wirkungen zwischen Rad und Schiene, Hannover 1887; v. Röckl: Organ 1881; Zeitschrift für Baukunde 1880.

Im allgemeinen pflegt man den durchschnittlichen Bogenwiderstand eines ganzen Zuges in der allgemeinen Form:

$$w_r = \frac{k}{r - r_0}$$

darzustellen, worin die Werte k und r_0 aus Zahlentafel 4 zu entnehmen sind.

Als Grenze für die unmerklichen Krümmungen, in denen eine Widerstandserhöhung nicht mehr zu berücksichtigen ist, können Bögen von etwa 1000 m Halbmesser angesehen werden.

c) Der Zusatzwiderstand in Steigungen findet sich für die bei Reibungsbahnen in Frage kommenden Steigungsgrößen genügend genau zu:

$$w_s = \pm s \text{ kg/t,}$$

wenn s das Steigungsverhältnis, auf 1000 als Einheit bezogen, bezeichnet. Bei stärkeren Steigungen, z. B. der Zahnrad- und Seilbahnen, bedarf sowohl der Steigungszuschlag als auch die Größe des nach den üblichen Formeln berechneten Widerstandes auf der geraden, wagerechten Strecke einer Korrektur:

$$w'_s = \pm \frac{s}{\sqrt{1+s^2}}, \quad w'_g = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{s}{1000}\right)^2}} w_g.$$

d) Der Gesamtwiderstand in gekrümmten und geneigten Strecken ergibt sich hiernach für Wagen und Tender:

$$w = w_0 + w_r \pm s \text{ in kg/t,}$$

für Lokomotiven:

$$w_l = w_l + w_r \pm s \text{ in kg/t,}$$

für einen Zug zu:

$$W = w(Q + T) + w_l L \leq Z,$$

wenn L das Lokomotivgewicht dienstfertig in t,

T das Gewicht des Tenders in t,

Q das Gewicht des Zuges ohne Tender und Lokomotive, ebenfalls in t,

Z die Zugkraft der Lokomotive in kg

bezeichnet.

Daraus findet sich die mit einer gegebenen Lokomotive unter Einhaltung einer bestimmten Geschwindigkeit beförderbare Last zu:

$$Q \leq \frac{Z - w_l L}{w} - T \leq \frac{L}{w} (1000 f \alpha - w_s) - T,$$

Zahlentafel 4.

Spurweite	w_q	w_l	w_r
1435	$2,5 + \gamma \cdot V^2$	$2,6 \cdot \sqrt{a} + \gamma_l \cdot V^2$	650
			$r - 60$
1000	$2,6 + 0,0003 \cdot V^2$	$2,7 \cdot \sqrt{a} + 0,0015 \cdot V^2$	500
			$r - 30$
750	$2,7 + 0,0002 \cdot V^2$	$2,8 \cdot \sqrt{a} + 0,001 \cdot V^2$	450
			$r - 50$
600	$2,8 + 0,0002 \cdot V^2$	$2,9 \cdot \sqrt{a} + 0,0008 \cdot V^2$	350
			$r - 10$
mm	kg/t	kg/t	200
			$r - 5$

für $r \geq 300$:
Hauptbahnen.
für $r < 300$:
Nebenbahnen.

sowie das zur Beförderung einer gegebenen Zuglast im Beharrungszustand der Bewegung nötige Lokomotivgewicht zu:

$$L \geq (Q + T) \frac{w}{1000 / \alpha - w_1}$$

Nach Frank, Organ 1899, S. 146 ff.:

$\gamma = 0,00052$ für Güterzüge mittlerer Zusammensetzung, teils bedeckte, teils offene Wagen, letztere teils beladen, teils leer;
 $= 0,00026$ „ Güterzüge mit beladenen offenen Wagen (Rohgutzüge);
 $= 0,00040$ „ Personenzüge und Schnellzüge mit leichten Wagen;
 $= 0,00014$ „ Schnellzüge mit schweren Wagen und Faltenbälgen;
 $\gamma_1 = 0,00075$. a ; a = Anzahl der gekuppelten Achsen; bei Gewichten der Güterzugslokomotiven von etwa 40, der Schnellzugmaschinen von etwa 50 t. Bei erheblichen Abweichungen hiervon ändert sich γ_1 im umgekehrten Verhältnis der tatsächlichen Gewichte zu den angegebenen Durchschnittswerten. Bei steigenden Gewichten wird γ_1 kleiner und umgekehrt.

3. Der Lokomotivdienst. Neben der eigentlichen Zugförderung fallen den Lokomotiven vielfach noch gewisse Nebenleistungen zu, wie Leerfahrten, Bereitschaftsdienst, Vorspann- und Schiebedienst, Rangierdienst, Zugsanheizen, Wasserabgabe bei dem Reinigen von Viehwagen, Wasserpumpen u. dgl. Soweit diese Nebenleistungen nicht unvermeidlich sind, wie im Bereitschafts- und Verschiebedienst, sind sie nach Möglichkeit einzuschränken.

Die Längen der Lokomotivfahrten im Zugförderungsdienst werden bei Bahnnetzen von geringerer Ausdehnung — Stadt-, Vorort- und Nebenbahnen — durch die Enden der Linien begrenzt, bei großen durchgehenden Linien regeln sie sich nach der Lage der Lokomotivstationen, der Leistungsfähigkeit und Bauart der Lokomotiven und der Leistungsfähigkeit der Bedienungsmannschaften. Im allgemeinen kann einer Lokomotive und deren Personal

in Personen- und Schnellzügen 150—250 km

in Güterzügen 100—150 „

ununterbrochene Dienstleistung bei gleich langer Rückfahrt am gleichen Tage zugemutet werden, unter günstigen Verhältnissen können auch weit höhere Leistungen — bis 350 km — erzielt werden.

Die Ausnutzung der Lokomotiven kann erheblich gesteigert werden, wenn für jede Lokomotive nicht nur ein Personal eingestellt, sondern die Lokomotive einer bestimmten Anzahl von $1\frac{1}{2}$, 2 oder 3 Mannschaften — meist 2 — überwiesen — Doppel- oder Mehrbesetzung — oder die Anordnung so getroffen wird, daß eine bestimmte Anzahl Fahrten einer Anzahl Lokomotiven — zweckmäßig gleicher Bauart — und einer Anzahl Mannschaften derart übertragen wird, daß die Maschinen fast dauernd im Dienst sind und der Reihe nach von sämtlichen Mannschaften bedient werden — Wechselbesetzung —. Das erste Verfahren bietet, insbesondere bei doppelter Besetzung, namentlich bei Fahrten auf kurze Entfernung. — Stadt- und Vorortzüge, Verschiebedienst —, manche Vorzüge und kommt mehr und mehr in Aufnahme, das letztere besitzt bei weitgehendster Ausnutzung der Lokomotiven Mängel hauptsächlich für die Unterhaltung der Lokomotiven und ist in Deutschland bisher nur in einzelnen Fällen, in Zeiten großen Lokomotivmangels notgedrungen zur Anwendung gelangt.

Die Diensterteilungen der Lokomotiven sollen bei möglichster Ausnutzung der Lokomotiven (lange Fahrt, kurze Aufenthalte auf der Umkehrstation, Rückkehr vor gleichartigem Zuge) nach je 6—20 Tagen (je nach den Leistungen der Maschine und der Beschaffenheit des Speisewassers) eine Pause für das Auswaschen der Lokomotivkessel vorsehen, Leerfahrten möglichst vermeiden, zwischen den einzelnen Fahrten genügend Zeit — $\frac{1}{2}$ —2 Stunden —

lassen, um die Lokomotive wieder in betriebsfertigen Zustand zu setzen und in einer Dienstgruppe weder zuviel noch zuwenig Lokomotiven vereinigen. Für die Mannschaften ist möglichst vollständige Ausnutzung ohne Überanstrengung anzustreben, lange Fahrten sollen mit kurzen, Tagesfahrten mit Nachtfahrten, Zugdienst mit Verschiebe- und Bereitschaftsdienst wechseln. Bei Einrechnung der Zeiten für Vorbereitung und für Abstellen der Lokomotiven, sowie für kurze Dienstpausen beträgt die durchschnittliche tägliche Dienstzeit der Mannschaften auf deutschen Bahnen:

im Schnellzugsdienste	bis 8 Stunden
„ Personenzugsdienste	„ 9 „
„ Güterzugsdienste	„ 10 „
„ Verschiebedienste	„ 11 „

Eine angeheizte Lokomotive muß ständig unter Aufsicht stehen. Während des Bereitschaftsdienstes muß die Lokomotive jederzeit zur Übernahme des Dienstes fertig sein. Die Bewachung der Lokomotive in der Station und ihre sachgemäße Behandlung daselbst ist Aufgabe der Lokomotivstation. Ein Feuermann kann etwa 15—20 Lokomotiven in zwölfstündiger Schicht anheizen, beaufsichtigen und im Feuer erhalten.

Bei Übernahme der Lokomotive von der Station hat sich der Lokomotivführer davon zu überzeugen, daß sich diese in betriebsfertigem Zustand befindet und mit allen notwendigen Vorräten versehen ist, vor der Abfahrt des Zuges sich zu vergewissern, daß alle Verbindungen mit dem Zuge hergestellt und namentlich Brems- und Heizeinrichtungen in Ordnung sind. Während der Fahrt steht der Lokomotivführer unter Befehl des Zugführers, bei einzeln fahrenden Lokomotiven ist er auf der Strecke selbständig, in den Stationen dem Stationsbeamten unterstellt. Zur Vermeidung solcher Einzelfahrten sind leere Lokomotiven möglichst fahrplanmäßigen Zügen vorzulegen. Bei zwei Maschinen an der Zugspitze liegt dem Führer der vorderen die Führung des Zuges ob, für die planmäßige und sichere Beförderung des Zuges sind beide Lokomotivführer verantwortlich. Schiebemaschinen werden mit dem Zuge gekuppelt, außer bei dem Anschieben eines Zuges mit Spitzenlokomotive (F. V. 55).

Lokomotiven haben stets einen bestimmten Stationsort und werden in der Regel nur auf der Heimatbahn benutzt. Solange sie auf der Heimatstation außer Dienst stehen, ist ihr Platz im Lokomotivschuppen, dessen Stände außerdem auch für fremde Lokomotiven ausreichen müssen, die auf der Station länger Aufenthalt haben. Die Anzahl der Stände wird aus einer graphischen Darstellung bestimmt, deren Abszissen die Tagesstunden bilden und in die übereinander für die einzelnen Lokomotiven die Aufenthaltszeiten in der Station eingetragen werden, so daß jede Ordinate die Anzahl der zu der betreffenden Stunde in der Station gleichzeitig anwesenden Lokomotiven sofort erkennen läßt.

Zur Bezeichnung der einzelnen Lokomotiven dienen zumeist Nummern, die vielfach gattungsweise in besonderen Reihen geordnet sind, so daß die Nummer zugleich als Gattungsmerkmal dient.

In gewissen Zeitabschnitten — T. V. 104, B. O. 43₂: mindestens alle 3 Jahre — müssen die Lokomotiven eingehend untersucht werden, zweckmäßig gelegentlich der Vornahme größerer Ausbesserungsarbeiten. Bei guter Unterhaltung und Ausnutzung können zwischen zwei Hauptausbesserungen 50000—80000 km Fahrt liegen.

Über das Ergebnis der Untersuchungen ist Buch zu führen (B. O. 43₁₀), in das auch alle sonstigen für die Beurteilung des Verhaltens der Lokomotive wertvollen Angaben aufzunehmen sind.

III. Der Fahrdienst umfaßt alle Handlungen zur planmäßigen Bewegung geschlossener Züge auf den Stationen und der freien Strecke. Notwendig hierbei ist die zeitliche Festlegung und planmäßige Durchführung der einzelnen

Fahrten unter Fernhaltung von Störungen durch andere Fahrten, sowie die Sicherung der Fahrten in ihrem ganzen Verlaufe sowohl gegen Schaden, den sie leiden, als auch gegen Schaden, den sie anrichten können.

1. Die zeitliche Festlegung der Fahrten erfolgt durch die Fahrpläne, die sich auf die regelmäßig verkehrenden Züge erstrecken, die entweder täglich oder an bestimmt bezeichneten Tagen (Bedarfszüge) zu fahren sind. Der Fahrplan von Sonderzügen, zu denen auch Vor- und Nachzüge, Arbeitszüge, Lokomotiv- und Probefahrten gehören (B. O. 69), wird, wenn möglich, allen Beteiligten vorher schriftlich bekannt gegeben. Ist dies nicht zu erreichen, so werden die Stationen telegraphisch benachrichtigt und dem Streckenpersonal die Kenntnis durch Signalisierung an den vorher verkehrenden Zügen übermittelt (vgl. I, 1, a). In außergewöhnlichen Fällen gehen dringliche Hilfszüge allen anderen Zügen vor, im übrigen haben Sonderzüge Allerhöchster und Höchster Herrschaften den Vorrang vor Schnell- und Eilzügen, diese vor Personenzügen und endlich Personenzüge vor Güterzügen.

Jeder Zug soll eine Nummer erhalten (F. V. 5₄). Gewöhnlich gibt man Zügen der einen Richtung, z. B. Ost—West und Nord—Süd gerade, den Gegenzügen ungerade Nummern, wobei verschiedenen Zuggattungen verschiedene Nummerreihen zugewiesen werden. In England ist diese Bezeichnungsweise der Züge nicht üblich. Die Fahrgeschwindigkeit der Züge, die der Aufstellung der Fahrpläne zugrunde zu legen ist, ist abhängig von den Krümmungs- und Neigungsverhältnissen der Bahn, vom Zustand des Unter- und Oberbaues, von der Bauart der Lokomotive und Wagen, von Anzahl und Art der Bremsen und dem Gewicht des Zuges. In Deutschland (vgl. Zahlentafel 5), Oesterreich und den Niederlanden sind gesetzliche Bestimmungen über die größten zulässigen Fahrgeschwindigkeiten vorhanden, deren Festsetzungen sich in der Hauptsache nach den verschiedenen Zuggattungen richten, aber die Geschwindigkeiten auch nach den sonstigen Einflüssen begrenzen (B. O. 66).

Der Zugführer hat darauf zu achten, daß der Lokomotivführer die vorgeschriebenen Fahrzeiten einhält. Namentlich nötig ist eine solche Aufsicht auf stark fallenden Strecken, wo sie zuweilen auch durch Geschwindigkeitsmesser auf den Lokomotiven, die Aufenthalte und Geschwindigkeiten auf einem Papierstreifen aufzeichnen, oder durch elektrische Radtaster ausgeübt wird, die, in bestimmten gleichen Entfernungen auf der Strecke angebracht, bei der Überfahrt eines Zuges durch Stromstöße in der Überwachungsstation Marken auf einem mit bekannter Geschwindigkeit abrollenden Papierstreifen zeichnen (Quecksilberkontakt von Siemens, vgl. Abschnitt A, g).

Für jeden Zug muß zunächst die Fahrzeit von Station zu Station bestimmt werden. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Zugkraft der Lokomotive mit sich verringernder Geschwindigkeit steigt, auf Teilstrecken mit großen Bewegungswiderständen, also nötig werdenden größeren Lokomotivzugkräften, daher zweckmäßig mit geringeren Geschwindigkeiten zu fahren ist. Deshalb wird in die Fahrzeitenberechnung nicht die wirkliche Stationsentfernung, sondern eine Betriebslänge eingeführt, in der man allen Teilstrecken, die größere Bewegungswiderstände aufweisen als die gerade wagerechte Bahn, in denen also zweckmäßig geringere Fahrgeschwindigkeiten anzuwenden sind, Längenzuschläge gibt, die im umgekehrten Verhältnis der Verringerung der Fahrgeschwindigkeiten, d. h. im Verhältnis der Bewegungswiderstände stehen. Entsprechend können Gefällstrecken nach Maßgabe der kleineren Bewegungswiderstände gekürzt werden, doch wird hiervon meist abgesehen, um Gelegenheit zum leichten Einholen von Versäumnissen zu bieten. Für diese so ermittelten Betriebslängen wird dann die volle Fahrgeschwindigkeit, welche der betreffende Zug auf gerader wagerechter Strecke besitzen soll, die sogenannte Grundgeschwindigkeit in Ansatz gebracht. Die Grundgeschwindigkeit muß kleiner sein als die höchste für den Zug zuzulassende Geschwindigkeit, nach der die kürzeste Fahrzeit zwischen zwei Stationen zu bemessen ist. Diese

Zahlentafel 5.

Größte zulässige Geschwindigkeit in der Stunde:

1. Im allgemeinen	2. in Gefällen		3. in Krümmungen	
	von ‰/100	km	vom Halbmesser m	km
a) für Personenzüge	1	110	1200	115
ohne durchgehende Bremse 60 km	2	110	1100	110
mit durchgehender Bremse 100 km	3	105	1000	105
höher unter besonders günstigen Verhältnissen mit Genehmigung der Landesaufsichtsbehörde.	4	105	900	100
b) für Güterzüge: 45 km	5	105	800	95
bei besonders günstigen Verhältnissen mit Genehmigung d. Aufsichtsbehörde 60 km	6	100	700	90
c) für Arbeitszüge: 45 km	7	100	600	85
d) für einzelne Lokomotiven 50 km	8	95	500	80
Mit Genehmigung der Aufsichtsbehörde bis zu der für die Lokomotive zulässigen Grenze.	10	90	400	75
e) für Probefahrten unbegrenzt	12	85	300	65
f) für Züge, deren führende Lokomotive mit dem Tender voran fährt 45 km	14	80	250	60
g) für geschobene Züge ohne Spitzenlokomotive 25 km	16	75	200	50
h) für den Schrankenwärternur durch das Läutesignal angekündigte Sonderzüge 30 km	18	70	180	45
Höher, wenn angenommen werden kann, daß die Schranken rechtzeitig geschlossen werden.	20	65		
	22	60		
	25	55		

darf bei Einholung von Verspätungen unter der Voraussetzung entsprechender Bremsbesetzung angewendet, aber nie weiter gekürzt werden (B. O. 56₁₁) und ist in den Dienstfahrplanbüchern anzugeben. Die Betriebslängen sind abhängig von der Zugkraft der Lokomotiven, die möglichst gleichmäßig ausgenutzt werden soll, und den Widerständen der Zugbeförderung; für ihre Ermittlung gibt von Borries¹⁾ ein übersichtliches graphisches Verfahren.

Jedes Anhalten auf einer Station bedingt Zeitverluste für das Bremsen, für den Aufenthalt selbst und für das Anfahren, die durch Zuschläge zu den Fahrzeiten berücksichtigt werden müssen. Neben den eigentlichen Aufenthaltszeiten sind etwa noch folgende Zuschläge zu geben:

Zahlentafel 6.

	Zeitverluste in Minuten für:		
	Güterzüge	Personenzüge	Schnellzüge
	beim Anhalten und Anfahren von Stationen:		
schnellfahrende Züge	3	2	1
langsamer fahrende Züge	2	1	1
	bei Durchfahrt durch Stationen:		
	1	1/2	1/2

¹⁾ Organ 1887, S. 146; 1893, S. 85; 1899, S. 47. — Eisenbahntechnik der Gegenwart, III. Bd., 2. Hälfte, S. 360; 1902.

Ebenso ist bei Befahrung von Drehbrücken 1 Minute Zuschlag zu geben; für Tunnel kommen meist Zuschläge nicht in Ansatz.

Für die Tageszeiten, in welche der Fahrplan einzufügen ist, gelten in Europa, insbesondere für das Gebiet des V. D. E., drei Zeitzonen, nämlich:

a) Zeit des Meridians von Greenwich — westeuropäische Zeit — für Großbritannien, Belgien und die Niederlande;

b) Zeit des 15. Meridians östlich von Greenwich — mitteleuropäische Zeit — für Deutschland, Luxemburg, Österreich-Ungarn, Dänemark, Schweden, Norwegen, Schweiz, Italien, Serbien und Griechenland;

c) Zeit des 30. Meridians östlich von Greenwich — osteuropäische Zeit — für Rumänien, Bulgarien und Türkei (Konstantinopler Netz).

In Deutschland ist seit 1. April 1893 mitteleuropäische Zeit als gesetzliche Ortszeit eingeführt worden. Einheitliche Landeszeiten nach den Längengraden ihrer Hauptstädte besitzen Portugal, Spanien, Frankreich, Griechenland und Rußland.

Die Vereinigten Staaten von Nordamerika und Kanada haben vier Zeitzonen, die 4—7 Stunden nach Greenwicher Zeit liegen.

In erster Linie sind für die Gestaltung der Fahrpläne die internationalen Durchgangszüge maßgebend, denen dann die übrigen schnellfahrenden Züge anzupassen sind, deren Abfahrt und Ankunft nicht in so früher Morgenstunde erfolgen möchte. Personenzüge sind, wenn angängig, so anzuordnen, daß sie dem Verkehr solcher Stationen, an denen Schnellzüge nicht halten, auf den nächsten Hauptstationen Gelegenheit zum Umsteigen in die Schnellzüge bieten. Außerdem haben die Personenzüge örtlichen Bedürfnissen, insbesondere rechtzeitiger Verbindung nach dem Sitze von Behörden, nach Märkten, höheren Schulen u. dgl. Rechnung zu tragen. Die Lage der Güterzüge ist mehr vom Dienstplan und einer wirtschaftlichen Ausnutzung von Lokomotiven und Mannschaften bedingt. Wenn erreichbar, ist ihre Abfahrt aus Stationen mit lebhaftem Güterverkehr möglichst in die späten Nachmittag-, Abend- oder Nachtstunden zu legen, damit die Tagesaufgabe noch Beförderung findet, während ihre Ankunft in den Morgenstunden an allen Stationen mit lebhaftem Umladeverkehr, namentlich von Massengütern, z. B. nach Schiffen, zweckmäßig erscheint. Kleinere Zwischenstationen sind nur von einzelnen Zügen zu bedienen — Nahgüterzüge —, während die Mehrzahl der Güterzüge nur Wagen befördern soll, die für größere Stationen, für den durchgehenden Verkehr bestimmt sind — Durchgangsgüterzüge, Ferngüterzüge. Züge mit gleichzeitiger Personen- und Güterbeförderung (gemischte Züge) vermögen den verschiedenen Anforderungen des Personen- und Güterverkehrs nur bei geringerem Verkehr zu genügen, ebenso wird bei starkem Personenverkehr eine Trennung des Nahverkehrs von dem Fernverkehr rätlich.

Sofern irgend möglich, sind Zugpaare vorzusehen, um Leerfahrten zu umgehen.

Der internationale Verkehr wird für das mitteleuropäische Festland geregelt in Fahrplankonferenzen, die bisher jährlich zweimal vor dem Wechsel der Fahrpläne — 1. Mai und 1. Oktober — abgehalten wurden, künftig aber nur noch einmal im Jahre stattfinden.

Die Fahrpläne für den Dienstgebrauch zerfallen in:

a) bildliche oder graphische Fahrpläne für den Gebrauch der höheren betriebsleitenden Dienstbehörden, in denen die 24 Tagesstunden (Maßstab gewöhnlich 15 oder 30 mm gleich 1 Tagesstunde) als Ordinaten, die Bahnlängen (Maßstab gewöhnlich 2 oder 4 mm gleich 1 km) als Abszissen aufgetragen werden. In dieses Netz wird der Lauf der Züge in geraden Linien mit je nach der Geschwindigkeit verschiedenen Neigungen eingetragen, während gleichzeitig die Nutzbarkeit eines solchen Planes durch Angaben über allgemeine Anordnung der Bahnhofsgleise, Lage des Empfangsgebäudes jeder Station,

Lokomotivstationen, Wasserstationen, Drehscheiben und Gleiswagen, sowie die Krümmungs- und Neigungsverhältnisse, der Dienstabteilungsgrenzen u. dgl. erhöht wird. Bildliche Fahrpläne sind namentlich geeignet, Sonderzugfahrpläne und Fahrplanänderungen zu prüfen;

b) Fahrplanbücher, hauptsächlich für den Gebrauch des Lokomotiv- und Zugbegleitungs-personales, geben den Lauf der Züge in Zahlentafeln, die alles für den Einzellauf des zu fahrenden Zuges Wissenswerte — Fahrzeiten, Aufenthaltszeiten, Kreuzungen mit anderen Zügen, Überholungen, kürzeste Fahrzeiten, Steigungen, Bremsprozente für die einzelnen Strecken u. dgl. — enthalten;

c) weitere Dienstfahrpläne für den Gebrauch von Stationen, Weichenwärtern und Bahnwärtern, die sich nur auf den jeweiligen Dienstbereich beziehen und nach der Zeitfolge der an dem betreffenden Bahnabschnitt verkehrenden Züge geordnet werden.

Die Dienstfahrpläne für die Stationen werden zweckmäßig mit der für jede Station aufzustellenden Fahrordnung vereinigt, die angibt, welche Gleise und Weichen von den betreffenden Zügen befahren werden.

Als Fahrpläne für den öffentlichen Gebrauch, für die Reisenden, dienen, den Lauf der zur Personenbeförderung dienenden Züge enthaltend:

a) Aushangfahrpläne, hellgelb, wenn sie für dasjenige Bahngebiet bestimmt sind, dem die betreffende Station angehört, sonst weiß,

b) Zeitungsfahrpläne,

c) Kursbücher.

2. Sicherung der Fahrten in ihrem ganzen Verlauf muß erfolgen gegen andere Fahrten, gegen schädliche Veränderungen eines Fahrweges und Fahrthindernisse und gegen schädliche Einwirkungen, die durch die Fahrten entstehen können.

a) Sicherung gegen andere Fahrten mit alleiniger Hilfe einer genauen Einhaltung des Fahrplanes und entsprechender Zeitabstände zwischen den Zügen — Zeitfolge — hat in Deutschland auf Hauptbahnen und auf den mit mehr als 15 km Geschwindigkeit betriebenen Nebenbahnen der Raumfolge weichen müssen, bei der als Grundsatz gilt, daß sich innerhalb bestimmter aufeinanderfolgender Strecken nur je ein Zug befinden darf. Die einzelnen Streckenabschnitte sind von Zugfolgestellen — Hauptzugfolgestellen entsprechend Stationen mit Ausweichegleisen, Zwischenzugfolgestellen, Stationen ohne solche, oder Blockstellen, die nicht Stationen sind — begrenzt, von denen keine Hauptstelle einen Zug ablassen, keine Zwischenstelle einen Zug durchlassen darf, ehe festgestellt ist, daß sich der vorauffahrende Zug unter der Deckung der nächsten Zugfolgestelle befindet. Hauptzugfolgestellen sind den Streckenabschnitten nicht zugewiesen, um ihnen die Möglichkeit zu geben, Züge nach Bedarf zurückzuhalten (Überholungen, Ausweichungen); Zwischenzugfolgestellen sind dagegen Bestandteile der Streckenabschnitte.

Über die technischen Vorkehrungen zur Durchführung dieser unbedingten Raumfolge — Signale, Blockwerke u. dgl. — vgl. Abschnitt „Sicherungseinrichtungen“.

b) Sicherung der Züge gegen schädliche Veränderungen eines Fahrweges und gegen sonstige Fahrthindernisse wird an dauernden Gefährpunkten der Bahn nötig, vor allem auf Bahnhöfen, wo die Weichen eine gefährdende Stellung haben und aus den Nebengleisen Fahrzeuge in gefährdender Nähe der zu befahrenden Hauptgleise gelangen können, sowie an Abzweigungen und Kreuzungen von Bahnen auf freier Strecke, vor beweglichen Brücken und Wegübergängen in Schienenhöhe. In die Gruppe der hier in Frage kommenden Mittel gehören neben der genauen Bezeichnung der Gleise, Weichen, Dienstbezirke, Stellwerke usw. zur Erleichterung der örtlichen Übersicht, sowie neben den Haupt- und Weichensignalen und den an den Auslegern der Wasser-

krane anzubringenden Signalen, die Weichenmerkmale (vgl. Abschnitt IV, A, e), die Gleisperrvorrichtungen wie Gleisvorleger, stellbare Gleisperrn, Entgleisungsweichen, Schutzweichen, Sandgleise nach Köpcke, Wegschranken und Rassel- oder Lätewerke, sowie alle Vorkehrungen zur Weichensicherung (vgl. Abschnitt „Sicherheitseinrichtungen“). Gegen solche vorübergehende Gefahren, die mit Wissen und Willen der zuständigen Personen entstehen — Gleisausbesserungen, Umbauten an Gleisen, Bauten in gefahrdrohender Nähe u. dgl. —, läßt sich der erforderliche Schutz durch Signale erreichen, in der Hauptsache durch Langsamfahrtsignale (S. O. 5 a) und Haltescheiben (S. O. 6 a), die bei unsichtigem Wetter durch hörbare Signale (Knallkapseln) zu unterstützen sind und von denen auch die Langsamfahrtscheibe als Vorsignal für die Haltescheibe benutzt werden kann.

Gegen solche Gefahren aber, die ohne Wissen und Willen der zuständigen Personen entstehen — Schienenbrüche, Unterspülungen, Gleisverschüttungen u. dgl. —, kann nur durch regelmäßige Untersuchungen der Strecke durch das Bahnbewachungspersonal ein gewisser Schutz erzielt werden, die auf Hauptbahnen mindestens dreimal täglich vorzunehmen sind (B. O. 46). Auch dem Zugpersonal ist die Verpflichtung auferlegt, während der Fahrt auf etwa unerwartet auftretende Gefahren zu achten — auch wenn sie nicht dem eigenen Zuge drohen — und das Bahnbewachungspersonal auf solche hinzuweisen (S. O. 22).

c) Für die Erteilung des Fahrrechtes an den Zug ist an jeder hierzu ermächtigten Stelle nur ein Bediensteter, der vom Aufsichtsdienst, soweit erforderlich, zu entlastende Fahrdienstleiter, zuständig (F. V. 7), der vor jeder Zugfahrt alle nötigen Sicherheitsmaßnahmen selbst zu treffen oder sich die Gewißheit zu verschaffen hat, daß sie getroffen sind. Diese Maßnahmen beziehen sich:

α) auf die Abfertigung der Züge bei Ankunft und Abfahrt auf den Stationen. Hierbei ist der Zug auf ordnungsgemäße und betriebssichere Beschaffenheit, insbesondere der Bremsen, so weit zu untersuchen, als es die zur Verfügung stehende Zeit erlaubt, und ordnungsgemäße Aufstellung der Züge an den Bahnsteigen, Unterbringung der Reisenden in den Zügen, Schutz der auf den Bahnsteigen anwesenden Personen gegen die Zugsläufe zu überwachen. Gleichzeitige Ein- oder Ausfahrt ist nur zulässig, wenn die Fahrten getrennt und ohne gegenseitige Gefährdung verlaufen. Die Abfertigung endet mit dem Befehl zur Abfahrt an den Zugführer. Kein Zug darf abfahren, ehe der Fahrdienstleiter dies angeordnet oder sein Einverständnis hierzu erklärt hat. Vor der im Fahrplan angegebenen Zeit darf kein der Personenbeförderung dienender Zug den Bahnhof verlassen, Güterzüge dürfen bei klarem Wetter, regelmäßiger Zugfolge und wenn keine Bedenken vorliegen, bis 10 Minuten vorher abgelassen werden. Der Achtungspfeif (S. O. 25) wird neuerdings nur noch bei Güterzügen gegeben und schließt die Aufforderung an das Zugpersonal zum Einnehmen der Plätze in sich.

β) auf die Zugmeldungen, welche im allgemeinen die Vorbereitung der Schranken-, Block- und Weichenwärter bis zur nächsten zuständigen Stelle auf den bevorstehenden Zuglauf, die Meldung von der erfolgten Abfahrt oder Durchfahrt an die nächst vorliegenden Dienststellen und die Meldung von der erfolgten Ankunft oder Durchfahrt eines Zuges rückwärts von Zugfolgestelle zu Zugfolgestelle, sowie bei eingleisigen Strecken auch den Schutz vor Gegenfahrten bezwecken.

Besondere Bedeutung haben für die Zugmeldung die Zugmeldestellen, das sind die Hauptzugfolgestellen — Bahnhöfe mit Ausweichgleisen — der ein- und zweigleisigen Bahnen, ferner die Stellen, wo Bahnen auf freier Strecke abzweigen und auch manche Bahnhöfe ohne Ausweichgleise. Den Zugmeldestellen steht auch die Befugnis zu, mittels der Streckenlätewerke (vgl. Abschnitt „Sicherheitseinrichtungen“) die vorgeschriebenen Signale zu geben. Im regelmäßigen Betriebe umfaßt das Zugmeldeverfahren in Deutschland:

1. Anbieten und Annehmen. Ein Zug darf nicht früher als 4 Minuten vor der mutmaßlichen Ankunft oder Durchfahrt und nicht eher angeboten werden, als bis der in der gleichen Richtung vorangegangene Zug von der nächsten Zugfolge zurückgemeldet ist. Wenn zwei Züge auf einer Station kreuzen, darf die Station einen Zug erst anbieten, wenn der Gegenzug eingetroffen und von ihr zurückgemeldet ist.

2. Das Läuten mit Hilfe der Streckenläutwerke erfolgt in der Regel 3 Minuten vor der Ab- oder Durchfahrt des Zuges. Ist die Durchfahrt eines Zuges 15 Minuten nach dem Abläuten noch nicht erfolgt, so ist es nach vorher gegebenem Ruhesignal zu wiederholen. Für Sonderzüge, die weder schriftlich den Wärtern bekannt gegeben, noch durch andere Züge signalisiert sind, ist das Läutesignal 10 Minuten vor der Abfahrt oder Durchfahrt zu geben, damit die Schrankenwärter sicher dienstbereit sind.

3. Das Abmelden, sobald der Zug auf der zur Abmeldung verpflichteten Stelle ab- oder durchfährt, soll der Ankunftsstation die wirklich erfolgte Abfahrt unter Angabe der Abfahrtszeit mitteilen.

Die genannten drei Vorgänge spielen sich von Zugmeldestelle nach Zugmeldestelle ab, während

4. das Rückmelden von Zugfolge zu Zugfolge erfolgt. Die Rückmeldung, welche die Zugfolge in Raumabstand vor allem sichert, darf erst erfolgen, wenn der Zug auf der rückmeldenden Zugstelle vollständig eingetroffen ist und unter deren Deckung steht; sie bestätigt, daß die Zugsfahrt ordnungsgemäß verlaufen und der von dem Zug verlassene Gleisabschnitt wieder frei geworden ist. Bei Blockeinrichtungen tritt an Stelle der Rückmeldung die Blockbedienung.

Bei eingleisigen Betrieben werden die Züge

- a) angeboten und angenommen,
- b) abgeläutet,
- c) zurückgemeldet (abgemeldet unter besonderen Umständen);

bei zweigleisigen Betrieben werden die Züge

- a) abgeläutet,
- b) angemeldet,
- c) zurückgemeldet (angeboten nur unter besonderen Umständen).

Auf den Stationen ist ein Zugmeldebuch zu führen, das außer den Nummern und der Richtung der Züge die Zeit der Anmeldung oder des Anbietens und der Annahme, des Abläutens und der Rückmeldung, sowie der Ankunft, Ab- und Durchfahrt aufweist. In Blockstellen enthält das Zugmeldebuch nur die Zugnummern sowie die Zeit der Durchfahrt und der Rückmeldung. Ist die Verständigung zwischen den Zugfolgen gestört oder können die Läutesignale nicht gegeben werden, so ist so vorsichtig zu fahren, daß der Zug vor einem etwaigen Hindernis zum Halten gebracht werden kann.

y) auf Sicherung der Fahrstraße im Zuständigkeitsbereich, namentlich auf Freisein der Gleise, auf richtige Lage der befahrenen Weichen und auf den Schutz gegen die gefährdende Annäherung von Fahrzeugen oder Zügen auf benachbarten Gleisen (B. O. 65).

Über die Benutzung der Gleise für die Ein-, Aus- und Durchfahrt der Züge (B. O. 53) bestimmt — vorwiegend für das Stationspersonal — die Bahnhofsfahrordnung, von der nur in Ausnahmefällen unter Verantwortung des Fahrdienstleiters abgewichen werden darf, und in der sämtliche, die Station berührenden Züge unter Angabe der Ankunfts-, Abfahrts- und Aufenthaltszeiten und unter eingehender Bezeichnung der für die einzelnen Züge in Betracht kommenden Fahrwege und der zugehörigen Weichen aufgeführt sind. Außerdem gibt es bei vielen Bahnverwaltungen noch allgemeine, in der Hauptsache für das Lokomotivpersonal bestimmte Fahrordnungen, die im wesentlichen Angaben über die Signalbilder jedes Fahrweges der Bahnhöfe enthalten.

Über die technische Ausführung der Fahrstraßensicherung vgl. Abschnitt „Sicherungseinrichtungen“.

Über den Lauf jedes Zuges sind von dem Zugführer Fahrberichte auszufertigen, die Angaben über Stärke und Zusammensetzung der Züge sowie über die Ankunfts- und Abfahrtszeiten zu enthalten haben.

Bei Fahrten außer Plan und Regel, wie sie bei Unglücksfällen, Sonderfahrten, Zugverspätungen und hierdurch bedingten Verlegungen von Kreuzungen und Überholungen nicht zu vermeiden sind, müssen in der Hauptsache schriftliche Befehle an den Zug- und den Lokomotivführer erteilt werden.

Bei Arbeitszügen können die Obliegenheiten des Zugführers einem Bahnmeister oder einem sonstigen, mit dem Fahrdienste genügend vertrauten Bahnunterhaltungsbeamten übertragen werden, der alsdann zur Station im Verhältnis des Zugführers steht. Während des Haltens auf der Strecke sind Arbeitszüge zu decken; der Sicherung der Arbeiter beim Ein- und Aussteigen ist besondere Sorgfalt zu widmen.

Zu den Sonderzügen gefährlichster Art gehört der Verkehr der insbesondere der Bahnunterhaltung dienenden Kleinwagen — Bahnmeistereiwagen, Dräsinen, Eisenbahnfahrräder, Gleismesser u. dgl. — auf der Strecke. Kleinwagenfahrten sind, namentlich bei Dunkelheit und unsichtigem Wetter, auf das äußerste zu beschränken und dürfen nur mit Vorwissen der benachbarten Zugmeldestellen und nur unter Begleitung eines verantwortlichen Betriebsbeamten ausgeführt werden. 15 Minuten vor der mutmaßlichen Ankunft eines Zuges sind Kleinwagen aus dem Gleise zu entfernen (B. O. 72). Für jede Fahrt auf der Strecke ist ein vom Bahnmeister auszustellender Fahrschein nötig, auf welchem der Fahrdienstleiter der Abgangsstation sein Einverständnis bemerken muß, nachdem er vorher die Zustimmung der nächsten Zugmeldestation eingeholt hat. Um die Beamten der Station dauernd daran zu erinnern, daß die Strecke mit einem Kleinwagen besetzt ist, soll in beiden in Frage kommenden Zugmeldestellen am Telegraphen, Fernsprecher oder Blockwerk ein Schild mit der Aufschrift „Kleinwagen auf der Strecke“ angebracht werden. Ausgesetzt werden darf ein Kleinwagen auf der Strecke nur nach eingeholtem Einverständnis der benachbarten Zugmeldestellen. Für das rechtzeitige Aussetzen im Gefahrfalle ist der Führer verantwortlich. Ein auf der Strecke haltender Kleinwagen, der wegen seiner Ladung oder aus anderen Gründen nicht leicht oder nicht rechtzeitig ausgesetzt werden könnte, ist in einer Entfernung von wenigstens 500 m, bei eingleisigen Strecken beiderseits, zu decken, ebenso auch Kleinwagen, die wegen Gefahr im Verzug ohne Zustimmung der Zugmeldestellen eingesetzt werden mußten, während der Bewegung und im Halten.

Die Geschwindigkeit darf bei Dräsinen 30, bei sonstigen Kleinwagen 15 km/Std. nicht überschreiten. Bei Dunkelheit ist von Kleinwagen eine rot geblendete Laterne zu führen (S. O. 24). Nicht im Gebrauch befindliche Kleinwagen sind möglichst in einem Bahnhofe unterzubringen, stets aber mit Kette und Schloß festzulegen.

IV. Streckendienst. Bahn- und Schrankenwärter müssen für die Freihaltung des Bahnkörpers sorgen und die Strecke zu den vorgeschriebenen Zeiten auf ihren ordnungsgemäßen Zustand untersuchen (B. O. 46). Richtige Lage des Gleises ist zu prüfen, richtige Stellung der Signale und Vorseignale sowie vorschriftsmäßiger Gang der Schranken zu untersuchen und rechtzeitige Beleuchtung der Signale und der verkehrsreichen, mit Hand- oder Zugschranken versehenen Wegübergänge, sobald die Schranken geschlossen sind, zu bewirken. Ebenso sind die Läutewerke aufzuziehen, äußere Störungen an den Telegraphenleitungen zu beseitigen und gegebenenfalls Signale und Blockwerke zu bedienen. Bei der Ausführung der Unterhaltungsarbeiten hat der Wärter darauf zu achten, daß alle Sicherheitsvorschriften, namentlich hinsichtlich der Deckung zeitweise unfahrbarer Gleisstrecken, der Lagerung von Materialien und der Be-

wegung der Kleinwagen genau beachtet werden, im Zugverkehr die Züge genau zu beobachten und Züge, die ohne Läutesignal außerfahrplanmäßig oder ohne vorhergehende Signalisierung verkehren, zum Halten zu bringen.

Bei außergewöhnlichen Vorkommnissen hat der Wärter die Gefahrstelle zu decken und den Zügen die entsprechenden Signale zu geben. Personen, die bei Beschädigungen der Bahnanlage oder bei Handlungen angetroffen werden, welche die Sicherheit des Betriebes gefährden, sind festzunehmen, ebenso bei Vergehen gegen bahnpolizeiliche Bestimmungen, falls nicht entsprechende Sicherheit gestellt wird.

Bei sehr dichter Zugfolge oder bei schwieriger Schrankendienst empfiehlt es sich in der Regel, den Bahnbewachungsdienst vom Schrankendienst zu trennen.

Der Dienst der Wärter wird durch einen Dienstplan geregelt, der Posten darf erst nach Übergabe an den Ablösenden oder nach Ertönen des Ruhesignales verlassen werden.

b) Linienführung¹⁾.

Die zweckmäßigste Linienführung für eine Eisenbahn ist diejenige, bei der die Kosten einer sachgemäßen, alle Anforderungen des zu erwartenden Verkehrs berücksichtigenden, aber auf das Notwendige beschränkten Bauausführung und einer zweckmäßigen Bahnausrüstung, zusammen mit den kapitalisierten Kosten eines, den zu stellenden Anforderungen genügenden, aber wirtschaftlichen Betriebes sowie einer entsprechenden Bahnunterhaltung einen Kleinstwert bilden.

Dementsprechend muß bei der Linienführung einer Eisenbahn berücksichtigt werden:

1. zu erwartende Verkehrsgröße,
2. Betriebsführung und Unterhaltung,
3. geplante Bauausführung;

die Aufgaben der Linienführung sind daher wirtschaftlicher, betriebstechnischer und bautechnischer Art.

Insbesondere haben die

A. **Vorerwägungen**, die zur Aufstellung der grundlegenden Bestimmungen für die Linienführung führen sollen, ihre Ermittlungen auf den gesamten Umfang dieser Rücksichten zu erstrecken.

In den meisten Fällen werden sie beginnen mit einer allgemeinen

1. **Erkundung des Geländes** an der Hand der Landkarten oder, wo solche fehlen, mit Hilfe einer, mit möglichst einfachen Mitteln zu beschaffenden ausreichenden, wenn auch nur flüchtigen Geländeaufnahme. Ausreichende Übersichtskarte der gesamten zu untersuchenden Gegend mit entsprechenden Höhenangaben ist unbedingtes Erfordernis; ihr Maßstab im ebenen Gelände nicht kleiner als 1 : 50 000, für gebirgige Gegenden nicht unter 1 : 25 000. Vorhandene Karten sind bei der Erkundung des Geländes zu prüfen und zu ergänzen, fehlende Höhenangaben — am besten mittels des Barometers — zu beschaffen. Außerdem sind hierbei sämtliche für Bau, Betrieb und Verkehr der neuen Bahn maßgebende Grundlagen zu sammeln, also zu erörtern:

- a) dem geplanten Bau entgegenstehende Schwierigkeiten — geologische, insbesondere auch Wasserverhältnisse, Grundstücke mit hohen Preisen u. dgl.;
- b) Bezugsquellen von Baustoffen, Wege- und Anfuhrverhältnisse, Möglichkeiten für die Unterbringung der Arbeiter;
- c) Bodenkulturarten und forstliche Verhältnisse sowie Bodenpreise;
- d) volkswirtschaftliche Verhältnisse der Gegend — Bevölkerungsmengen der einzelnen Plätze, Orte größerer gewerblicher Anlagen u. dgl.;
- e) geeignete Punkte für die Verkehrsstellen der Bahn;
- f) Wünsche der Bevölkerung und Ansichten der Ortsbehörden.

¹⁾ Handb. d. Ing.-Wissenschaften, Bd. I, V, 1. — Eisenbahnbau der Gegenwart, Abschnitt A. — Röhl, Enzyklopädie des Eisenbahnwesens, „Vorarbeiten“. — Kreuter, Linienführung der Eisenbahnen und sonstiger Verkehrswege. — Launhardt, Theorie des Trassierens, Hannover 1887 und 1888.

Auf Grund dieser Ermittlungen werden in der Regel weiter

2. **Wirtschaftliche Erwägungen** anzustellen sein, um diejenige Bahnlinie zu ermitteln, deren jährliche Verkehrskosten — Zinsen des Anlagekapitals, Unterhaltungskosten und Betriebskosten — einen Kleinstwert erreichen.

Die Ermittlung der Anlagekosten wird nach den Baukosten ähnlicher Bahnlagen¹⁾ überschlägig zu ermitteln sein, für Vergleiche verschiedener Linienführungen, die zur Erreichung desselben Zweckes in Frage kommen, wird meist ein Vergleich der Baukostenanteile für die Erdbewegung und für die hervorragenden Bauwerke genügen.

Von den gesamten Betriebskosten, die zerfallen in die Kosten

- a) der allgemeinen Verwaltung,
- b) der Bahnaufsicht und Bahnunterhaltung,
- c) des Verkehrsdienstes, d. h. des Bahnhofs- und Zugbegleitungsdienstes,
- d) des Zugförderungs- und Werkstättendienstes,

werden die Einzelteile am sichersten nach den bei ähnlichen Bahnen tatsächlich aufgelaufenen Kosten oder nach voraussichtlichen Leistungen an Nutzkilometern aller Art, an Rangierstunden u. dgl. auf Grund der Deutschen Eisenbahnstatistik ermittelt²⁾. Die Kosten der allgemeinen Verwaltung werden sich bei gleich großen Bahnlagen ungefähr gleich hoch auf jedes Kilometer des Bahnnetzes stellen, also mit der Länge sich ändern und ebenso können die Kosten der Bahnaufsicht und Bahnunterhaltung angenähert auf Grund statistischer Werte für 1 km Bahnlänge angesetzt werden, obgleich hier auch Geländeverhältnisse, Klima, Stärke des Verkehrs, Schwere der Lokomotiven, sowie Neigungs- und Richtungsverhältnisse der Bahn eine Rolle spielen, so daß diese Kosten zutreffender auf das Tonnenkilometer zu beziehen sein würden. Die Kosten der eigentlichen Zugförderung lassen sich auch nach den Entwicklungen Launhardts³⁾ berechnen, wobei indessen die Zahlengrößen der hierbei erforderlichen Beiwerte, die Launhardt aus den Betriebsergebnissen der Jahre 1885/86 der Preussischen Staatseisenbahnen ermittelt hat, für jeden Einzelfall nach Bahnen zu bestimmen sind, die denen des Entwurfes in ihren Betriebsverhältnissen annähernd entsprechen.

Bei einem Vergleiche der Betriebskosten verschiedener Linien, deren maßgebende Steigungen nicht allzusehr verschieden voneinander sind, kann oft schon ein Vergleich der sog. „virtuellen“ Längen (Betriebslängen)⁴⁾ dieser Linien den gewünschten Aufschluß geben, d. h. derjenigen gedachten wagerechten und geraden Bahnstrecken, auf denen die Zugkraftkosten zur Beförderung einer Tonne Rohlast mittels der nämlichen Lokomotiven denselben Betrag erreichen würden, wie auf den gegebenen geneigten und gekrümmten Strecken.

Für Steigungsstrecken ermitteln sich diese Längen zu:

$$l_v = \frac{1 + \frac{s_m}{w_t}}{1 - \frac{s_m}{\alpha f - w_t}} \cdot l,$$

für Gefälle zu:

$$l'_v = \frac{1 + \frac{\alpha}{B_0} L \left[\frac{\alpha f - w_t}{w_r} (w_g + w_r - s) + (w_t + w_r - s) \right]}{1 + \frac{\alpha}{B_0} L \cdot \alpha \cdot f} \cdot l,$$

worin (vgl. auch Abschnitt „Grundzüge des Betriebes“) bezeichnet:

L das Gewicht der verwendeten Lokomotive,

$\alpha \cdot L$ das auf den Triebachsen ruhende Gewicht der Lokomotive,

¹⁾ Handb. d. Ing.-Wissenschaften, Bd. I, V, 1. — Osthoff, Kostenberechnungen von Ingenieurbauten.

²⁾ Schmidt, Zeitschr. f. Architektur- u. Ingenieurwesen, 1899, S. 233.

³⁾ Launhardt, Theorie des Trassierens 2. Teil; Technische Trassierung. Hannover 1888.

⁴⁾ Mutzner, Die virtuellen Längen der Eisenbahnen. Zürich und Leipzig 1914.

- f den Reibungsbeiwert,
 s die in dem betreffenden Streckenabschnitt vorhandene Neigung,
 s_m die für die betreffende Linie maßgebende Steigung,
 w_g den Widerstand in gerader horizontaler Bahn für 1 t Wagen- oder Tendergewicht in kg,
 w_l den Widerstand in gerader horizontaler Bahn für 1 t Lokomotivgewicht in kg,
 w_r den Zusatzwiderstand in Krümmungen vom Halbmesser r für 1 t Zuggewicht in kg,
 l die tatsächliche Länge des betreffenden Streckenabschnittes,
 B_0 die Kosten des Leerlaufs der Lokomotive, deren Zugkraftkosten für 1 km Bahnlänge sich ausdrücken lassen durch die Gleichung

$$k = B_0 + a \cdot Z,$$
 wenn Z die Zugkraft der verwendeten Lokomotive bezeichnet.

Den Wert $\frac{a}{B_0}$ hat Launhardt aus den Betriebsergebnissen der Preussischen Staatsbahn aus den Jahren 1885/86 gefunden zu

$\frac{2}{3}$ für Personenzüge, $\frac{2}{3}$ für Güterzüge,
 während ihn Hebenstreit¹⁾ neuerdings aus den Betriebsergebnissen der Sächsischen Staatsbahn aus den Jahren 1912/13 ermittelte zu

$\frac{3}{5}$ für Personenzüge, $\frac{1}{4}$ für Güterzüge.

Die Gleichung für l'_g gilt nur für $s < w_g + w_r$. Für $s = w_g + w_r$ ergibt sich als für größere Gefälle unveränderlich bleibender Grenzwert:

$$\min l'_g = \frac{1 + \frac{a}{B_0} L(w_l - w_g)}{1 + \frac{a}{B_0} L \cdot \alpha \cdot f} \cdot l.$$

Genügt der Vergleich der virtuellen Längen nicht, sind vielmehr zu eingehenden Vergleichen Zahlwerte der Betriebskosten nötig, so lassen sich diese unter Zugrundelegung der erforderlichen Transportleistungen und deren nach Launhardt zu entwickelnden Einheitspreisen bestimmen. Sicherer bleibt aber die sinngemäße Ableitung aus den Angaben der Deutschen Eisenbahnstatistik oder aus der Buchführung bestehender Bahnen.

Zur Feststellung der Bauwürdigkeit einer geplanten Eisenbahn wird die Abschätzung der zu erwartenden Einnahmen nötig, um entscheiden zu können,

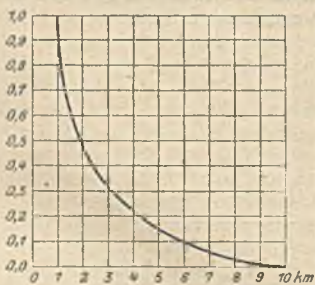


Fig. 7.

ob diese die Deckung der Betriebskosten und eine angemessene Verzinsung des aufzuwendenden Baukapitals sichern. Etwaiger, der neuen Bahn zufallender Durchgangsverkehr muß in jedem Einzelfalle nach den jeweiligen Verhältnissen geschätzt werden; ebenso müssen auch außergewöhnliche Verhältnisse im Ortsverkehr, z. B. kleine Orte mit großen gewerblichen Anlagen, gesondert Berücksichtigung finden. Im allgemeinen sind bei Schätzung des Ortsverkehrs die voraussichtlichen Verkehrsgebiete jeder Station auf der Karte zu begrenzen, die Einwohnerzahlen der auf die Station angewiesenen Orte sowie die Entfernung von der Station zu bestimmen und nunmehr die für die Station anzurechnende Verkehrsbevölkerung durch entsprechende Verminderung der Bevölkerungszahlen des Hinterlandes festzulegen. Die Einwohnerzahl des Stationsortes selbst ist voll als Verkehrsbevölkerung in Anrechnung zu bringen. Für

¹⁾ Hebenstreit, Die Kosten der Zugförderung und ihre Abhängigkeit von der Zugkraft; Doktorarbeit, Hochschule Dresden 1917.

Sachsen haben Ermittlungen, die auf Köpckes Veranlassung vorgenommen wurden, ergeben, daß der Einfluß der Station auf ihr Hinterland nach Maßgabe der Fig. 7 rasch sinkt¹⁾. Die Einwohnerzahlen der entferntliegenden Orte würden, um die Größe der Verkehrsbevölkerung zu erhalten, mit denjenigen Beiwerten zu multiplizieren sein, welche die Ordinaten der Kurve für die entsprechende Entfernung angeben.

Auf vorhandene Stationen angewendet, kann das nämliche Verfahren dazu dienen, um aus dem bekannten Verkehr der Station und der in der beschriebenen Weise ermittelten, für die Station in Frage kommenden Verkehrsbevölkerungsziffer den für den Kopf dieser Bevölkerung anzusetzenden Güterverkehr ($2g$) in t und die Anzahl der jährlichen Reisen ($2p$) zu ermitteln. Sind diese Werte²⁾, die bei rohem Überschlag in Gegenden mit voraussichtlich

zu etwa	geringem	mittlerem	starkem	sehr starkem
Verkehr				
$2g =$	1—2	4—5	6—8	10—12 und mehr
$2p =$	2—5	5—10	10—15	15—22

geschätzt werden können, bekannt, so ergibt sich die kilometrische Betriebseinnahme zu:

$$N = \left[p \cdot c_1 \cdot d_1 \left(1 + \frac{d_1}{L} \right) + g \cdot c_2 \cdot d_2 \left(1 + \frac{d_2}{L} \right) \right] \frac{E}{L}$$

worin bezeichnet:

p den halben Durchschnitt der auf den Kopf der Verkehrsbevölkerung im Jahre entfallenden abgehenden und ankommenden Personen,

g den jährlichen halben Durchschnitt der ankommenden und abgehenden Güter in t ,

c_1 die Betriebseinnahmen für ein Personenkilometer,

c_2 die Betriebseinnahmen für ein Gütertonnenkilometer,

d_1 die Anzahl der Kilometer, welche eine Person im Durchschnitt befördert wird,

d_2 die entsprechende Anzahl für die Gütertonne,

E die gesamte, in Rechnung zu ziehende Verkehrsbevölkerung,

L die Länge der neuen Bahn in km.

Die Werte c und d sind der Deutschen Eisenbahnstatistik für ähnliche Bahnen wie die geplante zu entnehmen, für Hauptbahnen liegen die Werte d_1 etwa zwischen 20 und 30 km, die Werte d_2 zwischen 70 und 140, die Werte c_1 zwischen 2,9 und 3,4 Pfennigen, die Werte c_2 zwischen 3,3 und 4,8 Pfennigen.

Im allgemeinen wird eine Eisenbahn nur dann bauwürdig sein, wenn die jährlichen Einnahmen 13% des Anlagekapitals erreichen und die Ausgaben 9% nicht übersteigen.

Über den vom wirtschaftlichen Standpunkt ausrichtigsten Anschluß seitlich gelegener Orte an eine Verkehrslinie hat Launhardt³⁾ Beziehungen abgeleitet, nach denen

a) für den vorteilhaftesten Anschluß eines seitlich gelegenen Ortes B an eine bestehende Verkehrslinie $M'M''$ (Fig. 8) (Satz vom Anschlußpunkt) gilt:

$$\sin \alpha = \frac{(M_1 - M_2)(\beta_1 + f_1)}{K \cdot i + N + (\beta + f) M_3}$$

¹⁾ Sonne, Veranschlagung der Einnahmen projektierter Lokalbahnen. Deutsche Bauzeitung 1884, S. 216.

²⁾ Handb. d. Ing.-Wissenschaften, Bd. I, V.

³⁾ Launhardt, Theorie des Trassierens, 1. Teil, Hannover 1887.

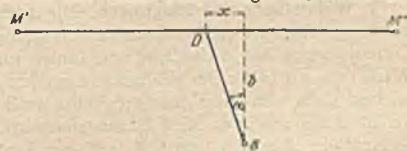


Fig. 8.

wenn bezeichnet wird für die einzelnen Strecken

	<i>BD</i>	<i>M'D</i>	<i>M''D</i>
die Menge der jährlich hin und zurück beförderten Güter . . .	M_3	M_1	M_2
der Frachtsatz für 1 tkm. . . .	f	f_1	f_2
die Unterhaltungskosten für 1 km	$N + \beta \cdot M_3$	$\beta_1 M_1$	$\beta_2 M_2$

soweit sie von Verkehr abhängen,

mit K die kilometrischen Baukosten der Anschlußstrecke BD und mit i der Zinsfuß des Baukapitals.

b) Ist ein seitlich gelegener Ort C bei dem Neubau eines Verkehrsweges zwischen A und B anzuschließen (Fig. 9), so ergeben sich bei Bezeichnungen wie in der Figur für die zweckmäßigste Lage des Knotenpunktes P (Satz vom Knotenpunkt) die Beziehungen:

$$A_1 + B_1 \cos \gamma + C_1 \cos \beta = 0$$

$$\frac{B_1}{C_1} = \frac{\sin \beta}{\sin \gamma}$$

worin

$$A_1 = K \cdot i + N + f \cdot A$$

$$B_1 = K_1 i + N_1 + f_1 B$$

$$C_1 = K_2 i + N_2 + f_2 C$$

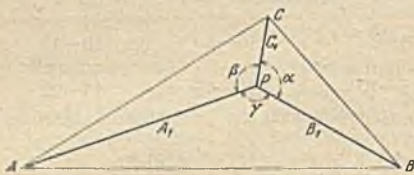


Fig. 9.

die kilometrischen Verkehrskosten, K, K_1, K_2 die kilometrischen Baukosten, N, N_1, N_2 die kilometrischen Unterhaltungskosten, f, f_1, f_2 die kilometrischen Frachtsätze der Beförderung und A, B, C die Anzahl der jährlich beförderten Tonnen Güter auf den drei Strahlen AP, BP, CP bezeichnen und i den Zinsfuß der Anlagekosten angibt.

Bei der hiernach bestimmten Lage der Anschluß- und Knotenpunkte erreichen die gesamten Verkehrskosten ihren Kleinstwert, doch sind selbst ziemlich erhebliche Abweichungen von dieser günstigsten Lage nicht von allzu wesentlichem Einfluß auf die Gesamtkosten des Verkehrs.

B. Technische Grundlagen der Linienführung. Die für das Gebiet des Deutschen Reiches geltenden Vorschriften unterscheiden Haupt- und Nebenbahnen, der V. D. E. teilt die Bahnen ein in Haupt-, Neben- und Lokalbahnen (vgl. Zusammenstellung auf S. 1341). Zu den letzteren gehören auch die Kleinbahnen (nach Landesgesetz in Preußen, Baden, Oldenburg). Stadtbahnen sind ungeachtet ihres oft sehr großen Verkehrs den Kleinbahnen zuzurechnen.

1. Widerstände und Steigungen. Die anzustrebende möglichste Steigerung der Leistungsfähigkeit einer Eisenbahn verlangt als Grundregel der technischen Linienführung das Aufsuchen von Linien mit möglichst gleichbleibendem Widerstand (über die Widerstandsgrößen vgl. Abschnitt „Grundzüge des Betriebes“), da nur dann eine möglichst vollkommene Ausnutzung der Zugkraft, die über ein gewisses Maß hinaus nicht steigerungsfähig ist, stattfinden kann, andernfalls aber der größte auf der Linie vorkommende Widerstandswert, wenn er auch nur einmal und an einer Stelle auftritt, maßgebend ist entweder für die Ladungsgröße, und damit für die Zuglänge, die sich mit einer gegebenen Zugkraft befördern läßt, oder für die Zugkraft, die zur Förderung einer bestimmten Last verwendet werden muß.

Die Durchführung möglichst gleichmäßigen Widerstandes fordert in den Bögen der Linie — vor allem in den schärferen und längeren — eine Ermäßigung der in den geraden Strecken zulässigen größten Steigung s_m um das Maß des Krümmungswiderstandes w_r , so daß immer

$$s + w_r \leq s_m$$

Im Falle einer insgesamt auf einer Länge L zu ersteigenden Höhe H berechnet sich bei Bögen von der Einzellänge l_r mit den entsprechenden Bögenwiderständen w_r

$$s_m = \frac{H + \sum(l_r \cdot w_r)}{L}$$

Ebenso sind in längeren Tunneln die Steigungen zu ermäßigen (vgl. Abschnitt „Tunnelbau“).

Die maßgebende Steigung kann in Ausnahmefällen dann überschritten werden, wenn entweder für Zugkraftaushilfe (Vorspann- oder Schiebelokomotiven) gesorgt wird, oder eine Teilung der Züge bewirkt werden kann, oder endlich die Ersteigung einer steileren Rampe unter Verwendung der lebendigen Kraft des Zuges bei entsprechender Verminderung der Zuggeschwindigkeit zulässig ist. Die mittels einer solchen Anlauframpe von der Länge l zu ersteigende Höhe findet sich zu:

$$h = s \cdot l$$

$$= \frac{v^2 - v_0^2}{2g} \cdot \frac{s}{s - s_m}$$

worin v die Geschwindigkeit am Fuß, v_0 die Geschwindigkeit am oberen Ende der Rampe — beide in m/sek —, s die Steigung der Anlauframpe, s_m die maßgebende Steigung, g die Beschleunigung der Schwere bezeichnet.

Theoretisch entwickeln läßt sich die maßgebende Steigung nicht, ist aber eine gegebene Höhe H mit verschiedenen Linien zu ersteigen

<p>Es unterscheiden:</p> <p>Reichs- und Landes-Vorschriften:</p> <p>Der V. D. E.:</p>	<p>B. O.; S. O.</p> <p>Hauptbahnen</p> <p>Hauptbahnen T. V.</p>	<p>Bahnen mit 1435, 1000 und 750 mm Spurweite, die im allgemeinen mit nicht mehr als 30 km/Std. Geschwindigkeit betrieben werden, bei Vollspur auf eigenen Bahnkörper für Personenzüge mit durchgehender Bremse aber auch 40 und mit Genehmigung der Landesaufsichtsbehörde bis 50 km/Std. Geschwindigkeit erreichen dürfen.</p> <p>B. O.; S. O.</p> <p>Nebenbahnen</p> <p>Nebenbahnen T. V.</p> <p>Vollspurige, dem öffentlichen Verkehre dienende Bahnen einfacher Bauart, auf welche die Betriebsmittel der Hauptbahnen übergehen können und die nicht mit größeren Geschwindigkeiten als 50 km/Std. betrieben werden dürfen.</p>	<p>Bahnen jeder Art, die dem örtlichen Verkehr in einem Gemeindebezirke oder in zwei benachbarten Gemeindebezirken dienen.</p> <p>B. O.; S. O.</p> <p>Nebenbahnen</p> <p>Lokalbahnen Grz.</p> <p>Voll- oder schmalspurige Bahnen untergeordneter Bedeutung, die dem öffentlichen Verkehre, jedoch vorwiegend dem Nahverkehr dienen, mit Maschinenkraft betrieben werden und bei denen in der Regel eine Fahrgeschwindigkeit von 35 km/Std. nicht überschritten werden darf. Es wird empfohlen, vollspurige Lokalbahnen, die an Haupt- oder Nebenbahnen anschließen, für den Übergang von Wagen dieser Bahnen einzurichten.</p>	<p>Kleinbahnen</p> <p>Bahnen, die nicht mit Maschinenkraft betrieben werden.</p>
---	---	--	--	--

möglich, so findet sich unter der Voraussetzung, daß gleiche Lokomotivgattungen und annähernd gleiche Geschwindigkeiten in Frage kommen, die in diesem Falle zweckmäßigste Steigung zu:

$$s_x = -w_g + \sqrt{\frac{(Z - W_1) \cdot w_g}{L + T} + w_g^2}$$

worin:

$$W_1 = w_1 L + w_g T \quad \text{und}$$

w_g den Widerstand für 1 t des Tendergewichts T auf gerader wagerechter Bahn in kg,

w_1 den gleichen Widerstand für 1 t des Lokomotivgewichts L in kg,

Z die Zugkraft der Lokomotive in kg

bezeichnet.

Die Grenzsteigung, bei welcher durch die Zugkraft der Lokomotive gerade noch Lokomotive und Tender allein fortbewegt werden können, berechnet sich zu:

$$s_{\max} = \frac{Z - W_1}{L + T}$$

Auf steilerer Neigung als

$$s_b = w_g + w_r,$$

der sog. Bremsneigung, muß bei der Talfahrt der Überschuß an Schwerkraftarbeit durch Bremsen vernichtet werden. Für Steigungen $s_m \leq s_b$ ist die notwendige Zugkraftaufwendung dann, wenn die zu befördernden Zuggewichte in beiden Richtungen nicht wesentlich voneinander abweichen, nicht größer als auf der wagerechten Strecke, die Steigungen sind also in dieser Hinsicht unschädliche. Daraus folgt, daß bei solchen Linien Gegengefälle keinen Nachteil bringen. Ist aber $s_m > s_b$, so sind solche Gegengefälle — verlorene Steigungen — nach Möglichkeit zu vermeiden.

2. Amtliche Vorschriften und sonstige Rücksichten.

a) Spurweite (B. O. 9; T. V. 2) im geraden Gleis 1435 mm, vgl. Abschnitt „Oberbau“.

b) Umgrenzung des lichten Raumes (Normalprofil). (B. O. 11; T. V. 30 und 34) vgl. Abschnitt „Grundzüge des Betriebes“. In Krümmungen auf Spurerweiterung und Überhöhung Rücksicht nehmen.

c) Krümmungen (B. O. 7; T. V. 29). Zulässiges Kleinmaß des Krümmungshalbmessers in durchgehenden Gleisen 180 m, jedoch unter 300 m auf freier Strecke nur mit Genehmigung der Landesaufsichtsbehörde und unter Zustimmung des Reichseisenbahnamtes.

In Hauptgleisen zwischen geraden und gekrümmten Strecken Übergangsbögen (vgl. Abschnitt „Oberbau“); aneinander stoßende gleichgerichtete Krümmungen sind unter Anwendung stetig wachsender oder abnehmender Halbmesser ineinander überzuführen.

Anwendung großer Krümmungshalbmesser stets anzustreben, insbesondere sollen auf stark geneigten Bahnstrecken möglichst flache Krümmungen verwendet und stärkere Neigungswechsel tunlichst in die Gerade gelegt werden.

Für Anschlußgleise gewerblicher Anlagen kleinere Halbmesser zulässig, wenn sie nur von Nebenbahnlokomotiven von höchstens 3 m festem Radstand befahren werden. Kleinwert 100 m, wenn die übergehenden Wagen feste Radstände von höchstens 4,5 m besitzen.

d) Zwischengerade zwischen entgegengesetzt gerichteten Krümmungen mindestens 30 m zwischen den Enden der Überhöhungsrampen (vgl. Abschnitt „Oberbau“) — entsprechend 80—100 m zwischen den Bogenanfängen — lang. (B. O. 7; T. V. 29.)

e) Neigungsverhältnisse (B. O. 7; T. V. 28 und 36). Längsneigung auf freier Strecke darf in der Regel $25^{\circ}/_{00}$ (1 : 40) nicht überschreiten, jedoch

bedürfen stärkere Neigungen als $12\frac{1}{2}\text{‰}$ (1 : 80) der Genehmigung der Landesaufsichtsbehörde und der Zustimmung des Reichseisenbahnamtes.

In Bahnhofsgleisen darf, abgesehen von Verschicbegleisen, das Neigungsverhältnis nicht mehr als $2,5\text{‰}$ (1 : 400) betragen, jedoch dürfen Ausweichgleise in die stärkere Neigung der freien Strecke übergreifen.

Zwischen Gegenneigungen von mehr als 5‰ (1 : 200) ist dann, wenn eine der beiden Neigungen mehr als 10 m Gesamthöhe hat, eine mindestens 500 m lange, höchstens 3‰ geneigte Zwischenstrecke einzuschalten. In diese Länge von 500 m dürfen die Tangenten der Ausrundungsbögen eingerechnet werden.

Ausrundung der Neigungswechsel hat in durchgehenden Hauptgleisen nach einem Kreisbogen von mindestens 5000 m Halbmesser zu erfolgen, in und vor Stationen kann bis auf 2000 m herabgegangen werden.

f) Gleisabstände (B. O. 12; T. V. 31) auf freier Bahn bei zusammengehörigen Doppelgleisen einer Linie mindestens 3,5 m, zwischen Gleispaaren oder zwischen einem Gleispaar und einem dritten Gleise mindestens 4,0 m. Für Neubauten wird auch im ersten Falle 4,0 m empfohlen. Auf Bahnhöfen Abstand der Gleise, abgesehen von Überladegleisen, mindestens 4,5 m, dann, wenn ein Bahnsteig zwischen den Gleisen liegt, bei Hauptbahnen mindestens 6,0 m.

g) Bauentwurf (T. V. 1). In den Entwürfen für eingleisige Bahnen, bei denen die spätere Herstellung des zweiten Gleises nicht ausgeschlossen erscheint, ist dieser Möglichkeit Rechnung zu tragen.

In erster Linie wichtig für eine Eisenbahn ist sicherer Untergrund; es sind daher möglichst alle Geländestrecken zu vermeiden, auf denen Bodenbewegungen vorkommen können, und es ist eine günstige Höhenlage des Bahnkörpers derart anzustreben, daß Rutschungen vermieden werden. Daher tunlichste Vermeidung schwieriger Hangbaustrecken und möglichst Lage des Bahnkörpers in den Schichten köpfen.

h) Schutz gegen Nässe (B. O. 8; T. V. 33). Abgesehen von eingedeichten Strecken Schienenunterkante mindestens 0,6 m (besser 1,0 m) über höchstem Wasserstand. Bei Gebirgswässern mit starken Gefällen ist der Erhöhung des Wasserspiegels an der äußeren Seite der Krümmungen Rechnung zu tragen.

In langgestreckten Niederungen ist ein geringer Auftrag einem Abtrag stets vorzuziehen.

Die Wasserverhältnisse der von der Bahn durchzogenen Gegend sind eingehend zu ermitteln, um auf sie — auf Hochwasser, Eisgang, Ent- und Bewässerungsanlagen, Schifffahrt und Flößerei, auf vorhandene Wasserkräfte, Eisnutzung und Fischzucht — die erforderliche Rücksicht nehmen zu können.

i) Schutz gegen Schneeverwehungen und Schneeverstümmungen (T. V. 26) ist schon bei Anlage der Bahn in Betracht zu ziehen. Langgestreckte flache Einschnitte und Anschnitte zwischen 0,5 und 2,0 m Tiefe sind in offenem Gelände möglichst zu vermeiden (wenn angängig, in die herrschende Windrichtung zu legen), Lawinengänge im Tunnel oder auf Brücken zu kreuzen. Wo dieser Schutz nicht durch die Bahnanlage selbst herbeigeführt werden kann, sind bauliche Vorkehrungen zu treffen.

k) Schutz gegen Feuergefahr (T. V. 27). In Waldungen, Heiden und trockenen Mooren ist längs der mit Dampfkraft betriebenen Bahn zur Sicherung gegen Brände ein Streifen wurd zu halten oder nur so zu benutzen, daß die Ausbreitung eines Feuers gehindert wird. Breite des Streifens ist nach der Örtlichkeit zu bestimmen. Derselbe Zweck kann auch durch Anlage von Schutzgräben erreicht werden, die in angemessenem Abstände vom Bahngleis anzulegen und von brennbaren Gegenständen frei zu halten sind. Am wirksamsten erscheint ein mit dichtem Wald bedeckter Schutzstreifen von 12—15 m Breite, der beiderseits durch 1—1,5 m breite Wundstreifen gesäumt wird, die in Entfernungen von 20—40 m durch gleiche Querstreifen verbunden sind. Wald- und Wundstreifen sind von brennbaren Stoffen stets frei zu halten.

Von nicht feuersicher gedeckten Gebäuden soll der Abstand der Bahnachse nach den meisten Bestimmungen der Landesgesetze 25 m (Preußen: $25 + 1\frac{1}{2} \cdot \text{Dammhöhe}$), von Gebäuden ohne feste Bedeckung, die zur Lagerung leicht entzündlicher Gegenstände dienen, aber entsprechend mehr (Preußen: 38 m) betragen.

l) Überschreitung von Wegen. Wegübergänge in Schienenhöhe (B. O. 18; T. V. 17, 19 und 20) sind tunlichst zu vermeiden, andernfalls mit leicht sichtbaren Schranken zu versehen, Zugschranken müssen vom Standorte des bedienenden Wärters aus übersehen werden können und dürfen in größerer Entfernung als 50 m nur bei Übergängen mit schwächerem Verkehr verwendet werden.

Wege in Schienenhöhe sollen die Bahn in der Regel nicht mit kleinerem Winkel als 30° kreuzen. (T. V. 17.)

Wegunterführungen (Bahnbrücken) und Wegüberführungen (Wegbrücken) vgl. Abschnitt „Unterbau“. Wegverlegungen vgl. „Straßenbau“.

Schon bei der Festlegung der Bahnlinie ist zu erörtern, in welcher Weise während des Baues der Verkehr auf den bestehenden Wegen aufrecht zu erhalten und wie etwa nötig werdende Straßensenkungen zu entwässern sind.

m) Bahnkreuzungen (B. O. 13; T. V. 37) zwischen Hauptbahnen und anderen Bahnen dürfen außerhalb der Stationen nicht in Schienenhöhe angelegt werden. Für die Kreuzung einer Hauptbahn mit einer der B. O. nicht unterstellten Bahn kann die Landesaufsichtsbehörde Ausnahmen zulassen.

n) Überschreitung von Tälern und Wasserläufen. Bei flachen Tälern mit größeren Flußläufen wird es jederzeit zweckmäßig sein, Änderungen der Flußverhältnisse zu vermeiden und regelmäßige Strecken mit gutem Baugrund und festen Ufern zum Übergang auszuwählen. Rechtwinkliger Übergang in gerader Linie und wagerechter Strecke ist zu bevorzugen, wenn auch nicht immer zu erreichen. Die Höhenlage der Brücke ist bedingt durch die Rücksicht auf Schifffahrt und das Bestreben, bewegliche Brückenteile zu vermeiden, sowie auf das Hochwasser, über dem feste Holz- und Eisenteile mindestens 0,3–0,5, bei zu befürchtendem Eisgang mindestens 0,8 m liegen sollen. Bei Halbkreisgewölben soll das Hochwasser nur bis ungefähr $\frac{1}{3}$ des Halbmessers, bei Stichtbogengewölben etwa zum Kämpfer reichen.

Bei Überschreitung steilerer Täler mit kleineren Wasserläufen ist vielfach eine Verlegung des Wasserlaufes zur Herbeiführung einer zweckmäßigeren Gestaltung des Übergangsbauwerkes nicht schwierig, wogleich Vorsicht bei solcher Planung stets angezeigt erscheint.

o) Überschreitung großer Wasserscheiden bedingt zunächst die Festlegung der Höhe der Scheitelstrecke und die Ermittlung der zweckmäßigsten Steigungsverhältnisse für die Entwicklungsstrecken. Unter Umständen kann eine Teilung der Linie in Betriebsstrecken von verschiednen großer maßgebender Steigung ein wirtschaftlich günstigeres Ergebnis liefern, als die Durchführung einer einheitlichen Steigung auf der gesamten Strecke¹⁾. Vielfach wird es nicht möglich sein, ohne weitere Längenentwicklung der Linie mit Hangbaustrecken die Scheitellage zu erreichen, meist werden Entwicklungen nötig werden, die erfolgen können entweder durch Ausfahren von Seitentälern (Brennerbahn im Schmirner- und Pferschtal) oder durch Schleifenbildungen im Haupttal (Gotthardbahn bei Wasen, Albulabahn bei Bergün, Schwarzwaldbahn bei Triberg, Bahn an der Südgrenze Badens zwischen Weizen und Zollhaus) oder durch Schlingen unter Anwendung von Kehrtunneln (Gotthardbahn am Pfaffensprung, bei Faido und Giornico, Albulabahn zwischen Muot und Naz) oder endlich durch Spitzkehren, gegen die aber die Unbequemlichkeit des Betriebes spricht. Auch das Einlegen von Zahnstangenstrecken wird für Hauptbahnen kaum in Frage kommen, kann aber für Nebenbahnen selbst bei lebhafterem Betriebe ein geeignetes Mittel zur Abminderung der Baukosten sein.

¹⁾ Stockert, Die Alternativ-Tracen des Arlbergs. Wien 1880.

p) Wasserstationen (B. O. 15; T. V. 58) sind in solchen Abständen und von solcher Leistungsfähigkeit anzulegen, daß der von der Landesaufsichtsbehörde festzustellende Bedarf an Speisewasser, das von Kesselsteinbildnern frei sein muß, jederzeit reichlich gedeckt ist.

Brosius und Koch geben für diese Entfernung die Formel:

$$S_1 = \frac{D}{K} \cdot \frac{S}{8} \text{ km,}$$

worin bezeichnet:

D den Wasservorrat einer Lokomotive in kg,

K „ Kohlenvorrat „ „ „ „

S die Entfernung der Bekohlungsstationen in km,

und zu setzen ist:

$$S = 1000 \frac{K}{R} \cdot \frac{w + x}{w + y} \text{ km,}$$

worin:

R das Reibungsgewicht der Lokomotive in kg,

w den Zugwiderstand in gerader wagerechter Strecke in kg für die Tonne Zuggewicht,

x die stärkste in der Strecke liegende Steigung in ‰,

y die mittlere Bahnneigung zwischen den beiden Kohlenstationen in ‰

angibt.

Im großen Durchschnitt kann etwa angenommen werden bei

	K in t	D in t
Lokomotiven mit besonderem Tender . . .	3,5—12	8 —32
Tenderlokomotiven	1 —4	3,5—20

Die hiernach berechnete Anzahl von Wasserstationen ist zweckmäßig zu verdoppeln, um allen Betriebsstörungen vorzubeugen. (Entfernung im Durchschnitt 25—30 km, in stärkeren Steigungsstrecken 5—16 km, nach je 150 bis 250 m Steigung.)

q) Anordnung der Stationen. Stationen sind meist Festpunkte für die Linienführung. Sie sind möglichst nahe an die Orte und deren Verkehrswege zu legen. Entfernung der Stationen ist im allgemeinen abhängig vom Verkehr, außerdem ist bei eingleisigen Strecken die Kreuzungsmöglichkeit von wesentlichem Einfluß. Bei Bahnen, die für Beförderung von Militärzügen in Betracht kommen, wird die Entfernung und die Länge der Kreuzungsstationen von dem Reichseisenbahnamt festgesetzt, Entfernungen von weniger als 8 km und nutzbare Gleislängen von mehr als 550 m können jedoch nicht vorgeschrieben werden. (Die Länge von 550 m entspricht einem ganzen Militärzug, für einen halben Zug sind 290 m zu rechnen.) (B. O. 14.)

Abgesehen von dieser Bestimmung soll die Länge der Zuggleise in Stationen für die längsten, die anschließenden Strecken befahrenden Züge ausreichend sein (vgl. nachstehend unter r). (T. V. 36.) Stationen mit Kreuzungs- oder Überholungsgleisen sind in gerader Linie oder wenigstens so anzulegen, daß an beiden Enden eine genügend lange Gerade oder eine schwache Krümmung (> 700 m) zur Entwicklung der Ein- und Ausfahrweichen vorhanden ist. Ebenso sollen alle Aufstellungsgleise für Züge gerade oder doch in schlanker Linienführung angelegt sein.

Stationen am zweckmäßigsten in der Wagerechten, keinesfalls darf das Neigungsverhältnis der Bahnhofsgleise mehr als 2,5 ‰ (1:400) betragen. Endweichen und Ausweichgleise dürfen in die stärkere Neigung der freien Strecke eingreifen (vgl. Punkt e). Zweckmäßig sind vor den Bahnhöfen noch mäßige Steigungen von mindestens einer Zuglänge.

Notwendige Breite der Stationen bei kleineren Anlagen etwa 25 bis 30, bei mittleren etwa 50—60 m, daher der Bahnhof möglichst an einer Geländestelle mit nicht zu starker Querneigung.

Die Durchführung der Entwässerung der Stationsanlagen ist schon bei Festlegung der Linie zu berücksichtigen.

r) Stärke der Züge (B. O. 54) richtet sich nach der größten, der Berechnung der regelmäßigen Fahrzeit zugrunde gelegten Geschwindigkeit (vgl. „Grundzüge des Betriebes“). Außersten Falles darf sie bei Personenzügen 80, bei Güterzügen 120, in Ausnahmefällen bei günstigen Neigungs- und Krümmungsverhältnissen 150 Wagenachsen erreichen. Im Durchschnitt kann für lange Züge die Achse bei Personenzügen mit 4,5—5,0 m, bei Güterzügen mit 4,2—4,5 m, die Länge einer Lokomotive mit 15—20 m angenommen werden.

Die zulässigen Fahrgeschwindigkeiten regeln sich je nach der Bauart der Bremsen sowie nach Steigung und Krümmung der Bahn nach B. O. 66 (vgl. Abschnitt „Grundzüge des Betriebes“).

C. Allgemeine Vorarbeiten schließen sich den mit der Zusammenstellung der Grundlagen für den Bauentwurf abschließenden Vorerwägungen an und bezwecken die Aufstellung des Vorentwurfes, d. h. den Nachweis darüber, daß und unter welchen Bedingungen technischer und wirtschaftlicher Art für den beabsichtigten Zweck eine bauwürdige Linie ausführbar erscheint und — sofern dies durch mehrere Lösungen erreichbar ist — welche Ausführung die zweckmäßigste ist.

1. Hierzu ist vor allem die **Beschaffung eines Lage- und Höhenplanes** größeren Maßstabes erforderlich (vgl. „Vermessungswesen“, Teil III), dessen Begrenzung da nicht zu eng zu nehmen ist, wo nach den vorläufigen Erwägungen die Linie noch nicht eindeutig feststeht.

Unter Zugrundelegung dieses Planes wird nunmehr in der Regel

2. die **Aufstellung des Vorentwurfes auf dem Papier** zu erfolgen haben, die zu beginnen ist mit

a) der Festlegung der bestimmenden Hauptpunkte — Anfangs- und Endpunkt der Bahn, Zwischenbahnhöfe, Überschreitungen von Flüssen, Bahnen, größeren Straßen, Scheitelhöhen usw. —. Anzuschließen ist sodann

b) der Eintrag einer vorläufigen Bleilinie zunächst aus freier Hand nach Schätzung, um einen Überblick über die voraussichtlichen Längen und über die durchschnittlichen Steigungen zu erhalten, sodann mit Hilfe der aus den Schichtenlinien zu entwickelnden Linie gleicher Steigung, bei deren Eintrag die voraussichtliche Lage und Ausdehnung der Bahnhöfe bereits entsprechend zu berücksichtigen ist;

c) Veränderungen und Berichtigungen der Linienführung, um Ausgleich der Steigungen und Anschmiegun an das Gelände zu erreichen.

d) Eintrag einer Bahnachse, wobei die günstigsten Krümmungshalbmesser, die notwendigen Zwischengeraden, die Abminderung der Steigungsverhältnisse in scharfen Bögen und in Tunneln zu berücksichtigen sind;

e) Nochmalige Berichtigung und Verbesserung der Linienführung an der Hand des Längsschnittes zur Erzielung des Massenausgleiches sowie zur Erfüllung der im Abschnitt B erwähnten Forderungen. Namentlich ist Wert darauf zu legen, daß Erdarbeitskosten möglichst vermindert und lange flache Einschnitte, scharfe Gefällwechsel und teure Kunstbauten vermieden werden.

f) Zeichnerische Ausführung des Linieneintrages im Plan sowie des Längsschnittes unter Eintrag der Bauwerke im letzteren.

Sind in dieser Weise die verschiedenen Linienzüge festgestellt, so ist für sie 3. ein **Vergleich** der verschiedenen Linien unter Aufstellung von Baukostenanschlägen und — sofern die grundlegenden Bedingungen für die einzelnen Führungen stärker voneinander abweichen — auch von Betriebskostenüberschlägen und Ertragsberechnungen durchzuführen. Für den Baukostenvergleich genügt in vielen Fällen ein Vergleich der Kosten der Erdarbeiten und der größeren

Bauwerke, für den Betriebskostenvergleich eine Ermittlung des Unterschiedes der Betriebskosten nach Maßgabe der Ausgaben bei Bahnen mit ähnlichen Verhältnissen.

Mit der Beendigung der allgemeinen Vorarbeiten, deren Geländearbeiten an die Genehmigung der zuständigen Landesbehörden geknüpft sind, muß die Anordnung der geplanten Bahnanlage in engeren Grenzen festgelegt sein. Die erhaltenen Ergebnisse bilden die Grundlage für die Erlangung der Konzession für Privatbahnen und für die Geldbewilligung bei Staatsbahnen. In der Regel sind nach Abschluß der allgemeinen Vorarbeiten einzureichen:

a) eine Übersichtskarte unter Benutzung vorhandener Landesaufnahmen, mit rotem Eintrag der geplanten Bahn, zweckmäßig auch unter Angabe ihres zukünftigen Verkehrsgebietes;

b) ein Lageplan im Maßstab 1 : 10 000 oder größer, mit Schichtenlinien;

c) ein Längsschnitt mit gleichem Maßstab für die Längen wie im Lageplan, Höhen 20—10 mal größer;

d) Querschnitte für die regelmäßige Ausgestaltung des Bahnkörpers sowie für die wesentlich hiervon abweichenden Bahnstellen;

e) ein Erläuterungsbericht, umfassend Beschreibung und Begründung der Linienführung und ihrer Grundlagen, Erörterung der wirtschaftlichen, Verkehrs- und Grunderwerbsverhältnisse, der Berührung von Staatsländereien, Bergwerksrechten, militärischen Anlagen u. dgl., die Frage der Erhaltung der Wegeverbindungen und der Vorflutverhältnisse, einen Nachweis über die Leistungsfähigkeit der Bahn, die Begründung der Ansätze des Kostenanschlags usw.;

f) ein Kostenüberschlag, geordnet nach den Titeln des „Normalbuchungsformulars“, das vom V. D. E. aufgestellt und für alle dem Reichseisenbahnamt unterstellte Bahnen gültig ist;

g) in manchen Fällen eine Ertragsberechnung unter Zugrundelegung eines aufzustellenden Betriebsplanes.

D. Ausführliche Vorarbeiten bezwecken die Aufstellung des endgültigen Bauentwurfes in allen seinen Teilen einschließlich der zugehörigen Kostenanschläge.

Sie umfassen:

1. eine nochmalige eingehende Darstellung des Geländes dann, wenn die Grundrißpläne der allgemeinen Vorarbeiten nur in kleinem Maßstab und flüchtig hergestellt wurden, in beschränkter Breite, aber mit allen Einzelheiten auf Grund genauer Aufnahmen im Maßstab 1 : 2500 und 1 : 2000 oder in schwierigerem Gelände besser 1 : 1000.

In solchem Falle muß dann auch

2. eine nochmalige genaue Feststellung der Linie auf dem Papier erfolgen.

Sind indessen die allgemeinen Vorarbeiten, insbesondere deren Planaufnahmen, in der Voraussetzung, daß die Bahnlinie sicher zur Ausführung gelangen wird, von Anfang an eingehend und genau ausgeführt worden, so beginnen die ausführlichen Vorarbeiten sofort mit der

3. Übertragung der Bahnlinie ins Gelände durch Absteckung der Geraden und Bögen, deren Richtigkeit dann durch die Kontrollmessung zu prüfen ist, sowie mit der

4. Aufnahme des Längsschnittes und der Querschnitte, und sofern besondere genaue Aufnahmen für den Beginn der ausführlichen Vorarbeiten nicht hergestellt worden waren (Punkt 1), mit der

5. Aufnahme der Grunderwerbspläne und Vermessungsregister im unmittelbaren Anschluß an die Absteckung der Bahn (vgl. zu 3, 4, 5: „Vermessungswesen“, Teil III).

Diese Geländearbeiten sind noch zu ergänzen:

6. durch Bodenuntersuchungen (vgl. „Erdbau“) zur Gewinnung der notwendigen Grundlagen für etwaige erforderliche Linienänderungen, Böschungsneigungen, Massenverwendung, Gründungen und Gewinnungspreise. Auf ihrer Grundlage ist alsdann

7. der **Baueinwurf für die Ausführung** aufzustellen, und zwar:

a) Feststellung des Längsschnittes und der Querschnitte des Bahnkörpers, nämlich:

- α) Feststellung und Eintrag der Planumhöhen in Längsschnitt und Querschnitte, der Planumbreiten in die Querschnitte,
- β) Einzeichnung der Böschungen in die Querschnitte,
- γ) Festlegung der Grabentiefen und Eintrag derselben und der Durchlaßsohlen in Längsschnitt und Querschnitte,
- δ) Massenvermittlung und Massenverteilung (vgl. „Erdbau“),
- ε) Angabe der gesamten Bahnbreiten in den Querschnitten und in den Lageplänen.

b) Entwurf der Wegübergänge, Wegverlegungen und Seitenwege, sowie der Kunstbauten auf Grund der Festsetzungen der inzwischen durchgeführten Enteignung oder, falls diese noch nicht erfolgt, auf Grund von Begehungen im Einvernehmen mit den zuständigen Behörden.

c) Entwurf der Bahnhofsanlagen.

8. **Aufstellung des allgemeinen Bauplanes** (am zweckmäßigsten bildlich), der sowohl die Zeiteinteilung für sämtliche Bauarbeiten als auch den während der einzelnen Abschnitte vorhandenen Bedarf an Geld, Arbeitskräften und Baustoffen erkennen lassen soll. Der Herstellung guter Zugänglichkeiten zu den Baustellen, der Beschaffung von Unterkunft für die Arbeiter, sowie der Einleitung der für den Oberbau nötigen Vorbereitungen (Bestellung im Werk, Lieferung von Bettungsmaterial, Beschaffung geeigneter Lagerplätze) ist Aufmerksamkeit zuzuwenden.

9. Die **Beschaffung der Unterlagen für den Grunderwerb** beginnt mit der Herstellung der Pläne (vgl. Punkt 1 und 5), in welche die Breiten des Bahnkörpers einzutragen sind (vgl. Punkt 7a, E). Die aus den Plänen ermittelten zu erwerbenden Flächengrößen werden in nach Fluren getrennten Verzeichnissen zusammengestellt, die Nummer, zu entnehmende Flächengröße, Kulturart und Besitzer jedes betroffenen Flurstückes angeben.

10. **Herstellung der vorschriftsmäßigen Vorlagen.** Sämtliche Pläne und Entwürfe sind nur in besonderen Fällen in der Urzeichnung, vielmehr in der Regel in Abzeichnungen einzureichen.

Die Ergebnisse der ausführlichen Vorarbeiten sollen im allgemeinen umfassen:

a) einen Lageplan als Grunderwerbsunterlage mit allen Besitzgrenzen und Einzelheiten für einen Geländestreifen von 100—250 m Breite zu jeder Seite der abgesteckten Bahnlinie im Maßstab 1 : 2500, 1 : 2000 oder in schwierigerem Gelände besser 1 : 1000; einschließlich aller für den Grunderwerb nötigen Verzeichnisse;

b) einen Längsschnitt, Längen wie unter a, Höhen 10fach;

c) Querschnitte für die gesamte Bahnlänge, Maßstab 1 : 250 oder 1 : 200;

d) Verzeichnisse über Höhe und Breiten des Bahnkörpers, sowie über Neigungs- und Richtungsverhältnisse;

e) Entwürfe zu Stütz- und Futtermauern, Durchlässen, Brücken, Tunneln und Wegübergängen, sowie für alle sonstigen Kunstbauten. (Maßstab 1 : 100 oder 1 : 50 für Kunstbauten, 1 : 1000, 1 : 500, 1 : 100, je nach Sachlage, für die Wege.) Für kleinere Bauten genügen meist Musterzeichnungen und Verzeichnisse;

f) Entwürfe für die Bahnhofsanlagen (Maßstab 1 : 1000);

g) Entwürfe für die Hochbauten (Maßstab 1 : 200 oder 1 : 100);

h) Musterzeichnungen für den Oberbau und die Gleisverbindungen;

i) einen ausführlichen Erläuterungsbericht mit Bauplan;

k) einen ausführlichen Kostenanschlag, geordnet nach den Titeln des „Normalbuchungsformulars“.

E. Der **Geschäftsgang** bei der Vornahme von Eisenbahnvorarbeiten und bei der Erwerbung des benötigten Grund und Bodens ist in den verschiedenen Staaten des Deutschen Reiches nicht gleichmäßig geordnet.

Geschäftsgang in Preußen.

In Preußen erteilt der Minister der öffentlichen Arbeiten die Erlaubnis zur Vornahme der Vorarbeiten — sog. Vorkonzession. Ausführung bei Staatsbahnen durch die Eisenbahndirektion, in deren Bezirk die beabsichtigte Bahn liegt, bei Privatbahnen durch die den Bau planende Unternehmung. Über das Betreten fremden Eigentums vgl. „Gesetz über die Enteignung von Grundeigentum vom 11. Juni 1874“, § 5.

Das Ergebnis der ausführlichen Vorarbeiten wird landespolizeilich durch den zuständigen Regierungspräsidenten bezüglich der Weg- und Vorflutverhältnisse geprüft, nachdem bei Privatbahnen eine technische Prüfung durch den vom Minister als Eisenbahnkommissar bestellten Präsidenten einer Eisenbahndirektion vorangegangen ist, und hierauf vom Minister vorläufig festgelegt. Die Baukonzession und damit das Recht zur Enteignung erteilt das Landesoberhaupt. Ist der dann einzuleitende freihändige Erwerb der zum Bahnbau benötigten Grundflächen usw. nicht erreichbar und auch der Versuch ergebnislos, von den Besitzern vorbehältlich späterer Feststellung der Entschädigung die Erlaubnis zur Inangriffnahme der Bauarbeiten durch gütliche Vereinbarung zu erhalten, so wird auf Antrag der Eisenbahnverwaltung ein besonderes „Planfeststellungsverfahren“ durch den Regierungspräsidenten eingeleitet, vor dessen Durchführung die Enteignungsunterlagen — Grunderwerbspläne und Verzeichnisse der zu erwerbenden Flächen — 14 Tage öffentlich auszulegen sind. Die Höhe der Entschädigungen und die sonstigen Verpflichtungen der Eisenbahnverwaltung setzt der Bezirksausschuß — in höherer Instanz der Provinzialrat — fest. Den Beteiligten steht der Rechtsweg 6 Monate offen, doch kann der Regierungspräsident in dringenden Fällen die Enteignung nach Hinterlegung der festgesetzten Entschädigungssumme noch vor der Erledigung des Rechtsweges anordnen. Die landespolizeiliche Prüfung und die Erledigung der bei der Planfeststellung erhobenen Einsprüche erfolgt in der Regel unter Zuziehung aller Beteiligten in örtlichen Terminen unter Begehung der geplanten Bahnlinie.

Nach Beendigung des Baues wird die Genehmigung zur „Betriebsöffnung“ nach „landespolizeilicher Abnahmeprüfung“ durch den Minister erteilt. Lokomotivbetrieb für Arbeitszüge kann die Landespolizeibehörde schon vorher gestatten.

Geschäftsgang in Bayern.

Privatbahnen bedürfen nach dem Gewerbegesetz vom 30. Januar 1868 der Konzession. Es wird (Verordnung vom 20. Juni 1855) zwischen der Projektierungskonzession und der eigentlichen Eisenbahnkonzession unterschieden. Diese, d. i. die Konzession zum Bau und Betrieb einer Bahn, wird auf Zeit, und zwar höchstens auf 99 Jahre erteilt.

Für die Staatseisenbahnen sind die landesrechtlichen Bestimmungen in der Verwaltungsordnung enthalten. Für den Bau neuer Bahnlinien werden nach Bedarf Neubauspektionen eingerichtet, die den Eisenbahndirektionen unterstehen.

Staats- wie Privatbahnen sind nach dem Gesetze vom 17. November 1837, die Zwangsabtretung von Grundeigentum betreffend, mit dem Enteignungsrechte ausgestattet. Der mit sämtlichen auf das Unternehmen bezüglichen Urkunden, Plänen und Anschlägen zu belegende Antrag auf Verleihung des Enteignungsrechtes ist bei der Kreisregierung zu stellen, diese holt Genehmigung des Staatsministeriums ein. Die beteiligten Eigentümer können gegen die Verleihung der Enteignung bei der Kreisregierung Einspruch erheben und gegen deren Entscheidung Berufung beim Staatsrate einlegen. Zur Durchführung der Enteignung ladet die Distriktspolizeibehörde sämtliche Beteiligte, legt die Pläne 14 Tage aus und verhandelt bei der Enteignungstagfahrt mündlich protokollarisch mit den Beteiligten.

Über die Abtretung oder Beschränkung des Grundeigentumes entscheidet sodann die Kreisregierung, Kammer des Innern, in erster, und der versammelte Staatsrat in zweiter und letzter Instanz. Streitigkeiten über die Höhe der Entschädigungen werden von den Zivilgerichten ausgetragen.

Die oberste Aufsicht über die Privateisenbahnen steht dem Staatsministerium für Verkehrsangelegenheiten zu. Die unmittelbare Aufsicht wird nach der Verwaltungsordnung für die Verkehrsanstalten von den Eisenbahndirektionen ausgeübt.

Geschäftsgang in Sachsen.

Zur Vorbereitung eines Eisenbahnunternehmens, insbesondere zur Aufstellung des Planes und zur Veranschlagung der Kosten, kann der Unternehmer ermächtigt werden, auf eine bestimmte Frist Vorarbeiten auf fremden Grundstücken vorzunehmen (Verordnung vom 30. September 1872). Die Ermächtigung wird vom Ministerium des Innern erteilt. Frist kann verlängert werden. Bei Staatsbahnen werden die allgemeinen Vorarbeiten in der Regel durch die dem Finanzministerium direkt unterstellte Ingenieurabteilung für Eisenbahnavorarbeiten, die ausführlichen Vorarbeiten durch die Generaldirektion der Staatseisenbahnen unterstellten Neubauämter, ausnahmsweise auch durch Bauämter (Dienststellen der Bahnunterhaltung) ausgeführt, bei Privatbahnen durch die den Bau planende Unternehmung oder Gesellschaft. Die Baugenehmigung bei Staatsbahnen gründet sich auf ständische Beschlüsse und Etatposten; bei Privatbahnen wird die Baugenehmigung vom Ministerium des Innern im Einvernehmen mit dem Finanzministerium erteilt. Die ausführlichen Vorarbeiten bei Staatsbahnen werden grundsätzlich erst nach erfolgter ständischer Bewilligung der Mittel ausgeführt; liegt diese vor, so bedarf es einer Begutachtung durch andere Zweige der Staatsverwaltung nicht. Bei Privatbahnen bilden die ausführlichen Vorarbeiten die Grundlage für Erteilung der Baugenehmigung und für die Ausübung der der Staatsregierung vorbehaltenen späteren technischen Beaufsichtigung des Baues. Die ausführlichen Vorarbeiten unterliegen in diesem Falle der Begutachtung der dem Ministerium des Innern nachgeordneten

Verwaltungsbehörden und der dabei sonst beteiligten Zweige der Staatsverwaltung, in der Regel Eisenbahnverwaltung, auch Forst- und Bergverwaltung. Die von Privatunternehmen beim Ministerium des Innern einzureichenden Ergebnisse der allgemeinen und ausführlichen Vorarbeiten sind in der Verordnung, die technischen Vorarbeiten für den Bau von Privateisenbahnen betreffend, vom 30. September 1872 einzeln aufgeführt.

Die Verleihung des Enteignungsrechtes erfolgt in allen Fällen durch eine Verordnung des Gesamtministeriums, wenn die gesetzlichen Voraussetzungen erfüllt sind (Enteignungsgesetz vom 24. Juni 1902). Bei Staatsbahnen wird der Landbedarf fast ausschließlich durch Enteignung gedeckt, auch wenn die Gemeinden und sonstigen Interessenten das Land unentgeltlich bereitstellen müssen. Das Verfahren wird ausschließlich im Verwaltungswege durchgeführt, zuständig sind in 1. Instanz die Amtshauptmannschaften, in 2. Instanz die Kreishauptmannschaften. Bei der Enteignungsbehörde ist ein ausführlicher Plan über die Anlage (in der Regel ohne Längs- und Querprofile), sowie ein Verzeichnis der in Anspruch genommenen Grundstücke und Rechte einzureichen. Das Verfahren gliedert sich in

1. Vorverfahren, d. h. Auslegung der Unterlagen und Planfeststellung, insbesondere auch über die im öffentlichen Interesse und in dem der Anlieger erforderlichen Nebenanlagen (Wege, Übergänge usw.),

2. Enteignungs- und Entschädigungsverfahren,

3. Schlußverfahren, d. h. Vermessung, Bereinigung und Nachentschädigung nach Fertigstellung des Baues. Für einfachere Anlagen sogenanntes abgekürztes Verfahren.

Die Genehmigung zur Betriebsöffnung wird bei Staatsbahnen nach erfolgter Abnahme vom Finanzministerium, bei Privatbahnen nach erfolgter Prüfung und Abnahme durch die Landesaufsichtsbehörde (Finanzministerium oder in dessen Auftrage Generaldirektion der Staatsbahnen oder ein bestellter Kommissar) vom Ministerium des Innern erteilt. Für elektrisch betriebene Privatbahnen (Straßen- und Kleinbahnen) wird die Begutachtung der Planung, die Überwachung des Baues und des Betriebes vom Regierungskommissar für elektrische Bahnen besorgt.

Geschäftsgang in Österreich.

Zur Erlangung der Konzession für eine Privatbahn wird (Verordnung des Handelsministeriums vom 25. Januar 1879) zunächst Vorarbeitenerlaubnis auf höchstens 6 Monate erteilt, als deren Ergebnis das Vorprojekt einzureichen ist. Dieses wird 8 Tage öffentlich ausgelegt, auf Grund der alsdann vorzunehmenden Trassenrevision entscheidet die Regierung über die Bauwürdigkeit der Bahn. Staatsbahnen unterliegen gleichfalls der Trassenrevision.

Ist die Konzession ausgesprochen, so ist das Projekt der endgültigen Trasse beim Handelsministerium einzureichen. Nach ihrer Genehmigung wird zunächst Anzahl und Lage der Stationen von der Staatskommission festgesetzt. Hierauf wird die Linie abgesteckt und die Baupläne werden bearbeitet. Zur Anordnung der politischen Begebung sind die Ergebnisse der speziellen Vorarbeiten dem Handelsministerium einzureichen. Der Grundeinlösungsplan kann der politischen Landesbehörde direkt übersandt werden. Die Begebungskommission hat

a) Gegenstand und Umfang der Enteignung festzustellen und Einwendungen dagegen zu begutachten, ferner

b) den Bauplan im öffentlichen Interesse zu beurteilen. Den Beteiligten steht es frei, gegen die Enteignung und den Bauplan Einwendungen zu erheben. Die Begebungsprotokolle werden für jede Gemeinde getrennt aufgestellt, die Enteignung wird (Enteignungsgesetz vom 18. Februar 1878) von der Landesbehörde nach Gegenstand und Umfang durch die Enteignungskenntnisse festgestellt. Die Enteigneten können binnen 8 Tagen Rekurs bei der Landesbehörde anbringen, über den das Ministerium des Innern entscheidet. Die Entschädigungen werden auf gerichtlichem Wege festgestellt.

Der sodann nötige Baukonsens gilt für Erdarbeiten als erteilt, wenn das Detailprojekt, namentlich die Normalprofile, genehmigt sind und die politische Begebung anstandslos erledigt ist; für Kunst- und Hochbauten, ferner für Gleisanlagen ist er gesondert einzubolen. Der Benutzungskonsens setzt die technisch-polizeiliche Prüfung voraus, die mindestens 5 Tage vor der beabsichtigten Eröffnung des Betriebes vorgeommen werden muß.

Für die Konzessionierung von Lokal- und Schlepfbahnen gewährt die Verordnung des Handelsministeriums vom 29. Mai 1880 mehrere Erleichterungen. Allgemein sind neuerdings die Verhältnisse der Lokal- und Kleinbahnen durch das Gesetz vom 8. August 1910 geregelt, das insbesondere Bestimmungen über finanzielle Begünstigungen, Erwerbsrecht des Staates und für Kleinbahnen über zeitliche Begrenzung der Konzession enthält.

c) Unterbau und Nebenanlagen.

A. Unterbau und Querschnittsgestaltung des Bahnkörpers. Unterbau im weiteren Sinne ist alles, was zur Unterstützung des Oberbaues (Gleis einschließlich Bettungskörper) dient, also nicht nur die tragenden Erdkörper, sondern auch Kunstbauten und Brücken. Für Brücken und Durchlässe sind (T. V. 14) sorgfältig ausgeführte Wölbungen aus guten natürlichen oder künstlichen Steinen jeder anderen Bauart vorzuziehen. Versuche mit Eisenbeton sind erwünscht. Hölzerne Brücken, auf Hauptbahnen nur ausnahmsweise zulässig, sind ebenso wie das Holzwerk der Fahrbahn eiserner Brücken gegen Feuergefahr zu sichern. Die Verwendung getränkter Hölzer wird empfohlen. Wün-

schenswert ist, die Bettung auch auf eisernen Brücken durchzuführen; dadurch wird nicht nur gleichmäßig elastisches Verhalten des Gleises erreicht, sondern auch wirksamste Schalldämpfung. Bauweise der Brücken vgl. „Brückenbau“, Bauweise der Erdkörper und Stützmauern vgl. „Erdbau“.

1. **Unterbaukrone auf Dämmen und in Einschnitten.** Breite ergibt sich für Hauptbahnen aus B. O. 8, 1: „Der Bahnkörper muß so breit sein, daß der Schnitt der Böschung mit einer durch Schienenunterkante des nächsten Gleises gelegten Geraden mindestens 2 m von Gleismitte entfernt ist.“ Oft größer, namentlich auf hohen Dämmen und auf der Außenseite scharfer Krümmungen (T. V. 32), zweckmäßig überall so breit, daß beiderseits des Bettungskörpers noch ein 0,3—0,5 m breiter Gangsteig bleibt. Zu dessen Erhaltung reichliches Sackmaß notwendig (vgl. Erdbau u. r. D. 2, S. 1234). Die Stärke der Bettung unter Schwellenunterkante ist mindestens mit 200 mm zu bemessen. Ein reichlicheres Maß bis 300 mm wird, namentlich für Eisenschwellen, empfohlen (T. V. 3). Die Bettung soll durchlässig sein und nachteilige Einflüsse von Nässe und Frost ausschließen. Zur Abführung des von der Bettung durchsickernden Niederschlagswassers dachförmige Neigung der Unterbaukrone von 1 : 25 bis 1 : 30, bei zu Rissen neigendem Untergrund und zu befürchtenden sehr starken Niederschlägen (Tropen) auch stärker (1 : 10), in Krümmungen zur Ersparnis von Bettungsstoff einseitig. Querschnitte hiernach aus Fig. 10 bis 12.

Da die Unterbaukrone noch Formänderungen durch die von der Bettung übertragenen Drücke erleidet¹⁾, ist eine gewisse Widerstandsfähigkeit unerlässlich. Wo diese, wie bei tonigem Untergrund, fehlt oder durch Aufweichungen beeinträchtigt wird, sind größere Bettungsstärken (bis 95 cm unter Schwellenunterkante) notwendig (vgl. auch „Oberbau“ 8). Hierbei in Einschnitten zur



Fig. 10.



Fig. 11.



Fig. 12.

Verringerung der Einschnittsbreite Querschnitt nach Fig. 13 unter Umständen zweckmäßig.

Wo Entwässerung durch dachförmige Neigung der Unterbaukrone nicht mehr ausreicht oder allzu große Bettungshöhen ergeben würde (für drei- und mehrgleisige Bahnen) ist Entwässerung durch Längssickerkanäle mit zahlreichen Queralführungen erwägenswert.

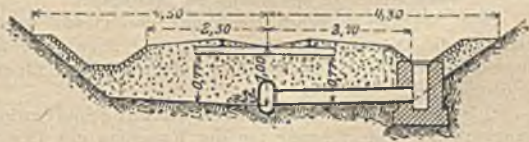


Fig. 13.

2. **Trockenhaltung des Unterbaues.** Lage des Bahnkörpers zu Wasserläufen vgl. „Linienführung“, B, h. Bahngräben 0,9—1,1 m unter Schwellenunterkante; bei trockener Lage geringere Tiefen,

¹⁾ Siehe Wasjutynski, Organ, Ergänzungsheft, 1899.

bis 0,3 m unter Unterbaukrone. Sohlenbreite 0,5—0,6 m, bei Wasserandrang und Gefahr des Zuschlammens mehr, in trockenen Lagen weniger (bis 0,3 m). Kleinstes Gefälle 1 : 300, bei starkem Gefälle Abpflasterung der Wandungen und der Sohle als Sicherung gegen die Angriffe des rasch fließenden Wassers. Beginn der Pflasterung bei 1:50 bis 1:30, je nach Wassermenge und Widerstandsfähigkeit des Bodens.

Anordnung der Gräben in Einschnitten beiderseitig, bei Dämmen auf der Bergseite. Auf der Talseite von Dämmen nur da, wo wegen Zusammenführung von Wässern die Schaffung eines Vorflutgrabens nötig ist. An der oberen Kante der Bergseite hoher Einschnitte Fanggräben (Hintergräben), damit die Einschnittsböschungen nicht abgespült werden. Abführung der Fanggräben nach den Einschnittsenden oder bei mangelndem Längsgefälle in gepflasterten, undurchlässigen, gut gestützten, manchmal abgetrepten Böschungsmulden nach den Einschnittsgräben.

Böschungen der Gräben 1 : 1,5, bei Pflasterung 1 : 1.

3. **Schutzstreifen, Sicherheitsstreifen.** Außerhalb des Dammfußes und der Einschnitts- oder Grabenkante wird noch ein Streifen von 0,5—1,0 m als Schutzstreifen erworben.

Über Sicherheitsstreifen gegen Brände durch Flugfeuer vgl. „Linienführung“, B, 2, k.

Holzbestände, die einen das Bahngleis gefährdenden Umbruch gewärtigen lassen, sind zu beseitigen. (T. V. 27.)

Häufig werden Bahnstrecken, wo wegen Brandgefahr das Lokomotivfeuer nicht oder vorsichtig beschießt werden soll, durch weiße Ringe an den Telegraphenstangen bezeichnet.

4. **Schneeschutz.** Nach T. V. 26 ist die Vermeidung von Schneeverwehungen und Schneeverwühlungen schon bei Anlage der Bahn zu berücksichtigen. Andernfalls bauliche Vorkehrungen.

a) Schneeverwehungen¹⁾ treten ein in offenem Gelände (nicht im Walde) an Gleisstrecken in Geländegleiche, im Anschnitt und im Einschnitt von mäßiger Tiefe. Daher Rücksichten bei Linienführung (vgl. „Linienführung“, B, 2, i).

Bauliche Vorkehrungen:

a) Zur Hinwegführung des Schnees über das Gleis.

α) Abflachen der Böschungen bis 1 : 10,

β) Zäune am Einschnittsrand, 4,3—6,4 m hoch.

b) Zum Abfangen des Schnees vor dem Gleise.

α) Waldschutzstreifen, 12—15 m breit;

β) Zäune aus Altschwellen, aus Brettertafeln oder Geflechtfeldern zwischen Altschwellen; Mauern, Hecken oder Erdwälle, 1,3—2,0 m hoch, etwa um das 5fache der Höhe von der Einschnittskante abgerückt;

γ) Verbreiterung der Einschnitte (beim Fehlen von Dammassen);

δ) Versetzbare Schneewehren.

Ablagerungsquerschnitt für mittlere Verhältnisse etwa 20 qm, hiernach bei b) β) und δ) Höhe des Werkes (1,3—2 m) und Abstand von Einschnittskante annähernd zu bestimmen.

Beim Wechsel zwischen Einschnitt und Damm werden die Schutzwehren noch in die Dammstrecke fortgesetzt und dann bogenförmig an den Damm angeschlossen, bei Schräglage der gefährlichen Windrichtung zur Bahnachse kulissenartig angeordnet.

c) Schutz gegen Schneeverwühlungen (Lawinen) am besten durch zweckmäßige Linienführung (an der Kreuzung mit Lawinengängen im Tunnel oder auf Brücken), sonst durch:

α) Schneegalerien, künstliche Tunnel aus Stein oder Holz (manchmal auch an Hängen, die regelmäßig Steinschlägen ausgesetzt sind).

¹⁾ Näheres Eisenbahntechnik der Gegenwart, 1. Abschnitt.

β) Lawinleitwerke. Mauern oder starke Bohlwerke, durch welche die Lawinen nach unschädlichen Orten geleitet werden.

γ) Abbau der Lawinen im Abbruchgebiete. Durch Pfahlwerke und Zäune.
B. Kreuzung der Bahn mit Wegen und Wasserläufen.

1. Wegübergänge

a) in Schienenhöhe sollen tunlichst vermieden, andernfalls mit Schranken versehen werden. (B. O. 18; T. V. 17.)

Anlage: Kreuzungswinkel nicht unter 30° , Ausfüllung zwischen den Schienen bleibt ohne Wölbung. Pflaster ist der Beschotterung vorzuziehen, weil leichter wieder herstellbar. Fuhrwerke sollen fast wagerecht stehen, bevor die Zugtiere die Schranken erreichen; hierzu beiderseits der Schranken möglichst 12—15 m wagerecht, bei Langholzverkehr mehr. (T. V. 17.)

Spurrinne (B. O. 11; T. V. 18); 38 mm tief und 67 mm weit, Spurerweiterung bei gekrümmten Gleisen zu berücksichtigen, Einschränkung auf 45 mm Weite zulässig. Sie braucht nur bei schiefwinkligem Übergang ($< 55^\circ$) fest begrenzt zu werden. Hierzu bei schwach befahrenen Wegen in geraden Bahnstrecken hölzerne Streichbalken, bei stark befahrenen und solchen in gekrümmten Bahnstrecken Schutzschienen. Bauart des Gleises vgl. unter „Oberbau“ 7, b. Bei Übergängen in Einschnitten wird meist das Wasser des Bahn- und Straßeneinschnitts zusammen unter dem Überweg in Rohren oder Deckschleusen durchgeführt.

Schranken müssen leicht sichtbar sein und in jeder Stellung mindestens 500 mm von der Umgrenzung des lichten Raumes abstehen (B. O. 18). Sie sollen zweckmäßig so gebaut sein, daß der Schrankenwärter zu ihrer Bedienung kein Gleis zu überschreiten braucht (T. V. 19). Beleuchtung der Schranke im geschlossenen Zustande bei Fernschluß stets, sonst nur für verkehrsreichere Wege erforderlich (B. O. 49). Vorherrschend gekuppelte Schlagbaumschranken; Verbindung mittels Winkelhebel und Stangen oder Rollen und Ketten (Drahtseilen). Sie werden mit Gegengewichten so versehen, daß in geöffnetem Zustande das Übergewicht auf Seite des Gegengewichts liegt (gegen unbeabsichtigtes Schließen der Schranke), bei geschlossener Schranke aber auf Seite des Schlagbaums (zur Erzielung sicherer Lage). In offener Stellung darf der Verkehrsraum des Überwegs nicht eingeschränkt werden, daher nahezu senkrechte Stellung. Zum Schutz gegen Durchkriechen wird oft an den Schlagbaum ein Gelenkgitter gehängt, das sich beim Aufklappen der Schranke selbsttätig an den Schlagbaum anlegt. Bedienung meist von Hand, nur bei größeren Wegbreiten mittels Windwerkes.

Bei Fußwegübergängen können Schranken einfachster Art zur Selbstbedienung (Drehkreuze, Drehtüren usw.) angewendet werden. Für Hauptbahnen nach B. O. 18 hierzu Genehmigung der Aufsichtsbehörde erforderlich.

Geschlossen gehaltene Schranken müssen Glockenzug zur Benachrichtigung des Wärters erhalten, Schranken an unbedienten Übergängen von Privatwegen müssen verschließbar sein. B. O. 18 (für Hauptbahnen).

Zugschranken (für Fernbedienung durch Wärter) nur für Übergänge, die vom Standpunkt des Wärters aus übersehen werden können (B. O. 18; T. V. 20), bei größerer Entfernung als 50 m vom Standort des Wärters nur bei Übergängen mit schwächerem Verkehr.

Ein Lätwerk ist so anzuordnen, daß es eine gewisse Zeit vor dem Schließen der Schranke selbsttätig vorläutet.

Die Bedienung von Hand (am Wegübergang durch Eingeschlossene) muß möglich sein. Jede solche Betätigung soll dem Wärter durch eine selbsttätige Vorrichtung angezeigt werden (Rücklätwerk).

Bei einem Reißen des Drahtes muß sich die Schranke schließen, sie darf aber nicht plötzlich niederfallen.

Bauarten, die alle diese Bedingungen erfüllen, von Jüdel & Co., Schnabel & Henning, Zimmermann & Buchloh.

Eine vom Zug selbst mittels eines elektrischen Kontaktes ausgelöste und von einer Gaskraftmaschine gesteuerte, also völlig selbsttätige Schranke zeigt die Bauart nach Wittfeld - Pintsch - Gerdes (Organ 1904, S. 133).

Warnungstafeln an Übergängen stets beiderseits, bei Fahrwegen und Viehtrieben dort, wo Fuhrwerke und Tiere halten müssen (B. O. 18; T. V. 21).

b) Schienenfreie Kreuzung von Wegen.

α) Überführungen (Wegebrücken).

1. Lichtweiten: Bei eingleisigen Bahnen gewöhnlich 6,0, bei zweigleisigen 9,0 m. Außerstenfalls einzuschränken möglich bis auf die Umgrenzung des lichten Raumes nebst Spielräumen (vgl. Abschnitt „Grundzüge des Betriebes“).

2. Lichthöhen: 4,9—5,2 m.

3. Bauhöhen:

Zahlentafel 7.

	Bauhöhe zwischen Weg- oberfläche und Bauwerks- Unterkante		Höhe von Schienenkopf bis Wegoberfläche	
	eingleisig m	zweigleisig m	eingleisig m	zweigleisig m
Gewölbe mit stärkerer Krümmung aus Bruchsteinen, Hau- u. Ziegelsteinen	0,8—1,0	1,2—2,0	5,9—6,4	6,4—7,0
Gewölbe mit flacher Krümmung aus Eisenbeton	0,5—0,7	0,9—1,2	5,4—5,6	5,9—6,1
Brücken mit eisernem Tragwerk: Städtische und Staatsstraßen (brei- ter als 7 m)	0,8—1,0	1,0—1,1	6,0—6,2	6,2—6,3
Gemeinde- und Wirtschaftswege (3—6 m breit)	0,7—0,8	0,8—1,0	5,9—6,0	6,0—6,2
Fußwege (1—2,5 m breit)	0,2—0,3	0,3—0,5	5,4—5,5	5,5—5,7
Brücken mit Betonträgerdecken . .	0,5—0,6	0,6—0,8	5,4—5,8	5,5—6,0

Alle Eisenüberbauten sollen gegen die starke Rostwirkung heißer Lokomotivrauchgase durch hölzerne Rauchschutztafeln (Fig. 13a) geschützt werden, die am Überbau aufzuhängen sind. Zweimaliger Anstrich des Holzes mit feuerschützenden Tränkungsmitteln (1917: 12 M/qu).

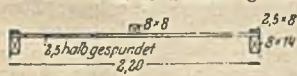


Fig. 13 a.

Für kleinere Lichtweiten (bis 14 m) haben sich Betonträgerdecken gut bewährt. Leichter Bau, geringe Unterhaltungskosten.

Für nachträgliche Beseitigung von Schienenübergängen durch gewölbte Überführungen sind häufig Regelentwürfe mit Gebrauch eines öfter zu verwendenden eisernen Wölbgerüsts aufgestellt worden.

β) Unterführungen (Eisenbahnbrücken) erhalten:

1. Lichtweiten: 12—30 m für Straßen in größeren Städten, 6—9 m für Straßen in kleineren Städten und für Staatsstraßen, 5—7 m für Gemeindewege, 3—4,5 m für Wirtschaftswege, 1—2,5 m für Fußwege.

2. Lichthöhen: 4,0—4,5 m für Fahrwege mit öffentlichem Verkehr (in Städten bis 5,1 m), 3,5—4,0 m für Wirtschaftswege (ausnahmsweise bis herab zu 3,0 m), 2,3—2,4 m für Fußwege (auch an den Kämpfern gewölbter Brücken). Bei Gewölben ist im Scheitel etwa 0,5 m mehr Lichthöhe zu geben, als bei geradlinig begrenzten Überbauten.

3. Bauhöhen zwischen Schienenunterkante und Bauwerksunterkante sind bei Durchführung einer Kiesbettung für gewölbte und eiserne Brücken annähernd gleich und betragen 0,7—1,2 m für Fahrwege, 0,6—0,9 m für Fußwege. Durch unmittelbare Auflagerung der Brückenschwellen auf dem Eisen kann die Bauhöhe um etwa 0,1 m abgemindert werden.

Gewölbte Unterführungen sind selten breiter als etwa 14 m.

2. Kreuzungen mit Wasserläufen. Für Durchführung von Gräben eiserne.

Steinzeug- oder Zementrohre. Lichte Weiten nach dem Wasserzufluß, wegen Gefahr des Verschlämmens nicht unter 0,3 m.

Übliche Abmessungen, Verlegungsart usw. vgl. „Straßenbau“ und „Kanalisation“.

Plattendurchlässe lassen sich nach den ebenfalls im Abschnitt „Straßenbau“ gegebenen Grundsätzen berechnen.

Bei großen Beanspruchungen unter hohen Dämmen sowie bei schwierigen Anfuhrverhältnissen werden vielfach Stampfbetonschleusen, die an Ort und Stelle hergestellt werden, angewendet. Grundformen s. Fig. 14 und 15. Übliche Abmessungen:

Zahlentafel 8.

Nr.	Lichte Weite <i>l</i>	Lichte Höhe <i>h</i>	Scheitelstärke <i>s</i>	Kämpferstärke <i>k</i>	Breite der Sohlplatte <i>a</i>	Stärke der Sohlplatte <i>p</i>
1	0,65	0,90	0,15	0,25	1,40	0,25
2	1,0	0,78	0,15	0,25	1,80	0,25
3	0,75	1,05	0,15	0,25	1,50	0,25
4	1,10	0,87	0,20	0,30	2,00	0,30
5	0,85	1,20	0,20	0,30	1,80	0,35
6	1,20	0,96	0,20	0,40	2,20	0,35
7	1,10	1,50	0,20	0,40	2,10	0,40
8	1,45	1,15	0,20	0,45	2,60	0,40
9	1,30	1,80	0,20	0,35	2,45	0,35
10	1,65	1,30	0,25	0,50	3,00	0,40
11	1,50	1,92	0,25	0,40	2,55	0,40
12	1,90	1,50	0,25	0,55	3,40	0,45
13	1,80	2,00	0,25	0,50	3,10	0,50
14	2,15	1,60	0,30	0,60	3,80	0,50

Diese Wölbschleusen schneiden in der Regel in der Böschungsebene ab, auch bei schiefwinkliger Kreuzung, brauchen also keine Flügel. Frostfreie Gründung nur am Ein- und Auslauf, Verstärkung der Köpfe bei schiefwinkliger Kreuzung, Verstärkung der Gewölbe in der Mitte hoher Dämme, Mischungsverhältnisse 1 : 3 : 5 für die Schleusen, 1 : 6 : 8 für die Gründungen.

Größere Bauwerke für Weg- und Bahnkreuzungen, wie auch für Überbrückung von Wasserläufen nach den Regeln des Brückenbaues.

Bei Kreuzung von schiffbaren Wasserläufen ist, wenn die erforderliche Durchfahrthöhe bei höchstem schiffbarem Wasserstand nicht eingehalten werden kann, eine Öffnung als Schiffsdurchlaß auszubilden. Bewegliche Brücken müssen durch Hauptsignale gedeckt und mit ihnen derart in Abhängigkeit gebracht werden, daß das Signal erst auf Fahrt gestellt werden kann, wenn die Brücke verriegelt ist, und daß die Brücke nicht entriegelt werden kann, solange das Signal auf Fahrt steht (B. O. 21).

C. Nebenanlagen.

1. **Einfriedigungen.** Nach B. O. 18 sind Einfriedigungen an Hauptbahnen zwischen der Bahn und ihrer Umgebung dort anzulegen, wo die Gestaltung der Bahn oder die gewöhnliche Bahnbewachung nicht hinreichend erscheint, vom Betreten der Bahn abzuhalten. Desgleichen sind an Wegen, die unmittelbar neben der Bahn und gleich hoch oder höher liegen, Schutzwehren anzulegen.

Hierzu Zäune und Geländer (1,0—1,2 m hoch) der verschiedensten Bauart, Hecken, leichte Erdwälle, Drahtzäune mit 4 mm starken Drähten, Prellsteine usw.



Fig. 14.



Fig. 15.

2. **Wärterhäuser und -buden.** In verschiedener Größe vom Doppelwohnhaus bis zur einfachen Wellblechbude. Bei Stellung nahe am Gleis Schutzschranke gegen übereiltes Betreten der Bahn. Schrankenwärterhäuser müssen mit einem Lätewerk — meist in eigenem Gehäuse — ausgerüstet werden, auf dem der Abgang der Züge von den Bahnhöfen angezeigt wird (B. O. 19).

3. **Nelgungszeiger** auf Hauptbahnen an allen Neigungswechselln, **Abteilungszeichen** in Abschnitten von 100 m (B. O. 17) (vielfach mit Richtungspfeilen nach der nächsten Telegraphenstelle) und an den Grenzen der Dienstbezirke.

An Bogenanfängen und -enden oft **Bogentafeln**, enthaltend Angaben über Halbmesser, Bogenlänge, Überhöhung, Übergangsbögen usw.

d) Oberbau.

Der Oberbau der Eisenbahnen umfaßt das Gleis samt der Bettung, die auf dem Bahnkörper, dem Unterbau, ruht. Das Gleis besteht in der Regel aus den Schienen, den Schienenunterlagen und den Mitteln zur Befestigung der Schienen untereinander und mit den Unterlagen.

1. **Allgemeine Grundlagen für die Ausführung des Oberbaues der Hauptbahnen** finden sich in T. E.; T. V.; B. O., weiter ins einzelne gehend in den Oberbauvorschriften der Bahnverwaltungen.

a) **Raddruck.** Gleise, die von Lokomotiven befahren werden, müssen Fahrzeuge von 7,5 t Raddruck mit Sicherheit aufnehmen können. Bei Neubauten und bei zusammenhängenden Erneuerungen soll der Oberbau im allgemeinen eine Tragfähigkeit für mindestens 8 t, auf besonders stark beanspruchten Strecken für mindestens 9 t Raddruck (im Stillstande gemessen) erhalten (B. O. 16).

b) Die **Radabmessungen** (Fig. 16) beeinflussen Form und gegenseitige Lage der Schienen eines Gleises (B. O. 31). Stärke des Spurkranzes zwischen

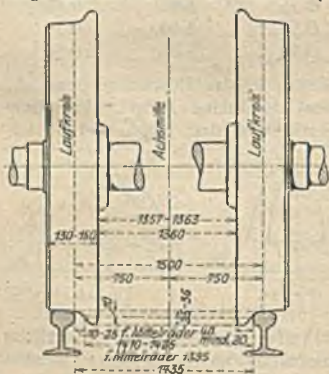


Fig. 16.

20 und 34, Höhe zwischen 25 und 36 mm. c) **Nelgung** der Schienen gegen die Senkrechte zur Verbindungslinie der Fahrflächen nach innen wird in T. V. 7 mit 1 : 20 — der Gestalt der Radreifen entsprechend — empfohlen und in der Regel auch ausgeführt.

d) **Spurweite** beträgt für die Hauptbahnen Deutschlands und die überwiegende Mehrzahl aller übrigen Bahnen in der geraden Linie 1435 mm (4' 8 1/2" engl.) (Voll- oder Normalspur) (B. O. 9; T. V. 2).

Ausnahmen bilden Spanien und Portugal, sowie Bahnlmnen in Ostindien, auf Ceylon, in Argentinien und Chile mit 1676 mm (5' 6" engl.) Spurmaß (spanische oder indische Spur); Irland und australische Bahnlmnen mit 1600 mm (5' 3" engl.) (irische Spur); Rußland (ausschließlich der vollspurigen Bahnlmnen Warschau—Wien und Warschau—Bromberg) mit 1524 mm (5' engl.) weiten Gleisen (russische Spur). In Norwegen, Griechenland, Japan, Südastralien, Südamerika, Nord- und Südafrika findet sich vielfach auch die Spurweite von 1067 mm (3' 6" engl.) in Hauptverkehrslmnen (Kapspur).

Abweichungen von der Vollspur als Folgen des Betriebes sind im Bereiche des V. D. E. bis + 10 mm und — 3 mm zulässig. In Krümmungen mit

Literatur: Handb. d. Ing.-Wissenschaften, Bd. V, Kap. IV. — Eisenbahnbau der Gegenwart, Abschnitt 2. — Röhl, Enzyklopädie des Eisenbahnwesens. — Lueger, Lexikon der gesamten Technik. — Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens.

einem Halbmesser < 500 m ist die Spurweite zu vergrößern, doch höchstens um 30 mm, da das Maß von 1465 mm nie überschritten werden darf (B. O. 9; T. V. 2).

e) Die theoretische Ermittlung der **Spurerweiterung** in Bögen stößt infolge des stark wechselnden Achsstandes, sowie wegen der Unregelmäßigkeiten des Laufes der zu Zügen verbundenen Fahrzeuge auf Schwierigkeiten. Die verwendeten Formeln und benutzten Werte sind daher aus der Erfahrung abgeleitet.

Zahlentafel 9.

Die Spurerweiterung beträgt für einen Bogenhalbmesser R (m) =	300	400	500	600	700	800	900	1000
Geometrisch bei symmetrischer Stellung eines dreiachsigen Wagens im Gleis berechnet, dessen Mittelachse um 12 mm verschleubar ist und dessen Achsstand 7,0 m beträgt, $e = \frac{6820}{R} - 12$	11	5	2	—	—	—	—	—
Nach der Formel des V. D. E., $e = \frac{(1000 - R)^2}{30000}$	17	12	9	6	3	2	1	—
Vorschrift der preußisch-hessischen Eisenbahngemeinschaft	19	15	12	9	6	3	—	—
Vorschrift der bayrischen Eisenbahnverwaltung: $e = 0,03 (1000 - R)$	25	20	16	12	9	6	3	—
Vorschrift der sächsischen Eisenbahnverwaltung	25	20	15	7	—	—	—	—
Vorschrift der württembergischen Eisenbahnverwaltung: Holzschwellen: $e = 0,02 (1000 - R)$	14	12	10	8	6	4	2	—
Eisenschwellen	16	12	12	8	8	4	4	—
Vorschrift der österreichischen Staatsbahnen	24	20	20	16	16	12	12	—

Die Erweiterung wird neuerdings gewöhnlich auf einige Abstufungen von je 3—4 mm beschränkt und stets durch das Hinausrücken des inneren Schienenstranges hergestellt. In Übergangsbögen wächst die Erweiterung, der allmählichen Änderung des Halbmessers entsprechend, nach und nach bis zur vollen Größe an.

f) Die Weite der **Spurrinne** für die Radkränze mindestens 58 mm, wenn ein Anstreifen der Radkränze an den Begrenzungen der Spurrinne vermieden werden, wenigstens 41 mm, wenn eine sichere Führung der Räder entlang einer Fahr-

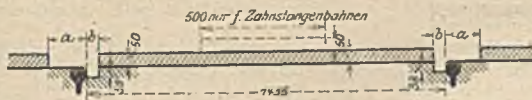


Fig. 17.

- $a = \begin{cases} 135 \text{ mm} & \text{für unbewegliche, mit der Fahrachse fest verbundene Gegenstände,} \\ 150 \text{ „} & \text{für alle übrigen unbeweglichen Gegenstände.} \end{cases}$
- $b = \begin{cases} 41 \text{ mm} & \text{bei den Zwangsschienen der Weichen und Kreuzungen,} \\ 45 \text{ „} & \text{bei anderen Zwangsschienen mit Genehmigung der Landesaufsichtsbehörde,} \\ 67 \text{ „} & \text{für alle übrigen beweglichen Gegenstände.} \end{cases}$

kantenunterbrechung an der gegenüberliegenden Schiene (z. B. Herzstückstücke) gewährleistet sein soll. Vorschriften der B. O. über den neben den Schienen frei zu haltenden Raum zeigt Fig. 17; in Krümmungen vergrößern sich die Breiten-

maße an der inneren Seite um die Spurerweiterung. Die Tiefe der Spurrinne von 38 mm muß auch nach Abnutzung des Schienenkopfes stets frei sein, Befestigungs- und Verbindungsteile des Oberbaues sind daher entsprechend tief anzuordnen (B. O. 11; T. V. 30 und 34).

g) Die Höhenlage der Schienenoberkanten soll in geraden Strecken an winkelrecht gegenüberliegenden Punkten, abgesehen von Überhöhungsrampen, gleich sein. In Bögen ist der äußere Schienenstrang zur Aufhebung der Fliehkraft und zur Abminderung der Entgleisungsgefahr sowie zu starker Abnutzung zu überhöhen und diese Überhöhung auf eine möglichst große Länge, mindestens auf das 300fache ihres Betrages auslaufen zu lassen (B. O. 10; T. V. 7). Das Maß der Überhöhung ergibt sich theoretisch — aus der Betrachtung des Laufes einer einzelnen Achse im Bogen ermittelt — zu

$$h = \frac{s \cdot V^2}{127 \cdot R} \text{ in m,}$$

wenn s die Entfernung der Schienenmitten in m, V die größte Fahrgeschwindigkeit der Züge in km/St. und R den Halbmesser der Krümmung in m bezeichnet. Die so bestimmten Überhöhungen werden indessen vielfach als zu groß betrachtet, so daß auch hier meist Erfahrungsformeln von der Form $h = c \cdot \frac{V}{R}$

verwendet werden. Für die Geschwindigkeit V wird in der Regel der Grenzwert eingeführt, der für die betreffende Krümmung unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse — Gefälle, Bremsstrecken u. dgl. — zulässig ist, in eingeleigten Strecken oftmals auch der Mittelwert aus den zulässigen Höchstgeschwindigkeiten der Berg- und der Talfahrt, um für die Bergfahrt nicht zu große Bewegungshindernisse durch große Überhöhungen zu erhalten. Preußen und Bayern setzen $c = 0,5$, bestimmen die Überhöhung also nach der Formel

$$h = \frac{V}{2R}$$

Sachsen benützt die Formel: $h = \frac{3V}{5R} = \frac{V}{1,667R} \left(= 600 \frac{V}{R} \text{ in mm} \right)$.

Zahlentafel 10.

Für einen Bogen mit dem Krümmungshalbmesser $R =$	1200	1100	1000	900	800	700	600	500	400	300	250	200	180	m
läßt B. O. § 66 Geschwindigkeitsgrenzen zu von $V \leq$	115	110	105	100	95	90	85	80	75	65	60	50	45	km/s
Als Überhöhungswerte würden sich demnach unter der Voraussetzung, daß diese Grenzgeschwindigkeiten in den betreffenden Krümmungen tatsächlich eingehalten werden, ergeben:														
a) nach der Formel $h = \frac{V}{2R}$	48	50	53	56	59	64	71	80	94	108	120	125	125	mm
b) „ „ „ $h = \frac{V}{1,667R}$	57	60	63	67	71	77	85	96	112	130	144	150	150	mm
c) „ „ „ $h = \frac{sV^2}{127R}$	130	130	130	131	133	137	142	151	166	166	170	148	133	mm

Es empfiehlt sich, für Hauptbahnen ein Größtmaß der Überhöhungen von 125—150 mm nicht zu überschreiten.

Die Überhöhung wird zumeist, um die unbequeme Senkung der Innenschiene zu vermeiden, durch Heben der Außenschiene hergestellt. Richtiger und mit Rücksicht auf die ruhige Befahrung empfehlenswerter erscheint es

jedoch, die Gleisebene derart zu drehen, daß die Schwerpunktlage der Fahrzeuge möglichst unberührt bleibt, was allerdings voraussetzt, daß bereits Planum und Packlage die notwendige einseitige Neigung erhalten haben.

Zur sicheren Befahrung scharfer Bögen, namentlich aber zur Verminderung des seitlichen Verschleißes der äußeren Schienenköpfe werden oft **Leitschlenen** aus Altmaterial (Fig. 95—97) neben den inneren Schienen angeordnet, die das Anlaufen der äußeren Räder an die Fahrschienen verhindern oder doch abschwächen.

b) **Übergangsbögen** sind zwischen geraden und gekrümmten Strecken in den Hauptgleisen derart einzulegen, daß ihre Halbmesser von $\rho = \infty$ aus der geraden Linie stetig überleiten bis zu $\rho = R$, dem Halbmesser des anschließenden Bogens (B. O. 7; T. V. 7). Innerhalb der Länge des Übergangsbogens ist im Aufriß des Gleises die Überhöhungsrampe (vgl. unter g) für den äußeren zu überhöhenden Schienenstrang anzuordnen, also die Überhöhung von $h = 0$ der geraden Linie bis zu $h = c \cdot \frac{V}{R}$ des Bogens vom Halbmesser R derart anwachsen zu lassen,

daß am Beginne des wirklichen Kreisbogens die volle Überhöhung erreicht ist. Genügt die Länge des Übergangsbogens hierzu nicht, so ist die Überhöhungsrampe in die gerade Linie vor dem Übergangsbogen oder in den anschließenden Kreisbogen zu verlegen. Keinesfalls darf die Neigung der Überhöhungsrampe über 1:300 vergrößert werden, da sonst im Beginn der Rampe die bei der Ausfahrt eintretende Entlastung des führenden Vorderrades bei langgestellten Wagen zu Entgleisungen führen kann.

Werden Beziehungen zwischen Übergangsbogen und Überhöhungsrampe zugrunde gelegt, wie sie Fig. 18 zeigt, so ergibt sich als Form des Übergangsbogens eine kubische Parabel von der Gleichung:

$$y = \frac{x^3}{6P}, \quad \text{worin} \quad P = n \cdot R \cdot h = l \cdot R,$$

und 1 : n die Neigung der Überhöhungsrampe, h die Überhöhung, R den Bogenhalbmesser, l die gesamte Länge des Übergangsbogens, alles in m, bezeichnet.

Der Übergangsbogen liegt zur Hälfte vor, zur Hälfte hinter dem ursprünglichen Bogenanfang. Der Krümmungshalbmesser beträgt jeweilig $\rho = \frac{P}{x}$, die gegenseitige infolge des Einlegens des Übergangsbogens notwendige Verschiebung zwischen der Geraden und dem Kreisbogen, die durch eine Verminderung des Bogenhalbmessers um das Maß m erzeugt wird, $m = \frac{l^2}{24R}$; die Länge des Übergangsbogens $l = \frac{P}{R}$; die Ordinate am Endpunkt $y_2 = \frac{l^2}{6R} = 4 \text{ m}$; die Ordinate an der Stelle des ursprünglichen Bogenanfanges für $x = \frac{l}{2}$, $y_1 = \frac{l^2}{48 \cdot R} = \frac{m}{2}$. Etwa weiter erforderliche Zwischenpunkte des Übergangsbogens lassen sich durch die Beziehung

$$y = 4 \text{ m} \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^3 \quad \text{leicht ermitteln.}$$

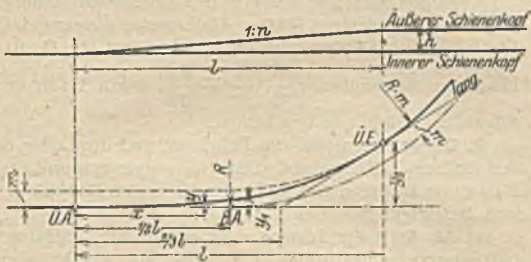


Fig. 18.

Die Werte l steigen in der Regel nicht über 30—40 m, die Werte m werden nur selten größer als 300—350 mm.

Liegt zwischen Krümmungen gleichen Sinnes eine Zwischengerade von geringerer Länge als l , so ist diese zweckmäßiger durch einen flachen Bogen zu ersetzen oder nötigenfalls eine geringe Überhöhung auch über diese Gerade zu führen, um ein bei dem Befahren unangenehm bemerkbares schnelles Wiederansteigen der Überhöhung im Anschluß an ein unmittelbar vorhergegangenes Fallen zu vermeiden.

Berühren sich zwei Kreisbögen gleichen Sinnes, so ist durch Verschieben des schärfer gekrümmten Kreisbogens um das Maß $m_2 - m_1$ die Möglichkeit zur Einlegung eines Übergangsbogens zu schaffen, den der Unterschied der Krümmungshalbmesser und der Überhöhungsgrößen nötig erscheinen läßt.

Bei entgegengesetzten Krümmungen sind in durchgehenden Hauptgleisen zwischen den Endpunkten der Überhöhungsrampen Gerade von mindestens 30 m Länge einzulegen (B. O. 7; T. V. 29), entsprechend Mindestlängen zwischen den theoretischen Bogenanfängen von etwa 50 m bei Bögen mit Halbmessern über 600 m, von etwa 70 m bei schärferen Bögen.

i) **Neigungswechsel** sollen in durchgehenden Hauptgleisen nach einem Kreisbogen von mindestens 5000 m Halbmesser ausgerundet werden, der in und vor Stationen auf 2000 m ermäßigt werden darf (B. O. 10; T. V. 28). Tangentlänge der Ausrundung: $\frac{R}{2} \left(\frac{1}{m} \mp \frac{1}{n} \right)$, wenn $1 : m$ und $1 : n$ die aufeinanderfolgenden Neigungen bezeichnen.

2. **Die Schienen** sind die Fahrbahn und die Leiter der Räder, sie sind daher den äußeren Kräften am stärksten ausgesetzt und stehen in besonders enger Beziehung zu deren Größe, zu der Form der Radkränze, sowie zu den Schwellen und Befestigungsmitteln.

a) Als **Stoff der Schiene** wird zurzeit nur Flußstahl nicht zu großer Härte und entsprechender Zähigkeit, und zwar aller drei Erzeugungswesen — Bessemer-, Thomas-, Siemens-Martin-Stahl — verwendet (vgl. „Baustofflehre“), aus dem durch die hüttenmännische Behandlung in der Birne oder dem Flammofen alle schädlichen Beimengungen des Rohstoffes — Schwefel, Phosphor, Sauerstoff — möglichst vollkommen entfernt und die anderen, regelmäßig oder ausnahmsweise vorhandenen — Kohlenstoff, Nickel, Mangan, Silicium, Chrom, Titan, Wolfram, Aluminium, Stickstoff usf. — auf eine für die Beschaffenheit des Stahles günstige Menge gebracht worden sind. Durchschnittswerte der hauptsächlichsten Bestandteile im Schienenstahl:

Zahlentafel 11.

	Aus Untersuchungen der Sächsischen Staatseisenbahnen		In England ist üblich
	Siemens-Martin-Stahl	Thomas-Stahl	
Eisen	97,968—98,357	98,014—98,141	99,17—99,45
Kohlenstoff	0,322—0,415	0,287—0,298	0,50—0,35
Silicium	0,334—0,191	0,185—0,160	0,15—0,06
Mangan	1,285—0,949	1,442—1,331	0,10—0,08
Phosphor	0,091—0,088	0,072—0,070	0,08—0,06

Spezifisches Gewicht des Schienenstahles 7,83—7,92.

In Deutschland herrscht wegen des Phosphorgehaltes der meisten Erze das Thomasverfahren vor.

Aus der Birne oder dem Flammofen wird die fertige Masse mittels Gießpfannen in die Gußformen (Coquillen) gegossen. Von da gelangen die oberflächlich erstarrten Gußblöcke (Ingots) — meist im Gewicht von 2000—2400 kg — nach dem Abschöpfen der Blockenden nach Wärmöfen, um in der ganzen Masse eine

gleichmäßige Wärme anzunehmen, und von da in Weißglühhitze nach dem Blockwalzwerk und dem Fertigwalzwerk, in denen sie in einer Hitze den Querschnitt der künftigen Schiene erhalten. Nach dem Austritt aus dem letzten Kaliber wird das Walzstück, das die Länge mehrerer Schienen besitzt und bei dem Verlassen der Walze noch hellrot glühend sein soll, mittels Kreissägen unter Zugabe des Schwindmaßes in die einzelnen Schienen geteilt und zunächst durch Drehen, Wenden und Hämmern mittels Holzschlägeln auf dem Warmlager, sowie nach dem Erkalten auf der Richtpresse gerichtet, dann an seinen Enden auf die richtige Länge genau senkrecht zur Längsachse abgefräst, mittels gewöhnlicher oder Ovalbohrmaschinen mit den erforderlichen Lochungen versehen sowie durch Beseitigung des Bohrgrates und Abfasen der Kopfkanten an den Schienenenden um 1—2 mm fertiggestellt (T. V. 5).

b) Die Güteprüfungen sollen den Schienenstoff auf Festigkeit, Zähigkeit, Härte¹⁾ und Verschleißwiderstand²⁾ untersuchen; ihre Durchführung ist durch allgemeine Vorschriften des V. D. E., im einzelnen durch die Lieferungsbedingungen der Bahnverwaltungen geregelt.

1. Schlagproben zur Ermittlung der Zähigkeit. Schlagmomente bestimmter Größe — je nach Schienenhöhe und Gewicht zwischen 3000 und 1200 kgm — werden mit Fallbären von 1000 oder 500 kg Gewicht erzeugt und wirken auf ein Schienenstück von 1,0 m Freilage (1,3 m gesamter Länge) so lange, bis die Schiene, ohne vorher zu brechen oder zu reißen, eine bestimmte Durchbiegung — etwa $110 \cdot \frac{h_s}{130}$, wenn h_s die Schienenhöhe bezeichnet — erreicht hat.

2. Zerreißproben zur Ermittlung der absoluten Festigkeit und der Dehnbarkeit — meist Rundstäbe von 20 mm Durchmesser und 200 mm Meßlänge — werden aus dem Schienenkopf entnommen und auf einer Zerreißmaschine unter Feststellung der Bruchbelastung und der Bruchdehnung zerrissen. Als Zerreißfestigkeiten werden in Deutschland, Österreich und der Schweiz jetzt 60 bis 70 kg/qmm, für Herzstück- und Weichenschienen auch wohl 70—80 kg/qmm³⁾ bei gleichzeitigen Dehnungsgrößen von mindestens 12% gefordert; die französischen Eisenbahnverwaltungen verlangen für Doppelkopfschienen 75 bis 85 kg/qmm bei mindestens 10—8% Dehnung, für Breitfußschienen 60—75 bei 15—12% Dehnung, ermitteln aber die Festigkeiten durch Biegeversuche. In England schlägt neuerdings ein Ausschuß Zerreißfestigkeiten von 60—70 kg/qmm vor, während bisher 63—79 kg/qmm verlangt wurden. Die Trennungsf lächen, die ein gleichmäßiges dichtes Gefüge aufweisen müssen, geben weitere Anhalte für die Begutachtung der Güte des Stahles.

3. Druckproben zur Feststellung der Oberflächenhärte, bei denen eine Stahlkugel von 19 mm Durchmesser unter einem Drucke von 50 000 kg in den Schienenkopf eingepreßt wird, wobei die Tiefen der Eindrücke zwischen 3,0 und 5,5 mm liegen sollen.

Bei einzelnen Verwaltungen sind weiter noch

4. Belastungsproben zum Nachweis genügender Elastizität der Schienen eingeführt, die bei 1 m freier Stützweite eine bestimmte Belastung — meist 17—25 000 kg — aushalten sollen, ohne eine bleibende Durchbiegung zu zeigen, sowie eine erhöhte Belastung — 30—50 000 kg — ertragen müssen, ohne zu brechen oder Risse zu erhalten.

5. Ätzproben an geglätteten Schienenquerschnitten und mikroskopische Untersuchungen zur Feststellung des inneren Gefüges werden nur ausnahmsweise hergestellt, auch Prüfungen der chemischen Zusammensetzung des Schienenstahles und Vorschriften über das zulässige Maß der einflußreichsten Beimischungen sind nur teilweise üblich.

¹⁾ Härte = Widerstand gegen das Eindringen eines Fremdkörpers unter Verschiebung der Moleküle.

²⁾ Verschleißwiderstand = Widerstand gegen ein Loslösen einzelner kleiner Teile vom Ganzen.

³⁾ Die für Radbandagen verlangte Festigkeit beträgt meist etwa 70 kg/qmm.

In der Regel wird von je 200 Schienen eine den unter 1—4 genannten Proben unterworfen, außerdem aber ist bei der Abnahme noch an jedem Einzelstück

6. eine Prüfung der vorgeschriebenen Abmessungen mittels Lehren und Stahlbandmaß vorzunehmen und durch eine eingehende Besichtigung festzustellen, daß die Schienen von Walzfehlern — Längsrissen, Blasen, Falten, Verdrehungen usw. — frei sind. Die zuzulassenden Abweichungen gegen die

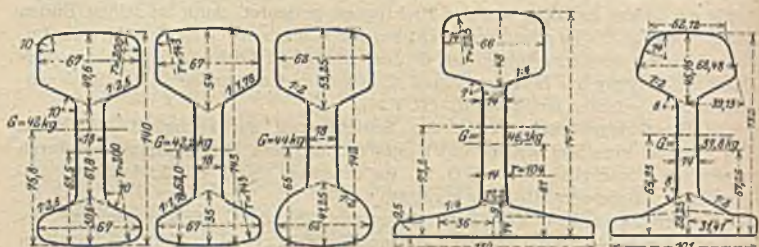


Fig. 19. K. K. Österr. St.-B. Fig. 20. Midland B. Fig. 21. Franz. West-B. Fig. 25. Sächs. St.-B. Fig. 26. Reichseisenbahnen.

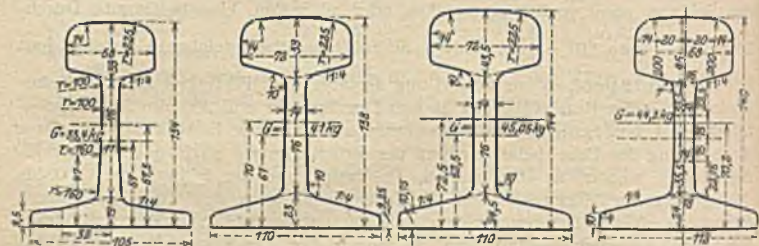


Fig. 22. Preuß. St.-B. 6e (7t). Fig. 23. Preuß. St.-B. 8b (8t). Fig. 24. Preuß. St.-B. 15c (9t). Fig. 29. K. K. Österr. St.-B. Syst. A (8t).

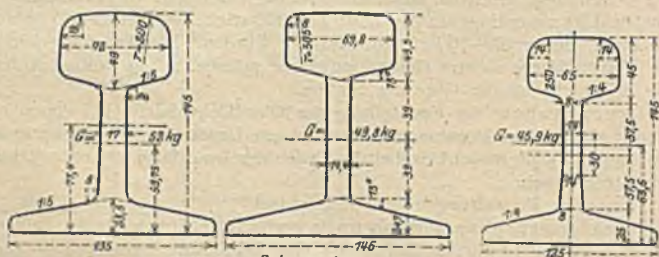


Fig. 27. Belg. St.-B. Fig. 28. Illinois-Centralb. 1897. Fig. 30. Schweiz. Bundesbahnen.

vorgeschriebenen Abmessungen betragen für Höhe, Kopfbreite und Stegstärke bis zu 0,5 mm, für die Fußbreite bis zu 1,0 mm, für die Länge bis zu 0,02%.

Anschließend an die Güteprüfungen findet

7. die Ermittlung des Gewichtes durch Nachwiegen beliebig ausgewählter Schienen an etwa 5% des Gesamtumfanges der Lieferung statt. Abweichungen von der Vorschrift sind mit -2% und $+3\%$ zugelassen.

Diese Untersuchungen geben über die Verschleißfestigkeit keinen unmittelbaren Aufschluß, doch beschäftigt sich zurzeit der V. D. E. mit Versuchen.

durch Schleifproben vergleichsfähige Ergebnisse zu erhalten, nachdem der neuerdings häufige starke Verschleiß der Schienenköpfe, namentlich starker Profile, diese Frage hat in den Vordergrund treten lassen. In gleicher Richtung bewegen sich die hüttentechnisch erfolgreichen Versuche, Manganstahl mit Zerreißfestigkeiten von etwa 100 kg/qmm bei ausreichender Dehnung und einer angeblich etwa fünfzehnmal größeren Verschleißfestigkeit zu verwenden; hinderlich ist zurzeit noch der hohe Preis des Manganstahles.

Die Schienen müssen beim Transport, beim Verladen, Abladen und auch beim Einbauen schonend behandelt werden. Heftige Stöße oder Schläge verursachen leicht feine Anrisse, die Anlaß zu Schienenbrüchen geben können. Aus gleichem Grunde dürfen die Löcher für die Laschenbolzen nur eingebohrt und nicht gestanzt werden.

c) **Form der Schienen.** Breitfußschienen verwenden fast ausschließlich Deutschland, Österreich, ein Teil der französischen Bahnen und Amerika, in England und teilweise in Frankreich ist die Doppelkopfschiene verbreitet, mit der neuerdings auch wieder Versuche größeren Umfanges (bisher etwa 270 km) in Österreich angestellt werden. Auch die italienische Mittelmeerbahn verwendet Doppelkopfschienen am Simplon, und in Baden liegen etwa 10 km Versuchsstrecken mit Doppelkopf-, sowie mit Breitfußschienen in gußeisernen Stühlen auf Holzschwellen meist in Tunnelgleisen (Fig. 48), während eine im Jahre 1892 zwischen Bückeberg und Minden eingelegte 1 km lange gleiche Versuchsstrecke nach 15jähriger Liegezeit wieder ausgewechselt worden ist. Die Doppelkopfschiene bietet günstigere Walzverhältnisse und gestattet daher die Verwendung härteren Stahles, als Vorteil der Stuhlbelegung wird betont, daß das Gestänge infolge seiner tieferen Lage in der Bettung stabiler, die Druckverteilung auf die Schwelle infolge der großen und starken Stuhlplatten günstiger, und damit die Schonung der Schwellen weitgehender, die Sicherheit gegen vorübergehende Spurerweiterungen bei der hohen Stützung der Schienen größer und die Befestigung der Schienen in den Stühlen sehr einfach, schnell lösbar und elastisch sei, während für die Breitfußschiene vor allem die größere Widerstandsfähigkeit gegen seitlich wirkende Kräfte spricht. Mit beiden Schienenformen läßt sich ein den neuzeitlichen Anforderungen genügendes Gleis herstellen.

Für einige neuere Schienen verschiedener Verwaltungen sind Form und Abmessungen aus Fig. 19—30 und der Zahlentafel 12 (S. 1366 u. 1367) ersichtlich.

Gestalt des Schienenkopfes im allgemeinen für Doppelkopf- und Breitfußschienen gleich, sie weist jetzt überall, wie die ganze Schiene, eine vertikale Symmetrieachse und abgerundete Kopfflächen auf, doch regen sich Bestrebungen, die Fahrfläche bei einseitiger Ausbildung des Kopfes eben unter 1 : 20 zur Wagerechten geneigt herzustellen (Flachkopfschiene von Haarmann, Fig. 31), um geringere Abnutzung der Radreifen und geringere Beanspruchung der Blattstoßkanten durch abgenutzte Radreifen zu erreichen. Die Wölbung der Kopfoberfläche mit ≈ 200 , die seitlichen Abrundungen des Kopfes mit 14 mm Halbmesser (T. V. 5) — entsprechend der Ausrundung der Radflanschen (15 mm). Kopfbreite mindestens 57 mm (T. V. 5), vielfach aber größer, um größere Laschenanlageflächen zu ermöglichen. Aus gleichem Grunde verbreitern manche Bahnverwaltungen — Nordamerika, Reichseisenbahnen — den Kopf nach unten, hiermit auch größere Berührungsflächen zwischen Radflanschen und Schiene schaffend, um die Abnutzungen zu verringern. Indessen werden hierdurch auch die Bewegungswiderstände erhöht.

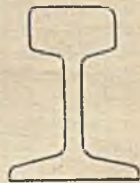


Fig. 31.

Die Laschenanschlußflächen (Laschenbahnen) sollen eben sein. Ihre Neigung liegt zwischen 1 : 2 und 1 : 4, um übergroße Beanspruchung der Laschenschrauben zu vermeiden und doch noch gute Anlage der Laschen selbst dann zu sichern, wenn Ungenauigkeiten in deren Höhe oder Abnutzungen vorhanden sind. Der Übergang von den Laschenbahnen nach dem Schienensteg soll, um

Herstellungsmängel zu vermeiden, sanft abgerundet sein, vielfach wird daher der Schienensteg nicht durchgängig gleich stark ausgebildet, sondern seine Stärke nimmt von der Mitte nach Kopf und Fuß zu. In der Mitte beträgt sie 11—15 mm, für Tunnelschienen und Schienen mit Dickstegblattstoß 18 mm. Auch der Schienenfuß ist in seinen Abmessungen durch Rücksicht auf gutes Abwalzen bestimmt. Je breiter und dünner der Fuß ist, desto schwieriger ist gute Walzung und gleichmäßige Abkühlung zu erreichen. Breite bei Hauptbahnen für Querschwellenoberbau 100—130 mm (T. V. 5 \geq 100 mm), untere Kanten mit einem Halbmesser von 2 mm abgerundet, Stärke in der Mitte 23—25, an den Rändern 8—11 mm. Geringe Fußbreiten vergrößern die Beanspruchung der Befestigungsmittel und die Gefahr des Kantens. In Amerika wird die Fußbreite fast stets gleich der Schienenhöhe ausgeführt.

Für die Schienenhöhe empfehlen die T. V. bei Querschwellengleisen ein Maß \geq 125 (T. V. 5), ausgeführt 130—147 mm.

Der Gesamtquerschnitt von Hauptbahnschienen von 42—66 qcm Fläche ist derart zu gestalten, daß der Schwerpunkt möglichst in halber Höhe namentlich dann liegt, wenn die Schiene sich an der Grenze der zulässigen Abnutzung befindet. Maß hierfür bei schweren Profilen der Hauptbahnen 10—15 mm.

Das Gewicht neuer breitfüßiger Hauptbahnschienen beträgt bei den üblichen Verhältnissen deutscher Bahnen 30—45 kg/m, das Trägheitsmoment zwischen 1000 und 1700 cm⁴, das Widerstandsmoment zwischen 150 und 230 cm³. Angenähert bestimmen sich diese Werte bei einer Schienenhöhe h in cm zu:

$$F = \alpha \cdot h^2; \quad G = \beta \cdot h^2; \quad J = \gamma \cdot h^4; \quad W = \delta \cdot h^3$$

und ebenso die zweckmäßigsten Schienenhöhen nach der Formel:

$$h = \sqrt[3]{c \cdot R \cdot a}; \quad \begin{array}{l} R = \text{größter Raddruck in t,} \\ a = \text{größte Schwellenentfernung in cm,} \\ h = \text{Schienenhöhe in cm,} \end{array}$$

worin die Beiwerte $\alpha, \beta, \gamma, \delta, c$, die aus bewährten Schienenprofilen gewonnen sind, für die verschiedenen Raddrücke nach den Angaben der Fig. 32 einzusetzen sind.

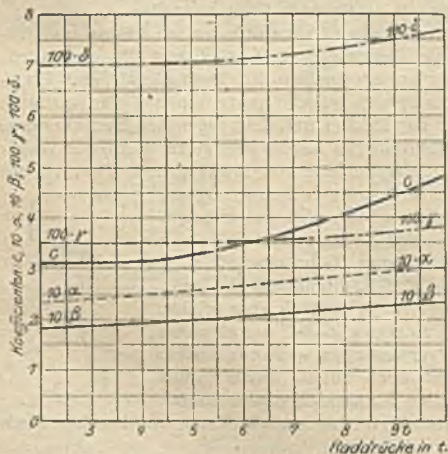


Fig. 32.

Die Schienenlänge wird bei stumpfgestoßenen Schienen zu 10—15, gewöhnlich nicht über 12 m bemessen (T. V. 4 \geq 9,0 m), ausnahmsweise in Tunneln — hier wegen des geringeren Wärmeunterschiedes —, auf Brücken und in Wegübergängen auch mit 18 bis 20 m. Ebenso sind größere Schienenlängen bei Blattstoß oder bei Überlaufaschen zulässig. Größere Längen vermindern die Zahl der Stoßstellen, ersparen Kleineisenzeug und vermehren den Widerstand gegen Änderungen der Schienenlage, führen aber zu erschwerter Handhabung der Schienen, erhöhen den Verlust bei Schienenbruch und

bringen Schwierigkeiten hinsichtlich der Wärmeflecke. Diese möchte nicht über 20 mm weit werden; ihre Weite ist bei einer Schienenlänge l

$$\delta = 0,011 \cdot l \cdot (t_{\max} - t_{\min}),$$

so daß angenähert im Freien, bei größten Erhitzungen von 60—70° C und stärksten Abkühlungen auf — 25° C der größte Abstand der Schienenstirnflächen

$$\delta_{(mm)} = l_{(m)},$$

im Tunnel, bei größten Wärmezweischenräumen von 30—35° C, etwa

$$\delta_{(mm)} = 0,4 l_{(m)}$$

betragen kann, dem die Lochungen der Schienenenden Rechnung zu tragen haben. Diese werden entweder länglich mit einer Länge des Loches von

$$d = b + \frac{\delta}{2} + 2,$$

worin b den Durchmesser der Laschenschraube bezeichnet, oder kreisrund mit d mm Durchmesser gebohrt. Der Abstand der Schienenlochmitte vom Schienenende bestimmt sich zu

$$c = \frac{e}{2} + \frac{\delta}{4},$$

wenn mit e die Entfernung der mittleren Bolzenlöcher in den Laschen bezeichnet wird.

Bogenschienen oder Ausgleichschienen. Auf die Schienenlänge l beträgt die Verkürzung im Bogen vom Halbmesser R bei der Entfernung s_1 der Schienenmitte

$$A = s_1 \frac{l}{R}, \quad \text{also für Vollspur} \quad \frac{1}{2} l = \frac{1500 \cdot l}{R} \text{ mm.}$$

Zur Bildung dieser Verkürzungen gewöhnlich zwei bis drei Sorten von Bogenschienen, deren Längen um das Ein-, Zwei- und Dreifache von 40—50 mm kürzer sind als die gewöhnlichen Schienen und deren Einlegung zum Ausgleich derart erfolgt, daß größere Schiefagen der Querschwellen, vor allem bei eisernen Querschwellen wegen ihrer rechteckigen Lochung, vermieden werden. Ungenauigkeiten werden durch geringe Schiefage der Stoßschwellen, nach Befinden auch in den Stoßlücken, ausgeglichen. Die beiden gegenüberliegenden Schienenstöße sollen sich hierbei gegeneinander um nie mehr als den halben Längenunterschied der Ausgleichschienen verschieben.

Paßschienen für Weichenverbindungen, Brücken, Planübergänge und Gleiszusammenschlüsse sollen nicht unter 3,0 m lang sein.

Stützpunktentfernungen der Schienen in Europa 26—54 cm am Stoß, 60—85 cm in der Schienenlänge (vgl. Zahlentafel 13); Nordamerika bevorzugt dichtere Schwellenlage.

3. Schienenunterlagen und Befestigung der Schienen. Schienenunterlagen stützen die Schienen und übertragen den Druck auf die Bettung. Zu unterscheiden sind:

I. **Einzelstützen** aus Stein, Beton oder Eisenbeton, jetzt nur noch in Nebengleisen für besondere Zwecke — z. B. bei Reinigungsgruben und Reinigungsplätzen —, solche in Form eiserner gegossener oder gepreßter Glocken oder Platten — vergrößerter Schienenstühle — mit einer Grundfläche von 0,2—0,3 qm und entsprechenden Querverbindungen zur Spurhaltung in einigen Bahnlagen frostfreier Gegenden (Indien, Südamerika).

II. **Langschwelen** bieten den Schienen eine durchlaufende, stetige Unterstüttung, besitzen aber für Hauptgleise von Hauptbahnen zu kleine Auflagerfläche, erzeugen daher zu hohen Bettungsdruck und leiden an den Folgen ungenügender Entwässerung des Gleises. Außerdem stößt auch Langschwelenoberbau in Bahnhöfen wegen der Weichen auf Schwierigkeiten. Diese und andere Nachteile haben sein Verwendungsgebiet bei Hauptbahnen ungeachtet seiner theoretischen Vorzüge mehr und mehr eingeschränkt, so daß heute im Bereich des V. D. E. nur noch etwa 2% der durchgehenden Hauptgleise auf Langschwelen ruhen und neue Hauptgleise dieser Bauweise kaum noch ver-



Fig. 32 a.

Bahn	h	h_1	h_2	h_3	b	b_1	b_2	r_1	r_2	r_3	r_4	r_5	f	
	mm													
Breitfußschienen	Preuß. St.-B. Nr. 6	134	39	76	19	105	58	11 ¹⁾	225	14	5	7	4	9,5
	K. K. Österr. St.-B. Syst. Xa	125	44	56	25	110	58	12	200	14	4	5	4	8
	Sächs. St.-B. Va.	130	44	62	24	105	58	14	300	14	5	7	6	9
	Preuß. St.-B. Nr. 8	138	39	76	23	110	72	14 ¹⁾	225	14	5	10	4	9,2
	K. K. Österr. St.-B. Syst. A	140	45	71	24	112	68	14	200	14	3	7	4	10
	Preuß. St.-B. Nr. 15c	144	43,5	76	24,5	110	72	14	225	14	5	10	4	10,7
	Schweizer Bundesb. 1902	145	45	75	25	125	65	14	250	14	.	.	.	9,4
	Sächs. St.-B. VI	147	48	76	23	130	66	14	225	14	5	7	4	9,5
	Paris-Lyon-Mittelmeer 1889	142	55	58	29	130	6	14	300	8	5	8	.	10,3
	Illinois-Centralb. 1897	146	43,3	78	24,7	146	69,8	14,4	305	8	.	.	.	8
	Belgische St.-B. 1886 Gollat-schiene	145	49	72,5	23,5	135	72	17	200	15	2	8	.	10
Stuhl-schienen	Schweizer Alpenbahn 1909 K. K. Österr. St.-B. Ia	140	47,6	61,8	30,6	67	67	18	200	10	4	10	.	.
	Franz. Westbahn	142	53,25	47,5	41,25	62	62	18
	Engl. Midland-B.	148	56	57	35	72	72	21	148

F = Querschnittsgröße;
 J = Trägheitsmoment
 W = Widerstandsmoment } bezogen auf die wagrechte Schwerachse;
 G = Gewicht der Schiene für das lfd. m;
 $i : n$ = Neigung der Laschenanlageflächen.

legt werden. Die noch vorhandenen Anordnungen zeigen auf kräftiger trogförmiger eiserner Langschwelle eine Breitfußschiene etwas geringerer Abmessungen als sonst für Hauptbahnen bei Querschwellen üblich. Spursicherung wird durch kräftige Querverbindungen der Langschwellen bewirkt, Schienenneigung meist durch Schräglage der Langschwellen hergestellt (Fig. 33). Für Nebenanlagen der Hauptbahnen, namentlich da, wo mit Fuhrwerken über die Gleise gefahren werden muß, wie in Hafenanlagen, Packhöfen u. dgl., wird vielfach die Haarmannsche Schwellenschiene mit senkrechter Fuge durch Kopf, Steg und Fuß, meist unter Zufügung einer Beischiene für die Abgrenzung der Spurrinne, verwendet (Fig. 34). Spurhaltung durch in etwa 2,5 m Entfernung hochkantig gestellte Flacheisen; die Zweiteilung der Schiene erleichtert gute Verblattung. Wenn die Schienen vollständig in der Straßenfahrbahn eingebettet und die Geschwindigkeiten geringe sind, genügt diese Bauweise (T. V. 12₂).

¹⁾ Bei Blattstoßoberbau = 18 mm.

Schienenabmessungen.

n	F qcm	J cm ⁴	W cm ³	G kg	$\frac{W}{G}$	Rad- druck R	Größter Schwellen- abstand a	$\frac{h_1}{h}$	$\frac{h_2}{h}$	$\frac{b}{h}$	$\frac{b_1}{h}$	$\frac{b_2}{h}$	$\frac{f}{h}$	Zulässige Abnutzung mm
4	42,5	1037	154	33,4	4,61	$\left\{ \begin{matrix} 7 \\ 7,6 \end{matrix} \right.$	$\begin{matrix} 72 \\ 68 \end{matrix}$	0,29	0,14	0,78	0,43	0,08	0,07	10
2,5	45,6	925	145	35,6	4,07	$\left\{ \begin{matrix} 7,25 \\ 8 \end{matrix} \right.$	81	0,35	0,20	0,88	0,46	0,10	0,06	7
2,5	46,0	1006	156	36,1	4,32	$\left\{ \begin{matrix} 7,5 \\ 8 \end{matrix} \right.$	$\begin{matrix} 78 \\ 63 \end{matrix}$	0,34	0,18	0,81	0,45	0,11	0,07	8
4	52,3	1352	193	41,0	4,71	$\left\{ \begin{matrix} 8 \\ 8,5 \end{matrix} \right.$	$\begin{matrix} 63 \\ 60 \end{matrix}$	0,28	0,17	0,80	0,52	0,10	0,07	8
4	56,6	1442	205,3	44,2	4,64	8	81	0,32	0,17	0,80	0,49	0,10	0,07	10
4	57,4	1583	217	45,0	4,82	9	60	0,30	0,17	0,76	0,50	0,10	0,075	.
4	.	1623	215,5	45,9	4,69	.	75	0,31	0,17	0,86	0,45	0,10	0,065	.
4	59,1	1700	230	46,3	4,97	$\left\{ \begin{matrix} 8 \\ 9 \end{matrix} \right.$	83	0,33	0,16	0,88	0,45	0,10	0,065	15
2	60,1	1585	223	47,0	4,74	$\left\{ \begin{matrix} 8 \\ 9 \end{matrix} \right.$	85	0,39	0,20	0,92	0,465	0,10	0,07	.
4,3	.	.	.	49,8	.	.	.	0,30	0,17	1,00	0,48	0,10	0,055	.
5	66,25	1707	232	52	4,46	$\left\{ \begin{matrix} 8 \\ 9 \end{matrix} \right.$	80	0,34	0,16	0,93	0,50	0,12	0,07	.
2,5	53,6	1190	157	42,0	3,74	8	81	0,34	0,22	.	0,48	0,13	.	10
2	.	1264	164	44,0	3,73	.	83,4	0,37	0,29	.	0,44	0,13	.	.
2,14	63,5	1490	194	49,8	3,9	.	80,8	0,38	0,24	.	0,49	0,14	.	.
Im Durch- schnitt	für leichte Bahnen bzw. Prof.							0,33	0,17	0,85	0,50	0,11	0,075	3-5
	„ mittlere „ „ „							0,30	0,16	0,80	0,46	0,10	0,07	5-8
	„ schwere „ „ „							0,35	0,18	0,95	0,48	0,11	0,07	8-12

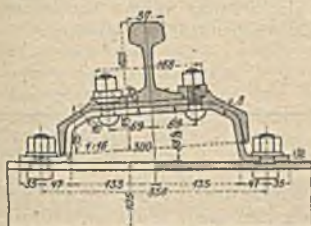


Fig. 33.

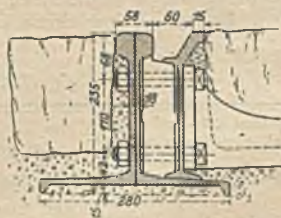


Fig. 34. Schwellenschiene.

III. Querschwellen aus Holz, Eisen oder aus Eisenbeton. Spurweite, Schienenneigung und Überhöhung durch Querschwellen am besten dauernd zu erhalten, daher bei ihrer Verwendung größte Betriebssicherheit, wiewgleich die Schiene nicht fortlaufend unterstützt ist. Infolgedessen überwiegen Querschwellenleise bei weitem.

Zahlentafel 13. Schwellenabstände.

Bahn und Bahngattung	Gewicht der Schienen pro m	Länge der Schienen m	Anzahl der Schwellen pro Schienenlänge	Mittlerer Schwellenabstand cm	Schwellenabstand						Bemerkungen		
					a	b	c	d	e	f			
Sächsische Staatsbahn Hauptbahnen	Prof. VI	46,3	15,0	19	78,9	54	68	74	83	83	83	bei 7,5 t Raddruck bei 8,0 t Raddruck	
		15,0	20	75,0	54	68	78	78	78				
	" Va	36,1	10,0	13	76,9	54	68	75	82,5	82,5	82,5		
		15,0	24	62,5	54	61,5	63	63	63	63			
		10,0	16	62,5	54	57	61	64	64	64			
Preuß. Staatsbahn Hauptbahnen	freie Strecke	Prof. 6e	33,4	12,0	18	66,6	50	65,3	68	68	68	bei 8,0 t Raddruck " 8,5 t "	
		" 8b	41,0	15,0	24	62,5	53	62,3	63	63	63		
		" 8d	41,0	15,0	26	57,7	26	50	57,35	60	60		60
	Brücken	" 15c	45,05	15,0	26	57,7	26	50	57,35	60	60	An Stelle der gepelsten Stoßschwellen bei den Prof. 15c, 16c, 9i und wird in neuerer die Breitschwelle wendet.	
		" 7d	37,24	15,0	26	57,7	50	60	60	60	60		
		" 9d	43,43	15,0	26	57,7	50	60	60	60	60		
		" 16e	47,28	15,0	26	57,7	26	50	57,35	60	60		60
		" 7e	37,24	18,0	27	66,7	50	59,3	68	68	68		
		" 9e	43,43	18,0	29	62,1	53	54,9	63	63	63		
	Tunnel	" 9i	43,43	18,0	29	58,1	26	50	57,35	60	60	60	
		" 16g	47,28	18,0	31	58,1	26	50	57,35	60	60	60	
K.K. Öst. St.-B. Syst. A	44,2	15,0 12,5	19 16	79 78,1	50	77,35 73,85	81	81	81	81			
Belgische Staatsbahn	52,7	9,0	12	75,0	60	70	70	80	80	80			
Franz. Staatsbahn	47,0	12,0	14 18	85,7 66,7									
Berner Alpenbahn	42,0	12,0	16 17	75 70,6	66	66	72 66	78 72,5	78 72,5	78 72,5	Auf offener Strecke Im Tunnel		
Französ. Westbahn	44,2	12,0	15 18	80,0 66,7						83,4 74,8			
Engl. Great Western	48,4	13,56	18	75,3	63,6	65,7	77,5	77,5	77,5	77,5			

a) Holzquerschwellen vermögen auch den höchsten betriebstechnischen Anforderungen zu genügen und werden, namentlich weil sie ein sanftes Fahren gewährleisten, zurzeit noch im weitesten Umfange verwendet. Eisenschwellen haben bisher nur in Deutschland und in der Schweiz weitere Verbreitung gefunden. Es lagen beispielsweise in den durchgehenden Hauptgleisen:

Zahlentafel 14.¹⁾

im Jahre	auf Holzschwellen	auf Eisenschwellen	in	im Jahre	auf Holzschwellen	auf Eisenschwellen
1898	81,8	15,3	dem Gebiete des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen	1904	82,1	16,2
1898	70,2	24,9	in Deutschland	1905	71,0	26,9
1898	99,2	0,5	in Österreich	1904	99,0	0,4
1898	51,4	48,6	in der Schweiz	1903	42,9	57,1

Prozent der gesamten Länge,

¹⁾ Aus Lueger, „Lexikon der gesamten Technik und ihrer Hilfswissenschaften“.

und von sämtlichen Gleisen¹⁾ ruhten 1912 auf Holzschwellen:

in Preußen	65,6 %	in Baden	2,2 %
in Bayern	72,1 %	in den übrigen deutschen	
in Württemberg	59,7 %	Staaten	97,0 %
in den Reichslanden	94,0 %	in Deutschland durchschnitt-	
in Sachsen	99,1 %	lich	68,5 %

Von wesentlichem Einfluß auf die Gebrauchsdauer der Holzschwellen sind Holzbeschaffenheit, Abmessungen und die Vorbeugungsmaßregeln gegen Fäulnis und mechanische Zerstörung.

1. Das Material für die auf deutschen Bahnen verwendeten hölzernen Schwellen liefern in der Hauptsache Eiche, Buche und Kiefer, während Lärche, Kastanie, Fichte und Tanne ebenso wie überseeische Holzarten, z. B. Eucalyptus-, Teak-, Quebracho- und Cederholz, nur ausnahmsweise verwendet werden. Eichenholz ist nach Härte und Dauer das beste, wird aber wegen des hohen Preises meist nur noch in Weichen verlegt.

Schwellholz soll im Winter gefällt, von langsamem Wuchs, völlig gesund — ohne Stock-, Faul- und Rißstellen, sowie ohne Wurmfraß —, tunlichst, vor allem an der Schienenaufgabe, astfrei, gerade gewachsen — ohne windschiefe Flächen und starke, 3—4% übersteigende seitliche Krümmungen — und gut ausgetrocknet sein. Anlieferung meist unmittelbar an die Tränkungsanstalten, so daß die Schwellen dort, geeignet aufgestapelt, in $\frac{1}{2}$ — $1\frac{1}{2}$ Jahren die nötige Lufttrockenheit erlangen. Zur Verhütung der Erweiterung kleiner vorhandener Risse während des Trocknens werden vielfach Klammern verschiedener Form in das Hirnholz der Schwelle geschlagen.

2. Abmessungen (Fig. 35). Für Hauptbahnen in der Regel 2,7 m lange Schwellen, meist von Rechteckform mit oberer Kantenabschrägung bei nicht unter 16 cm Höhe, 25—30 cm unterer und 16—20 cm oberer Breite. Möglichst viel Kernholz im Querschnitt, daher auch Querschnittsformen, bei denen der Kern in der Mitte des Querschnitts liegt, während beiderseits volle Baumkanten zulässig sind. Kleine Abweichungen in den Abmessungen innerhalb vertraglich festzusetzender Grenzen nachgelassen; Auflagerfläche auf der Bettung muß vollkantig sein, sonst liegen die Schwellen nicht ruhig. Breite, möglichst vollkantige Schwellen als Stoßschwellen. Einer Falzung der Schwellen nach der Schienenneigung ist die Verwendung keilförmiger Unterlagsplatten vorzuziehen. Über die Anzahl der Schwellen für jede Schienenlänge vgl. Zahlentafel 13.



Fig. 35.

3. Maßregeln gegen vorzeitige Zerstörung der Schwellen.

a) Tränkung mit antiseptischen Stoffen zur Erzielung einer größeren Widerstandsfähigkeit gegen Fäulnis. Erfolg um so gründlicher, je vollkommener die Schwelle durchtränkt ist. Von den zahlreichen Tränkungsmitteln hat sich nur Chlorzink unter Beigabe von carbolsäurehaltigem Teeröl, sowie erhitztes carbolsäurehaltiges Teeröl erhalten. Namentlich das letztgenannte Tränkungsverfahren hat sich sehr gut bewährt, so daß es von den meisten Verwaltungen durchgeführt wird, wobei an Stelle der Volltränkung neuerdings vielfach und mit gutem Erfolge eine Tränkung mit beschränkter Teerölaufnahme (Spartränkung) angewendet wird.

Durch die Tränkung nehmen die Schwellen nicht unerheblich an Gewicht zu, außerdem erhöht sich bei Teeröltränkung die Festigkeit des Holzes gegen mechanische Angriffe um etwa 15%. Die Schienenbefestigungsmittel werden vom Teeröl — im Gegensatz zum Chlorzink — nicht angegriffen, sondern gegen Rosten geschützt.

¹⁾ Biedermann: Der Oberbau mit hölzernen und eisernen Querschwellen.

Die Dauer der Holzschwellen im Gleise beträgt:

	Eiche	Kiefer	Buche
ungetränkt: 14—16	7—9	3—4 Jahre	
getränkt: etwa 20	14—18	10—18 „	
also Erhöhung durch das Tränken: 25—50	etwa 100	350—450%	

sofern nicht mechanische Abnutzung das Holz früher zerstört.

β) Unterlagsplatten zwischen Schienenfuß und Schwelle bei Breitfußschienen oder größere gußeiserne Stühle bei Doppelkopfschienen steigern die Dauer der Holzschwellen erheblich, indem sie die mechanische Zerstörung des Holzes verzögern, sofern die Platten genügend groß, nicht zu schwach und richtig gelocht sind (T. V. 12). Vorteile: Minderung des Einheitsdruckes auf das Holz der Schwellen, bessere Druckverteilung, Heranziehung der inneren Befestigungsmittel zur Wirkung gegen Verschiebung der Schiene nach außen, bei guter Verbindung der Platte mit der Schiene auch Erhöhung des Widerstandes gegen Kippen der Schiene infolge Abrückung des Drehpunktes von der Schienenmitte und schließlich bei Keilplatten Vermeidung des Schwellenfalzens (Fig. 36).

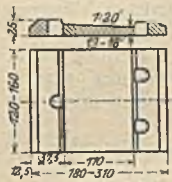


Fig. 36. Keilplatte.

Die Unterlagsplatten bestehen aus Flußeisen, meist von einer Zerreißfestigkeit ≥ 4000 kg/qcm. Als Zerreißproben dienen Flachstäbe von in der Regel 200 mm Meßlänge, aus fertig gewalzten, aber noch nicht zerschnittenen Stäben. Die Platten sollen sich kalt bis zu 45° biegen lassen, ohne Risse zu zeigen. Abweichungen in den vorgeschriebenen Abmessungen sind zulässig: in der Breite zwischen den Ansätzen und in der Dicke $\pm 0,5$ mm, in den Längen ± 3 mm,

in den übrigen Maßen ± 1 mm, in der Lage der Löcher ± 1 mm, in der Größe der Löcher $+ 1,0$ bis $-0,5$ mm.

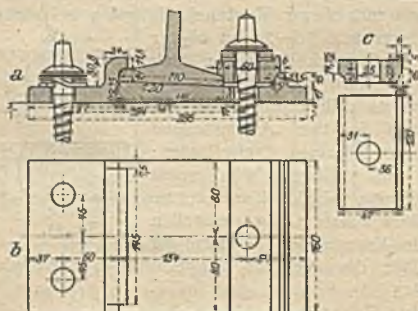


Fig. 37. Hakenplatte.
(Preuß. St.-B.)

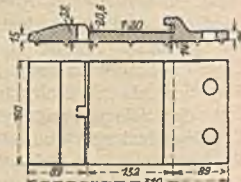


Fig. 38. Hakenplatte.
(Sächs. St.-B.)

Breite der Platten quer zur Schwellenrichtung bei Hauptbahnen 120—160 mm, Länge 180—310 mm, geringste Stärke 12—18 mm (unter der Innenkante des Schienenfußes). An der Außenseite ist ein Randansatz notwendig, an der Innenseite entbehrlich, meist aber auch vorhanden. Zweckmäßig sind drei Löcher für die Befestigungsmittel, davon zwei an der Innenseite als Schutz gegen Kanten. Die Innenkanten der Löcher dürfen auf der äußeren Seite keinesfalls über den Ansatz vorstehen, bei Doppelrandplatten muß der zugelassene Spielraum in den Schienenfußbreiten bei Festsetzung der Randentfernung entsprechend berücksichtigt werden. Kleine Rippen an der Unterfläche der Platten (Fig. 38) hindern oft gute Auflage.

Neuerdings wird das Streben bemerkbar, die Befestigung zwischen Schiene und Platte von der Befestigung der Platte auf der Schwelle zu trennen und den Schienenfuß durch die Befestigungsmittel in möglichst großer Länge zu

Tränkungsvorgang.

1. Kiefernholztränkung mit Chlorzink unter Teerölbeimischung.	2. Kiefern- und Eichenholztränkung durch beschränkte Aufnahme reinen Teeröls (einfaches Rüping-Verfahren).	3. Buchenholztränkung unter beschränkter Teerölaufnahme (Doppel-Rüping-Verfahren).	4. Volltränkung mit Teeröl.
a) Beschickung des 16—20 m langen, kreisrunden Tränkungskessels von 2 m Durchmesser mit 22—30 cbm Schwellen, dann luftdichter Kesselverschluss.			
b) Dämpfung der Schwellen während einer Stunde, innerhalb deren wenigstens 1/2 Stunde lang eine Dampftemperatur von 112° C vorhanden gewesen sein muß.	Erzeugung eines Luftdrucks von 1,5—5 atm Überdruck (je nach dem Zustand der Schwellen), der 5—30 Minuten, bei Eichenholz länger, zu halten ist, um die Holzzellen mit Druckluft zu füllen.		Erzeugung eines Vakuums von 60 cm Quecksilbersäule mit 10 Minuten Dauer.
c) Einwirkung eines Vakuums von 60 cm Quecksilbersäule 90 Minuten lang.	Einlassen und Erhitzen des Teeröls auf 70—100° C und Nachpressen von Teeröl in den Kessel, bis der Druck 5 1/2—10 atm erreicht. Halten dieses Druckes bei Kiefernholz 1/2, bei Eichenholz 3 Stunden lang. Bei Eichenholz muß das Teeröl beim Eindringen mindestens 95° C warm sein.	Der Tränkungsvorgang vollzieht sich zunächst wie unter 2., wobei der höchste Öldruck nach c) 1 Stunde lang und das Vakuum nach d) 30 Minuten zu halten ist, sodann wird das Verfahren derart wiederholt, daß der Luftdruck zu b) nicht geringer als 2 1/2 atm 15 Minuten lang gehalten wird und das hierauf zuzulassende Öl nicht unter 95° warm sein darf. Der hierauf eintretende Öldruck geht nicht unter 7 atm und wird 3 Stunden gehalten.	Teilfüllung des Kessels mit Teeröl und Erhitzung des Öls auf 105° C, wodurch dem Holze noch innewohnendes Wasser entzogen wird. Abziehen der sich bildenden Wasserdämpfe. Dauer dieses Vorganges 1—5 Stunden. Am Ende der Wasserentziehung noch Vakuum von 50 cm Quecksilbersäule.
d) Eindringen der auf 70° erwärmten Lauge ¹⁾ mittels eines Druckes von 6—15 atm, der etwa 1 1/4 Stunde anhält.	Einwirkung eines Vakuums von 60 cm Quecksilbersäule, wodurch die innerhalb der Schwellen vorhandene Druckluft das nicht an den Zellwänden haftende überschüssige Teeröl wieder aus den Schwellen treibt. Das Vakuum wird mindestens 10 Minuten gehalten, bei Eichenholz länger.		Vollfüllung des Tränkkessels mit Teeröl und Nachpressen von solchem mit 5—8 atm Überdruck, der bei Buchen- und Kiefernholz 1/2 bis 1 Stunde, bei Eichenholz 1—3 Stunden zu dauern hat.
Gesamtdauer des Verfahrens etwa 4 Stunden.	Gesamtdauer: bei Kiefer 1—1 1/2, bei Eiche 4—4 1/2 Stunden.	Gesamtdauer: 5—5 1/2 Stunden.	Gesamtdauer: 2—6 Stunden.
Aufnahmefähigkeit von 1 cbm trocknen Kiefernholzes: 378 kg.	Teerölaufnahme von: 1 cbm Kiefer: 63 kg, 1 cbm Eiche: 45 kg.	Durchschnittliche Teerölaufnahme von 1 cbm Buchenschwellen: 145 kg.	Teerölaufnahme von 1 cbm: Buche 325; Kiefer 300; Eiche 80 kg.
Tränkungskosten vor 1914 pro cbm: 5—7 Mk	Tränkungskosten vor 1914 pro cbm: 6—9 Mk.	Tränkungskosten vor 1914 pro cbm: 12—16 Mk.	Tränkungskost. vor 1914 pro cbm: Buche 22—25; Kiefer 20—23; Eiche 7—9 Mk.

fassen (T. V. 12). So verwendet seit 1890 die Preußische Staatseisenbahn Unterlagsplatten mit einem an der Außenseite, die Sächsische Staatsbahn solche mit einem an der Innenseite gelegenen Haken (Fig. 37 und 38), während die Österreichische Staatsbahn seit 1903 auf den Stoß- und je vier Mittelschwellen der 12,5 m langen Schienen versuchsweise Stuhlplatten (Fig. 39) verlegt und die Österreichische Nordwestbahn die Schienen mit Spannplatten (Fig. 40) befestigt.

4. Die Befestigung der Schiene auf der Schwelle soll das Kanten der Schiene und deren seitliche Verschiebung infolge der wagerechten Stoßkräfte hindern. Senkrechte Kräfte beeinflussen die Befestigungsmittel nur wenig durch geringes Aufbiegen der Schienen an entlasteten Schwellen bei gewissen Laststellungen. Wegen des Kantens ist namentlich ein Niederhalten der Schiene an der Innenseite nötig, gegen die seitliche Verschiebung fassen die Unterlagsplatten die Wirkung sämtlicher Befestigungsmittel zusammen. Die Befestigung erfolgt meist auf jeder Schwelle durch drei (manchmal auf einzelnen Schwellen auch vier) Nägel oder (besser) Schwellenschrauben, keinesfalls dürfen die Befestigungsmittel den Schienenfuß durchdringen, sondern müssen ihn stets nur übergreifen.



Fig. 39. Stuhlplattenbefestigung.
(Österr. St.-B.)

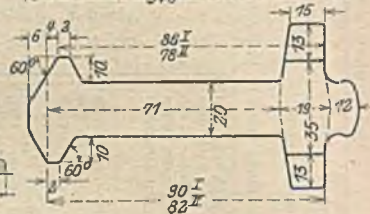
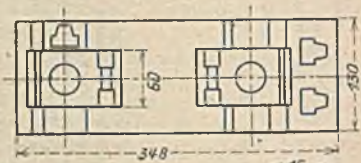
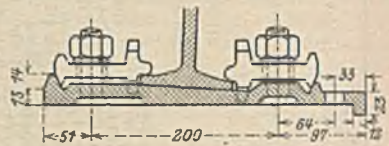


Fig. 40. Spannplattenbefestigung.
(Österr. Nordwestbahn.)

α) Schienennägel (Hakennägel) sind meist vierkantig, 15—18 mm stark und mit einer Schneide senkrecht zur Faserrichtung des Holzes so lang — 150 bis 170 mm — ausgebildet, daß ihre Schneide noch 20—30 mm im Holze bleibt. Für eine Schienenhöhe h , kann gewählt werden (nach Winkler): Schaftseite $d = 0,125 h$, Länge des Nagels: $10 d$, Länge der Schneide: $3 d$, Länge des Hakens: d , Höhe des Hakens an der Wurzel: d . Der Kopf erhält zum Herausziehen entweder zwei seitliche Ohren (Ohrennagel, Fig. 41) oder eine Verlängerung des Hakens nach rückwärts (Doppelkopfnagel, Fig. 42). Widerstand gegen Herausziehen für jeden Nagel in Hartholz 3—4000 kg, in Weichholz 2000 bis 2500 kg, Widerstand gegen seitliches Verdrehen entsprechend 2200 und 1500 kg; der letztere ist größer als bei Schrauben.

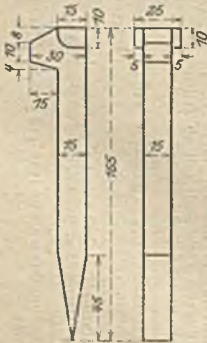


Fig. 41.

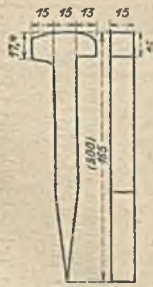


Fig. 42.

deshalb zuweilen an der Innenseite Schrauben, an der Außenseite Nägel. Die Nägel stets versetzt, um Aufspalten des Schwellholzes zu vermeiden.

β) Schwellenschrauben (Schienenschrauben, Schraubennägel, Tirefonds) (Fig. 43) vielfach verzinkt. Schraubenspindel 13—15 mm stark, 150—160 mm lang, die scharf geschnittenen Gewinde 3—5 mm breit, Ganghöhe beträgt 6—14 mm. Bei einem äußeren Durchmesser d kann etwa angenommen werden: Länge 6 bis 8 d , Kopf 2 bis 2,5 d , Ganghöhe $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{2} d$. Der Kopf erhält zum Ansatz des Schraubenschlüssels einen quadratischen, 16—20 mm starken, 20—24 mm hohen Ansatz, dessen obere Fläche meist eine Marke trägt, um die verbotene Benutzung des Hammers zum Eintreiben erkennen zu lassen. Widerstand gegen Herausziehen bei Hartholz 4000—4200 kg, bei Nadelholz 2500 bis 3400 kg. Die Schwellenschraube zerstört das Holz rascher als der Nagel und verbiegt sich leichter, daher ist sie voll wirksam nur bei allseitigem, gegen Verbiegung des Schaftes schützendem Aufliegen des Kopfes (Fig. 44).

Bei diesen Befestigungsweisen werden Spurerweiterungen in Bögen durch Auseinanderrücken der Befestigungsmittel hergestellt, d. h. die Schwellen müssen für die verschiedenen Spurweiten besonders gebohrt werden. Um einheitliche Bohrung sämtlicher Schwellen zu ermöglichen, können nach dem Vorschlage von Kohn (1897) auch Spurplättchen verschiedener Größe verwendet werden (Fig. 45), die auch die Schwellenschrauben dem Angriff des Schienenfußes vollständig entziehen. Auch die Verwendung von Spannplatten (Fig. 40) ermöglicht einheitliche Schwellenbohrung und Regelung der Spur auf der Unterlagsplatte durch die verschiedenen Abmessungen der Spannklötzchen.

Um festeren Sitz der Schwellenschrauben und Nägel in Weichholzwellen selbst dann zu erreichen, wenn Ausweitung der Löcher in denen die Befestigungsmittel sitzen, bereits eingetreten ist, sind vielfach Hartholzdübel von etwa 50 mm äußerem Durchmesser mit Schraubengewinde von etwa 15 mm Ganghöhe (Bauart Collet) verwendet, die in die vorgebohrten und geschnittenen Löcher der Schwellen eingeschraubt werden und die Befesti-



Fig. 43.

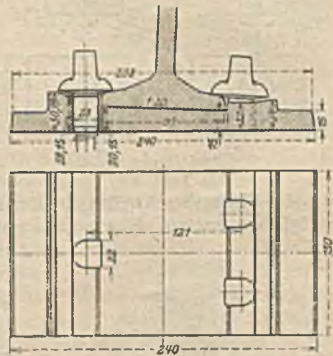


Fig. 44. Reichseisenbahnen.

gungsmittel aufnehmen (Fig. 46). Sie erhöhen den Widerstand der Schwellenschrauben gegen Ausziehen für Weichholzwellen bis auf etwa 4600, für Hartholzwellen bis auf 5800 kg, steigern ihn also bei neuen Weichholzwellen um 30, bei gebrauchten Weichholzwellen um 60 und in hartem Schwellholze um etwa 50%. Außerdem werden durch die Auflagerung der Unterlagsplatten auf den Dübelköpfen die Schwellen geschont sowie die Stoßwirkungen abgeschwächt und damit die Haltbarkeit der Schwellen erhöht. Die Ersparnis an Bahnunterhaltungslöhnen und Erneuerungsausgaben rechtfertigt nach den bisherigen Erfahrungen die Mehrausgabe von 0,85—1,00 Mk. für jede Schwelle, die bei maschineller Verdübelung auf den Schwellenlagerplätzen (meist in Tränkungsanstalten) sich erniedrigt.

Dem gleichen Zwecke wie die Dübel dienen auch Einsätze aus Stahlschnecken mit ovalem Querschnitt (Thiollier), namentlich auf französischen und englischen Bahnen.

γ) Gußeiserne Stühle. meist erheblicher Abmessungen, die mit den Schwellen jetzt in der Regel an vier Stellen, und zwar häufig mit verschiedenen Befestigungsmitteln, z. B. durch zwei Schwellenschrauben und zwei Holzdübel, so verbunden werden, daß sie, mit jenen ein Ganzes bildend, seitlichen Stößen großen Widerstand entgegensetzen (Fig. 47 und 48). Die etwa 30—35 mm starken Holznägel sollen den Stuhl gegen Verschiebung, die 20—25 mm starken eisernen Nägel gegen Abheben sichern. Im Stuhle wird die Schiene in der Regel durch gut getrocknete, sowie in Öl gesottene und gepreßte hölzerne prismatische Keile (meist aus Eichenholz) festgehalten, die an der Außenseite der Schiene in der Wanderrichtung des Gleises eingetrieben werden. Eiserner, aus Stahlblech gepreßte federnde Keile haben hier und da Verwendung gefunden.

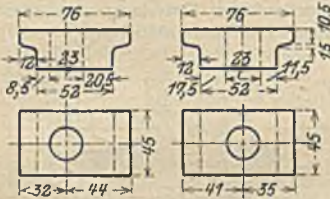
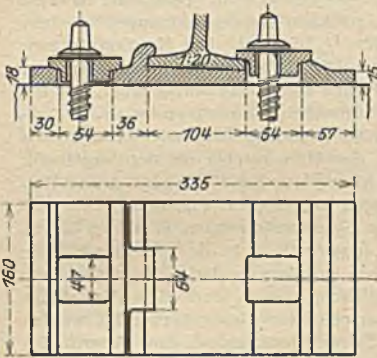


Fig. 45. (Preuß. St.-B.)

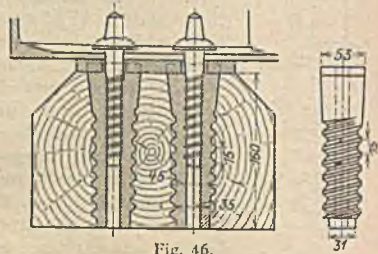


Fig. 46.

b) Eisenquerschwellen besitzen bei richtiger Bauart, einer Bettung aus möglichst hartem Klarschlag, guter Stopfung und guter Wasserabführung

manche Vorzüge, vor allem hinsichtlich der Spurhaltung des Gleises. Sie haben bisher nur in Deutschland und der Schweiz in größerer Anzahl Verwendung gefunden (vgl. Zahlentafel 14). In Deutschland lagen von den durchgehenden

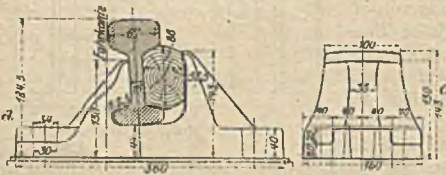


Fig. 47. (K. K. Österr. St.-B.)

Gleisen im Jahre 1905 auf Eisenschwellen:

in Baden	95,3%
„ Württemberg	49,0%
„ Preußen-Hessen	28,2%
„ Bayern	22,9%
„ den Reichslanden	18,2%
„ Sachsen	1,7%
„ Oldenburg	0,4%
„ Mecklenburg	0,0%

Ihre Walzung erfolgt in Stäben von mehrfacher Schwellenlänge, die dann auf das verlangte Maß zerschnitten werden. Die Einzelstücke erhalten hierauf durch Umbiegen der Decke die seitlichen Abschlußkappen und schließlich die Lochung für die Schienenbefestigung.

1. Material meist zähes Flußeisen mit einer Zerreißfestigkeit von 4200 bis 4800 kg/qcm, zuweilen auch Flußstahl mit 5000—6000 kg/qcm. Die Schwelle soll sich in ungelochtem Zustande ohne zu brechen unter dem Dampfhammer mit leichten Schlägen flach schlagen und sodann derartig über einen Rücken biegen lassen, daß als Durchmesser des Kreises an der Biegestelle 75 mm erreicht wird. Abweichungen von den vorgeschriebenen Maßen sind zulässig: bis $\pm 0,5$ mm in den Strkemaen, bis ± 2 mm in Höhe und Breite, bis ± 25 mm in der Länge, bis ± 1 mm in der Lage und bis $\pm 0,5$ mm in der Größe der Lochungen.

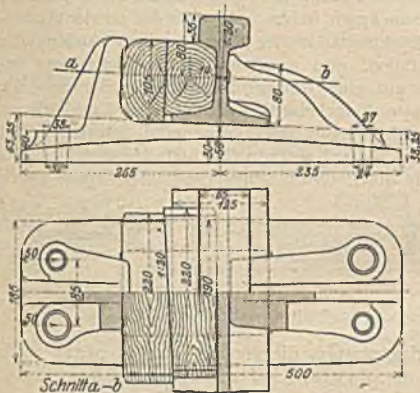


Fig. 48. (Bad. St.-B.)

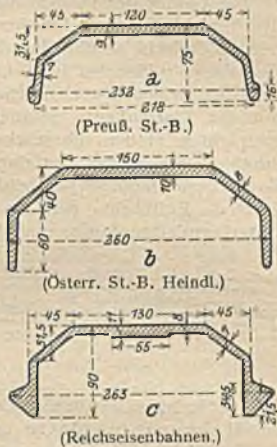


Fig. 49.

2. Von der Gestalt der Schwelle muß gefordert werden: genügend große obere Plattenbreite (120—150 mm) zur Erzielung guter Lagerung und Befestigung der Schiene, reichliche Größe der Grundfläche (240—260 mm Breite) und genügende Länge (2,5—2,7 m) zur Abminderung des Einheitsdruckes auf die Bettung, Querabschlu des Profiles an den Enden und Umfassen eines möglichst großen Bettungskörpers zur Vergrößerung der Reibung auf der Unterfläche (Bettung auf Bettung) und Erhöhung des Widerstandes der Schwelle gegen Verschiebung, sowie schließlich kräftiges Widerstandsmoment gegen Biegung (Höhe 75—100 mm) und eine ohne allzu große Zwängung und Streckung des Materials durchführbare Walzbarkeit.

Am besten bewährt und eingeführt haben sich gerade Schwellen mit gleichmäßig durchgeführtem, trogfrmigem Querschnitt, der an den unteren Rändern meist keilförmige Verstärkungen gegen die Wirkung der Stopfhackenschlge und des ungleichmäßigen Aufsetzens auf größere Bettungsstcke besitzt (Fig. 49 a—c). Frühere verwickeltere Formen (Post, Kpfer) mit einem nach der Mitte der Schwelle verschmälerten, aber in der Höhe vergrößerten Querschnitt werden nicht mehr neu verlegt. Ebenso werden die verschiedenen, früher üblichen Mittel, um die Schienenneigung durch die Form der Schwelle zu erzielen, heute nicht mehr angewendet; als geeignetstes Mittel hierfür ist auch bei eisernen Schwellen die keilförmige Unterlagsplatte auf gerader Schwelle erkannt worden, durch deren Einschaltung überdies die Schwellendecke geschont und die Dauer der Schwelle derart vergrößert wird, daß die Mehrkosten durch Verringerung der Erneuerungskosten ausgeglichen werden.

Die Länge der Schwelle ist der Länge der Holzschwellen gleich, bei Hauptbahnen keinesfalls weniger als 2,5, besser 2,7 m; die in den Seitenflächen abzumindernde Stärke der Decke 9—13 mm. Das Gewicht einer Schwelle 54—75 kg (T. V. 12 empfiehlt ≥ 60 kg).

In der Regel werden eiserne Querschwellen einheitlich gelocht und die Spurerweiterung in Bögen durch verschiedene Anordnung der Befestigungsmittel erzielt. Scharfe Kanten und Ecken sind in den Lochungen wegen der Gefahr, daß von diesen Risse ausgehen, zu vermeiden, daher sind die Lochungen entweder mit runden Ecken zu bohren oder in den Ecken auszufeilen. Die Löcher werden 1—2 mm weiter genommen als die Abmessung der Befestigungsteile, doch dürfen sie keinesfalls größer sein als $\frac{1}{4}$ der Kopfplattenbreite.

Die Gefahr der in den Ecken der Lochungen entstehenden Einrisse, sowie des Verschleißes und Bruches der Schwellen wird bei den bisherigen Anordnungen dadurch erhöht, daß die Lochwandungen auch die in der Längsrichtung des Gleises wirkenden Kräfte aufzunehmen haben, und daß die an der Außenseite der Schienen vorhandenen Lochungen in der Regel an ihrer Außenseite mit der Plattenkante zusammenfallen, also an den durch die Lochung geschwächten Stellen die stärksten auf eine weitere Schwächung der Schwelle durch Einreiben der Unterlagsplatte hinarbeitenden äußeren Kräfte wirksam sind. Verbesserungen in beiden Richtungen sind in neuerer Zeit eingeleitet durch die Einführung der Längsrippenschwellen (Fig. 50), deren Rippen die Unterlagsplatten fassen und damit die Lochwandungen entlasten, sowie durch

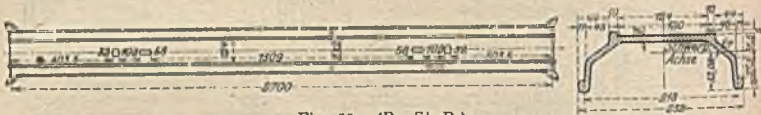


Fig. 50. (Pr. St.-B.)

eine veränderte Gestalt der Unterlagsplatten, die von der Hakenplatte über die Hakenzapfenplatte und die Zapfenplatte zu der Ankerplatte,

dem neuesten Vorschlage Haarmanns, geführt haben, bei der eine Lochung an der Außenseite der Schiene überhaupt nicht mehr nötig ist (vgl. folgenden Abschnitt 3 und die Fig. 53, 55, 56 und 57). Längsrippenschwellen sind seit 1907 von der Preussischen Eisenbahnverwaltung

bei der Oberbauanordnung 15c E unter gleichzeitiger Anordnung von Hakenzapfenplatten und von gekuppelten Stoßschwellen (Fig. 51) verwendet.

Vereinfachung der Verbindung zwischen Schiene und Schwelle sowie Entlastung der Lochungen in der Schwellendecke erstrebt die bei den Oldenburgischen und Sächsischen Staatsbahnen verwendete Querrippen Schwelle, bei der unter Wegfall der Unterlagsplatte die Schiene unmittelbar auf der mit entsprechend geneigten Auflagerebenen versehenen Schwellendecke aufliegt (Fig. 51 a) und die Befestigung durch wendbare Klemmplatten bewirkt wird, die sich gegen quer über die Schwellendecke laufende Rippen stützen. (Vgl. folgenden Abschnitt 3, Fig. 57 a.)

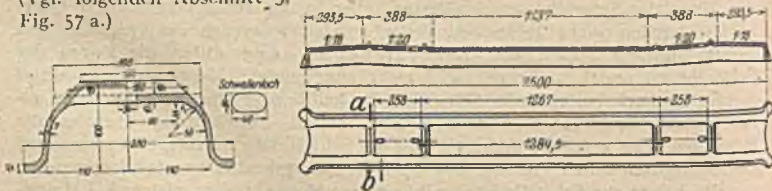


Fig. 51 a.

3. Die Befestigung der Schienen auf eisernen Querschwellen soll bei einer guten lotrechten und wagerechten Festhaltung der Schienen die wäge-

rechten Kräfte möglichst unmittelbar, ohne seitliche Beanspruchung der gegen lotrechte Kräfte wirksamen Befestigungsteile, auf die Schwelle in möglichst großen Berührungsflächen übertragen, sie soll ferner gestatten, die verschiedenen Spurweiten in Krümmungen ohne Änderung der Schwellenlochungen und mit einer geringen Anzahl von einfachen Einzelteilen herzustellen, sowie genügende Stärke aller Verbindungsteile und eine möglichste Sicherheit gegen Ausschleifen der einzelnen Teile besitzen. Auch sollen die Befestigungsmittel von oben her eingebracht werden können, ohne die Schwellenlage oder einen Bettungsteil verändern zu müssen, und nachstellbar sein.

Zur sicheren Übertragung der seitlich und längs gerichteten wagerechten Kräfte auf die Schwellen dienen in der Regel rechteckige Befestigungsteile und Lochungen, bei den Rippenschwellen auch die Rippen der Schwellendecke (vgl. vorstehend unter 2).

α) Die einfache Keilbefestigung (Fig. 52), aus zwei den Schienenfuß umgebenden Krampen, einem Schlußstück und einem Keil an der Innenseite bestehend, gestattet die Spurweiten durch veränderliche Breiten der äußeren Krampe und des inneren Schlußstückes leicht zu regeln, bietet aber nicht genügende Sicherheit gegen unbeabsichtigte Lösungen des Keils, schwächt die Schwellendecke durch große Lochungen und führt leicht zu übergroßen Beanspruchungen und damit Abnutzungen in den Anlagelächen. Infolgedessen ist diese Befestigungsweise heute auf Bahnen mit geringerer Betriebsbelastung beschränkt.

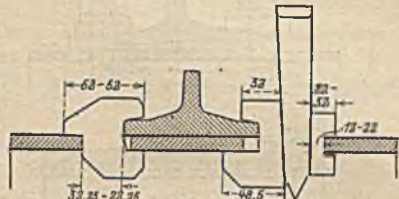


Fig. 52.

β) Schraubenbefestigung mittels lotrechter Bolzen und Klemmplatten.

Sehr verschiedene Ausführungen, deren neueren gemeinsam eigentümlich ist, daß sie Schraubenbolzen mit hakenförmigem, rechteckigem Kopf verwenden, die sich von oben her durch das in Schwellenrichtung längliche Schwellenloch durchstecken, dann um 90° drehen lassen und in dieser Lage durch ein Vierkant des Bolzens festgehalten werden (vgl. Fig. 53a—d und 54a—e). Ältere Anordnungen bewirkten die Spurregelung in 2—3 Abstufungen durch einen exzentrischen Ansatz am Schraubenbolzen, die neueren Bauweisen verwenden Bolzen ohne Ansätze entweder in Verbindung mit Klemmplatten, die mit verschieden starken Ansätzen in die Schwellendecke eingreifen oder in Verbindung mit Klemmplatten ohne Ansatz und einem Einlagestück, das den in den Stärken wechselnden unteren Ansatz trägt. Die Klemmplatten der ersten Anordnung (preußische Staatsbahn)

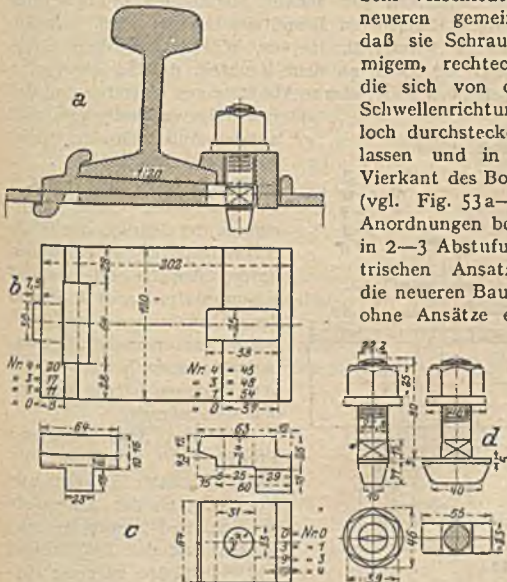


Fig. 53. Befestigung mit Haarmann'schen Hakenplatten (Preuß. St.-B.)

(vgl. auch Fig. 53) müssen einen besonderen Absatz erhalten, der sich unmittelbar gegen den Rand des Schienenfußes lehnt, damit von den Schraubenbolzen jeder Seitendruck der Schiene ferngehalten wird. Die Form der Klemmplatten ist nicht einfach, ihre genaue Herstellung nicht leicht, außerdem auch ihre Anschmiebung an die unvermeidlichen Abweichungen in den Stärken der Schienenfüße schwierig. Bei der zweiten Anordnung mit Einlagestücken (Heindl, Roth und Schüler) (vgl. Fig. 54) ist daher die Klemmplatte ihrer doppelten

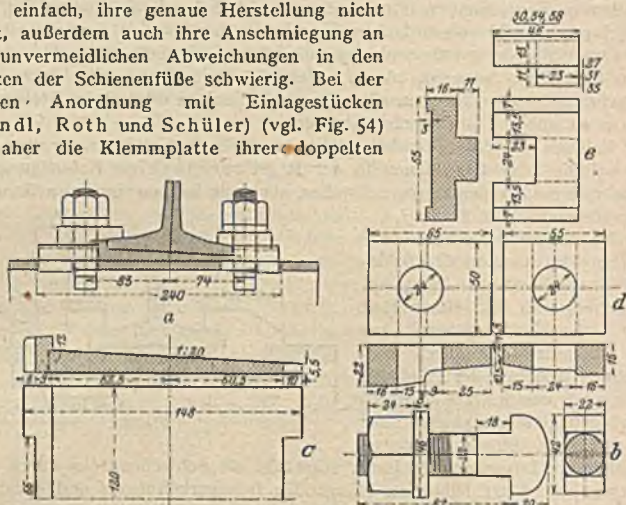


Fig. 54. Befestigung nach Heindl (Bayr. St.-B.).

Wirksamkeit in lotrechter und wagerechter Richtung entsprechend in zwei Teile gespalten, wodurch einfachere, die genaue Herstellung ermöglichende Ausgestaltung der allerdings zahlreicheren Einzelteile erreicht wird. Die Anordnung nach Heindl ist in Österreich, Bayern, Württemberg und Elsaß-Lothringen in Verwendung, sie leidet an dem Nachteil, daß an der großen Anzahl kleiner Berührungsflächen leicht starke Abnützungen eintreten und daß

Schraubenverbindungen auch an der Außenseite der Gleise zu überwachen sind.

Die Spurregelung wird in beiden Fällen durch Änderungen der Stärken der in die Schwellendecke eingreifenden unteren Ansätze erzielt, so daß Klemmplatten und Einlagen, den Abstufungen der Spurweiten entsprechend, in 3—4, in den Ansätzen je um 4—3 mm verschiedenen Sätzen vorhanden sein müssen.

Bei der Anordnung der Preußischen Staatseisenbahnen ist nach Haarmanns Vorschlag an der Außenseite der Schiene Klemmplatte und Bolzen mit der keilförmigen Unterlagsplatte zu einer Hakenplatte verschmolzen (Figur 53). Da an der Außenseite

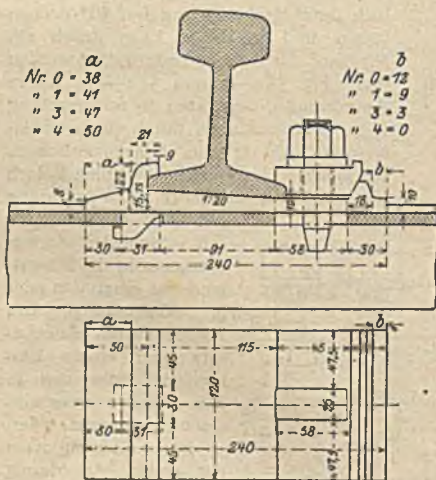


Fig. 55. Hakenzapfenplatte.

Lochung, die sich gegen die inneren Schrägflächen der Querrippen stützen. Unterlagsplatten sind nicht vorhanden.

Sämtliche bisher gebräuchlichen Anordnungen der Befestigungsmittel gestatten nur eine sprungweise Änderung der Spurweiten, meist um je 3 bis 4 mm, wenn eine erhebliche Steigerung der Anzahl der Teile vermieden werden soll. Namentlich für die Übergangsbögen wäre eine stetigere Änderung erwünscht, bisher haben aber Vorschläge zur Abstellung dieses Uebelstandes nicht befriedigt.

c) Eisenbetonquerschwellen müssen dieselbe Länge und Auflagerfläche

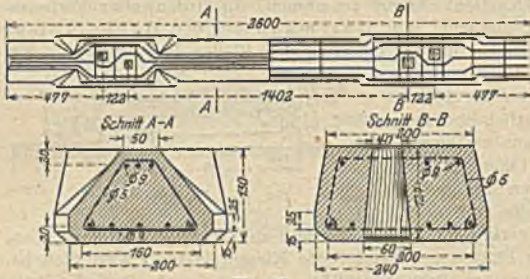


Fig. 58.

eine ziemliche Anzahl verschiedener Vorschläge über die Ausbildung von Eisenbetonschwellen entstammen, ist es bisher namentlich die Italienische Staatsbahn, welche eine (vgl. Fig. 58) ausgedehntere Verwendung solcher Schwellen ins Auge gefaßt hat, während im allgemeinen der hohe Preis ihrer Einführung

und Auflagerfläche aufweisen wie die Querschwellen aus anderen Stoffen, außerdem hängt ihre praktische Verwendbarkeit namentlich von der zweckmäßigen Ausbildung der Schienenaufgabe und der Schienenbefestigung auf der Schwelle ab. Neben Nordamerika, dem

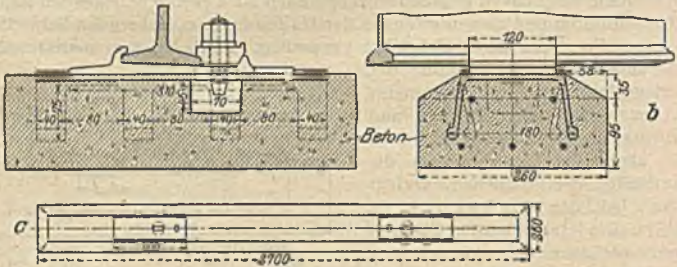


Fig. 59.

hindernd im Wege steht. Die Verbindung zwischen Schiene und Schwelle wird meist mit den bei Holzschnellen üblichen Befestigungsmitteln unter Zuhilfenahme von hölzernen Dübeln quadratischen Querschnittes von 40—60 mm Seitenlänge bewirkt, die in die Schwelle einbetoniert werden. Neuerdings wird auch versucht, an der Schienenaufgestelle ein Stück einer eisernen, entsprechend gelochten Schwellendecke so einzubetonieren, daß die Befestigung der Schiene auf der Schwelle und die Spurregelung mit den für Eisenchnellen gebräuchlichen Befestigungsmitteln erfolgen kann (Fig. 59). Das Gewicht einer Hauptbahnschwelle aus Eisenbeton beträgt 130—190 kg.

d) Spursicherungen durch Spurstangen werden in scharfen Bögen auch im Querschwellenoberbau dann und wann verwendet. Bei ihrer Anordnung können die äußeren Befestigungsmittel der inneren Schienen auf Ausziehen beansprucht werden.

4. Die Berechnung des Oberbaues. Eine genaue Berechnung der durch die Betriebslasten in den Oberbauteilen hervorgerufenen Beanspruchungen

Ist schwer durchführbar. Für Vergleiche ist es daher nötig, die Bedingungen der Rechnung und die Rechnungsart, nach der Inanspruchnahme und Tragfähigkeit ermittelt wurden, genau anzugeben.

A. Für die Wirkung ruhender Radlasten berechnet sich:

I. nach Zimmermanns¹⁾ Ableitungen:

a) Für Langschwellenoberbau.

	unter einer Einzellast G	in der Mitte zwischen zwei Einzellasten G , die um das Maß $2l$ vonein- ander entfernt sind
Das Biegemoment in cmkg zu:	$M_0 = \frac{G}{4x} \{\mu_0\}$	$M_1 = \frac{G}{4x} \{\mu_\lambda\}$
Die Einsenkung in cm zu:	$y_0 = \frac{G \cdot x}{2C \cdot b} \{\eta_0\}$	$y_1 = \frac{G \cdot x}{2C \cdot b} \{\eta_\lambda\}$
Der Bettungsdruck in kg/qcm zu:	$p_0 = \frac{G \cdot x}{2b} \{\eta_0\}$	$p_1 = \frac{G \cdot x}{2C} \{\eta_\lambda\}$

worin zu setzen ist:

$$x = \sqrt[4]{\frac{C \cdot b}{4EJ}}$$

und bezeichnet:

G den größten Raddruck in kg,

$C = \frac{p}{y}$ die Bettungsziffer, im Durchschnitt

für Kies auf Lehmboden = 3

„ „ „ Packlage oder Felsboden . . . = 8

„ Kleinschlag auf Packlage = 15

p den Bettungsdruck in kg/qcm,

y die zugehörige Einsenkung der Schwelle in cm,

E das Elastizitätsmaß des Materials der Langschwelle,

J das Trägheitsmoment ihres Querschnittes,

b die Breite der Schwelle in cm,

$\{\mu_0\}$, $\{\mu_\lambda\}$, $\{\eta_0\}$, $\{\eta_\lambda\}$ Hilfswerte, die aus der Zimmermannschen Zahlentafel V entnommen werden können unter Benutzung der Größe

$$\lambda = x \cdot l = l \sqrt[4]{\frac{C \cdot b}{4EJ}}$$

l die halbe Entfernung zweier benachbarter Radlasten.

Die Erhöhung der Beanspruchung infolge der Querbiegung der Schwelle wird berücksichtigt, indem in den vorstehenden Gleichungen an Stelle der wirklichen Schwellenbreite b eine Breite

$$b_0 = \frac{2}{\sqrt[4]{\frac{3 \cdot C}{E d^3} \cdot (\eta_0)}}$$

eingeführt wird, worin

d die Schwellenstärke in cm,

(η_0) einen Beiwert bezeichnet, der aus der Zimmermannschen Zahlentafel IV entnommen werden kann.

¹⁾ Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues, Berlin 1888.

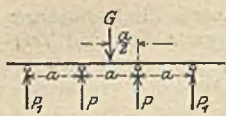


Fig. 60.

b) Für Querschwellenoberbau.

1. Für die Schiene im nebenstehend skizzierten Belastungsfall (Fig. 60) das größte Biegemoment zu:

$$M = \frac{8\gamma + 7}{4\gamma + 10} \cdot \frac{G \cdot a}{4},$$

worin bezeichnet:

G, C, p und γ je denselben Wert wie vorher unter a),

a den Mittenabstand der Querschwellen,

$$\gamma = \frac{B}{D}$$
 (bei den gebräuchlichen Oberbaukonstruktionen zwischen 0.5 und 4 gelegen),

$$B = \frac{6EJ}{a^3}$$
 (Schienensenkungsdruck),

$$D = \frac{C \cdot b}{x_1 [\eta_e]}$$
 (Schwellensenkungsdruck),

$$x_1 = \sqrt[4]{\frac{C \cdot b}{4E_1 J_1}},$$

E das Elastizitätsmaß des Schienenmaterials.

J „ Trägheitsmoment der Schiene,

 E_1 „ Elastizitätsmaß der Querschwelle, J_1 „ Trägheitsmoment der Querschwelle,

b die Breite der Querschwelle,

 $[\eta_e]$ einen Hilfswert, der aus den Zimmermannschen Tafeln VI entnommen werden kann unter Benutzung der Größen:

$$\lambda = x_1 \cdot l = l \sqrt[4]{\frac{C \cdot b}{4E_1 J_1}} \quad \text{und} \quad \varrho = x_1 \cdot r = r \sqrt[4]{\frac{C \cdot b}{4E_1 J_1}},$$

l die halbe Länge der Querschwelle,

r „ „ Spurweite des Gleises.

2. Für den Schienendruck P, der auf die Schwelle einwirkt:

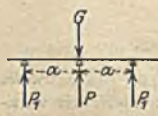


Fig. 61.

entweder:

$$P = \frac{\gamma + 2}{3\gamma + 2} \cdot G$$

(nach Schwedler, unter Voraussetzung einer auf der Schiene befindlichen Radlast, die über der Schwelle steht, Fig. 61),

oder:

$$P = \frac{4\gamma + 1}{8\gamma + 1} \cdot G$$

(nach Hoffmann, unter Voraussetzung mehrerer, in der Entfernung 2a befindlichen Radlasten, Fig. 62).

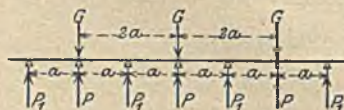
Die erste Formel liefert größere Werte für $\gamma < 1,5$, also für steife Schienen kleinen Schwellenabstand, biegsame Schwellen und nachgiebige Bettung, die zweite er-gibt größere Werte für $\gamma > 1,5$, demnach für biegsame Schienen, großen Schwellenabstand, steife und festgelagerte Schwellen.

Fig. 62.

3. Für die Querschwellen:

	in der Schwellenmitte	am Lastangriffspunkt	am Schwellenende
Das Biegemoment in cmkg zu:	$M_0 = \frac{P}{2x_1} [\mu_0]$	$M_r = \frac{P}{2x_1} [\mu_0]$	0
Die Einsenkung in cm zu:	$y_0 = \frac{P \cdot x_1}{C \cdot b} [\eta_0]$	$y_r = \frac{P \cdot x_1}{C \cdot b} [\eta_0]$	$y_l = \frac{P \cdot x_1}{C \cdot b} [\eta_l]$
Der Bettungsdruck in kg/qcm zu:	$p_0 = \frac{P \cdot x_1}{b} [\eta_0]$	$p_r = \frac{P \cdot x_1}{b} [\eta_0]$	$p_l = \frac{P \cdot x_1}{b} [\eta_l]$

Die Hilfsgrößen $[\mu_0]$, $[\mu_0]$, $[\eta_0]$, $[\eta_0]$, $[\eta_l]$ können aus den Zimmermann'schen Zahlentafeln VI unter Benutzung der unter 1 erwähnten Eingangsgrößen λ und ρ entnommen werden.

4. Für die Laschen (Fig. 63): der Laschendruck an den Enden und in der Mitte der Laschen bei ungünstigster Belastung zu:

$$R = \frac{(1 + 2\alpha_1)\gamma + (2 + 3\alpha_1)\alpha_1 - \alpha_0^2}{4\alpha_0} \cdot G - \frac{\epsilon}{2\alpha_0^2} \cdot B$$

$$1 + \gamma + 3\alpha_1 - \alpha_0 \left(2 - \frac{J}{i}\right)$$

worin

$$\alpha_0 = \frac{a_0}{a}, \quad \alpha_1 = \frac{a_1}{a}$$

i das Trägheitsmoment der Lasche,
 ϵ der mittlere gesamte Spielraum zwischen Lasche und Schiene (oben und unten).

Für neue Laschen ist $\epsilon = 0$.

Das größte Biegemoment, dem die Laschen zu widerstehen haben, findet sich zu:

$$M = R \cdot a_0.$$

II. Nach Engessers¹⁾ Annäherungsverfahren findet sich:

a) Für Langschwellenoberbau.

das größte Biegemoment:

$$M = 0,226 G \cdot \sqrt[3]{\frac{6EJ}{b \cdot C}} = 0,226 G \cdot \sqrt[3]{\psi},$$

also die eintretende größte Beanspruchung

$$\text{bei einteiligem Oberbau: } \sigma = \frac{M \cdot e}{J},$$

$$\text{bei zweiteiligem Oberbau: } \sigma' = \frac{M \cdot e'}{J' + J''} \text{ für die Schiene,}$$

$$\sigma'' = \frac{M \cdot e''}{J' + J''} \text{ für die Schwelle,}$$

wenn J' und e' sich auf die Schiene, J'' und e'' auf die Schwelle beziehen und mit e der Abstand der gespanntesten Faser von der neutralen Achse bezeichnet wird.

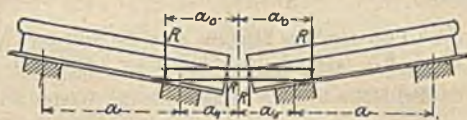


Fig. 63.

¹⁾ Zentralbl. d. Bauverw. 1890. Organ 1888.

b) Für Querschwellenoberbau.

1. Für die Schiene: das größte Biegemoment:

$$M = G \cdot a \left\{ 0,226 \sqrt[4]{\psi_1} + \frac{0,171}{1 + 4,5 \sqrt[4]{\psi_1}} \right\},$$

worin

$$\psi_1 = \frac{6 E J}{b \cdot u \cdot C \cdot a^3},$$

u = halbe Länge der Schwellenunterstopfung.

2. Für den Schienenendruck P , der auf die Schwelle einwirkt:



Fig. 64.

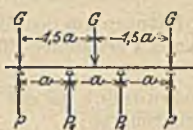


Fig. 65.

entweder: $P = \frac{1 + \beta}{2 + \beta} \cdot G$

(bei einer Entfernung der Raddrücke = $2a$; Fig. 64),

oder: $P = \frac{2 + 3\beta}{3 + 4\beta} \cdot G$

(bei einer Entfernung der Radlasten = $1,5a$; Fig. 65), worin:

$$\beta = \frac{\Delta \cdot l^3}{24 E J}; \quad \Delta = \frac{C \cdot b \cdot u}{2(1 + \varphi)}; \quad \varphi = \frac{1}{\frac{24 E_1 J_1}{C \cdot b \cdot l^3} + \frac{11}{15}}$$

l den Überstand der Schwelle über die Schiene, l die halbe Schwellenlänge und E, J, E_1, J_1, C, b die früher unter Ia und Ib erläuterten Werte bezeichnen.

Bei Holzschwellen ist an Stelle des Wertes Δ der Wert $\frac{\Delta \Delta_1}{\Delta + \Delta_1}$ einzuführen, in dem Δ_1 den Einfluß der Holzzusammenpressung unter dem Schienenendrucke angibt, der angenähert gesetzt werden kann: $\Delta_1 = \gamma_1 \cdot F_1$, worin F_1 die Schienenlagerfläche und γ_1 eine Lagerwertziffer, nach Webers Versuchen im Mittel 70 auf 1 qcm.

3. Für die Querschwelle (Fig. 66). Das größte Biegemoment (unter der Schiene):

$$M = \frac{P \cdot t^3}{2 \cdot u} \left(1 - \frac{\varphi}{2} \right);$$

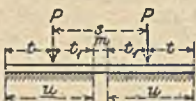


Fig. 66.

der größte Bettungsdruck:

$$p = \frac{P}{u \cdot b} (1 + \varphi).$$

Die Gleichungen verlieren ihre Gültigkeit, sobald t einen Grenzwert

$$t_0 = \frac{4}{3} \sqrt[4]{\frac{6 E_1 J_1}{C \cdot b}}$$

erreicht.

Bei Anwendung dieser Näherungsgleichungen ist, ihrer Ableitung und der Tatsache Rechnung tragend, daß die Schwellen in der Mitte gewöhnlich weniger fest gestopft werden, $2u$ stets 10—20 cm kleiner als die Schwellenlänge einzusetzen.

Die Beanspruchung des neuen, nicht abgenutzten Materiales durch die rube nden Lasten liegt — nach Zimmermann berechnet — bei den deutschen Oberbauanordnungen im allgemeinen für Schienen und Laschen zwischen 1000 und 1300, für die eisernen Querschwellen zwischen 1000 und 1600, für die hölzernen Querschwellen zwischen 40 und 60 kg/qcm.

B. Die Wirkung bewegter Radlasten äußert sich zunächst in einer erheblichen Vermehrung der lotrechten Drücke, die als Folge der verstärkten Schwankungen der Tragfedern, der störenden Bewegungen der Lokomotive,

der Einwirkung der Fliehkräfte der Gegengewichte der Lokomotivräder, der ungleichen Senkungen der beiden Schienenstränge, der Unregelmäßigkeiten in der Gleislage, sowie der lotrechten Schwingungen des biegsamen Gleises auftritt. Insgesamt vermag ein bewegtes Rad ungünstigsten Falles eine lotrechte Belastung von 2—2,35 der Ruhelast, diese eingeschlossen, auszuüben. Durch ein steifes Gleis können diese Einwirkungen wesentlich vermindert werden, wengleich eine gewisse gleichmäßige Nachgiebigkeit des Oberbaues vorhanden sein muß. Eine über eine gewisse Grenze hinausgehende vergrößerte Schnelligkeit des Auftretens der Verkehrslasten steigert die auf Vergrößerung der Stoßdrücke gerichteten Einflüsse nicht mehr¹⁾.

Die Seitenstöße bewegter Radlasten können bei großen Geschwindigkeiten und mangelhafter Unterhaltung der Bahn und der Fahrzeuge unter sehr ungünstigen Umständen die Größe der ruhenden lotrechten Lasten erreichen, vielleicht sogar übersteigen. Die Angaben hierüber schwanken zwischen 0,6 und 1,33 der Radbelastung. Im regelrechten Betriebe und guter Unterhaltung bleiben sie weit unter diesen Werten und können etwa zu 0,3 der Radlast angenommen werden.

Hohe Seitenkräfte werden durch entlastete Achsen, die größten lotrechten Drücke durch überlastete Achsen hervorgebracht, beide Höchstbeanspruchungen können daher nicht gleichzeitig auftreten.

Die Befestigungsmittel der Schienen auf den Schwellen müssen den Seitenkräften, die ein Verschieben und ein Kippen der Schiene hervorzubringen suchen, widerstehen.

5. Maßnahmen gegen das Wandern der Schienen. Verschiedene Kräfte suchen eine Längsverschiebung der Schienen auf den Schwellen herbeizuführen. In Richtung der Befahrung wirken: die Stöße der Räder bei dem Auftreffen auf die folgende Schiene nach dem Überschreiten der Stoßlücke, die gleitende Reibung gebremster Räder, die rollende Reibung aller Laufräder und im Bogen der Stoß des Außenrades der ersten Achse jedes Wagens gegen die äußere Schiene. Entgegen der Befahrungsrichtung üben ihren Einfluß aus: die gleitende Reibung der Lokomotivtreibräder und die lebendige Kraft der Drehbewegung aller ungebremsten Wagenräder bei dem Eintritt der Bremsung. Weiter kommt noch in Frage, je nach den Umständen bald die vorwärts, bald die rückwärts gerichteten Kräfte verstärkend: das Schleifen der Spurkränze an den Seiten des Schienenkopfes, das vorwiegend nach rückwärts, bei gebremsten Rädern aber nach vorwärts seine Wirkungen ausübt, das Schleifen der Radreifen in Bogenstrecken zum Ausgleich der verschiedenen, von den Rädern derselben Achse zurückzuliegenden Wegelängen, der Einfluß der Schwerkraft in steileren Neigungsstrecken, die Längenänderung der Schienen infolge von Wärmeänderungen und die wechselnde Durchbiegung der Schiene unter der überrollenden Last, die bald eine Verlängerung, bald eine Verkürzung der äußersten Fußbegrenzung hervorruft. Alle diese Ursachen bewirken ein Ziehen und Zerren im ganzen Gestänge, das mehr oder minder stark auftritt, nach und nach die Festigkeit des ganzen Gleisgefüges, oft sehr erheblich, lockert und mit zunehmenden Fahrgeschwindigkeiten, Radlasten und wachsendem Verkehr sich vergrößert. Im allgemeinen wird bei zweigleisigen Bahnen, bei denen jedes Gleis nur in einer Richtung befahren wird, das Wandern der Schienen mehr bemerkbar als bei eingleisigen Strecken, und zwar erfolgt es in der Richtung der Befahrung, solange nicht der Einfluß eines stärkeren Gefälles ($> 5-8\text{‰}$) und des hierdurch bedingten Bremsens bei dem bergwärts befahrenen Gleise die Wirkung der diese Wanderung hervorrufenden Kräfte überwiegt. Bei eingleisigen Bahnen ist die Richtung des Wanderns nur bei größeren Neigungen (größer als das Gefälle) durch die Gefällsrichtung gegeben, sonst ist sie nicht vorher bestimmbar.

¹⁾ Wasiutynski, Organ 1899, S. 293. — Saller, Stoßwirkungen an Tragwerken und im Oberbau im Eisenbahnbetriebe. Wiesbaden 1910.

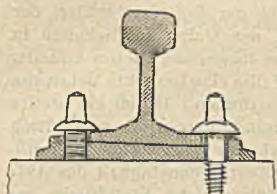


Fig. 67. In der Wanderrichtung gesehen erhält die Schraube der rechten Schiene rechts-gängiges Gewinde.

zur Verfügung. Um diese gegen das Wandern auszunutzen, müssen die Schienen mit den Schwellen in genügendem Umfange verbunden werden, um die Schubkräfte zuerst auf diese und durch deren Hilfe auf den

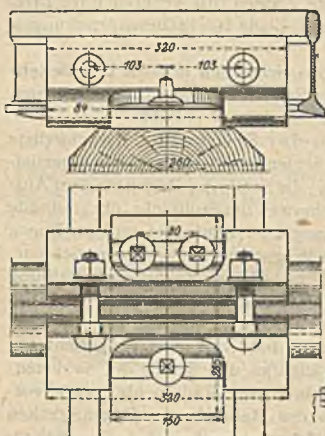


Fig. 68. Stemmlasche (Bayr. St.-B.).

ist dieser feste Schluß durch besondere Maßregeln, z. B. Anordnung von Wandschrauben (Fig. 67), erzielt, so werden meist besondere Maßregeln gegen Wanderbestrebungen nicht nötig. Können die Schienen sich aber in der Längs-

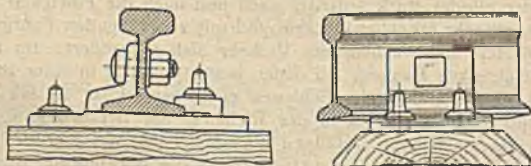


Fig. 69. Stemmstuhl.

richtung frei bewegen, so sind solche Maßnahmen nicht zu entbehren. Bisher wurden in erster Linie, vielfach ausschließlich, die Stoßschwellen hierzu herangezogen, indem die Stoßlaschen sich an die Stoßschwellen oder die Auflagerplatten oder an deren Befestigungsmittel anlegten oder diese letzteren Teile beiderseitig umfaßten (Fig. 84 und 77). Neuerdings beginnt man mehr und mehr die ohnedies

Die Bögen wandern in der Regel in demselben Sinne wie die Geraden, meist etwas stärker, doch oft in beiden Strängen desselben Gleises in verschiedenem Maße, manchmal selbst in verschiedenem Sinne.

Das Wandern mit seinen Folgen — Verdrehungen der Unterlagsplatten, Verbiegungen der Befestigungsmittel, Vergrößerung der Schwellenabstände über das zulässige Größtmaß, Vernichtung der Wärmelücken an den Stößen — gehört zu den gefährlichsten Feinden eines geordneten Gleiszustandes. Als Gegenkraft zur Aufnahme des Wanderschubs steht nur die Reibung zwischen Schwelle und Bettung

Bettungskörper zu übertragen. Ist die Reibung zwischen Schiene und Unterlage an sich stark, wie z. B. bei dem Stuhlschienenoberbau (Fig. 47 und 48) oder bei der Stuhlplattenbefestigung der österreichischen Staatsbahnen (Fig. 39) und anderen ähnlichen Befestigungsweisen, bei denen die feste Verbindung zwischen Schiene und Unterlagsplatte getrennt erfolgt von der Festhaltung der Unterlagsplatte auf der Schwelle, so daß die unvermeidlichen im Betriebe sich einstellenden Lockerungen der letztgenannten Verbindung den festen Schluß zwischen Schiene und Platte nicht beeinträchtigen können, oder

stark beanspruchten Laschen von dieser Wirksamkeit zu entlasten, indem man den Wanderschutz von der Lasche trennt und je nach Bedarf eine Anzahl (meist 3—5, unter Umständen auch mehr) Schwellen in Schienenmitte fest mit den Schienen, deren Längenänderung infolge von Wärmeschwankungen hierbei gewahrt bleibt, verbindet. Als Verbindung dienen entweder besondere Stemmlaschen (Fig. 68) und — nach Haarmanns Vorschlag — Stemmstühle (Fig. 69), bei denen zur Übertragung der Wanderkräfte auf die Schwelle die Befestigungsmittel zwischen Schiene

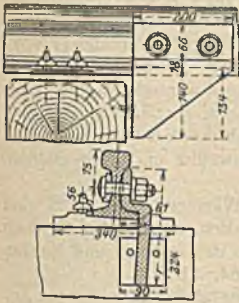


Fig. 70. Wanderstütze (R.E.B.).

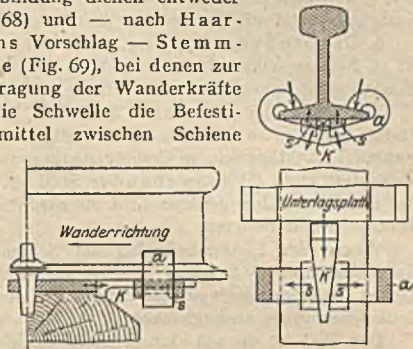


Fig. 71. Keilstützklemme.



Fig. 72. Schraubenstützklemme.

und Schwelle noch mitwirken müssen, oder Wanderstützen (Fig. 70) und Stützklemmen (Fig. 71, 72 und 72a), bei denen diese Mitwirkung entfällt. Bei den Stützklemmen, die als Keil- und Schraubenklemmen in sehr verschiedenen Bauweisen zur Anwendung kommen, wird jede Schwächung des

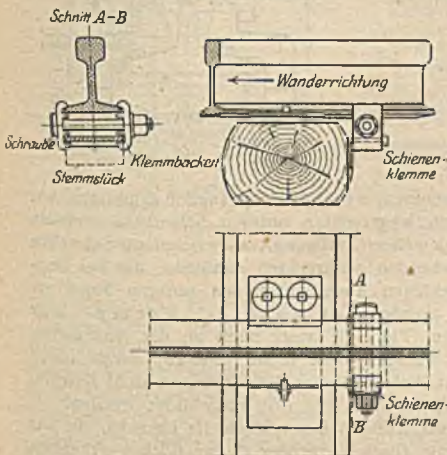


Fig. 72a. Schraubenstützklemme.

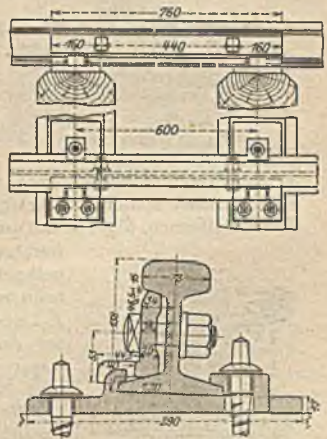


Fig. 73. Stemmlasche (Pruß. St.-B.).

Schienensteges durch Bohrungen vermieden. Nach den vorliegenden Erfahrungen scheinen die Schraubenklemmen den Vorzug zu verdienen. Die 760 mm langen Stemmlaschen der Preußischen Staatsbahn (Fig. 73) werden an der Außenseite der Schienen zwischen der dritten und vierten Schwelle vom Stoße her, neuerdings in der Schienenmitte angebracht und umfassen deren äußere Befestigungsmittel mit ihren entsprechend ausgeschnittenen horizontalen Schenkeln.

6. Die Stoßverbindung. Anordnung der Stöße im Verband (Wechselstoß) ist in Nordamerika sehr verbreitet, in Europa wenig üblich, um die Anzahl der Punkte nicht zu vermehren, die Schwankungen der Fahrzeuge hervorrufen (T. V. 9).

Der ruhende oder feste Stoß mit Unterstützung der beiden Schienenenden durch eine Schwelle ist fast allgemein verlassen, wengleich sich einige neuere Vorschläge seinem Grundgedanken wieder nähern, zurzeit liegt die Stoßlücke fast stets als schwebender Stoß (T. V. 11) zwischen zwei Schwellen, die einander näher gerückt sind als die übrigen Schwellen und 420—600 mm Mittenabstand besitzen.

Wegen der Längenänderung der Schienen bei Wärmeschwankungen sind Zwischenräume — Stoßlücken — am Stoß erforderlich, die gleichzeitig dazu dienen, in Bögen geringe Unterschiede in den Längen des äußeren und inneren Schienenstranges auszugleichen (T. V. 10). Vgl. S. 1364, 1365.

Der Stoß ist die schwächste Stelle des Gleises, eine allseitig genügende Anordnung zur Behebung seiner Mängel ist bisher noch nicht gefunden.

a) Laschenverbindung am stumpfen Stoß. Die stumpf gestoßenen Schienen werden meist durch kräftige, als eingespannte Träger wirkende Stahllaschen verbunden, die das Widerstandsmoment der Schienen zu ersetzen haben und durch 4 oder 6 Schraubenbolzen fest zwischen die ebenen, möglichst breiten und unter 1 : 5 bis 1 : 2 geneigten Anschlußflächen am Kopf und Fuß der Schiene eingepreßt werden, keinesfalls aber den Schienensteg berühren dürfen. Steile Neigung der Laschenbahnen erleichtert das Nachstellen der Laschen, erhöht aber auch die Inanspruchnahme der Laschenbolzen. Die Zerreißfestigkeit des Laschenstahls liegt in der Regel zwischen 40 und 50 kg/qmm, in Sachsen Auflaschen mit ≥ 60 , Innenlaschen 40—45 kg/qmm.

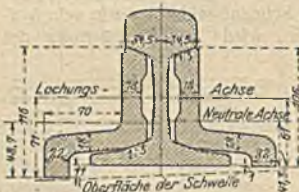


Fig. 74. (Bayr. St.-B.)

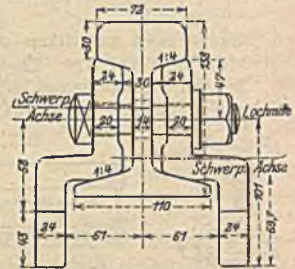


Fig. 75. (Preuß. St.-B.)

Zur Erhöhung des Widerstandsmomentes sind die ursprünglich symmetrischen Flachlaschen später mit kräftigen wagerechten unteren Schenkeln versehen (Winkellaschen, Fig. 74) und durch weitere Zufügung von zwischen die Schwellen herabreichenden senkrechten Ansätzen, die bei Doppelkopfschienen auch unter den unteren Kopf gekrümmt wurden, zu Ansatz-, Krimp- oder Z-Laschen (Fig. 75), wohl auch an der Außenseite, wo der Radspurkranz nicht hindert, durch obere wagerechte Schenkel oder Verstärkungen zu U-Laschen oder Kopf-laschen (Fig. 76) ausgebildet worden.

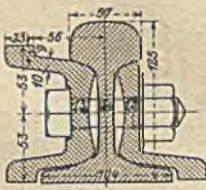


Fig. 76. (Österr. St.-B.)

Bei Breitfußschienen reichen die Laschen, die zur Erreichung tunlichst großer Anlageflächen erheblich verlängert wurden, jetzt meist unter Umfassung der

Befestigungsmittel über die Stoßschwellen hinweg (Laschenlänge 700 bis 900 mm) (Fig. 77 und 88), bei Stuhlschienen werden sie bei nur etwa 450 bis 500 mm Länge in der Regel zwischen die Stühle der Stoßschwellen eingepaßt (Fig. 78), um so durch Anliegen an einen Stuhl gleichzeitig den hier in minderm Maße erforderlichen Schutz gegen das Wandern zu gewähren.

Die Bolzenstärke der Laschenschrauben — etwa gleich $\frac{1}{8}$ der Schienenhöhe — schwankt bei Hauptbahnen zwischen 20 und 26 mm, die Laschenlochwerte ist etwa 2 mm größer zu nehmen. Damit sich die Bolzen während des Festziehens der Mutter nicht drehen, werden entweder die Lochungen der Außenlasche und die entsprechenden Bolzenteile länglich ausgebildet (Preußische

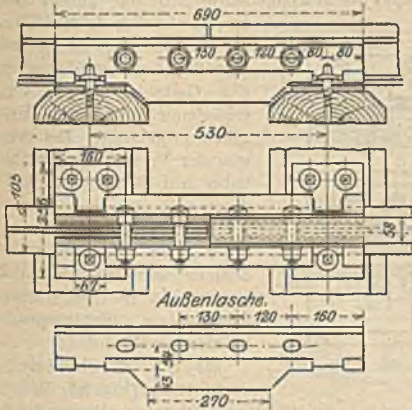


Fig. 77. (Preuß. St.-B.)

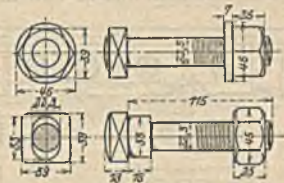


Fig. 79.

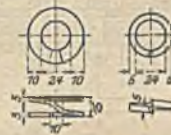


Fig. 80.

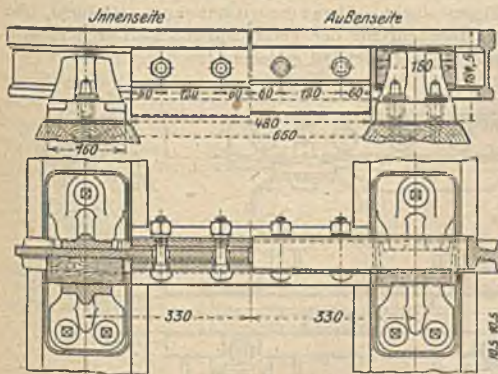


Fig. 78. (Österr. St.-B.)



Fig. 81.

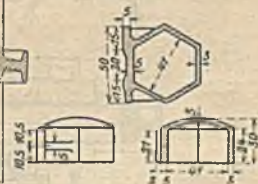


Fig. 82.

Staatsbahn, Fig. 79) oder die Schraubenköpfe rechteckig und so groß geformt, daß sie sich an die unteren wagerechten Laschenschenkel oder an eine dort angewalzte Rippe anlegen (Sächsische Staatsbahn, Fig. 88). Um ein Losrütteln der Laschen- und sonstigen Schrauben des Oberbaues zu vermeiden, gibt man entweder den Müttern einen Bund (Fig. 79) oder sucht sie durch Zwischenschaltung federnder Teile, Federringe oder Spannplatten (Fig. 80 und 81) oder durch Anwendung von Stell- oder Schutzkappen (Fig. 82) festzulegen, letzteres namentlich bei verfüllten Schrauben, um das Gewinde gegen Sand und Nässe zu schützen.

Die mit den vielfachen Verbesserungen der Laschenform und mit der Vergrößerung der Laschenlänge erzielten Erfolge haben die Mängel der Stoßdeckung nicht allseitig zu beheben vermocht, namentlich ist eine dauernde Beseitigung der Knickbildungen am Stoß ebenso wenig erreicht worden wie eine genügende Verlangsamung der Abnutzung in den Laschenanlageflächen. Daher sind zahlreiche Vorschläge aufgetaucht und zum Teil auch in mehr oder minder ausgedehntem Maße erprobt worden, die erhebliche Abweichungen von dem Grundgedanken der Laschenverbindung am stumpfen Schienenstoß aufweisen. Zu erwähnen sind:

b) Die **Blattstoßanordnungen**, die eine stetige Fahrbahn für die Räder dadurch schaffen wollen, daß die stumpfe durchgehende Stoßfuge geteilt und an jeder Stoßstelle die Hälfte der Schienenfahrfläche ungestoßen durchgeführt wird. Der Gedanke ist in verschiedener Weise zur Ausführung gelangt. Bei dem von der Preussischen Staatsbahn auf Brücken verwendeten

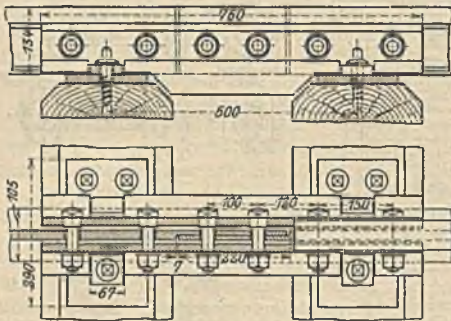


Fig. 83.

α) Dickstegblattstoß (Fig. 83) wird die Schiene einschließlich des mindestens 18 mm starken Steges am Schienenende halbiert, während

β) die Wechselstegverblattung (Fig. 84) die mit

der erstgenannten Bauweise verbundene umständliche Blattherstellung durch eine unsymmetrische Anordnung des Steges im Schienenquerschnitt zu vereinfachen und zu verbilligen sucht. Haarmann hat auch versucht, die versetzte Lage der Schienenstege entlang der Verlaschungslänge durch Pressen auch bei symmetrisch gewalzten Schienen zu erzielen.

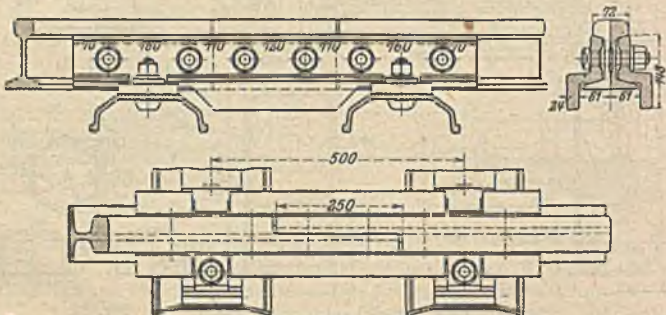


Fig. 84.

Noch weiter als die genannten Bauweisen legt der

γ) schiefe (feste) Blattstoß nach Becherer und Knüttel die beiden halben Stoßlücken unter erheblicher Bearbeitung der Schienenenden nach vorheriger geringer seitlicher Knickung der Schienen auseinander, indem er gleichzeitig die Enden der Schienen ruhend auf den Stoßschwellen lagert (Fig. 85) (Versuch der Eisenbahndirektion Berlin).

Allen Blattstößen haftet der Nachteil eines Verlustes an Schienenlänge an. Zur Beseitigung dieses Uebelstandes ist versucht worden, die gleichzeitigen Blätter der Schienen aneinander zu stoßen und die ergänzenden Teile aus der äußeren Lasche unter Ausgestaltung derselben

δ) zur Einsatzlasche zu bilden (Fig. 86)

Die erforderliche lästige und kostspielige Bearbeitung der Schienen wird vermieden durch vollständige Entlastung der stumpfen Stoßstücke von dem Druck der Räder.

c) bei den **Stoßfangschienen** und **rädertragenden Laschen**, bei denen unter geringer, etwa 0,5 mm betragender Überhöhung gegen die Schienenfahrfläche entweder besondere tragende Teile neben den Stoß gelegt (Fig. 87) oder die äußeren Laschen so ausgebildet werden, daß sie den Schienenenden die Radlasten vollständig abnehmen — **Auflauflaschen** (Fig. 88), die namentlich bei den

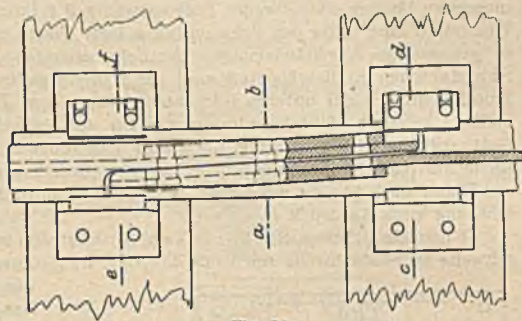
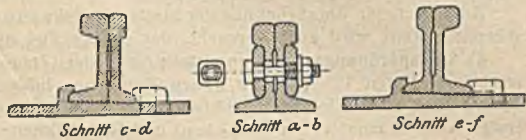


Fig. 85.

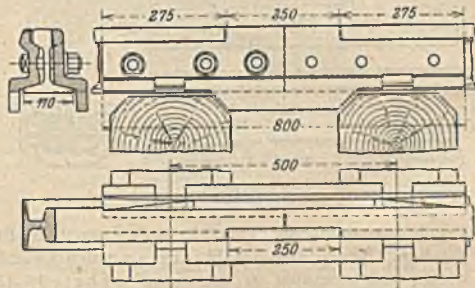


Fig. 86.

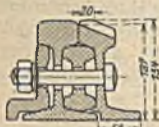


Fig. 87.

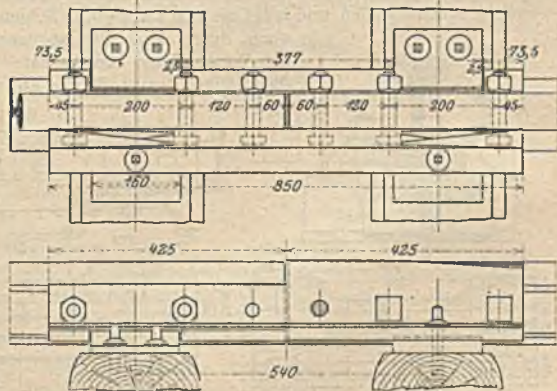
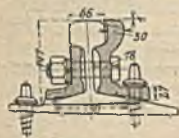


Fig. 88.

Sächsischen, aber auch bei den Bayrischen und Württembergischen Staatsbahnen in größerem Umfange verwendet werden.

Ähnlich dieser Überbrückung der Stoßschwellenweite durch seitlich gelegene stützende Teile wird auch versucht, das gleiche Ziel durch

d) **Stoßanordnungen mit unmittelbarer Unterstützung des Schienenfußes** zu erreichen. Einen Übergang zu diesen Bauweisen bilden

α) die **Fußlaschen-, Fußklammer- und Keillaschenstöße**. Bei den erstgenannten, zumeist nur auf Neben- und Kleinbahnen verwendeten Bauweisen, umgreifen längere oder kürzere Teile entweder der Laschen selbst oder einzelner Klammern eine unter den Schienenfuß gelegte Platte und den Schienenfuß, um so gegenseitige Lagenänderungen der Schienenenden zu verhindern. Bei dem Schulerschen Keillaschenstoß sind die Schienenenden durch Keile, die durch Durchlochungen der unteren lotrechten Ansätze von Z-Laschen greifen, nachstellbar gestützt. Die Anordnung war bei der badischen Staatsbahn und der Gotthardbahn in Verwendung, doch sind neuerdings die Keile, in denen die Ursache auftretender Schienenbrüche gesucht wird, herausgenommen worden.

Klarer noch kommt der Grundgedanke der unmittelbaren Schienenfußunterstützung zum Ausdruck in

β) den **eigentlichen Stoßbrücken (Brückstoß)**, bei denen eine von Stoßschwelle zu Stoßschwelle reichende kräftige, nach oben hin in der Regel etwas

geschwellte, meist gußstählerne Platte die Schienen an ihren Enden in der Plattenmitte auf kurze Länge unterstützt und kurze Klemmplatten oder Laschen, bei denen die Einspannung zwischen Kopf und Fuß der Schiene fast immer vollständig aufgegeben ist, die Schienen festhalten (Fig. 89).

In Amerika werden diese Stoßbrücken geröhmt, die

Ergebnisse deutscher Versuche haben zu ihrer Einführung nicht Veranlassung gegeben. Neuerdings hat Haarmann den Grundgedanken dieser Stoßbrücken wieder aufgenommen in seinem „Starkstoß“ (Fig. 90). Ein kräftiges I-förmiges Stahlgußstück, dessen genaue Herstellung allerdings schwierig und teuer ist, legt sich beiderseits nach Art der Hakenplatten zwischen die Rippen der eisernen Stoßschwellen und trägt die voll aufliegende Schiene, während außerdem noch durch eine Blattstoßanordnung oder durch die Verwendung von Einsatz- oder Auflaschen die Mängel der Stoßlucke abgeschwächt werden.

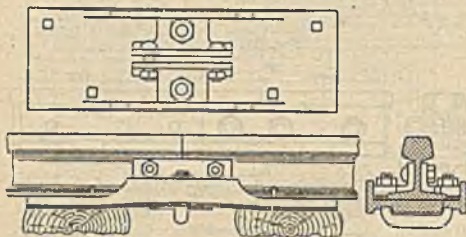


Fig. 89.

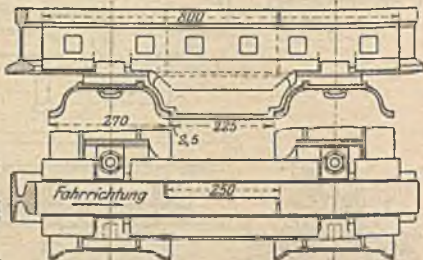
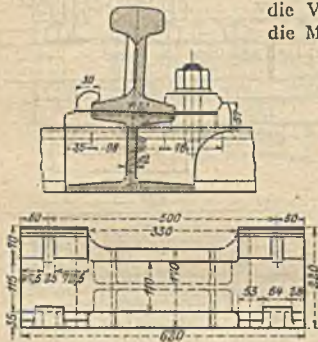


Fig. 90.

Denselben Zweck, der bei diesem Vorschlag durch die innige Verbindung der Stoßschwellen mittels der in die Rippenschwellen eingreifenden oder bei Holzschwellen fest mit diesen verschraubten Stahlgußträger erreicht werden soll, sucht eine von der Kalker Werkzeugmaschinenfabrik vorgeschlagene und von einigen Bahnverwaltungen versuchsweise verwendete Stoßdoppelschwelle gleichfalls zu sichern, bei der die beiden in der üblichen Entfernung angeordneten Stoßschwellen einschließlicly zweier unter den Schienen gelegener Verbindungsteile gleichen Querschnittes aus einem Blech gepreßt werden.

Die aus der Theorie und aus Versuchen geschöpfte Erkenntnis von dem günstigen Einfluß verminderter Schwellenentfernungen am Stoß führte endlich zu einer Gruppe von Vorschlägen, die sich als

e) **Stoßanordnungen mit am Stoß verminderter Entfernung der Schienenstützpunkte** bezeichnen lassen und die sich in einzelnen Ausbildungsweisen dem

ruhenden Stoß — allerdings

in verbesserter Form —

wieder zu nähern beginnen.

Die Bestrebungen in dieser

Richtung werden eingeleitet

durch die verringerten Stoß-

schwellenentfernungen, welche

einzelne Bahnverwaltungen,

z. B. die Bayrische Staatsbahn

versuchsweise — in doppelgleisigen

Strecken mit unsymmetrischer

Stoßlage — mit 42 cm, die

Gotthardbahn mit 33 cm

Mittentfernung, zur Verwendung

bringen und weiter ausgebildet

in den Zweiswellen- oder

Doppelschwellenstoßen, bei

denen die beiden Stoß-

schwellen dicht aneinander

liegen und wohl auch, wie bei dem

Stoße des Preußischen Oberbaues

15 c, fest miteinander vereinigt

sind (Fig. 91 und 51). Weiter gelangt

man dann zu dem Schwebestoß

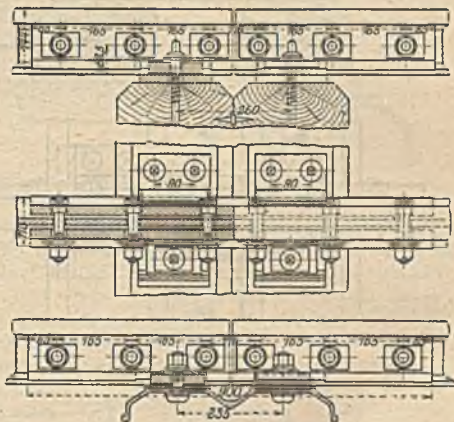


Fig. 91.

auf nur einer Schwelle (Fig. 92), bei dem auf einer 35—40 cm breiten

Stoßschwelle zwei getrennte Unterlagsplatten in etwa 5 cm Lichtentfernung

angeordnet sind, und endlich zu dem Vorschlage einer in beschränktem

Umfange noch freitragenden Schienenstoßverbindung auf einer gemeinsamen,

in der Mitte auf



Fig. 92.



Fig. 93.

70—100 mm Länge etwas vertieften Unterlagsplatte (Fig. 93). Eine solche gemeinsame Unterlagsplatte, aber bei 34 cm Mittentfernung der Schwellen mehr in der Form einer Stoßbrücke, zeigt auch eine Probeanordnung der Bayrischen Staatsbahn (Fig. 94), sowie die 1906 in Württemberg auf einer Versuchsstrecke verlegte Wechselstegverblattstoßanordnung mit Auflaufaschen und gewalzten, etwa 600 mm langen Stoßträgern vom Querschnitt der Unterlagsplatten, die in Vereinfachung des Haarmannschen Starkstoßes auf hölzernen und eisernen Querschwellen zur Auslegung gelangt ist.

Die völlige Beseitigung der Stoßstücke durch Vernieten oder Verschweißen der Schienenenden oder durch die Anbringung rotwarm übergezogener Verbindungsteile am Stoß (Scheinig und Hofmann) unter Zusammendrückung der durch die Wärmeschwankungen bedingten Längenänderungen auf einzelne, in größeren Entfernungen gelegene und mit besonderen Vorrichtungen zur nachteilfreien Überwindung größerer Längsverschiebungen — Schienenausügen — auszustattenden Punkte ist bisher in Gleisen der Hauptbahnen nur vereinzelt, unter anderem auf längeren eisernen Brücken, versucht worden.

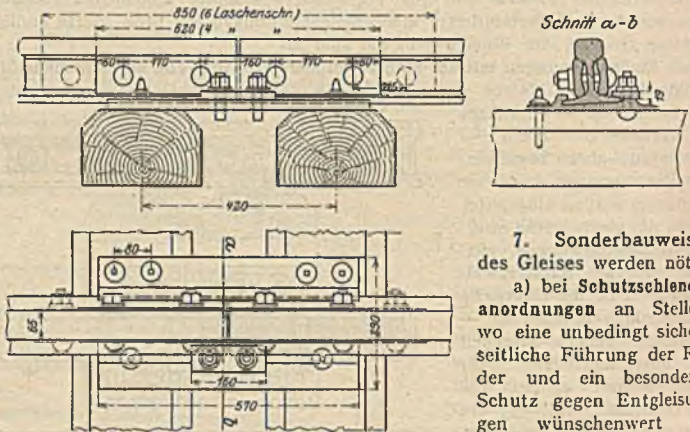


Fig. 94.

7. Sonderbauweisen des Gleises werden nötig:
a) bei **Schutzschlenenanordnungen** an Stellen, wo eine unbedingt sichere seitliche Führung der Räder und ein besonderer Schutz gegen Entgleisungen wünschenswert erscheint, z. B. auf Brücken (Fig. 95, 96, 97);

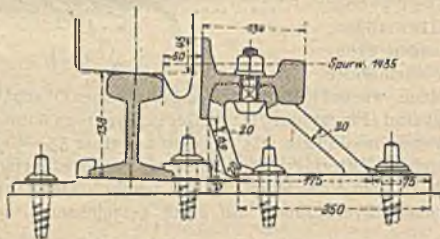


Fig. 95. (Berliner Stadtbahn.)

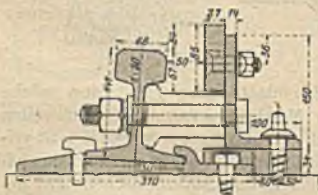


Fig. 96. (Sächs. St.-B.)

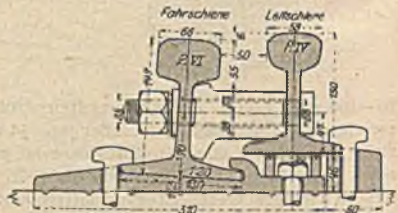


Fig. 97. (Sächs. St.-B.)

Entfernung der gußeisernen Zwischenlagen 0,5—0,7 m.

b) in schienengleichen Wegübergängen, namentlich wenn in diesen, z. B. bei Ausführung von Pflasterungen, eine tiefere Lage der Schwellenoberkante notwendig wird. Bei hölzernen Querschwellen wird hierzu unter der Schiene vielfach eine hölzerne Langschwelle zwischengeschaltet, bei eisernen Querschwellen die flüßeisernen dünne Hakenplatte zu einer etwa 5 cm starken Gußstahlplatte

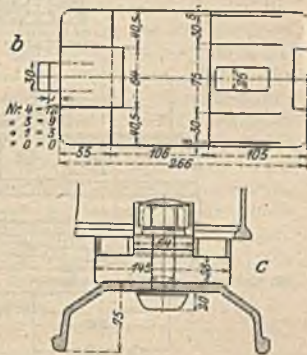
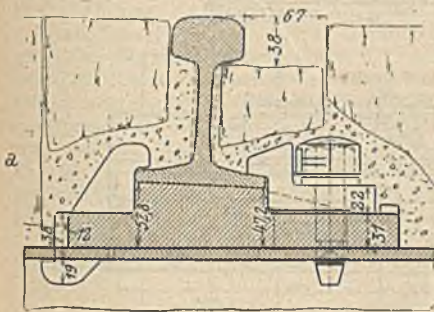


Fig. 98. (Preuß. St.-B.)

umgebildet (Fig. 98). Neuerdings hat Haarmann ein besonders hohes Schienenprofil (Fig. 99) auf die Länge des gepflasterten Wegüberganges vorgeschlagen, dessen Einfügung allerdings die Gleichmäßigkeit des Gestänges unterbricht. Die Spurrinne (Maße vgl. S. 1357) wird, wenn bei spitzeren Winkeln als 55° eine innere Begrenzung nötig erscheint, bei schwachem Straßenverkehr gebildet durch neben die Fahrstiene gelegte Schutzhölzer, in Krümmungen und bei starkem Fuhrwerksverkehr durch nebengelegte Schutzschienen, der untere Teil der Spurrinne bis zu der frei zu haltenden Tiefe mit Beton, Kies, Klarschlag oder Holz ausgefüllt.

Sehr rätlich ist es, an den Planübergängen durch Abänderung der Stoßteilung, wenn nötig durch Einlegen langer Schienen — bis 20 m —, dafür zu sorgen, daß kein Schienenstoß in den Übergang fällt.

c) Zum Ausgleich der Längenänderungen an größeren eisernen Brücken (Dilatationsvorrichtungen). Der notwendige größere Spielraum in Gleis wird geschaffen:

α) durch Einsatzflaschen oder Auflaufaschen, die meist mit einer an eine stützende Grundplatte angegossenen Zwangsstange verbunden sind, um jedes Anstoßen an der Begrenzung der Fahrkantenlücke zu verhindern (Fig. 100);

β) durch Schienenauszüge, d. h. durch Einlegung von Weichenzungen in beiden Schienensträngen, die eine stoßfreie Überführung der Räder unter Wahrung der Ausdehnungsmöglichkeit sichern (Fig. 101).

d) In längeren Tunneln, in denen der Schienenquerschnitt wegen der zu befürchtenden starken Rostung zu verstärken ist (vgl. Fig. 102) und auch die Schienenlängen größer — etwa 18 m — werden können. Engliegende, gut getränkte Holzschwellen sind zu empfehlen, eiserne Querschwellen zu vermeiden. In den neueren längeren Tunneln ist Stuhlschienenoberbau bevorzugt worden.

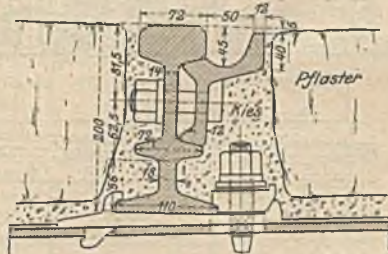


Fig. 99.

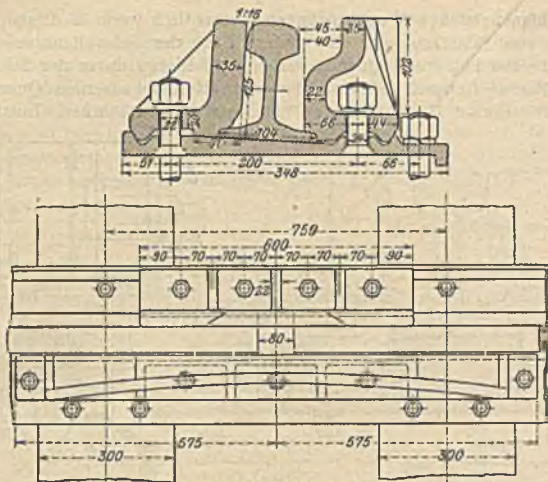


Fig. 100. (Österr. Nordwestbahn.)

Gute Entwässerung und gute Lüftung der Tunnel vermindert das Rosten, auch ein Anstrich der Schienen mit Asphalt, Teer, Kalkmilch, Olfarbe, Fett u. dgl. soll das Rosten einschränken. Bettung aus Kalksteinschotter ist vorteilhaft.

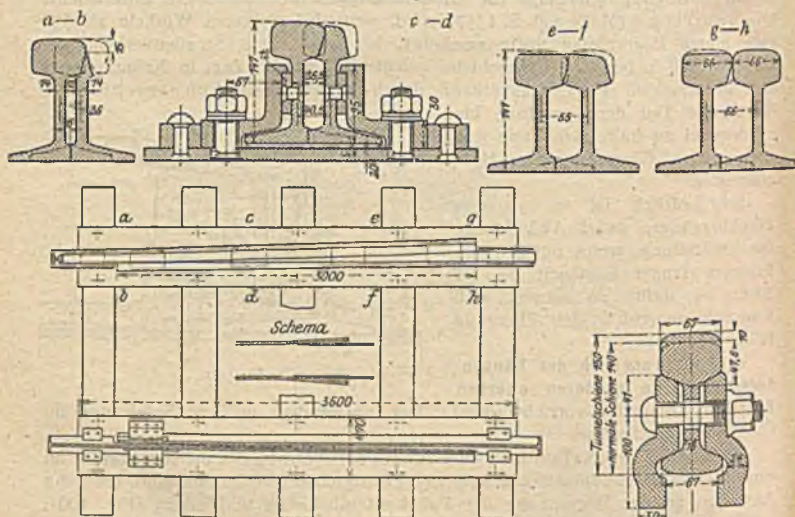


Fig. 101. Schienenauszug.

Fig. 102. (Österr. St.-B.)

8. Die Bettung bezweckt eine gute Druckverteilung auf das Erdplanum, die Trockenhaltung der Oberbauteile und die Verbütung schädlicher Frostwirkungen, sowie die Erhaltung des Gleises in genauer wagerechter und senkrechter Lage. Ihr ist stets größte Sorgfalt zu widmen, vor allem bei Eisenschwellen, weil diese eine größere Biegsamkeit bei größerer Härte besitzen als die Holzschwellen und daher durch ihre unruhigere Lage den Bettungsstoff mehr be-

ansprechen. Auch dringt der Frost schnell durch die Eisendecke der Schwelle, daher ist gute Entwässerung der Bettung bei eisernen Schwellen ganz besonders nötig. Gute Durchlässigkeit, also das Freisein von erdigen Bestandteilen, neben genügender Festigkeit gegen das Zerdrücken und vollkommener Wetterbeständigkeit (T. V. 3), sowie möglicher Scharfkantigkeit und Stopfbarkeit — also nicht zu großes und nicht zu kleines Korn — sind die hauptsächlichsten Anforderungen. Am besten ist Kleinschlag aus Hartgesteinen — Basalt, Quarzit, Porphy, Diorit, Grünstein u. dgl. — von etwa 3—5 cm Korngröße. Der Wert von Bettungsstoffen mit rundem Korn — Kies — reicht nicht an den des Klarschlages heran, Grubenkies muß meist erst von erdigen Bestandteilen befreit werden, Sand ist minderwertig, Hochofenschlacke nur ausnahmsweise brauchbar. Die unterste druckverteilende Schicht der Bettung kann bei nicht weichem Untergrunde aus Packlage gebildet werden, bei feinem Stopfmaterial um eine bessere Entwässerung herbeizuführen, bei grobem Material, namentlich Klarschlag, aus Ersparnisrücksichten. Bei weichem Untergrunde sollte unter dem Steinschlag erst eine Schicht groben Sandes aufgebracht werden.

Reichliche Bettungsstärke ist für gute und billige Unterhaltung des Gleises von hohem Wert, Sparsamkeit in dieser Richtung erweist sich meist als

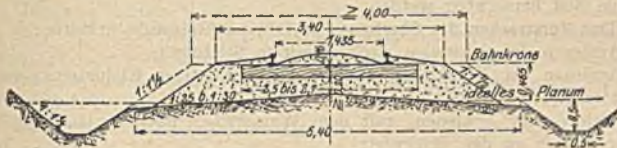


Fig. 103. Bettungsquerschnitt für Hauptbahnen.

nicht wirtschaftlich. Bei Hauptbahnen soll das Maß zwischen Schwellenunterkante und Oberfläche des Erdkörpers mindestens 20 cm betragen (T. V. 3, Fig. 103), besser sind stärkere Abmessungen, namentlich wenn das Packlager fehlt, der Untergrund weich und feucht ist. In England geht man bis zur doppelten Stärke. Bei lehmigem und tonigem Erdkörper empfiehlt es sich, die Bettungsstärke um das Maß der Lichtweite zwischen den Schwellen zu vergrößern, wobei indessen die unteren Teile des Bettungsquerschnittes bis etwa 35—40 cm unter Schwellenunterkante aus gutem Sand bestehen dürfen. Die Verfüllung der Schwellen vor Kopf beträgt zweckmäßig etwa 0,5 m.

In schärferen Krümmungen mit größeren Überhöhungen der äußeren Schiene vermeidet einseitiges Gefälle des Planums zu weit gehende Ungleichmäßigkeiten in der Bettungsstärke

und bei zweigleisigen Bahnen auch diejenigen Schwierigkeiten, die sich sonst an der Stelle von Wegübergängen in Schienenhöhe durch die verschiedene Höhenlage der mittleren Schienen ergeben (Fig. 104).

Im Durchschnitt erfordert 1 m Gleis bei Hauptbahnen 1,8—2,1 cbm Bettungsmaterial.

Vgl. auch Abschnitt „Unterbau“ c, A. 1, 2.

9. Dem Verlegen des Oberbaues geht voran

I. an vorbereitenden Arbeiten:

a) Das Aufbringen der Bettungsstoffe auf das fertige und abgegliche Bahnplanum, gewöhnlich mittels der beim Erdtransport üblichen Förderarten bis nahe zur Höhe der Schwellenunterkante und mindestens auf die Breite der Schwellenlänge;

b) Genaue Absteckung der Bahnlinie nach Richtung und Höhe — bei zweigleisigen Bahnlinien in der Mittelachse, bei eingleisigen in einer etwa 2 m von dieser entfernten Parallelen — unter Berücksichtigung der Übergangsbögen (vgl. S. 1359) und der Neigungsabmessungen (vgl. S. 1360) sowie

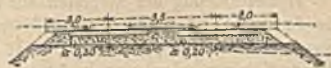


Fig. 104. Bettungsquerschnitt einer zweigleisigen Bahn in Krümmung.

c) das Anfahren der Oberbauteile und des noch fehlenden Bettungsmaterials, das beim Bau neuer Bahnlinien für das erste Gleis in der Regel von dem Anschlußpunkt her mittels Bahnzuges auf dem neu vorgestreckten Gleise selbst erfolgt. Bei dem Bau des zweiten Gleises, sowie bei dem Umbau bestehender Betriebsgleise und der Erweiterung vorhandener Gleisanlagen kann die Anfuhr gewöhnlich auf den bestehenden Gleisen bewirkt werden, von denen aus das Gleismaterial neben dem herzustellenden Gleis derart gelagert wird, daß jeder weitere Transport entfällt.

Rechtzeitige Anlieferung aller Oberbauteile ist für raschen Fortschritt der Arbeiten besonders wichtig. Weiter ist bei dem Anliefern des Oberbaumaterials auf dem neu vorgestreckten Gleise streng darauf zu achten, daß die Lokomotive das ungestopfte Gleis nicht befährt, also den Arbeitszug schiebt. Kann die Bettung bis Schwellenunterkante vor dem Legen des Gleises nicht hergestellt werden, muß also der Arbeitszug das Bettungsmaterial mit anliefern und auf das noch bettungslose Gestänge geschoben werden, so sind die Wagen nicht zu schwer zu beladen. Dessenungeachtet sind bei solchem Verfahren schwere Beschädigungen des Bahnplanums, namentlich Störungen der Entwässerung und Nachteile für das Gleismaterial, in der Regel nicht zu vermeiden, deren Folgen auf lange Zeit bemerkbar werden.

II. Das **Vorstrecken des Oberbaues** umfaßt nachfolgende Arbeiten:

- a) Auslegen der Schwellen nach geteiltem Stichmaß;
- b) Auslegen der Unterlagsplatten und des sonstigen Kleineisenzeuges auf den Schwellen;
- c) Auslegen der Schienen, mit dem Walzzeichen nach innen, Angabe der Schwellenmitten an den Schienen;
- d) Zurechtrücken der Schienen mit den Unterlagsplatten, Anlegen der Laschen unter Einlegen der Stoßlückenbleche, Einziehen der äußeren Laschenbolzen. Stahlschienen und eiserne Schwellen dürfen nicht geworfen werden, harte Stöße und Hammerschläge sind zu vermeiden. Laschen, Unterlagsplatten, Schraubenbolzen usw. sind vor dem Einbringen zu reinigen. Auf genaue Einhaltung der Wärmelücken ist Wert zu legen, da Fehler später kaum zu beseitigen sind.
- e) Befestigung der Schienen auf den Stoßschwellen unter nochmaliger Prüfung und Berichtigung der Lage beider Schienenstränge.
- f) Befestigung der Schienen auf den Mittelschwellen. Genaueste Einhaltung der Spurweite ist, namentlich bei Holzschwellen, erforderlich. Schwellenschrauben werden mit einem etwa dem Schaft entsprechenden Durchmesser in allen Holzarten, Schienennägel nur in hartem Holze mit 8—10 mm weitem Bohrer vorgebohrt. Besondere Sorgfalt und geübte Arbeiter erfordert das Nageln. Unrichtig gesetzte Nägel dürfen nicht durch schiefe Schläge nachgetrieben werden, sondern sind zu beseitigen und durch andere zu ersetzen. Bei eisernen Querschwellen dürfen die Befestigungsschrauben zunächst nicht zu fest angezogen werden, damit das Gleis für das Richten und das erste Stopfen noch genügend beweglich bleibt.

g) Anstopfen zuerst der Stoß-, dann der Mittelschwellen auf richtige Höhe unter genauem Ausrichten der Lage, Einziehen der inneren Laschenbolzen, festes Anziehen aller Bolzen.

h) Unterstopfen des ganzen Gestänges, nachdem der Arbeitszug — ohne Lokomotive — das neue Gleisstück belastet hat.

i) Nochmaliges Durchstopfen und Richten, nachdem das Gleis von dem Arbeitszug eine längere Zeit befahren worden ist.

Das Stopfen soll von beiden Seiten der Schwelle zugleich geschehen. Kurze eiserne Schwellen ($\leq 2,5$ m) sind in der Mitte auf etwa 0,3 m nicht fest zu unterstopfen, um Biegungen der Schwellen und Spurerweiterungen zu vermeiden.

k) Verfüllen des Gleises nach längerer Befahrung — etwa nach 3 Monaten. Das Verlegen der Gleise geschieht in der Regel von Hand unter Zusammenfügung

der Gleise an Ort und Stelle aus ihren Bestandteilen, doch sind in neuerer Zeit auch schon die Gleisstücke in Schienenlänge auf den Lagerplätzen zusammengesetzt und nach Antransport auf Bahnwagen unter Zuhilfenahme von Kranen im ganzen vorgestreckt worden.

Besondere Aufmerksamkeit erfordern bei dem Verlegen die Spurrinnen in Wegübergängen und auf Bahnhöfen.

III. Nebenarbeiten.

a) Das Falzen (Kappen) der Holzschwellen zur Erzielung geneigter Auflagerflächen für die Schienen wird da, wo es nicht durch Verwendung keilförmiger Unterlagsplatten wegfällt, am besten auf dem Lagerplatz der Schwellen in den Tränkungsanstalten mit besonderen Maschinen vorgenommen. Die Wiederherstellung der durch Einfressen des Schienenfußes oder der Unterlagsplatten verloren gegangenen geneigten Fläche an gebrauchten Schwellen erfolgt meist aus freier Hand mit dem „Dexel“.

b) Das Biegen der Schienen für Krümmungen unter 1000 m Halbmesser — Stich: $f = \frac{l^2}{8R}$ — wird mit besonderen Schienebiegevorrichtungen, am besten im Hüttenwerke oder auf den Lagerplätzen, meist aber erst beim Verlegen bewirkt. Biegung mittels Werfen oder Treten ist unzulässig.

c) Kürzen einzelner Schienen soll möglichst vermieden werden. Wenn es unbedingt nötig wird, mit der Säge, nicht durch Abhauen. Das dann ebenfalls erforderlich werdende Bohren neuer Laschenlöcher meist unter Benutzung der Bohrknarre.

d) Die Ausrüstung der Strecke mit den für den Oberbau nötigen Streckenzeichen umfaßt:

α) Festlegung der Bahnachse durch dauernde Marken für Richtung und Höhenlage, vor allem an Bogenanfängen und Neigungswechseln, im allgemeinen in geraden Strecken in Entfernungen von etwa 300 m, in Bögen je nach dem Halbmesser von 300—100 m.

β) Bogentafeln an den Einläufen der Bögen mit Angabe des Halbmessers, der Überhöhung und Spurerweiterung, sowie der Lage der Bogenanfänge und der Übergangsbögen.

γ) Neigungszeiger an allen Gefällwechseln (B. O. 17; T. V. 25).

δ) Abteilungszeichen (Stationszeichen) in Entfernungen von 100 m (B. O. 17).

10. Die Unterhaltung des Oberbaues. Guter Zustand des Oberbaues ist Haupterfordernis für die Sicherheit des Betriebes, seine Erhaltung erfordert Verständnis und Aufmerksamkeit, da angestrebt werden muß, die bedeutenden Kosten auf das kleinste Maß herabzumindern, ohne Betriebssicherheit und Leistungsfähigkeit der Bahn zu verringern oder die regelmäßige, Abnutzung des Oberbaues zu vergrößern. Abhängig ist er hauptsächlich von der Beschaffenheit der Oberbauteile und von der gleichmäßigen sicheren und festen Lage der Schwellen in der Bettung, die von Zeit zu Zeit verbessert werden muß.

Zur Prüfung des Gleiszustandes leistet neben der Untersuchung während der Streckenbegehungen auch ein öfteres Befahren gute Dienste. Außerdem sind in gewissen Zeiträumen — mindestens alle 2 Monate — Spurweite und Höhenlage des Gleises und die Richtigkeit der Gleislage in Krümmungen — durch Pfeilmessungen — festzustellen, ebenso ist nach größeren Gleisarbeiten und auch sonst ein- bis zweimal jährlich durch Befahrung des Gleises mit einer Lehre zu ermitteln, ob der Lichtraum gewahrt ist. Die Abnutzung der Schienen wird mit Schienenmessern festgestellt.

a) **Gleisregulierungsarbeiten** werden, soweit ein Mann ohne Beihilfe dies vermag, von den mit der Streckenaufsicht beauftragten Einzelkräften, bei größerem Umfange durch Arbeiterrotten unter der Aufsicht eines Rottenführers bewirkt. Anziehen der Laschenschrauben, Nachtreiben der Schienennägel, Auswechseln des schadhafte Kleineisenzeuges, Offenhalten der Spurrinnen, Entfernen des

Graswuchses und Unkrauts, Regulierung des Bettungskörpers, Unterstopfen einzelner loser Schwellen erfolgt durch Einzelkräfte, die durch rechtzeitiges Eingreifen die Verschlimmerung beginnender Schäden verhüten können; die Wiederherstellung der Spurweite und Überhöhung, das Zurücktreiben gewanderter Schienen, die Beseitigung eingetretener wagerechter Verschiebungen und die Hebung längerer gesunkener Gleisstellen erfordert gewöhnlich eine größere Arbeiterzahl.

Der Umfang der Gleisregulierungsarbeiten ist bedingt durch Art des Oberbaues und Güte der verwendeten Materialien, durch Anzahl und Geschwindigkeit der verkehrenden Züge und durch die Beschaffenheit des Untergrundes. Vor allem wichtig ist gute Entwässerung des Oberbaukörpers, in der eine Hauptaufgabe der Gleisunterhaltung besteht.

Die Durchführung des größten Teiles der Oberbauerhaltung wird bei den meisten Bahnen im Tagelohn bewirkt, weil die richtige Bestimmung einer Akkordsumme für Regulierungsarbeiten bei den ungleichartigen Verhältnissen der einzelnen Strecken und bei dem Einfluß der jeweiligen Witterungsverhältnisse kaum möglich ist, außerdem auch meist die Bürgschaft fehlt, daß die wichtigen Einzelheiten des Oberbaues genügend beachtet werden. Höchstens werden einzelne Arbeiten, vor allem Herstellung, Verladung und Abladung des Bettungsmaterials, manchmal auch Biegen der Schienen und Falzen der Schwellen gegen feste Einheitssätze ausgeführt.

Die Arbeitsstelle ist jederzeit vorschriftsmäßig zu decken, die Gefährdung der Streckenarbeiter durch vorüberfahrende Züge unter Umständen durch Ausstellung von Sicherheitsposten zu verhüten. Der Umfang der in Angriff zu nehmenden Arbeiten hat sich nach den verfügbaren Zugspausen zu richten, sorgfältigste Vorbereitung durch Herbeischaffen aller notwendigen Oberbauteile, Materialien und Geräte ist erforderlich. Anhalten der Züge und Verringerung der Fahrgeschwindigkeiten soll vermieden werden, ebenso darf bei Oberbauarbeiten an Straßenübergängen der Straßenverkehr nicht gestört werden.

Im Winter — Dezember bis Februar — beschränken sich Oberbauerhaltungsarbeiten in der Regel auf Auswechslung schadhafter Schienen und Befestigungsmittel, sowie auf Regulierung der Spurweite und der durch Frostauftreibungen oder durch Tauwetter gestörten Höhenlage des Gleises — letzteres mittels eichener Unterlagsplatten und längerer Nägel (Frostnägel) —, außerdem auf Schneeabseilung — frisch gefallener Schnee ist am leichtesten zu entfernen —, Ableitung des Tauwassers und auf Vorbereitungsarbeiten für im Frühjahr auszuführende Arbeiten, z. B. auf Biegen von Schienen, Vorbohren von Löchern, Anfertigen von Dübeln, Herstellen von Klarschlag. Im Frühjahr — März bis Mai — müssen im Winter und bei dem Aufgehen des Frostes entstandene Mängel in kürzester Zeit beseitigt werden. Notwendig wird zunächst Beseitigung der größten Fehler unter Auswechslung unbrauchbar gewordener Teile, an die eine genaue Gleisregelung auf der ganzen Strecke anschließt. Diese Arbeiten sind möglichst bis Ende Mai zu beenden, während im Sommer — Juni bis September — die Gleisunterhaltung sich auf genaue Erhaltung der Wärmelücken, auf Entwässerungsarbeiten, Heben der Gräben und auf Ergänzung und Erneuerung der Bettungstoffe zu erstrecken hat. Eine größere Arbeitsleistung ist endlich wieder im Herbst — Oktober und November — nötig, um sämtliche Mängel der Bahn noch vor Eintritt des Schneefalles und der Frostzeit zu beseitigen.

Wann die neben den Einzelleistungen von Zeit zu Zeit notwendige völlige Durcharbeitung des Gleises vorzunehmen ist, hängt lediglich von dem auftretenden Bedürfnis ab. Im allgemeinen wird auf Strecken mit starkem Verkehr jährlich einmal eine durchgängige Ausbesserung vorzunehmen sein, während auf Linien mit geringerem Verkehr Zwischenräume von 2—3 Jahren vorhanden sein können, während deren teilweise Ausbesserungen zur Erhaltung eines genügenden Gleiszustandes ausreichen.

Das Richten des Gleises ist durch Angreifen der Schwellen, nicht der Schienen, zu bewirken, Hebungen können im allgemeinen nur bis etwa 6 cm auf einmal vorgenommen werden.

Der Arbeitsaufwand bei der Gleisunterhaltung stellt sich bei mittleren Verhältnissen auf

$$T = k + 30 \sqrt{z} \text{ Tagesschichten für 1 km und 1 Jahr}^1),$$

worin z die Anzahl der täglich überrollenden Züge, k eine Zahl bezeichnet, die nach der Beschaffenheit der Bettung und des Bahnkörpers zwischen 50 und 100 schwankt: bei den sächsischen Staatsbahnen beträgt er beispielsweise auf Schnellzugstrecken 150, bei Nebenbahnen 125 Tagesschichten.

Maschinelles Stopfen mit elektro-pneumatischem Antrieb der Arbeitsmaschinen hat sich bei mehrfachen Versuchen, auf übersichtlichen Strecken auch bei stärkerem Verkehre, gut bewährt. Es liefert namentlich Gleise mit durchaus gleichmäßiger Schwellenstopfung. Herausheben des Gleises leicht ausführbar. Ersparnis gegen Handarbeit bei günstigen Verhältnissen bis etwa 40%. Neuerdings werden auch Einzelstopfmaschinen für kleine fliegende Rotten gebaut.

b) Auswechslung schadhaft gewordenen Materiales.

α) Des Gestänges. Die Auswechslung einzelner Schienen ist mittels gebrauchter, in der Höhe gleicher Schienen und im Sommer nicht in den heißen Tagesstunden zu bewirken. Die vollständige Erneuerung der Schienen, mit der meist eine Erneuerung der übrigen Oberbauteile verbunden wird, muß erfolgen, wenn die Abnutzungsgrenze erreicht ist, sie erscheint rätlich, wenn $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ der ursprünglich verlegten Schienen bereits einzeln ausgewechselt werden mußte. Schienenbrüche sind am meisten bei sehr hartem Frost und an den Tagen starker Wärmeschwankungen in der Nähe des Gefrierpunktes zu fürchten. Zur Vermeidung von Betriebsstörungen kann die Anlage eines Notverbandes — Schienenbruchverband — zweckmäßig sein, wenn das Zwischenlegen einer Schwelle oder das Heranziehen der nächsten Querschwellen zur unmittelbaren Unterstützung der Bruchstelle nicht zugänglich ist.

Die vollständige Auswechslung der hölzernen Schwellen empfiehlt sich, wenn etwa 30% der Schwellen auswechslungsbedürftig werden. Bis dahin werden die Schwellen, solange sie noch die nötige Stärke besitzen, unter Entfernung des faulen Holzes nachgedexelt und verdübelt.

Schadhaftes Kleiseisenzeug ist sofort auszuwechseln.

β) Der vermalnten Bettung, deren Undurchlässigkeit an den Schlammbildungen unter den Schwellen zu erkennen ist. Erneuerung der Bettung (etwa 0,5 cbm neuer Bettungsstoff für 1 m Gleis) und Verbesserung der Planmentwässerung ist an solchen Stellen erforderlich. Der neue Bettungsstoff darf nicht mit dem alten vermischt werden.

γ) Der Umbau bestehender Gleise muß derart erfolgen, daß Betriebsunterbrechungen vermieden werden. Je nach der Länge der fahrplanmäßigen Zugspausen kann dabei in der Weise vorgegangen werden, daß man

1. bei längeren Zugspausen — 2 Stunden und mehr — Schienen, Schwellen und Bettung gleichzeitig erneuert, also das Gleis auf eine gewisse Länge vollständig unterbricht und aus den erforderlichen Einzelteilen neu herstellt — Paßstücke vorher fertigstellen — oder

2. bei dichterem Zugfolge und hölzernen Querschwellen die Schienen einzeln auswechselt und zunächst auf den soweit wie nötig in der Längsrichtung verschobenen alten Querschwellen befestigt, die dann ebenfalls einzeln wie bei der gewöhnlichen Bahnunterhaltung ausgewechselt werden, also die Auswechslung der einzelnen Oberbauteile zu verschiedenen Zeiten bewirkt, oder endlich

3. bei kurzen Betriebspausen das neue Gleis scitlich zusammenbaut und im ganzen einschiebt — namentlich anwendbar bei eisernen Querschwellen, obgleich auch da noch leicht Lockerungen des Gleisgefüges entstehen.

¹⁾ Handb. d. Ing.-Wissenschaften, V. Teil.

e) Gleisverbindungen.

I. Ausweichungen und Kreuzungen.

Ausweichungen gestatten den Übergang einzelner Fahrzeuge und geschlossener Züge von einem Gleis in ein abzweigendes ohne Fahrtunterbrechung.

Jede Ausweichung besteht aus drei Teilen: der Ablenk- oder Zungenvorrichtung (Weiche im engeren Sinne, Wechsel) einschließlich Stell- und Signalvorrichtung, dem Herzstück nebst zugehörigen Zwangsschienen (Radlenkern) an den gegenüberliegenden Schienen der Weichengleise, sowie den zwischen Ablenkvorrichtung und Herzstück gelegenen Weichengleisen (Stammgleis und Ausweichgleis).

Als Anfang der Ausweichung gilt in der Regel der Schienenstoß vor der Zungenspitze, als Ende derjenige Punkt hinter dem Herzstück, an dem die gewöhnliche Oberbauanordnung wieder beginnt. Der Durchschnittspunkt der Innenschienenfahrkanten heißt mathematische Herzstückspitze, die Größe des Kreuzungswinkels der Schienen wird durch seine geometrische Tangente gemessen und meist so gewählt, daß sich eine einfache Verhältniszahl ergibt, die in Deutschland als echter Bruch, in Frankreich als Dezimalbruch ausgedrückt wird.

Kreuzungswinkel und geometrische Gestalt der Ausweichung hängt in erster Linie von dem Halbmesser im Weichenbogen des abzweigenden Gleises ab, der auf Hauptbahnen in von Zügen befahrenen Gleisen in der Regel nicht kleiner als 180 m sein soll, für Ausweichungen in nicht von Zügen befahrenen Nebengleisen aber bis auf etwa 140 m, für nur von Lokomotiven mit höchstens 4,5 m Achsstand befahrene Gleise bis 100 m sinken darf, während für Ein- und Ausfahrweichen in Hauptgleisen größere Halbmesser, bei rascher Fahrt 300—500 m, erforderlich werden, da bei dem Befahren der Ablenkung eine deren Krümmungshalbmesser entsprechende Ermäßigung der Fahrgeschwindigkeit eintreten muß. Um bei der Fahrt durch Bahnhöfe Geschwindigkeitsstörungen zu vermeiden, wird angestrebt, die Gleispläne der Bahnhöfe derart anzuordnen, daß schnellfahrende durchlaufende Züge nicht durch Weichenbögen geleitet werden.

In Bahnhofsplänen werden die Ausweichungen durch einfache Linienbilder dargestellt, die Anfang und Ende der Ausweichung, die Richtungen und die Durchschnittspunkte der Gleismittellinien enthalten (vgl. Fig. 105—120).

1. Allgemeine Anordnung der üblichen Ausweichungen.

Man unterscheidet die folgenden Weichenformen:

A. Einfache Ausweichungen. — Ausweichung nur eines Gleises aus dem Stammgleis.

a) Ausweichungen aus geradem Stammgleis (gerade Weiche, Normalweiche [Fig. 105]). Die Krümmung des abzweigenden Gleises wird in der Regel nicht

durch das Herzstück geführt, sondern vor der mathematischen Herzstückspitze eine Herzstückgerade eingeschaltet, die zu 2,5—3,0 m, neuerdings bei steileren Herzstückverhältnissen auch kürzer — bis zu 0,40 m herab, meist aber nicht unter 1,0 m — bemessen wird, nachdem sich eine Einschränkung dieses Maßes im allgemeinen als unbedenklich erwiesen hat.

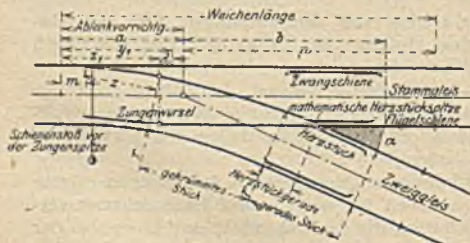


Fig. 105.

Übliche Werte für die Verhältnisse gerader Weichen abgerundet in nachstehender Zahlentafel; die Herzstückverhältnisse von 1 : 11 bis 1 : 15 werden nur für Bogenweichen und für von Schnellzügen in der Ablenkung befahrene Ausweichungen verwendet.

Zahlentafel 15.

Herzstück-		Krümmungshalb- messer r des Weichenbogens	Herzstück- gerade g	Maße des Linienbildes		
verhältnis	winkel			a	b	p
1 : 7	8° 7' 48"	140	0,5	7,7	11,4	13,0
1 : 7 $\frac{1}{2}$	7° 35' 41"	145	1,0	9,0	12,0	14,0
1 : 8	7° 7' 30"	165	1,2	11,0	13,0	15,0
1 : 8 $\frac{1}{2}$	6° 42' 35"	180	1,3	11,0	15,0	17,6
1 : 9	6° 20' 25"	190—210	2,5—1,2	11,0	15,0	17,6
1 : 10	5° 42' 38"	240—270	2,5—1,4	11,5	17,0	19,0
1 : 11	5° 11' 40"	350	—	11,5	17,5	—
1 : 12	4° 45' 49"	400	—	11,5	20,0	—
1 : 13	4° 23' 55"	500	1,7	11,5	22,8	26,0
1 : 15	3° 48' 51"	600	1,7	20,2	27,9	27,9

Vgl. auch Zahlentafel 16 über die Verhältnisse der Ablenkvorrichtungen.

Je nach der Richtung der Ablenkung (von der Zungenspitze aus gesehen) werden unterschieden:

1. Rechtsweichen (Fig. 106),
2. Linksweichen (Fig. 107).

Zungenvorrichtungen für diese beiden



Fig. 106.



Fig. 107.

Weichenarten in der Regel verschieden und unsymmetrisch.

b) Ausweichungen aus gekrümmtem Stammgleis (Krümmungsweiche, Bogenweiche, Zweibogenweiche).

Soll bei Abzweigungen aus gekrümmten Gleisen die gewöhnliche Weiche mit geradem Stammgleis verwendet werden, so muß für die Ausweichung eine gerade Strecke, mit anschließenden schärferen Krümmungen eingeschaltet werden (Fig. 108). Ist das Zweiggleis in demselben Sinne gekrümmt wie das Stammgleis — innere Abzweigung —, so ist die einzuschaltende Gerade l mindestens von Weichenlänge, ist es entgegengesetzt gekrümmt — äußere Abzweigung —, so muß die Gerade um weitere 6 m verlängert werden (T. V. 39, 4).

Diese Art der Ausführung ergibt ziemlich erhebliche, nicht immer ausführbare Achsverschiebungen und eine die Gleichmäßigkeit der Zugsbewegung beeinträchtigende Unstetigkeit des Gleises. Beides kann gebessert werden, wenn die Krümmung des Stammgleises innerhalb der Weichenlänge soweit möglich durchgeführt und damit die eigentliche Bogenweiche gebildet wird, die auftreten kann als:

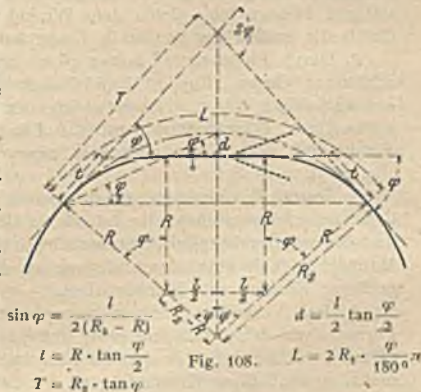


Fig. 108.

1. zweiseitige Bogenweiche, bei der beide Gleise in entgegengesetztem Sinne, und zwar:

- a) bei der symmetrischen (zweiseitigen Weiche im engeren Sinne der Bezeichnungen des V. D. E. [Fig. 109]) mit gleichen Halbmessern, oder

β) bei der unsymmetrischen (ungleichlaufende Krümmungsweiche des V. D. E. [Fig. 110]) mit Halbmessern verschiedener Größe gekrümmt sind;



Fig. 109.

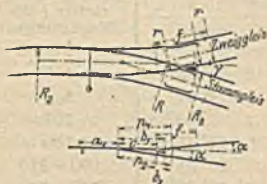


Fig. 110.

2. einseitige Bogenweiche (gleichlaufende Krümmungsweiche des V. D. E. [Fig. 111]), bei der der Krümmungssinn beider Gleise der gleiche ist.



Fig. 111.

Ablenkvorrichtung und Herzstück der gewöhnlichen geraden Weiche werden in der Regel beibehalten, so daß für diese auch hier gerade, aber kürzere Strecken unter der notwendigen gegenseitigen Neigung, sowie unter Verwendung anschließender, abweichend gekrümmter Bogenteile in das gekrümmte Stammgleis ein-

zufügen sind. Diese Einfügung ergibt indessen geringere Abweichungen von der ursprünglichen Stammgleislage als die vorerwähnte Einschaltung für eine gerade Weiche. Sie kann auf verschiedene Weise durchgeführt werden:

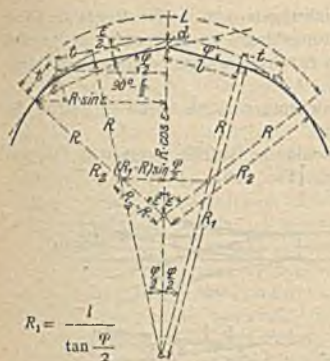
1. Durch Einschaltung zweier gleich großer Tangenten unter bestimmtem Winkel, der bei Anwendung der gewöhnlichen geraden Weiche oder der zweiseitigen Bogenweiche gleich dem Herzstückwinkel α , bei Anwendung der einseitigen Bogenweiche gleich dem Winkel δ ist. Tangentenlänge ist bestimmt durch die größte der beiden in Frage kommenden Schenkellängen (Fig. 112).

2. Durch Einschaltung zweier gleich großer Geraden mit zwischenliegendem schärferen Bogen (Fig. 113) (Sächsische Staatsbahnen). Länge der Geraden bei einseitigen Bogenweichen gleich der Länge der Ablenkvorrichtung, bei zweiseitigen Bogenweichen um die Länge der Vorgeraden (≥ 6 m) größer. Ermittlung des Herzstückwinkels angenähert nach Mohrs Ableitung (vgl. Fig. 155).

3. Durch Einschaltung zweier verschieden langer Geraden mit zwischenliegenden und anschließenden schärferen Bögen, wie bei den badischen (Fig. 114) und den württembergischen Staatsbahnen (Fig. 115). Infolge der zu erreichenden Mannigfaltigkeit gute Anschmiegung an den jeweiligen Fall, wenn auch unter größerer Rechen- und Zeichenarbeit.

Andere Verwaltungen begnügen sich mit nur wenigen, genau bestimmten Formen, von denen sich jede ohne weiteres in ein Stammgleis bestimmten Halbmessers einlegen läßt. Besitzt im Einzelfalle das Stammgleis diesen Halbmesser nicht, so muß diese Krümmung an der Stelle der Bogenweiche in das Stammgleis auf die erforderliche Länge unter Abänderung der Krümmung der anschließenden Bogenteile eingeschaltet werden.

Auch hier ist Anordnung einer mindestens 6,0 m langen Geraden vor der Ablenkvorrichtung bei Abzweigung im gleichen Bogensinne wünschenswert, bei Abzweigung im entgegengesetzten Sinne nötig (T. V. 39. 4).



$$R_1 = \frac{l}{\tan \frac{\varphi}{2}}$$

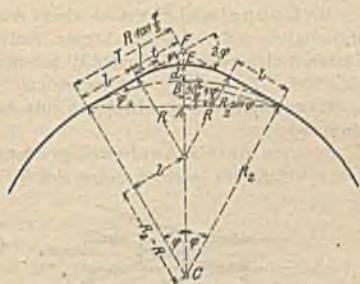
$$\sin \varepsilon = \frac{R_1 - R}{R_2 - R} \sin \frac{\varphi}{2}$$

$$l = R \cdot \tan \frac{\delta}{2} = R \cdot \tan \frac{2\varepsilon - \varphi}{4}$$

$$d = R_2 \sin \varepsilon \cdot \tan \frac{\varepsilon}{2} - t \left(\sin \varepsilon + \sin \frac{\varphi}{2} \right) - l \sin \frac{\varphi}{2}$$

$$L = 2 R_2 \frac{\varepsilon}{180^\circ} \pi$$

Fig. 112.



$$\tan \varphi = \frac{l}{R_2 - R} \quad T = R_2 \cdot \tan \varphi$$

$$t = R \cdot \tan \varphi = T - l$$

$$d = T \cdot \sin \varphi - (R_2 - R) \cdot \cos \varphi + R \cdot \tan \frac{\varphi}{2} \cdot \tan \varphi$$

$$= T \cdot \sin \varphi - (R_2 \cdot \sin \varphi \cdot \tan \frac{\varphi}{2} + R \cdot \tan \frac{\varphi}{2} \cdot \tan \varphi)$$

oder:

$$d = R + \frac{R_2 - R}{\cos \varphi} - R_2$$

$$L = 2 \cdot R_2 \cdot \frac{\varphi}{180^\circ} \cdot \pi$$

Fig. 113.

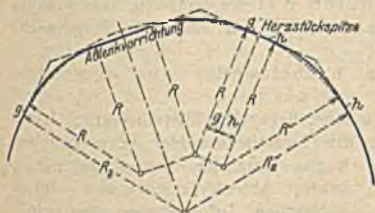


Fig. 114.



Fig. 115.

Vollkommene Stetigkeit des Stammgleises innerhalb der Bogenweiche kann nur erreicht werden, wenn die Krümmung — und ebenso die Überhöhung — gleichmäßig durch Ablenkvorrichtung und Herzstück durchgeführt wird, also für Zungenvorrichtung und Herzstück besondere, von denen der geraden Weichen abweichende Formen verwendet werden. Derartige einseitige Bogenweichen sind in neuerer Zeit auf den Preußisch-Hessischen Staatsbahnen unter Verwendung federnder Zungen und an der Stammgleisfahrkante gekrümmter Herzstücke 1 : 10 in drei verschiedenen Formen für Stammgleiskrümmungen von 500, 750 sowie 1000 m und Zweiggleiskrümmungen von entsprechend 170, 190 und 250 m Halbmesser ausgeführt worden. Ebenso auch unter Verwendung eines Herzstückes 1 : 14 für Stammgleiskrümmungen von 500 und 750 m sowie Nebengleis halbmessern von entsprechend 250 und 300 m.

Die symmetrische zweiseitige Bogenweiche bietet den Vorteil großer Krümmungshalbmesser, wie sie namentlich bei der Verzweigung von Hauptgleisen erwünscht sind, bedingt aber eine von der gewöhnlichen Ablenkvorrichtung abweichende symmetrische Ausbildung der Zungenvorrichtung.

Herzstückverhältnisse der Bogenweichen sind, solange dies angängig, den für die geraden Weichen üblichen gleich, doch erfordern einseitige Bogenweichen in schärferen Stammgleiskrümmungen flachere Neigungen — 1 : 12 bis 1 : 15.

B. Doppelweichen — zwei Ausweichungen aus in der Regel geradem Stammgleis auf möglichst kurzer Entwicklungslänge — enthalten außer den Bestandteilen zweier einfacher Weichen noch ein drittes, das sogenannte Mittelherzstück. Es sind zu unterscheiden:

1. zweiseitige Doppelweichen mit Ausweichungen nach beiden Seiten des Stammgleises,

α) symmetrische (dreiteilige oder dreischlägige Weiche, zweiseitige Doppelweiche im engeren Sinne des V. D. E. [Fig. 116]),

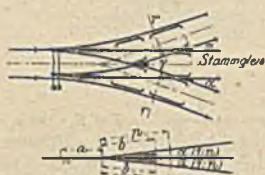


Fig. 116.



Ungefähre Linienbildmaße.

α	a	c	b	p
1 : 7	7,7	6,9	11,4	13
1 : 9	9,5	9,5	14,9	18
1 : 10	11,0	11,0	16,0	19

Fig. 117.

β) unsymmetrische (zweiseitig verschränkte Doppelweiche des V. D. E., zweiseitige Folgeweiche [Fig. 117]);

2. einseitige Doppelweichen, deren abweigende Gleise nach derselben Seite des Stammgleises gerichtet sind

α) die Ablenkung des zweiten Weichengleises erfolgt aus dem Bogengleis der erst abgelenkten Weiche (einseitig verschränkte Doppelweiche im engeren Sinne des V. D. E., einseitige Folgeweiche [Fig. 118]),

β) beide Ablenkungen werden nacheinander aus demselben Stammgleis bewirkt.

Bei der symmetrischen Doppelweiche liegt das Mittelherzstück symmetrisch in der Achse des Stammgleises, die Herzstücke beider Ausweichungen liegen einander genau gegenüber, beide Ablenkvorrichtungen fallen zusammen. Infolgedessen eine besondere Zungenvorrichtung nötig mit zahlreichen beweglichen, zum Teil schwachen Teilen, die starker Abnutzung ausgesetzt sind. Außerdem ist die Führung im geraden Gleis an der Stelle der Herzstücke keine völlig sichere. Deshalb wird die unsymmetrische Form der zweiseitigen Doppelweiche aus zwei nahe hintereinanderliegenden einfachen geraden Ausweichungen mit normalen



Beispiel.

α	ψ	a	c	b	p	s
1 : 10	1 : 8	13,5	5,25	15,9	21,1	10,4

Fig. 118.

Ablenkvorrichtungen bevorzugt, von denen die eine eine Links-, die andere eine Rechtsweiche ist. Gewöhnlich besitzen beide Ausweichungen das gleiche Herzstückverhältnis, doch kommen auch Ausnahmen vor, so bei der Badischen Staatsbahn und den Schweizer Bundesbahnen, die 1 : 8 und 1 : 10 in einer verschränkten Doppelweiche verwenden. Die Krümmung der Weichengleise wird entweder durch das Mittelherzstück hindurchgeführt — preußische, badische, sächsische Staatsbahnen, schweizerische Bundesbahnen, österreichische Nordwestbahn — oder derart abgeändert, daß das dritte Herzstück geradlinige Fahrkanten erhalten kann — bayrische, österreichische Staatsbahnen.

Die einseitige Doppelweiche erhält gleichfalls Ablenkvorrichtungen und Herzstücke der einfachen geraden Weichen. Form 2α mit zweiter Ablenkung aus dem Bogenstrang der ersten Ausweichung und in der Regel mit dem gleichen Herzstückverhältnis in beiden Ausweichungen besonders geeignet zur schnellen Entwicklung von Gleisen. Sie kann unter Umständen auch einen Gewinn an nutzbarer Gleislänge ergeben, der aber dadurch wieder eingeschränkt wird, daß flachere Herzstückwinkel verwendet werden müssen, wenn dieselben Krümmungshalbmesser im Weichenbogen erzielt werden sollen wie bei einfachen Weichen. Ihre Unterhaltung ist aber, wie die aller Doppelweichen, wegen der dichten Lage der Schienenstränge schwierig und teuer.

Die Form 2β ist wenig gebräuchlich.

In Hauptgleisen sind Doppelweichen tunlichst zu vermeiden.

C. Kreuzungsweichen — Verbindung zweier sich schneidender Gleise durch Weichenbögen innerhalb der Gleiskreuzung — werden ausgeführt als:

1. einseitige (nach den Bezeichnungen des V. D. E. einfache [Fig. 119]);
2. zweiseitige (nach den Bezeichnungen des V. D. E. doppelte [Fig. 120]).

Die bei Kreuzung zweier Gleise entstehenden vier Schienenkreuzungen sind bei rechtwinkliger Gleisüberschneidung von gleicher Form; in allen anderen Fällen entstehen zwei Herzstücke und zwei Kreuzungsstücke (Doppelherzstücke [Fig. 121]). Bei einem Kreuzungswinkel unter etwa 45° bleiben die Räder der Fahrzeuge beim Übergang über die Spurkranzrücken in senkrechter Richtung

dauernd unterstützt, am Herzstück durch die Flügel-

schiene. Dagegen mangelt es bei kleinen

Kreuzungswinkeln — etwa

unter $1:4,5$ — am Kreuz-

ungsstück an der wünschenswerten Sicherung in wagerechtem Sinne; es entsteht dann (vgl. Fig. 149) eine mit der Verringerung des Kreuzungswinkels wachsende führunglose Stelle, die dazu zwingt (T. V. 41, 1), das Kreuzungsverhältnis zweier Gleise nicht unter $1:10$ sinken zu lassen.

Ungefähre
Abmessungen.

α	b	p
1:7	11,5	13
1:8,5	15,0	20
1:9	15,0	20
1:10	16,0	20,5

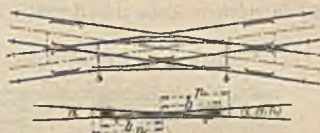


Fig. 119.



Fig. 120.



Fig. 121.

Im Bereich des V. D. E. werden Gleiskreuzungen in gekrümmten Gleisen in der Regel nicht angeordnet.

Bei geradlinigen Gleiskreuzungen zwischen $1:7$ und $1:10$ Verbindung zwischen den beiden Gleisen der Kreuzung durch Weichenbögen, zwischen den Herzstücken der Kreuzung möglich, wobei in der Regel Ablenkvorrichtungen und Herzstücke der einfachen Weichen verwendet werden. Vielfach werden indessen auch die inneren Zungen und die Grundplatten am vorderen Ende abgeschrägt, um die Ablenkvorrichtung näher an die Herzstücke heranrücken und damit die Krümmungsverhältnisse der Weichenbögen verbessern zu können. Bei Kreuzungsverhältnissen unter $1:10$ müssen die Kreuzungsstücke bewegliche Spitzen erhalten.

Einsseitige Kreuzungsweichen werden meist in denselben Abmessungen ausgeführt wie zweiseitige.

Kreuzungsweichen gewähren gegenüber Gleisverbindungen mit einfachen Weichen den Vorteil erheblicher Ersparnis an Länge.



Fig. 122.

Ausweichungen nach rechts und links, sowie in entgegengesetzten Richtungen abzulenken.

D. Kletterweichen (Fig. 123). Wenn jede Unterbrechung des Hauptgleises vermieden werden soll, wie z. B. auf freier Strecke bei Abzweigung eines Ladegleises, müssen beide Zungen der Ablenkvorrichtung in das Nebengleis gelegt werden. Die Zungenvorrichtung ist dann mit einer inneren und äußeren Zunge auszubilden und muß den Spurkranz des inneren Rades der in das Nebengleis fahrenden Achsen über die Fahrachse des Hauptgleises hinwegheben. Zu diesem Zwecke steigen gewöhnlich beide Zungen, mindestens aber die äußere, mit ihrer Oberfläche 40–45 mm über die Fahrfläche der Hauptgleisschienen empor, ehe die Ablenkung der inneren Zunge ein Zwängen hervorruft. Ebenso ist in solchem Falle das Herzstück als Überlauferherzstück auszubilden.

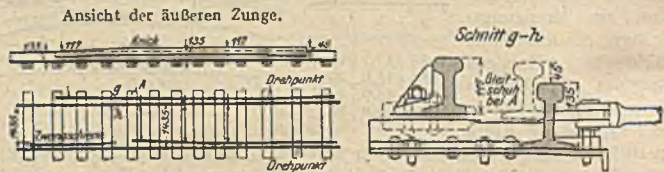


Fig. 123. Kletterweiche (Syst. Scheffler).

Um Entgleisungen von Achsen zu verhüten, die bei unrichtig gestellter Weiche vom Herzstück her anrollen, müssen besondere Vorkehrungen getroffen werden. Kletterweichen sind bisher nach den Vorschlägen von Blauel¹⁾, Scheffler²⁾ und Wensky³⁾ ausgeführt. Die Sachs. Staatseisenbahn hat eine Kletterweiche besonderer Bauart verwendet.

2. Verwendung von Weichen zu Gleisverbindungen.

Aus den Weichenformen unter 1. A. bis mit C. lassen sich in der Regel alle erforderlichen Gleisverbindungen bilden, andere Formen sind wegen der wünschenswerten Einheitlichkeit zu vermeiden oder auf Ausnahmen zu beschränken. Aus gleichem Grunde ist es innerhalb eines Verwaltungsbereiches erwünscht, nur wenige bestimmte Formen der Ablenkvorrichtungen und der Herzstücke — etwa 2–4 — zur Verwendung zu bringen, sowie Gleiskreuzungen innerhalb der Kreuzungslänge in beiden Gleisen geradlinig auszuführen. Zwischen Gegenkrümmungen eines Verbindungsgleises zweier Weichen soll eine Gerade von wenigstens 6 m liegen (T. V. 39, 3).

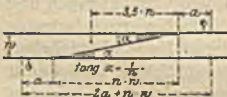


Fig. 124.

a) Einfache Gleisverbindung von gleich gerichteten Gleisen (Fig. 124).

¹⁾ Organ 1898, S. 19.

²⁾ Organ 1884, S. 143.

³⁾ Zeitschr. d. öster. Ing.- u. Arch.-Vereins 1907, S. 927.

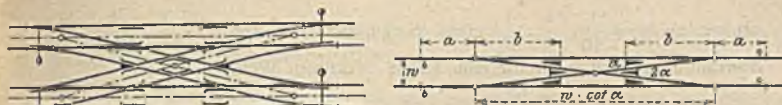


Fig. 125.

b) Doppelte (gekreuzte) Gleisverbindung (Weichenkreuz) (Fig. 125).



Fig. 126.

An Stelle der einfachen Weichen können im Bedarfsfalle auch Doppelweichen, Kreuzungen und Kreuzungsweichen treten (Fig. 126). Werden in durchlaufendem Gleise Weichen aneinandergereiht, so entsteht



Fig. 127.



Fig. 128.



Fig. 129.



Fig. 130.

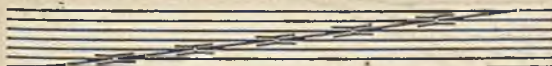


Fig. 131.

c) die gerade Weichenstraße, entweder mit einfachen geraden Weichen (Fig. 127 und 128), oder mit zweiseitigen und einseitigen Doppelweichen (Fig. 129 und 130), oder mit Kreuzungsweichen (Fig. 131). Günstige Ausnutzung des verfügbaren Platzes in manchen

Fällen durch Anordnung einseitiger Doppelweichen. Die Weichenstraße aus einfachen geraden Weichen enthält im allgemeinen erhebliche, nicht nutzbare Längen. Besserung durch eine steilere Neigung der Weichenstraße gegen die Richtung der zu entwickelnden gleichlaufenden Gleise erreichbar — sogenannte verkürzte Weichenstraße (Fig. 132a) —. Grenzwert der Neigung liegt in diesem

falle bei $\sin \varphi = \frac{w}{a_2 + b_2}$,
entsprechend für Herzstück-

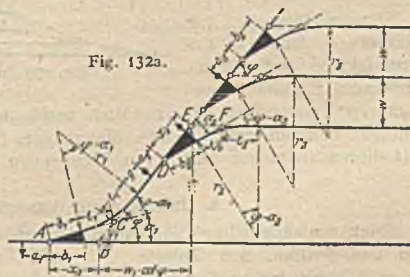


Fig. 132a.



Fig. 132b.

winkel $\tan \alpha = \frac{1}{10}, \frac{1}{9}, \frac{1}{8}$ etwa Neigungen von $\tan \varphi = \frac{1}{6}, \frac{1}{5.55}, \frac{1}{5.3}$.
Bestimmungsgleichungen für eine solche verkürzte Weichenstraße:

$$t_1 = r_1 \tan \frac{\varphi - \alpha_1}{2}; \quad t_2 = r_2 \tan \frac{\varphi - \alpha_2}{2};$$

$$x_1 = (b_1 + t_1) \frac{\sin(\varphi - \alpha_1)}{\sin \varphi}; \quad x_2 = (b_2 + t_2) \frac{\sin(\varphi - \alpha_2)}{\sin \varphi};$$

$$y_1 = (b_1 + t_1) \frac{\sin \alpha_1}{\sin \varphi}; \quad y_2 = (b_2 + t_2) \frac{\sin \alpha_2}{\sin \varphi};$$

$$w_1 \geq \sin \varphi (y_1 + t_1 + g + a_2 + x_2).$$

Entfernung des 1. und 2. Gleises kann mit dem Regelwerte w beibehalten werden, wenn die 2. Weiche als unsymmetrische zweiseitige Bogenweiche ausgebildet wird (Fig. 132b). Es empfiehlt sich die Länge dieser Weiche gleich der einfachen Weiche anzunehmen.

d) Gekrümmte Weichenstraßen können gleichfalls aus einfachen geraden Weichen (Fig. 133) oder einseitigen Doppelweichen (Fig. 134) gebildet werden.



Fig. 133.



Fig. 134.

Werden die einzelnen entwickelten Gleise der Weichenstraßen sämtlich oder zum Teil wieder zur weiteren Gleisentwicklung als Weichenstraßen benutzt, so entstehen größere Weichengruppen, die wohl auch als

e) Weichenbüschel bezeichnet werden (Fig. 135 und 136).



Fig. 135 (mit einfachen Weichen).

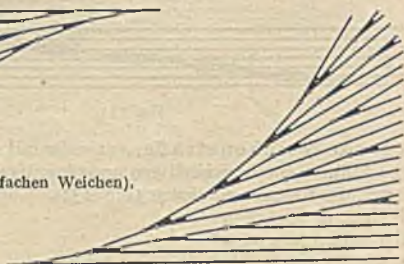


Fig. 136 (mit Doppelweichen).

Für das Entwerfen der Gleispläne leisten auf durchsichtige Stoffe (Pausleinwand, Zelluloid) gezeichnete Linienbilder mit reichlich verlängerten Schenkeln und mit genau richtigen Winkeln gute Dienste, die an den betreffenden Stellen an die Gleismittellinien anzulegen und deren Richtungen durchzustechen sind¹⁾.

3. Bauweise der Ausweichungen.

Zeigt, um möglichste Einfachheit zu erzielen, meist folgende Abweichungen von dem gewöhnlichen Gleise:

a) Überhöhung der äußeren Schiene des gekrümmten Stranges bleibt in der Regel weg — höchstens einseitige Bogenweichen in einzelnen Fällen angenommen.

¹⁾ Für preussische und sächsische Weichen sind Sammlungen der Weichenbilder auf Zelluloid vom Oberbausekretär Marek, Dresden-A., Nürnberger Str. 54, im Selbstverlag zusammengestellt worden.

β) Schrägstellung der Schienen gegen die Lotrechte wird vielfach nicht ausgeführt. Viele österreichische Bahnen halten indessen die Schrägstellung auch in den Ausweichungen fest.

γ) Spurerweiterung in den Weichenbögen meist derart, daß der innere Strang 10—15, bei Weichen 1 : 7 bis 25 mm, nach innen verschoben und an der Zungenspitze bereits eine Spurerweiterung von etwa 10 mm gegeben wird, die aus Rücksicht auf das Befahren der Ablenkvorrichtung mit dreiachsigen Wagen wünschenswert ist und im geraden Gleis in der Schienenlänge vor dem Anfang der Ausweichung, sowie bis zur Zungenwurzel verzogen wird, im abweichenden Gleis aber bis zur Zungenwurzel auf etwa 15 mm ansteigt. Nach dem Herzstück zu nimmt die Spurerweiterung des Weichenbogens allmählich ab, so daß am Herzstück auch im Weichenbogen die gewöhnliche Spurweite vorhanden ist.

Abweichend hiervon geben manche, namentlich englische Bahnen, unter Verwendung gerader Zungen den Weichengleisen auf die Länge der Backenschienen keine Spurerweiterung, einzelne Verwaltungen sogar beiden Gleisen innerhalb der Zungenlänge und ebenso auch am Herzstück eine Spurengeräumung von $\frac{1}{4}$ " (6,3 mm).

a) Die Ablenkvorrichtung muß derart eingerichtet sein, daß

α) ein Ablaufen der Räder von den Schienen ausgeschlossen ist (für Hauptgleise vorgeschrieben durch T. V. 40, 9);

β) Halbstellung der Zungen nicht stattfinden kann;

γ) der Übergang der Fahrzeuge möglichst ohne Stoß erfolgt;

δ) die Umstellung sich leicht bewirken läßt.

Von älteren Entwicklungsformen der Ablenkvorrichtung sind Schleppeichen für Gleise, die von durchgehenden Zügen durchfahren werden, nicht mehr zugelassen (T. V. 40, 9), da sie die Anforderung unter α) nicht erfüllen, und auch in Nebengleisen kaum noch in Gebrauch. Dagegen haben die Bayrischen Staatsbahnen neuerdings für ausschließlich vom Herzstück her befahrene Weichen am Zusammenlaufe von Verschiebegruppen — Auslaufweichen — wieder auf ungleich lange, feste Weichenzungen mit Spurkranzauflauf zurückgegriffen, um die Bedienung zu sparen¹⁾, und die Sächsischen Staatsbahnen verwenden Weichen mit einer festen Zunge bei gemischtspurigen Anlagen.

Abgesehen von diesen Ausnahmen und den Kletterweichen besteht die Ablenkvorrichtung jetzt allgemein aus zwei außenliegenden festen Backenschienen und zwei innerhalb des Gleises gelegenen gleich langen, an der Spitze scharf an die Backenschiene anschließenden und unter deren Kopf schlagenden, beweglichen Zungen.

1. Die **Backenschienen** (Anschlagschienen) sind Schienen gewöhnlichen Profils, die im geraden Strang unbearbeitet bleiben können, zweckmäßig aber

innen auf die Länge der Berührung mit der Zunge an der Unterseite etwas unterhobelt werden, um die Zungenspitze kräftiger ausbilden zu können (Fig. 137). Dasselbe gilt für die Backenschiene im krummen Strang, die aber außerdem im Grundriß noch



Fig. 138.



Fig. 137.
(Preuß. St.-B.)

mehrmals geknickt oder gebogen werden muß (Fig. 138). Länge der Backenschiene überragt im allgemeinen die Zungenspitze um 0,5 bis 1,5 m, die Zungenwurzel um 1 — 1,5 m, manchmal auch mehr. Ausnahmen bilden Weichen mit federnden Zungen (Fig. 144).

2. Die **Zungen** werden bei den Bahnen des V. D. E. in der Regel im ablenkenden Weichenstrange — etwa nach den Angaben der nachfolgenden Zahlen-

¹⁾ Eisenbahnbau der Gegenwart, Abschn. II, 1908, S. 344.

tafel — gekrümmt, um möglichst stoßfreien Übergang der Fahrzeuge zu erreichen, doch finden sich bei österreichischen und namentlich englischen Bahnen noch vielfach in beiden Schienensträngen gerade Zungen, die den Vorteil einfacherer Bearbeitung und einer Verringerung der notwendigen Formenzahl bieten, aber größeren Anfallwinkel und damit weniger sanftes Einfahren, sowie geringeren Wurzelwinkel und hiermit größere Weichenlängen ergeben wie gekrümmte Zungen.

Zahlentafel 16.

Herzstückverhältnis	Übliche Länge der Zunge m	Krümmungshalbmesser der Zunge m	Ungefähre Länge der Backenschiene m	Ungefähre Größe des		Anmerkungen
				Anfallwinkels η	Zungenwurzelwinkels β	
1 : 10	5,7—6,1 ¹⁾	235—250	7,5—8,3 ¹⁾	24—33'	} 1° 50' } bis 2° } 2° bis } 2° 20' } 2° 45'	1) Für Federweichen der preussischen Staatsbahnen entsprechend: 10,6 und 10,44 m für 1 : 10, 10,0 „ 9,34 „ „ 1 : 9. Bei amerikanischen Bahnen sind vielfach Zungen größerer Längen in Gebrauch.
1 : 9	5,0—5,5 ¹⁾	180—190	7,0—7,5 ¹⁾	30—40'		
1 : 8 ^{1/2}	4,5—5,0	180	6,5—7,5	40—45'		
1 : 8	4,5—4,8	165	6,0—7,0	45—60'		
1 : 7	3,0—3,2	140	4,5—6,0	1° 30'		

Größerer Halbmesser der Weichenkrümmungen bedingt größere Zungenlänge.

Aufschlagweite der Zungen an den Spitzen wenigstens 100 mm (T. V. 40, 2), in der Regel 120—150, bei Anwendung von Spitzenverschlüssen auch 160 bis 200 mm. Rillenweite zwischen Zunge und Backenschiene an der engsten Stelle mindestens 58 mm, wenn ein Anstreifen der Räder an die Zunge vermieden werden soll; an der Zungenwurzel wird sie bei gekrümmten Zungen größer, wenn die Zunge nicht so weit aufschlägt, daß der Berührungspunkt einer zur Backenschiene parallelen Tangente an die Zungenwurzel fällt. Ausgeführte Rillenweiten liegen bei den Bahnen des V. D. E. an der äußeren Zunge zwischen 51 und 60 (England bis 44) mm, die Vergrößerung am Drehpunkt gebogener Zungen zwischen 4 und 7 mm. An der inneren Zunge ist Rillenweite um Spurerweiterung (13—15 mm) größer. Querschnitt der Zunge bei deutschen Verwaltungen allgemein von Rechteckform mit unteren ein- oder beiderseitigen Verbreiterungen und Kopfabrundungen.

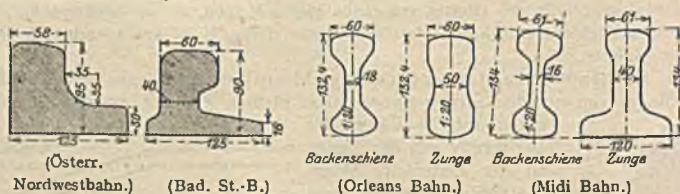


Fig. 139.

Diese Blockzungen (Fig. 137 und 139) besitzen geringere Höhe als die Fahrschienen, damit ihre Gleitplatten bis nahe an den Schienensteg reichen können; sie sind seitlich steifer und dauerhafter als die bei westeuropäischen und amerikanischen Bahnen noch benutzten, aus Schienen gebildeten Zungen, die namentlich an der Spitze durch die Bearbeitung zu sehr geschwächt werden. Größere wagerechte Schenkel erleichtern die Anbringung der Verbindungsstangen und verbessern das Auflager der Zungen.

Um die Zungenspitzen möglichst kräftig zu halten und die Bearbeitungskosten zu verringern, werden die Blockzungen da, wo sie mit der Backenschiene zusammenstoßen, leicht geknickt und dann erst gehobelt, entlang der Fahrkante aber nur so tief, daß das Auflaufen der Spurkränze ausgeschlossen ist (45—52 mm).

Beim Einfahren in die Weiche lenkt die Zunge zwar bereits ab, aber die Backenschiene trägt noch die Radlasten, weil die schwache Zungenspitze unter die Schienenfahrfläche gesenkt ist. Diese erreicht sie erst, nachdem sie — bei etwa 30 mm Breite — stark genug ist, die Belastung zu übernehmen.

3. Die Ausbildung des **Zungendrehpunktes** muß die Bewegung der Zunge ohne allzu großen Kraftaufwand ermöglichen, sie in der Längsrichtung, nach der Seite und im lotrechten Sinne festhalten und ihre leichte Auswechslung gestatten. Meist wird der Drehstuhl unmittelbar durch eine Schwelle gestützt, doch finden sich auch Anordnungen mit schwebender Lagerung (Preußisch-Hessische Staatsbahnen).

α) **Laschenverbindung** (Fig. 140) zwischen der am Ende zur Schienenform ausgeschmiedeten oder aus Schienen gebildeten Zunge und der anstoßenden

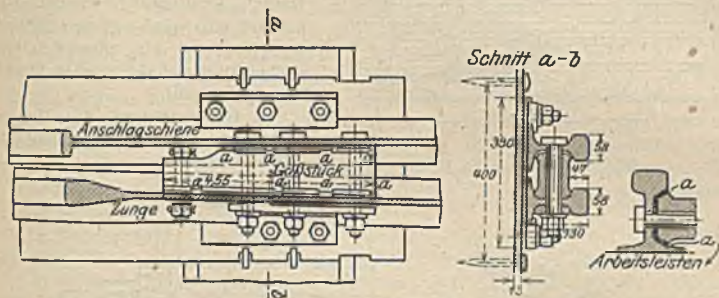


Fig. 140. (Sachs. St.-B.)

Schiene unter Verwendung von Laschen, die an der Innenseite zur Erzielung der Zungenbeweglichkeit geeignet bearbeitet sind, ist die einfachste Drehpunkt-ausbildung, die früher vorherrschte und auch jetzt noch weit verbreitet ist (England, Sachsen). Bei ihr muß im allgemeinen auch die Biegsamkeit der Zunge mitwirken.

β) **Drehzapfenverbindung** soll leichte Beweglichkeit der Zunge sichern. Sie überwiegt bei den Bahnen des V. D. E., von denen viele österreichische Verwaltungen den Zapfen lose einlegen (Fig. 141), während die Preußischen Bahnen den Zapfen aus dem Zungenquerschnitt ausarbeiten (Fig. 142) und andere deutsche Verwaltungen (Bayern, Württemberg, Baden, auch Gotthardbahn und Schweizer Bundesbahnen) den lose eingelegten Drehzapfen mit einer Laschenverbindung vereinigen (Figur 143). Bei reinen Zapfenverbindungen verursacht die lotrechte Festlegung der Zunge und deren genügende Sicherung gegen Längsverschiebung meist Schwierigkeiten.

β) **Federnde Zungen** (Fig. 144), bei denen die Umstellung durch Abbiegung eines durch Abholbelung der seitlichen, aussteifenden Ansätze des gewöhnlichen Blockquerschnittes besonders ausgebildeten Zungenteiles von ungefähr 1,5 m Länge erzielt wird, bedürfen keiner besonderen Drehpunktausbil-

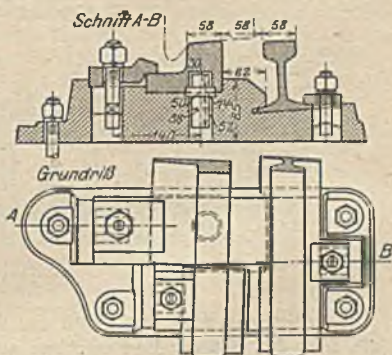


Fig. 141. (Österr. St.-B.)

dung, da das hintere Ende der Zunge unbeweglich gelagert und in der gewöhnlichen Weise verlascht werden kann. Die Beanspruchungen des gebogenen

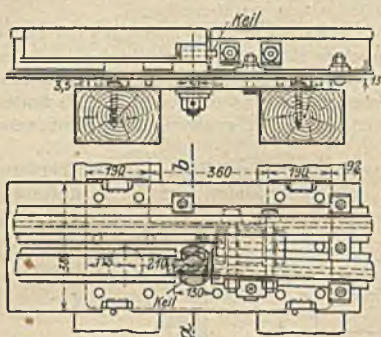


Fig. 142. (Preuß. St.-B.)

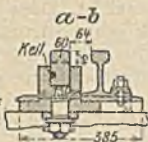


Fig. 143. (Gotthardbahn-)

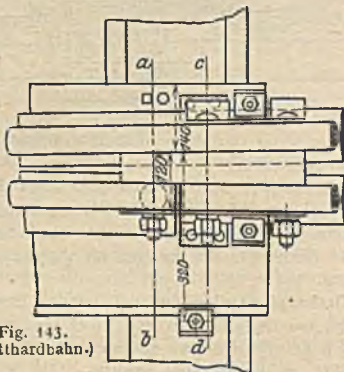
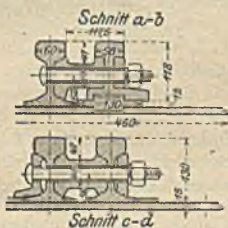
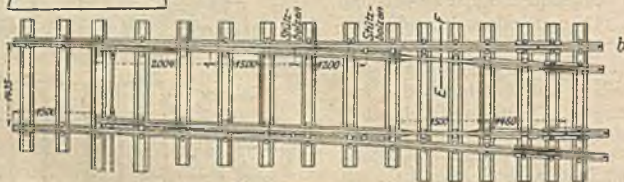


Fig. 144a und b.



α) Gleitstühle (Fig. 145), meist aus Walzeisen, mit gehobelten Gleitflächen, die, über den Fuß der Backenschiene auskragend, vielfach gleichzeitig zur Befestigung der Backenschiene dienen und entweder unmittelbar auf den Querschwellen befestigt oder besser mit einer durchgehenden

β) Grundplatte von 10—15 mm Stärke vernietet sind, auf denen auch die Backenschienen eine sichere Lagerung finden. Zur Sicherung der Spur sind beide Grundplatten einer Ablenkvorrichtung bei hölzernen Querschwellen meist mit

Zungenteiles bleiben unter der Elastizitätsgrenze, die zum Umstellen nötige Kraft ist nicht nennenswert größer als bei anderen Zungenbauweisen. Diese Bauweise (D. R.-P.

Bochumer Verein) ist bei der Kaiser Ferdinand-Nordbahn eingeführt und wird auf den Schnellzugsstrecken der preussisch-hessischen und der sächsischen Staatsbahnen erprobt.

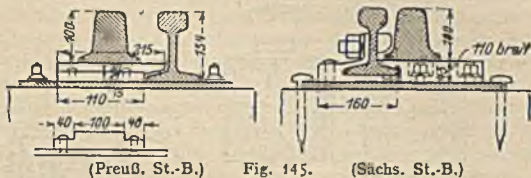
4. Unterstützung der Zungen in lotrechter Richtung erfolgt zunächst durch die

zwei oder drei senkrechten Verbindungsstücken aus Flach- oder Winkeleisen verschraubt oder vernietet.

Gegen die nachteiligen Wirkungen wagerechter Seitenkräfte, die leicht Seitendurchbiegungen der ablenkenden Zunge und damit ein gefährliches Auf-federn der Zungenspitze während des Befahrens verursachen können, sind die Zungen

γ) durch Stützbolzen zu schützen, die an der Backenschiene befestigt

werden und die Verringerung des Abstandes zwischen Backenschiene und Zunge in deren zweiter Hälfte verhindern (Fig. 144 und 145).



(Preuß. St.-B.)

Fig. 145.

(Sächs. St.-B.)

5. Lenk- und Stellvorrichtung der Weiche umfaßt:

α) die **Verbindungsstangen**, mit denen die Zungen meist nur einmal, 4—500 mm von den Spitzen, höchstens an zwei bis drei Stellen, zweckmäßig über oder dicht neben einer Schwelle, um das Stopfen nicht zu erschweren, zu gemeinsamem Wirken und zur Vermeidung von Zwängungen bei der Umstellung gelenkig verbunden werden, aus 30—35 mm starkem Rundeisen oder aus Gasrohren. Die Verbindungsstange der Zungenspitzen ist durch die gelenkig angeschlossene Schubstange verbunden mit dem

β) **Weichenbock**, dessen doppelt wirkendes Gegengewicht bei von Hand gestellten Weichen den festen Anschluß einer der Weichenzungen sichern muß und in der Regel, ungeachtet einiger Nachteile, als rückschlagendes mit horizontaler Drehachse ausgeführt ist, da überschlagende Gegengewichte weniger Gewähr für die Einhaltung richtiger Weichenstellung bieten. Bei Stellwerksweichen ist richtige Stellung und guter Schluß der Zungen durch aufschneidbare Spitzenschlüssel (vgl. Abschnitt A, g) oder durch Riegelungen zu sichern. Letztere können auch zur Sicherung wichtiger, von Hand gestellter Weichen dienen. Um das unbefugte Umstellen wenig benutzter oder vorübergehend nicht benutzbarer Weichen zu verhüten, werden, z. B. bei Anschlußgleisen der freien Strecke, Weichenschlösser angeordnet, bei deren vollkommeneren Bauweisen der Schlüssel erst aus dem Schloß entfernt werden kann, wenn die Weiche in der vorgeschriebenen Stellung verschlossen ist.

Vorzeitiges Umstellen der Weichen während der Überfahrt von Fahrzeugen, das namentlich bei nicht zu übersehenden Stellwerksweichen zu befürchten ist, läßt sich durch Druck- oder Fühlschienen verhüten, durch welche gleichzeitig auch Sicherung des Zungenschlusses erreicht wird.

Bei wichtigen Weichen ist mit der Stellvorrichtung noch eine

γ) **Signalvorrichtung** verbunden, die meist mit dem Weichenbocke vereinigt, zuweilen aber auch getrennt aufgestellt ist und bei mittlerer Beleuchtung aus 300 m Entfernung über die Stellung der Weiche Aufschluß geben soll. Auf deutschen Bahnen werden jetzt tief stehende und damit die Zusammengehörigkeit von Weiche und Signal besser kennzeichnende Laternensignale verwendet, die bei Tag und Nacht gleiche Signalbilder geben (Formsignale). Die Signalbilder nach dem Signalebuch für die Hauptbahnen Deutschlands zeigt Fig. 146. Farbensignale bei Nacht, Formsignale bei Tage sind auf englischen und französischen Bahnen üblich.

b) Das **Herzstück** (einfaches Herzstück des V. D. E.) (Fig. 147) bedingt eine Unterbrechung der Fahrkanten, die in wagerechter Richtung durch Zwangschienen (Radlenker) an den durchlaufenden Fahrstienen gegenüber der Herzstücklücke zu sichern ist, während die lotrechten Lasten entlang der Lücke durch die Flügelschienen (Knieschienen, Hornschienen) des Herzstücks und erst dann wieder von dem Herzstückkeil aufgenommen werden, nachdem dieser die hierzu erforderliche Stärke erreicht hat.

stückkeil die Radlasten zu übernehmen vermag, um etwa 5 mm mit nachfolgendem Ansteigen bis zur Höhe der Schienenoberfläche oder bei wagerechter Herzstückoberfläche eine entsprechende Hebung der Flügelschiene der Stelle a gegenüber um dieses Maß. Die Rücksicht auf ausgelaufene, dann nahezu zylindrische Radreifen begrenzt die Länge, innerhalb deren der Ausgleich der Höhenunterschiede hinter der Stelle a zu erfolgen hat, auf etwa $100 \cdot \cot \alpha$ mm. Zweckmäßig wird am Punkte a die Flügelschiene um den halben vorerwähnten Höhenunterschied gehoben, die Herzstückspitze um das gleiche Maß gesenkt und dann nach der mathematischen Herzstückspitze zu mit abnehmender Stärke rasch fallen gelassen. Die Spurrinnenböden sind in der Regel 48—52 mm tief anzuordnen, um sie auch im Zustande größter Abnutzung dem Einfluß der Spurkränze zu entziehen. Herzstücke mit Auflauf auf den Rinnenboden werden nicht mehr angewendet.

4. Für die Herstellung der Herzstücke kommen im allgemeinen zwei Bauweisen in Betracht:

α) **Gußherzstücke** (Blockherzstücke [Fig. 148]), früher vielfach aus Hartguß, jetzt in der Regel aus Flußstahl und oft, namentlich bei hölzernen Querschwellen, auf einer durchgehenden Grundplatte befestigt. Die Verbindung mit den anstoßenden Schienen erfolgt durch äußere Laschen, oftmals auch noch innen mit Hilfe angegossener Keilstücke, die Stöße sind in der Regel ruhend. Die Länge vor dem Knie muß wenigstens Platz für eine halbe Laschenlänge bieten, zwischen Knie und mathematischer Herzstückspitze

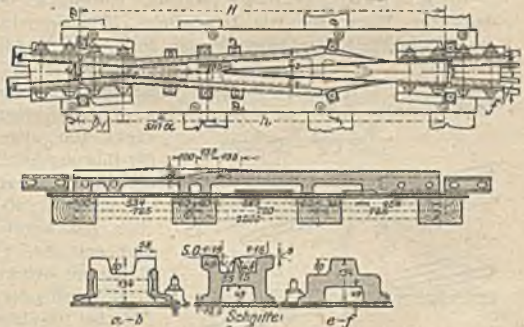


Fig. 148.

ist ein Maß $\frac{f_2}{\sin \alpha}$ erforderlich, hinter der mathematischen Herzstückspitze

muß die Länge derart bemessen sein, daß am Schienenanschluß keine oder nur eine geringe Zuschränkung der zusammenstoßenden Schienenfüße nötig wird (etwa $[k + f] \cot \alpha$). Umwendbare Blockherzstücke haben sich nicht bewährt.

Gußherzstücke, die früher im Bereich des V. D. E. fast ausschließlich verwendet wurden, werden jetzt mehr und mehr verlassen, um größere Gleichmäßigkeit des Gleises und der Befahrung, sowie billigere Herstellung zu erzielen.

β) Schienenherzstücke

1. mit eingeleger Flußstahlspitze, bei denen die Flügelschienen als unmittelbare Verlängerung der Fahrchienen gebildet, die Stöße vor der Herzstückspitze daher in größere Entfernung verlegt werden.

2. mit Herzstückspitze aus Schienen, die gestatten, auch die Stöße hinter dem Herzstück weiter abzuschieben.

Die Verlegung erfolgt zur Erzielung einer ruhigen Lage meist auf eiserner Grundplatte, die bei eisernen Querschwellen indessen auch weggelassen wird; die Stöße können durchgängig schwebend angeordnet werden.

In England und Amerika stets im Gebrauch finden die Schienenherzstücke jetzt auch bei deutschen Bahnverwaltungen ausgedehntere Verwendung.

5. Eine Beseitigung der Herzstückklücke für die Hauptfahrrichtung wird erreicht bei den Herzstücken mit beweglicher Flügelschiene¹⁾ und bei den Herzstücken mit ununterbrochener Hauptgleisfahrtschiene¹⁾ (Überlauf-

¹⁾ Eisenbahnbau der Gegenwart, II. Abschnitt, 1908, S. 376.

herzstücke). Bei den ersteren drückt eine Feder eine bewegliche Fahr- und Flügelschiene gegen die Herzstückspitze, die bei der Befahrung des Nebengleises von den Radspurkränzen zur Seite geschoben wird, bei den letzteren ist die Fahrschiene des Nebengleises etwa 40—45 mm höher als die des Hauptgleises und das Herzstück mit Spurkranzauflauf für das Nebengleis versehen. Beide Anordnungen sind im allgemeinen nur dann zweckmäßig, wenn das Nebengleis wenig benutzt wird, doch hat die gute Bewährung der beweglichen Flügelschiene in neuerer Zeit zu einer ausgedehnteren Anwendung dieser Bauweise geführt.

6. **Zwangschienen** (Radlenker), 3,0—3,75 m lang, werden aus gewöhnlichen Fahrschienen oder aus besonderem Profileisen hergestellt, zuweilen bis zu 40 mm gegen die Fahrschiene überhöht und mit den Fahrschienen durch Schraubenbolzen und gußeiserne Zwischenstücke derart fest verbunden, daß sich ihr Abstand von 41 mm im mittleren Teile nach den Enden hin auf 75 bis 100 mm erweitert.

7. **Merkzeichen** (Sperrzeichen) hinter dem Herzstück da, wo die Gleisentfernung 3,5 m beträgt. Dürfen den Verkehr zwischen den Gleisen nicht hindern und sollen bei Schneefall sichtbar bleiben.

c) **Kreuzungsstücke** (doppelte Herzstücke des V. D. E.) (Fig. 149) in denselben Bauweisen wie Herzstücke. Die Spurrinnen erhalten entlang der stumpfwinklig zusammenstoßenden Fahrschienen 44—50, entlang der Zwangschienen 41—45 mm Weite, die Spitzen werden der Kegelform der Radreifen entsprechend gesenkt, die Zwangschienen stets um etwa 40 mm überhöht, um die führungslose Stelle möglichst zu kürzen, die dessen ungeachtet bei einem Kreuzungsverhältnis 1 : 10 noch etwa 360, bei 1 : 9 etwa 280, bei 1 : 8 etwa 200 mm beträgt und erst bei 1 : 5,5 verschwindet. Der Radkranz sichert die Führung für ein von links anrollendes Rad nur auf die Strecke BE , bei überhöhter Zwangsschiene auf die Länge $C''B''$; die Zwangsschiene wird wirkungslos auf die Länge $C'B$.

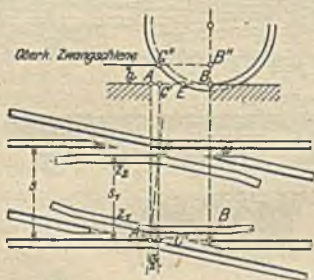


Fig. 149.

Für kleinere Kreuzungswinkel als 1 : 10, bei denen die führungslose Stelle unzulässig groß werden würde, verwenden amerikanische Bahnen (für Kreuzungen bis 1 : 15) und die Österreichische Nordwestbahn Kreuzungsstücke mit beweglichen Spitzen, die nach Art der Weichenzungen hergestellt sind und ebenso wie diese in der Regel mit Hilfe eines Stellbockes, bei Unterlassung rechtzeitiger Umstellung aber auch selbsttätig durch die Radspurkränze gestellt werden.

d) **Weichenquerschwellen** aus Holz oder Eisen unterstützen gemeinsam beide Weichengleise und liegen entweder senkrecht zum Stammgleis oder — bei Kreuzungsweichen und spitzwinkligen Kreuzungen stets — zur Mittellinie des Herzstückwinkels. Rechtwinklige Kreuzungen werden meist durch einen überblatteten Holzrahmen unterstützt. Die Längen der Schwellen wachsen von dem Maß der gewöhnlichen Gleisquerschwelle in Sprüngen von je 15, 20 oder 30 cm je nach Bedarf bis auf etwa 6,0 m. Eiserne Querschwellen gewähren zuverlässigere Spurbhaltung und Befestigung, sowie raschere Verlegung.

e) Die **Schienenteilung** innerhalb der Weichen soll Paßstücke unter 3,0 m Länge vermeiden und Schienen regelmäßiger Länge bevorzugen. Stöße sind schwebend anzuordnen.

4. Geometrischer Zusammenhang der Ausweichungen¹⁾.

Für alle Weichenberechnungen ist es zweckmäßig, die Schienen durch ihre Fahrkanten zu ersetzen und die Rechnung in der Hauptsache auf die äußere

¹⁾ Ziegler, Weichenverbindungen, Erfurt 1901. — Timpenfeld, Weichen- und Gleisberechnungen, Leipzig 1904.

Schiene des ablenkenden Stranges zu beziehen. Durch Projektion dieses Stranges auf und in die Richtung des Stammgleises lassen sich in den meisten Fällen die Berechnungsgleichungen leicht gewinnen.

a) **Ablenkvorrichtung.** Die praktische Ausführbarkeit der Zunge verlangt, daß der Anfallwinkel (Ablenkwinkel) η der Zungenspitze an die Backenschiene mindestens $\frac{1}{2}^\circ$ beträgt (vgl. Zahlentafel 16), sie beeinflußt auch erheblich den Zungenwurzelwinkel β , der für die Verhältnisse der Ausweichung maßgebend ist. η soll so klein als möglich sein, um das Einfahren günstig zu gestalten, β so groß als erreichbar, weil dies die anschließende Weichenkrümmung vorteilhaft beeinflußt. Für die Zungen kommen drei verschiedene Anordnungen in Frage:

1. **Gerade Zungen** (Fig. 150). Anfall- und Wurzelwinkel sind gleich groß.

$$\sin \eta = \sin \beta = \frac{e}{z}; \quad e = \varepsilon_0 + k;$$

$$\varepsilon_0 \geq 58 \text{ mm}; \quad k = \text{Schienenkopfbreite.}$$

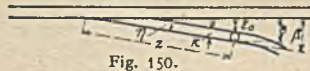


Fig. 150.

2. **Gekrümmte Zungen** (Fig. 151), deren Kreisbogen das Stammgleis berührt und die an der Spitze geradlinig unter dem Anfallwinkel η nach der Backenschiene geführt sind.

$$\tan \beta = \frac{FW}{r_1 - e}; \quad \tan \frac{\eta}{2} = \frac{FW - z_0}{r_1}; \quad FW = \sqrt{e(2r_1 - e)}.$$

Der Anfallwinkel wird bedeutend kleiner, der Wurzelwinkel größer als bei 1., noch günstiger aber gestalten sich beide bei



Fig. 151.

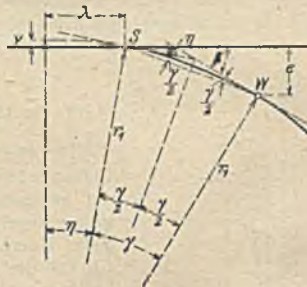


Fig. 152.

3. **Gekrümmten Zungen** (Fig. 152), deren Kreisbogen das Stammgleis um etwa 7—20 mm überschneidet, eine Anordnung, die jetzt fast ausschließlich gewählt wird.

$$\gamma = \frac{\text{Bogen } SIV}{r_1} \cdot \frac{180^\circ}{\pi}; \quad \text{Sehne } SIV = 2r_1 \sin \frac{\gamma}{2};$$

$$\sin \left(\eta + \frac{\gamma}{2} \right) = \frac{e}{\text{Sehne } SIV},$$

hieraus η

$$\beta = \eta + \gamma$$

und für die Lage des Krümmungsmittelpunktes der Zunge maßgebend:

$$\lambda = r_1 \sin \eta; \quad \nu = r_1 (1 - \cos \eta).$$

Hierin ist einzusetzen:

$$e = \varepsilon_0 + k + i; \quad i = \frac{z^2}{2r_1} - \frac{z}{r_1} \sqrt{2r_1(a - \varepsilon_0 - k) + (a - \varepsilon_0 - k)};$$

a = Aufschlagweite der Zunge.

Zuweilen wird auch hier die Zunge an der Spitze geradlinig geführt wie bei 2.

b) Gerade Weiche (Normalweiche) (Fig. 153). Die Projektion des ablenkenden Weichenstranges zwischen Zungenwurzel und mathematischer Herzstückspitze in die Richtung des Stammgleises, d. h. auf eine Senkrechte zur Stammgleisrichtung ergibt:

$$s = e + r(\cos \beta - \cos \alpha) + g \cdot \sin \alpha ; \quad (1)$$

die Projektion auf die Stammgleisrichtung:

$$l = r(\sin \alpha - \sin \beta) + g \cos \alpha . \quad (2)$$

e und β sind durch die Abmessungen der Ablenkvorrichtung bestimmt, s ist ebenfalls bekannt, zu ermitteln sind die vier Unbekannten r , g , l und α , von denen sonach jeweilig zwei anzunehmen sind.

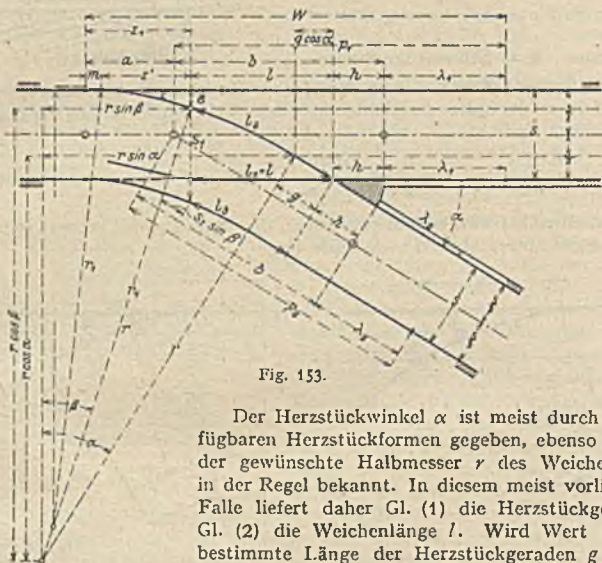


Fig. 153.

Der Herzstückwinkel α ist meist durch die verfügbaren Herzstückformen gegeben, ebenso ist auch der gewünschte Halbmesser r des Weichenbogens in der Regel bekannt. In diesem meist vorliegenden Falle liefert daher Gl. (1) die Herzstückgerade g , Gl. (2) die Weichenlänge l . Wird Wert auf eine bestimmte Länge der Herzstückgeraden g bei gegebenem α gelegt, so ist aus Gl. (1) der Halbmesser r , aus Gl. (2) die Weichenlänge l zu ermitteln. Ist endlich der Herzstückwinkel α und die Weichenlänge l gegeben, was dann der Fall ist, wenn die Längen zwischen Zungenwurzel und Herzstück aus Schienenstücken bestimmter Länge ohne Abfall gebildet werden sollen, so liefern die Gleichungen dann

$$g = \frac{l - \frac{B}{A}(s - e)}{\cos \alpha - \frac{B}{A} \cdot \sin \alpha} ; \quad B = \sin \alpha - \sin \beta ; \quad A = \cos \beta - \cos \alpha ;$$

$$r = \frac{s - e - g \sin \alpha}{A} .$$

Die Längen zwischen Zungenwurzel und mathematischer Herzstückspitze berechnen sich im geraden Strange zu $l_1 = l$ [nach Gl. (2)], im gekrümmten Strange (vgl. Fig. 153) zu:

$$l_2 = \left(r + \frac{k}{2} \right) \frac{(\alpha - \beta)}{180^\circ} \pi + g ; \quad l_3 = \left(r - s - \sigma - \frac{k}{2} \right) \frac{\alpha - \beta}{180^\circ} \pi + g - s_1 \sin \beta ;$$

σ = Spurerweiterung.

Bei Blockherzstücken sind die Längen l_1 und l_2 zur Ermittlung der aus Schienen zu bildenden Längen um die Länge des vor der mathematischen Herzstückspitze gelegenen Herzstückteiles ($\cong \frac{r_2}{\sin \alpha} + \frac{1}{2}$ Laschenlänge) zu kürzen. Bei der Zusammensetzung aus passenden Schienen sind die Stoßlücken zu berücksichtigen. Die Gesamtlänge der Weiche ergibt sich aus der Gleichung:

$$W = m + r_1(\sin \beta - \sin \eta) + r(\sin \alpha - \sin \beta) + g \cdot \cos \alpha + h + \lambda_1 ;$$

$$h \cong (f + k) \cot \alpha ,$$

wenn Abschrägungen der anstoßenden Schienenfüße vermieden werden sollen. Die Paßschienenlänge λ_1 ist so zu wählen, daß W aus Schienen gewöhnlicher oder doch vorrätiger und anderwärts gleichfalls nötiger Länge gebildet werden kann.

Die Linienbildmaße berechnen sich zu:

$$b = \frac{s}{2 \cdot \tan \frac{\alpha}{2}} + h ; \quad p_1 = b + \lambda_1 ; \quad a = W - p_1 .$$

c) **Einseitige Bogenweiche** (Fig. 154). Wenn die Ablenkvorrichtung der gewöhnlichen geraden Weiche verwandt wird und die geraden Strecken für Ablenkvorrichtung und Herzstück durch Zwischenschaltung einer schärferen Krümmung in das gegebene Stammgleis vom Halbmesser R_2 nach Fig. 113 erzielt werden, finden sich durch Projektion der beiden inneren, sich im Herzstück schneidenden Schienenstränge auf die verlängerte Richtung der für die Ablenkvorrichtung eingelegten Geraden die Gleichungen:

$$l = (R - s - \sigma) \sin \delta + G \cdot \cos \delta , \quad (3)$$

$$l = r \{ \sin(\alpha + \delta) - \sin \beta \} + g \cdot \cos(\alpha + \delta) - d , \quad (4)$$

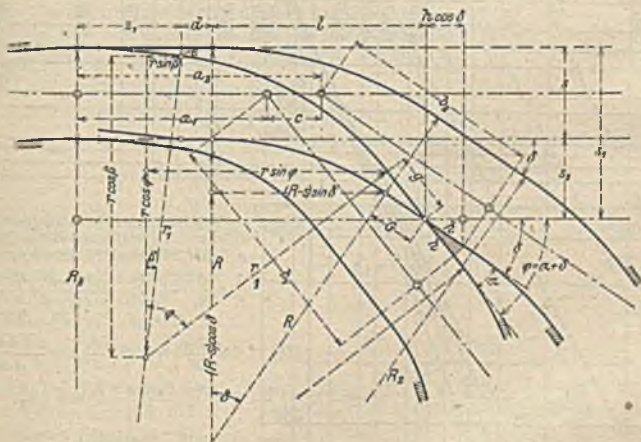


Fig. 154.

sowie bei Projektion derselben Schienenstränge in diese Richtung, also auf eine Senkrechte zu ihr:

$$s_2 = (R - s - \sigma)(1 - \cos \delta) + G \sin \delta , \quad (5)$$

$$s_2 = e + r \{ \cos \beta - \cos(\alpha + \delta) \} + g \sin(\alpha + \delta) - s ; \quad (6)$$

σ = Spurerweiterung.

Es empfiehlt sich, von den Unbekannten der Gleichungen zunächst den Winkel δ und damit auch den Winkel $\alpha + \delta$ durch vorläufige Zeichnung oder durch die Näherungsgleichung:

$$\delta \approx \frac{2(t_1 + c)}{R_2}; \quad t_1 = \frac{s - g \cdot \frac{\alpha}{180^\circ} \pi - e}{\frac{\alpha + \beta}{180^\circ} \pi} - \frac{d}{2};$$

c = Länge der einzuschaltenden Geraden,

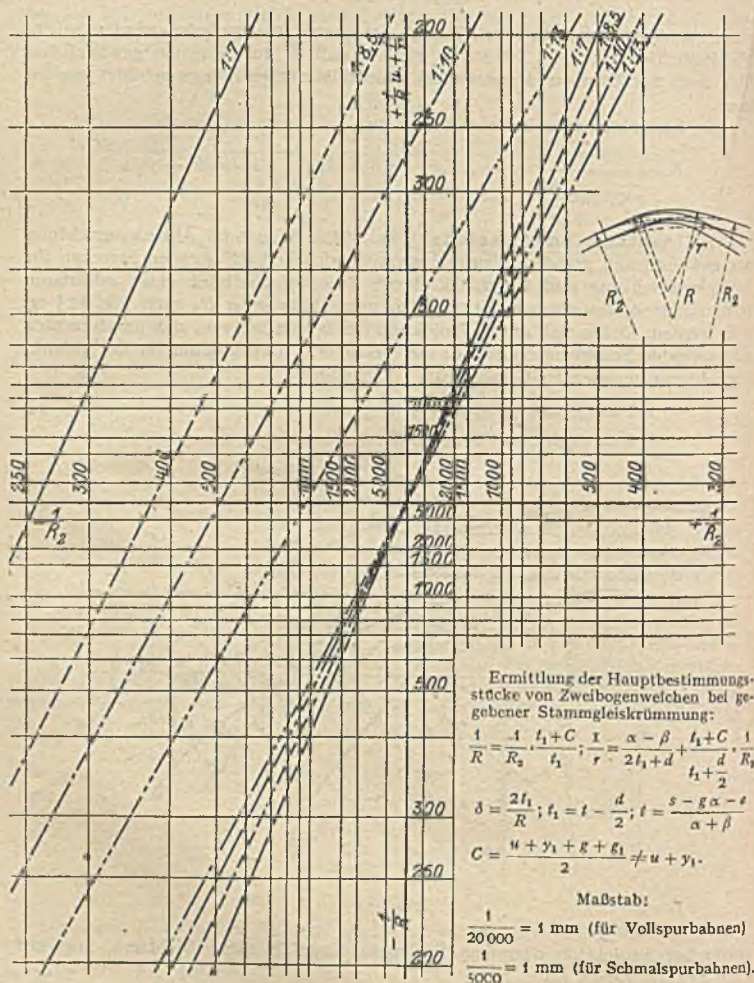


Fig. 155.

festzulegen und alsdann zwei der vier Größen R , r , G , g je nach den jeweilig vorliegenden Verhältnissen als gegeben anzunehmen. Einen klaren, auf Grund

einer Annäherungsrechnung erhaltenen Überblick über die bei gegebener Gleiskrümmung vom Halbmesser R_2 in Frage kommenden Werte von α und deren Zusammenhang mit R und r unter Voraussetzung bestimmter Größen von G und g gibt eine graphische Darstellung nach Fig. 155, die Geraden G und g werden in der Regel Größenwerte zwischen 1,0 und 2,5 m besitzen.

Für den gewöhnlich vorliegenden Fall, daß in einem gegebenen Gleisbogen eine Ausweichung nach der Innenseite abzuzweigen ist, würden demnach zunächst nach vorläufiger Festsetzung von G und g die angenäherten Beziehungen zwischen R_2 , R , r und α nach Fig. 155 und den dieser Darstellung zugrunde liegenden Gleichungen zu ermitteln, hiernach das α zu wählen und nunmehr die nach Fig. 155 zunächst nur schätzungsweise gefundenen Werte von R und r genau aus den Gl. (3) bis (6), gleichzeitig mit l und s_2 zu bestimmen sein. Unter Umständen kann auch nach den vorläufigen Ergebnissen aus Fig. 155 die Größe der Halbmesser R und r oder eines derselben festgesetzt und alsdann aus den Gl. (3) bis (6) die genauen, von den ursprünglichen Annahmen nun etwas abweichenden Werte von G und g ermittelt werden.

Für die Grundmaße des Linienbildes findet sich:

$$a_1 = z_1 + d + l - s_2 \cot(\alpha + \delta) - \frac{s}{2} \cot \frac{\alpha + \delta}{2},$$

$$a_2 = z_1 + d + l + \left(\frac{s}{\cos \delta} - s_2 \right) \cot \delta - \frac{s}{2} \cot \frac{\delta}{2},$$

$$c = a_2 - a_1,$$

$$b_1 = \frac{s}{2} \cot \frac{\alpha + \delta}{2} + \frac{s_2}{\sin(\alpha + \delta)} + h,$$

$$b_2 = \frac{s}{2} \cot \frac{\delta}{2} + \left(\frac{s_2}{\cos \delta} - s \right) \cot \delta + h.$$

d) Zweiseitige Bogenweiche (Fig. 156). Unter denselben Voraussetzungen und auf dieselbe Weise wie unter c) werden die grundlegenden Gleichungen für die zweiseitige Bogenweiche erhalten zu:

$$l = R \cdot \sin \delta + G \cos \delta, \quad (7)$$

$$l = r \{ \sin(\alpha - \delta) - \sin \beta \} + g \cos(\alpha - \delta) - d, \quad (8)$$

$$s_2 = R(1 - \cos \delta) + G \cdot \sin \delta, \quad (9)$$

$$s_2 = s - c - r \{ \cos \beta - \cos(\alpha - \delta) \} - g \cdot \sin(\alpha - \delta), \quad (10)$$

die sich auch aus der für die einseitige Bogenweiche geltenden Gleichungsgruppe (3) bis (6) sofort ergeben, wenn R und δ mit negativem Vorzeichen eingeführt und der Halbmesser des Stammgleises auf denjenigen Schienenstrang bezogen wird, der durch das Herzstück geht, also bei der einseitigen Bogenweiche mit $R - s - \sigma$ des inneren, bei der zweiseitigen Bogenweiche dagegen mit R des äußeren Stranges eingeführt wird. Dabei ist bei der zweiseitigen Bogenweiche unter einem negativen s_2 ein solches zu verstehen, das nach dem Gleisinnern und nicht wie bei der einseitigen Bogenweiche, von der Schiene nach außen zu messen ist.

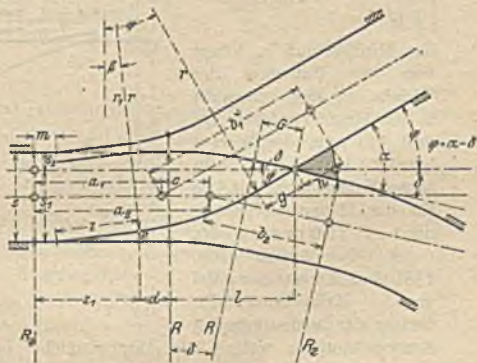


Fig. 156.

Wird der Unterschied der Vorzeichen der Krümmungshalbmesser berücksichtigt, so dient eine Darstellung nach Fig. 155 auch hier der Gewinnung eines vorläufigen Überblickes über die gegenseitigen Beziehungen von R_2 , R , r , α in derselben Weise wie bei den einseitigen Bogenweichen. Auf Grund der auf diesen Überblick gestützten Annahmen kann sodann die genaue Rechnung nach der Gleichungsgruppe (7) bis (10) durchgeführt werden.

Die Grundmaße des Linienbildes bestimmen sich nach den Gleichungen:

$$a_1 = z_1 + d + l + s_2 \cot(\alpha - \delta) - \frac{s}{2} \cot \frac{\alpha - \delta}{2};$$

$$a_2 = z_1 + d + l + (s - s_2) \cot \delta - \frac{s}{2} \cot \frac{\delta}{2};$$

$$c = a_2 - a_1;$$

$$b_1 = \frac{s}{2} \cot \frac{\alpha - \delta}{2} - \frac{s_2}{\sin(\alpha - \delta)} + h;$$

$$b_2 = \frac{s}{2} \cot \frac{\delta}{2} - \frac{s - s_2}{\sin \delta} + h.$$

e) **Zweiselfige, verschränkte Doppelweiche.** Die Ablenkvorrichtung der zweiten in das Stammgleis einzulegenden Weiche muß, damit ihre gerade Zunge den erforderlichen Platz e_3 zum Aufschlagen findet, gegen die Ablenkvorrichtung der ersten Weiche verschoben werden um das Maß (Fig. 157):

$$c = z + r(\sin \omega - \sin \beta); \quad \cos \omega = \cos \beta - \frac{e_3 + k + o - e}{r};$$

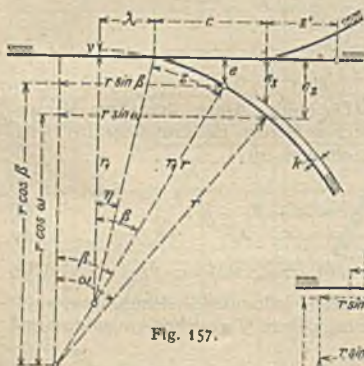


Fig. 157.

das Mindestmaß e_3 hängt von der Bauweise der Weiche ab und schwankt in der Regel zwischen 275 und 350 mm, der Wert c beträgt bei den Preussischen Staatsbahnen 9,5 m für das Herzstückverhältnis 1 : 9, 11,0 m für 1 : 10.

1. Gewöhnlich (Fig. 158) sind Herzstückwinkel und Krümmungshalbmesser der beiden geraden Ausweichungen, welche die

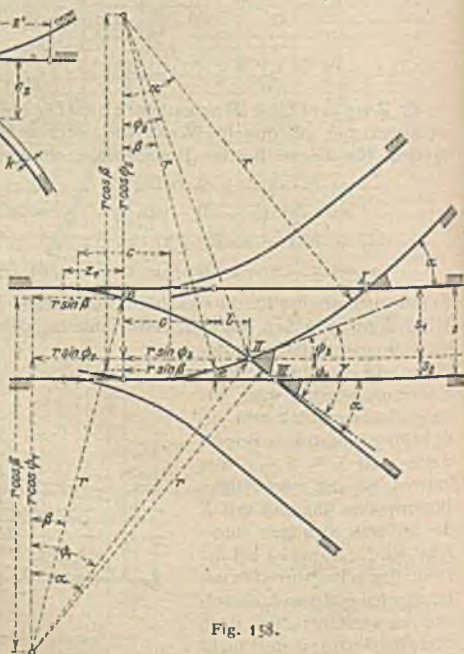


Fig. 158.

Doppelweiche bilden, gleich, und unter dieser Voraussetzung sowie unter der weiteren Annahme, daß die Weichenbögen

ohne Einlegung von Geraden durch das Mittelherzstück durchgeführt sind, finden sich durch Projektion der beiden durch das Mittelherzstück gehenden äußeren Schienenstränge auf und in die Richtung des Stammgleises für die Festlegung des Mittelherzstückes die Bestimmungsgleichungen:

$$c + l = r(\sin \psi_1 - \sin \beta), \quad (11)$$

$$l = r(\sin \psi_2 - \sin \beta), \quad (12)$$

$$s_1 = e + r(\cos \beta - \cos \psi_1), \quad (13)$$

$$s_2 = e + r \cos \beta - \cos \psi_2, \quad (14)$$

aus denen sich zunächst Größe und Tangentenrichtungen ergeben zu:

$$\cos \psi_1 = \frac{m}{2} - \sqrt{\frac{n^2}{n^2 + m^2} - \frac{n^2}{4}}; \quad \cos \psi_2 = \frac{m}{2} + \sqrt{\frac{n^2}{n^2 + m^2} - \frac{n^2}{4}};$$

$$n = \frac{c}{r};$$

$$m = 2 \cos \beta - \frac{s - 2e}{r},$$

$$\gamma = \psi_1 + \psi_2,$$

während für die Lage der mathematischen Herzstückspitze die Gl. (11) bis (14) die erforderlichen Koordinaten liefern.

Die Grundmaße a und b des Linienbildes sind dieselben wie für die entsprechenden einfachen Weichen, neu kommt lediglich das im vorhergehenden bereits bestimmte Verschiebungsmaß c hinzu.

2. Sind Herzstückwinkel und Krümmungshalbmesser nicht gleich groß und sind auch für das Mittelherzstück Gerade ($g + g'$) in die Weichenbögen einzulegen (Fig. 159), so ergibt zunächst die Projektion der ersten Teile der durch das Mittelherzstück gehenden Weichenbögen auf und in

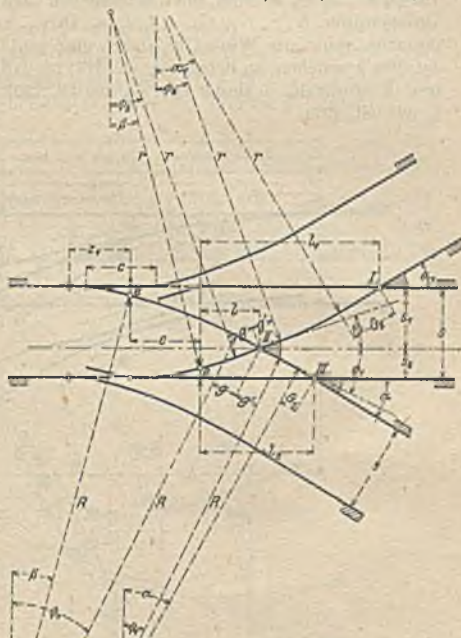


Fig. 159.

die Richtung des Stammgleises zwischen Zungenwurzel und Mittelherzstück:

$$l = r \{ \sin(\gamma - \psi_1) - \sin \beta \} + g \cos(\gamma - \psi_1), \quad (15)$$

$$l = R \{ \sin \psi_1 - \sin \beta \} + g \cdot \cos \psi_1, \quad (16)$$

$$s_3 = e + r \{ \cos \beta - \cos(\gamma - \psi_1) \} + g \cdot \sin(\gamma - \psi_1), \quad (17)$$

$$s_2 = e + R \{ \cos \beta - \cos \psi_1 \} + g \cdot \sin \psi_1. \quad (18)$$

Weiter findet sich durch Projektion des gesamten Außenbogens der Weiche II auf und in die Richtung des Stammgleises:

$$l_1 = r \{ \sin(\gamma - \psi_1) - \sin \beta \} + (g + g') \cos(\gamma - \psi_1) + r \{ \sin \alpha_1 - \sin(\gamma - \psi_1) \} + G_2 \cos \alpha_1, \quad (19)$$

$$s = e + r \{ \cos \beta - \cos(\gamma - \psi_1) \} + (g + g') \sin(\gamma - \psi_1) + r \{ \cos(\gamma - \psi_1) - \cos \alpha_1 \} + G_2 \sin \alpha_1. \quad (20)$$

und ebenso unter Benutzung des Außenbogens der Weiche I:

$$l_2 = R \left\{ \sin \psi_1 - \sin \beta \right\} + (g + g') \cos \psi_1 + R \left\{ \sin \alpha - \sin \psi_1 \right\} + G_1 \cos \alpha - c, \quad (21)$$

$$s = c + R \left\{ \cos \beta - \cos \psi_1 \right\} + (g + g') \sin \psi_1 + R \left\{ \cos \psi_1 - \cos \alpha \right\} + G_1 \sin \alpha, \quad (22)$$

sowie endlich durch Projektion der zweiten Teile der äußeren Weichenbögen zwischen Mittelherzstück und den beiden gewöhnlichen Herzstücken in die Stammgleisrichtung:

$$s = G_2 \sin \alpha_1 + r \left\{ \cos (\gamma - \psi_1) - \cos \alpha_1 \right\} + g' \left\{ \sin (\gamma - \psi_1) + \sin \psi_1 \right\} + R \left\{ \cos \psi_1 - \cos \alpha \right\} + G_1 \sin \alpha. \quad (23)$$

Werden diese neun Gleichungen noch durch die goniometrische Beziehung $\sin^2 \psi_1 + \cos^2 \psi_1 = 1$ ergänzt, so ergeben sich zehn Gleichungen für die zehn Unbekannten $R, r, G_1, G_2, l, l_1, l_2, s_2, \sin \psi_1, \cos \psi_1$. Die Lösung wird sehr vereinfacht, wenn der Winkel ψ_1 durch eine vorläufige Zeichnung bestimmt wird. Ist dies geschehen, so liefern die Gl. (15) bis (18) die Werte R, r, s_2, l , und ist r und R ermittelt, so findet sich G_2 aus Gl. (20), G_1 aus Gl. (22), l_1 aus Gl. (19), l_2 aus Gl. (21).

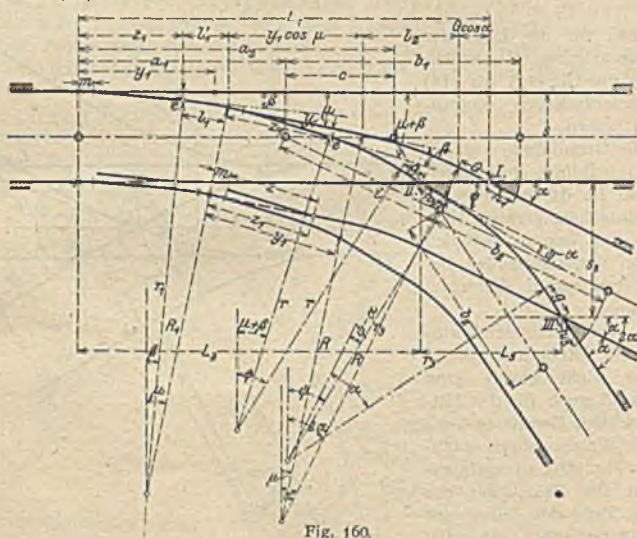


Fig. 160.

f) Einseitige Doppelweiche mit zweiter Ablenkung aus dem erst-abgelenkten Gleise (Fig. 160). Unter Annahme gleicher Herzstückwinkel für die beiden Weichen und unter vorheriger Bestimmung der Größen G, g und l_1 (nach Schätzung oder vorläufiger Zeichnung) findet sich:

1. für Weiche I und die Lage des Herzstückes I zunächst:

$$\mu = \beta + \frac{l_1}{R_1} \cdot \frac{180^\circ}{\pi}, \quad (24)$$

dann aus der Projektion des äußeren Schienenstranges in und auf die Richtung des Stammgleises:

$$s = G \cdot \sin \alpha + R (\cos \mu - \cos \alpha) + y_1 \cdot \sin \mu + R_1 (\cos \beta - \cos \mu) + c, \quad (25)$$

$$\left. \begin{aligned} l_1 &= z_1 + R_1 (\sin \mu - \sin \beta) + y_1 \cos \mu + R (\sin \alpha - \sin \mu) + G \cdot \cos \alpha, \\ z_1 &= m + r_1 (\sin \beta - \sin \eta). \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

Aus Gl. (25) folgt R , aus Gl. (26) L_1 .

2. für Weiche II , und zwar:

α) Die Lage des Mittelherzstückes II ebenfalls durch Projektion des Bogenstranges zwischen der Zungenwurzel der Weiche I und dem Mittelherzstück II in und auf die Richtung des Stammgleises:

$$s = g \cdot \sin \psi + r \{ \cos(\mu + \beta) - \cos \psi \} + e \cdot \cos \mu + z_1 \sin \mu \quad (27)$$

$$L_2 = z_1 + R_1 \{ \sin \mu - \sin \beta \} + z_1 \cos \mu - e \cdot \sin \mu + r \{ \sin \psi - \sin(\mu + \beta) \} + g \cdot \cos \psi \quad (28)$$

Gl. (27) liefert bei gegebenem r den Winkel ψ , bei feststehendem Winkel ψ den Halbmesser r ; Gl. (28) den Wert L_2 . Meist wird versucht werden, für ψ ein gebräuchliches Herzstückverhältnis zu verwenden, z. B. bei $\alpha = \frac{1}{10}$, $\psi = \frac{1}{8}$.

β) Für die Lage des Herzstückes III lassen sich die erforderlichen Gleichungen gewinnen zu:

$$s = (L_1 - L_2) \sin \alpha + h_2 \sin(\psi - \alpha) + r_3 \{ \cos(\psi - \alpha) - \cos \alpha \} + g \cdot \sin \alpha, \quad (29)$$

durch Projektion des gebrochenen Schienenzuges I, II, III in die Richtung der Herzstückgeraden des abweichenden Stranges der Weiche I , ferner:

$$s_2 = h_2 \sin \psi + r_3 (\cos \psi - \cos 2\alpha) + g \sin 2\alpha \quad (30)$$

durch Projektion des Stranges II, III in die Richtung des Stammgleises, und

$$L_3 = h_2 \cos \psi + r_3 (\sin 2\alpha - \sin \psi) + g \cdot \cos 2\alpha \quad (31)$$

durch Projektion desselben Stranges auf die Richtung des Stammgleises. Aus Gl. (29) ist Halbmesser r_2 , aus Gl. (30) Abstand s_2 , aus Gl. (31) Länge L_3 zu ermitteln.

Für die Maße der Mittelliniendarstellung bestimmt sich:

$$a_1 = L_1 - \frac{s}{2} \cot \frac{\alpha}{2},$$

$$i = 2 \cdot c \cdot \cos \alpha,$$

$$b_1 = L_1 - a_1 + h,$$

$$a_2 = L_2 + L_3 - s_2 \cot 2\alpha - \frac{s}{2} \cot \alpha, \quad b_2 = \frac{s}{2} \cot \frac{\alpha}{2} + h_3.$$

$$c = a_2 - a_1,$$

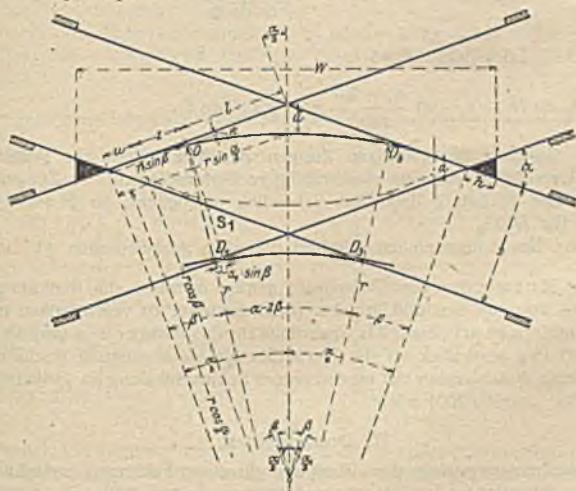


Fig. 161.

g) Kreuzungsweiche (Fig. 161). Werden — wie meist — auch für die Kreuzungsweichen, die Ablenkvorrichtungen der einfachen geraden Weichen verwendet, so ist durch die Ausbildung derselben der Mindestabstand a der einander gegenüberliegenden Zungenspitzen gegeben (367—582, gewöhnlich etwa 400 mm). Dann folgt die erforderliche kleinste Entfernung u der Zungenspitze von der mathematischen Herzstückspitze in Richtung der Kreuzungsschienen zu

$$u \geq \frac{a}{2 \cdot \sin \frac{\alpha}{2}}$$

und angenäherte Werte für l und r ergeben sich aus den Gleichungen:

$$l \leq \frac{s}{\sin \alpha} - (u + z); \quad r = \frac{2l}{\frac{\alpha - 2\beta}{180^\circ} \pi}$$

Hiernach ist r festzulegen. Dann findet sich unter der weiteren Voraussetzung, daß die Spitzen der zusammengehörigen Zungen auf Senkrechten zu den Gleisachsen liegen:

$$d = \frac{r \left(\cos \beta - \cos \frac{\alpha}{2} \right) + e}{\cos \frac{\alpha}{2}} \quad (32)$$

$$l = r \left(\sin \frac{\alpha}{2} - \sin \beta \right) + d \cdot \sin \frac{\alpha}{2}, \quad (33)$$

$$u = \frac{s}{\sin \alpha} - l - s, \quad (34)$$

$$a = 2u \sin \frac{\alpha}{2}, \quad (35)$$

$$W = 2(h + u + z + l) \cos \frac{\alpha}{2} = \frac{s}{\sin \frac{\alpha}{2}} + 2 \cdot h \cdot \cos \frac{\alpha}{2}; \quad (36)$$

$$\text{Bogen } DD_2 = r \cdot \frac{\alpha - 2\beta}{180^\circ} \pi,$$

$$,, \quad D_1 D_3 = (r - s - \sigma) \frac{\alpha - 2\beta}{180^\circ} \pi - 2s_1 \cdot \sin \beta.$$

Liegen die zusammengehörigen Zungen auf Senkrechten zur Verbindungslinie der Herzstücke, was eine gleichmäßigere Unterstützung der Zungen durch die in gleicher Richtung liegenden Schwellen ermöglicht, so ändert sich die Rechnung für $D_1 D_3$.

Einfache Kreuzungsweichen erhalten dieselben Abmessungen wie doppelte.

Für das Entwerfen von Gleisplänen genügt es meist, die Rechnung durch Gleichsetzen von \sin , \tan und arc der Weichenwinkel zu vereinfachen und mit den Linienbildern zu arbeiten. Als Grundlage für das Abstecken und die Materialbestellung wird aber oft die Durchführung einer genauen Rechnung und ein besonderer Weichenplan mit eingetragener Schienenteilung in größerem Maßstabe (1 : 500 und 1 : 200) nötig.

II. Drehscheiben.

Drehscheiben vermitteln den Übergang einzelner Fahrzeuge zwischen spitzwinklig zusammenlaufenden Gleisen und Drehungen um 180° . Sie ermöglichen die Ausnutzung von Grundflächen, die durch Weichenverbindungen nicht zu

erschließen sind, und können auch dann gute Dienste leisten, wenn es sich — z. B. an Ladgleisen aller Art — um die Verteilung zahlreicher einzelner Fahrzeuge mit kürzeren Achsständen handelt.

In Hauptgleisen sind Drehscheiben möglichst zu vermeiden (T. V. 43) und nur an deren stumpfen Enden zulässig (B. O. 20).

Ist die Drehung nur um einen kleinen Winkel notwendig oder muß bei Platzmangel der Drehpunkt ungeachtet der hierdurch bedingten Erhöhung des Bewegungswiderstandes nahe an das Ende des drehbaren Gleisstückes gelegt werden, so werden die Drehscheibengruben nur als Kreisabschnitte angelegt (Drehweichen, Pendelscheiben).

1. Der Durchmesser der Drehscheiben muß bei Wagendrehscheiben mindestens um 0,4 m größer sein als der größte Achsstand der zu drehenden Fahrzeuge. Gewöhnlich besitzen die Drehscheiben für kürzer gestellte Wagen 3,5—5,0, für längere Güterwagen 5,5—7,5 m Durchmesser (Wagenradstände vgl. B. O. 30 und T. V. 118). Personenwagen mit größeren Achsständen werden meist auf Lokomotivdrehscheiben gedreht, die jetzt im V. D. E. meist 20 m Durchmesser erhalten (B. O. 20: $D \geq 16$ m, wenn Militärzüge in Frage kommen). Der Durchmesser soll gestatten, bei dem Drehen der Lokomotiven deren Schwerpunkt (einschließlich Tender) über die Mitte der Drehscheibe zu bringen.

Rings um jede Drehscheibe ist ein Kreis von jeder Einragung frei zu halten, dessen Durchmesser mindestens gleich der Diagonalentfernung der Pufferscheiben sein muß.

2. Anordnung im Gleisplan.

a) Strahlengleise. Sobald am Umfange der Scheibe Gleisdurchschneidungen vorkommen, sind die Zusammenführungswinkel δ der einzelnen Gleise (Fig. 162) gleich groß zu halten, um gleiche Herzstücke, möglichst von den üblichen Verhältnissen, zu erhalten. Für solche Anlagen bestimmen sich die notwendigen Abmessungen nach Goering für einige der üblichen Scheibendurchmesser nach den Angaben der nachfolgenden Zahlentafel.

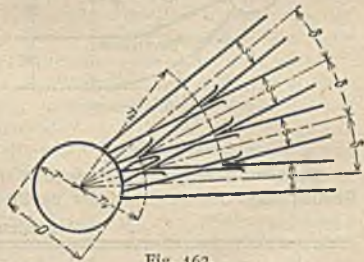


Fig. 162.

Schon bei doppelten Überschneidungen ist die Herstellung wegen der zahlreichen Herzstücke kostspielig, mehr als doppelte Überschneidungen kommen daher kaum vor.

Zahlentafel 17.

Durchmesser der Drehscheibe	Falls					
	keine	einfache Überschneidung der Schienen	Überschneidung der Schienen stattfindet, ergibt sich:		doppelte	
	$\delta = 2 \arcsin \frac{S}{D}$	$\delta = \arcsin \frac{S}{D}$	$r_1 = \frac{s}{2 \sin \frac{\delta}{2}}$	$\delta = \frac{2}{3} \arcsin \frac{S}{D}$	$r_1 = \frac{s}{2 \sin \delta}$	$r_2 = \frac{s}{2 \sin \frac{\delta}{2}}$
20 m	$8^\circ 53' 24''$ $\tan \delta = 1 : 6,393$	$4^\circ 26' 42''$ $\tan \delta = 1 : 12,912$	18,502 m	$2^\circ 57' 48''$ $\tan \delta = 1 : 19,318$	13,879 m	27,749 m
16,2 "	$10^\circ 58' 50''$ $\tan \delta = 1 : 5,154$	$5^\circ 29' 25''$ $\tan \delta = 1 : 10,404$	14,981 "	$3^\circ 39' 37''$ $\tan \delta = 1 : 15,632$	11,239 "	22,467 "
7,5 "	$23^\circ 51' 16''$ $\tan \delta = 1 : 2,262$	$11^\circ 55' 38''$ $\tan \delta = 1 : 4,734$	6,906 "	$7^\circ 57' 5''$ $\tan \delta = 1 : 7,159$	5,187 "	10,348 "

$S \geq s + 2$ Schienenkopfbreiten ≥ 1550 mm.

Die meiste Verwendung findet diese Art der Gleisanordnung bei kreis- und ringförmigen Lokomotivschuppen, deren Ständeanzahl sich bei Vollkreis und Halbkreis entsprechend zu $\frac{2\pi}{\delta}$ und $\frac{\pi}{\delta}$ ergibt. Kleinere als die in der Zahlen-

tafel berechneten Werte von δ finden sich bei der Zusammenführung einer geringen Gleiszahl (etwa 3) zuweilen verwendet. Die untere mögliche Grenze berechnet sich zu etwa

$$\delta = \frac{0,200}{D}.$$

Gekrümmte Strahlengleise, die paarweise gleichgerichtet sind, finden sich bei denjenigen Lokomotivschuppen, bei denen je 2 verschlungene Gleise durch ein Tor gehen.

b) Zusammenführung gleichgerichteter Gleise auf einer Drehscheibe. Etwaige Herzstücke am Scheibenumfang müssen in der Geraden liegen, jedes Gleis ist vor der Scheibe auf eine Länge geradlinig zu führen, die gleich dem längsten festen Achsstande der die Drehscheibe benutzenden Fahrzeuge ist. Dementsprechend sind, vom Mittelpunkt aus gemessen, Gerade

$$g \geq \frac{1,6}{\delta} \quad \text{oder} \quad g \geq r + (3 \text{ bis } 6) \text{ m} \quad \text{vorzusehen.}$$

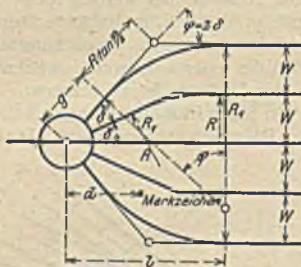


Fig. 163.



Fig. 164.

Bei symmetrischer Gleislage (Fig. 163 und 164) ergeben sich die erforderlichen Größen nach den Angaben der nachfolgenden Zahlentafel 18.

Zahlentafel 18.

Anzahl der Gleise	$l =$	$d =$	wenn Gegenkrümmung vermieden werden soll	Für $w = 4,5$, $S = 1,5$ $R = 180$ $R = 150$ angenähert	
			$\delta \leq$	$\delta = \tan \delta =$	$\delta = \tan \delta =$
2	$\frac{w}{\delta} + \frac{1}{4} R \delta$	$l - \sqrt{R \varepsilon - \frac{\varepsilon^2}{4}}$	$\sqrt{4 \frac{w - S}{R}}$	1 : 4	1 : 3,6
3	$\frac{w}{\delta} + \frac{1}{2} R \delta$	$l - \sqrt{2 R \varepsilon - \varepsilon^2}$	$\sqrt{2 \frac{w - S}{R}}$	1 : 5,6	1 : 5,1
4	$\frac{w}{\delta} + \frac{3}{4} R_1 \delta$	$l - \sqrt{\frac{3}{2} R_1 \varepsilon - \frac{3}{4} \varepsilon^2}$	$\sqrt{\frac{4}{3} \frac{w - S}{R_1}}$	1 : 6,8	1 : 6,2
5	$\frac{w}{\delta} + R_1 \delta$	$l - \sqrt{4 R_1 \varepsilon - 4 \varepsilon^2}$	$\sqrt{\frac{w - S}{R_1}}$	1 : 7,9	1 : 7,2

$$\varepsilon = w - 3,5.$$

Die Halbmesser R und R_1 werden in der Regel ≥ 180 m, für Wagengleise bis herab zu 150 m angenommen.

c) Muß aus gerade fortlaufenden Parallelgleisen ein Weichengleis nach der Drehscheibe abgezweigt werden (Fig. 165), so ergibt sich als Bedingung für die Ausführbarkeit

$$\varphi \geq \sqrt{\frac{2(w - 1,6 - b \cdot \alpha)}{R} - \alpha^2}$$

und weiter:

$$l = \frac{w}{\varphi} + (b+t) \frac{\varphi - \alpha}{\varphi};$$

$$t = R \frac{\varphi - \alpha}{2}.$$

Für $w = 4,5$ und $R = 180$ und 150 m

ermittelt sich $\varphi = \tan \varphi = \frac{1}{6,4}$ und $\frac{1}{6,0}$.



Fig. 165.

3. Bauliche Ausführung. Drehscheiben werden meist völlig versenkt, doch finden sich auch halbversenkte, bei denen die Hauptträger über die Schienenoberkante emporragen.

a) **Drehscheibenkörper.** Abmessungen der tragenden Teile wegen der unvermeidlichen Erschütterungen reichlich. Gußeisen dann und wann noch für kleine Wagendrehscheiben (höchstens 3 m Durchmesser) in Werkstätten, die Hauptträger mittlerer und größerer Drehscheiben jetzt stets aus Flußeisen. Wagendrehscheiben kleineren Durchmessers vielfach mit zwei sich rechtwinklig kreuzenden Gleisen (Kreuzdrehscheiben), größere Drehscheiben meist nicht in Scheibenform (Vollscheiben), sondern als drehbares Gleisstück (Teilscheiben) ausgeführt, das gewöhnlich nur zwischen den Schienen und entlang eines schmalen, außerhalb der Schienen gelegenen Laufsteiges, sowie an der Stelle der Bewegungsrichtung unter Wahrung der Zugängigkeit aller Teile abgedeckt ist. Bei Drehscheiben, in deren Nähe Menschen und Fuhrwerke verkehren oder deren Gangbarkeit durch starke Schneefälle beeinträchtigt werden kann, ist die ganze Grube abzudecken oder, im ersten Falle, durch ein mit der Drehscheibe umlaufendes Geländer abzuschließen.

Drehscheiben kleinster Art laufen vielfach auf Stahlkugeln, andere haben einen Drehzapfen, der die Last entweder allein oder gemeinschaftlich mit einem äußeren Rollenkranz trägt. Bei allen größeren Drehscheiben werden indessen meist vier nach dem Mittelpunkt gerichtete Tragachsen mit größeren Rädern verwendet — 0,4—0,8 m im Durchmesser groß, 0,07—0,1 breit bei Wagendrehscheiben, 0,6—1,0 groß und 0,12—0,13 breit bei Lokomotivdrehscheiben — und der Mittelzapfen so hoch eingestellt, daß die Laufräder im belasteten Zustand noch eben tragen, im unbelasteten Zustand aber über dem Laufkranz schweben — bei Lokomotivdrehscheiben etwa 5—7 mm —, damit die Drehscheibe sich leicht bewegt, ohne daß die Stöße beim Befahren zu stark werden.

Die nachteiligen Wirkungen dieser Stöße sucht man bei stark benutzten Drehscheiben durch Entlastungs- (Feststell-) Vorkehrungen unter Benutzung unrunder Scheiben (bei Wagendrehscheiben), Kniehebeln oder senkrechter Stützsrauben, in einzelnen Fällen auch dadurch zu beseitigen, daß der Mittelzapfen vor jedem Drehen so weit angehoben wird, daß die sonst fest auf dem Laufkranz aufliegende Scheibe erst dann die notwendige Beweglichkeit erlangt.

Neuerdings ist zu gleichem Zwecke auch vorgeschlagen worden, die Drehscheiben über dem Mittelzapfen zu teilen und die beiden Teile durch ein Gelenk zu verbinden — Gelenkdrehscheiben¹⁾. In ähnlicher Weise an die Drehscheiben angeschlossene und durch einen weiteren Laufkranz gestützte kürzere Teile können dazu dienen, zu kurz gewordene Drehscheiben in dem notwendigen Maße im Durchmesser zu vergrößern, ohne die Träger der Drehscheibe auswechseln zu müssen.

Das Drehen der Wagendrehscheiben wird gewöhnlich ohne besondere Vorrichtungen durch Druck gegen die Fahrzeuge oder mittels in Halter der Scheiben eingesteckter Drehbäume von etwa 2,5 m Länge bewirkt. Lokomotivdrehscheiben werden meist durch Handkurbelvorlege, in geeigneten Fällen bei lebhafter Benutzung auch durch Preßwasser-, Druckluft- oder — vorwiegend — durch

¹⁾ Klensch: „Gelenkdrehscheiben“, Organ 1916, S. 5.

elektrischen Antrieb bewegt. Umfangsgeschwindigkeit der Scheiben beträgt etwa $0,07 \cdot r$ m/sek.

Zum Feststellen der Drehscheiben dienen bei kleinen Durchmessern Klinken, die in Fallen der Grubenumfassungen eingreifen, bei größeren Scheiben Riegel an beiden Gleisenden, die von einer Stelle, z. B. von der Windekurbel, aus gleichzeitig bewegt werden können und sich in Riegelkästen der Umfassungen einlegen. Vielfach ist die Riegelvorrichtung mit einem Signal derart verbunden, daß die Fahrt erst freigegeben werden kann, nachdem die Verriegelung erfolgt und eine etwa vorhandene Entlastungsvorrichtung wirksam geworden ist.

Die Fahrschienen sind möglichst ohne Stoß über die ganze Scheibenlänge zu führen, der Laufkranz derart aus Schienen schweren Profils zu bilden, daß in keiner Stellung der Scheibe zwei Räder gleichzeitig auf Schienenstöße treffen und ebenso auch in den Hauptstellungen der Scheibe kein Laufrad auf einem Schienenstoß steht.

Die Gewichte der Drehscheibenkörper einschließlich eiserner Abdeckung und Laufkranz können etwa für Wagendrehscheiben zu $190 D^2 + 3000$, für Lokomotivdrehscheiben zu $122 D^2 + 10\,000$ kg angenommen werden.

b) **Umfassung und Gründung.** Laufkranz und Mittelzapfen (Königstuhl) müssen genau und sicher gelagert sein, ihre Platten sind daher gut mit Zement zu untergießen, ihre Grundmauern ausreichend stark in Zementmörtel herzustellen und bis zum gewachsenen Boden zu führen. Meist lagert man beide auf Quader entsprechender Größe, die bei dem Laufkranz im Verbande mit dem übrigen Mauerwerk bis unter die Grubenumfassung reichen. Unter dem meistbenutzten Gleise wird das Mauerwerk des Laufkranzes zweckmäßig breiter und stärker ausgeführt und auch die Einfassung der Drehscheibengrube, sofern dieselbe aus Mauerwerk besteht, kräftiger gehalten. An Stelle der gemauerten und mit Quadern abgedeckten Grubenumfassung tritt neuerdings vielfach eine solche aus gußeisernen, in Einzelfällen wohl auch walzeisernen Bogenstücken.

Bei schlechtem Baugrund oder in hoher Dammschüttung kann die Druckverteilung auf den Grund für den Laufkranz auch ohne tiefgehende Gründung durch eine Beton- oder Eisenbetonplatte von genügender Breite erreicht werden. Kleinere Wagendrehscheiben — bis 6 m Durchmesser — können im gleichen Falle anstopfbar mittels einer schmiedeeisernen Grundplatte unmittelbar auf ein Schotterbett gelegt werden.

Der Scheibenkörper darf erst nach vollständigem Setzen des Unterbaues aufgebracht werden.

Die Befestigung der Grubensohle — Beton, Pflaster — muß für etwa anzusetzende Hebezeuge widerstandsfähige Unterstützung bieten, die Grubensohle selbst gut zu entwässern sein.

Gegenüber nicht durchgehenden Gleisen ist ein kurzer Gleisstumpf anzuordnen und bei unmittelbar gedrehten Scheiben der Weg für die Arbeiter um die Scheibe in Höhe der Schienenoberkante anzulegen.

III. Schiebebühnen.

Schiebebühnen zur Verbindung gleichgerichteter Gleise finden ausgedehnte Verwendung in Lokomotivschuppen, Werkstätten und Bahnhofsabstellgleisen.

Versenkte Schiebebühnen (mit Laufgruben) in Hauptgleisen nur an Stumpfenden zulässig (B. O. 20; T. V. 44), ihre Grube höchstens 0,5 m tief. Ausbildung des Tragwerkes bereitet keine Schwierigkeiten, das Bühnengleis liegt in gleicher Höhe mit den anschließenden Gleisen, das Aufbringen auch schwerer Betriebsmittel ist daher leicht möglich, aber mit der offenen Grube sind Gefahren und Erschwernisse für den Betrieb verknüpft.

Unversenkte Schiebebühnen (ohne Laufgruben) haben keine offenen Gruben, doch ist bei ihnen die Ausbildung starker Längsträger schwierig und infolge der zu überwindenden Höhenunterschiede zwischen den Bühnenschienen

und den anschließenden Fahrgleisen — etwa 45—80 mm — das Aufschieben der Fahrzeuge erschwert. Unversenkte Schiebebühnen eignen sich deshalb mehr für leichte Fahrzeuge — namentlich in Werkstätten — und kommen für die Verschiebung von Lokomotiven nicht in Frage.

Ausnahmsweise können Schiebebühnen besonderer Bauweisen auch in flachgekrümmter Bahn — bis herab zu 90 m Halbmesser¹⁾ — Verwendung finden.

1. Die übliche Länge der Schiebebühnen beträgt:

für Güterwagen	4— 5 m
für zwei- und dreiachsige Personenwagen, Tenderlokomotiven, Lokomotiven ohne Tender . . .	7,5—12 „
für vierachsige Personenwagen und Lokomotiven mit Tender	14—20 „ u. mehr.

Bei versenkten Schiebebühnen muß die Länge 0,5 m größer sein als der größte Achsstand der Fahrzeuge.

Zur Beförderung besonders langer Fahrzeuge in Werkstätten auch zwei kleinere Schiebebühnen nebeneinander in einem Abstand der nach der größten in Frage kommenden Drehgestellentfernung zu bemessen ist.

2. **Bauliche Ausführung.** Anzahl der Laufschiene, die der größeren Seitensteifigkeit und der Anordnung versetzter Schienenstöße wegen häufig aus Doppelschiene gebildet werden, je nach der Bühnenlänge 3—6. Räder — möglichst von 0,8—0,9 m Durchmesser — nur teilweise mit Spurkränzen oder Mittelrippen zur Führung versehen, um Bewegungswiderstände möglichst abzumindern.

Belag — am besten Riffelblech — bei versenkten Schiebebühnen zweckmäßig etwa 40 mm unter Schienenoberkante.

Feststellen der Schiebebühnen wie bei den Drehscheiben mittels Schubriegeln.

Kraftantrieb durch Dampf, Gasmotoren, Druckwasser, umlaufende Seile, meist aber durch Elektrizität, bei Schiebebühnen häufiger als bei Drehscheiben, weil die erzielte Zeitersparnis bei den meist langen Wegen der Schiebebühnen beträchtlich ist. Fahrgeschwindigkeiten bei Lokomotivschiebebühnen etwa 0,5, bei Wagenschiebebühnen bis zu 1,0 m/sek. Neben dem Kraftantrieb meist noch eine Handwinde für den Notfall. Zweckmäßig erscheint eine Vorrichtung, mit Hilfe deren die Fahrzeuge auf die Schiebebühne und von dieser herabgezogen werden können.

Gewichte der Schiebebühnen ungefähr in kg:

für leichte Wagen	(500— 600) · l,
„ Wagen aller Art	(900—1500) · l,
„ Lokomotiven	(1500—2000) · l,

wenn l die Länge der Bühne bezeichnet.

Mauerwerk wie bei den Drehscheiben mit besonderer Sorgfalt auszuführen. Laufschiene auch hier durch Vermittlung von Auflagerplatten genau und sicher — in der Regel auf Quadern — zu verlegen, Platten gut mit Zementmörtel zu untergießen. Besonderer Wert ist auf genaue und haltbare Ausführung der Wangenmauern, in denen bei mehr als 25 cm Grubentiefe zwischen den Gleisen Stufen vorzusehen sind, und auf gute Unterstützung der anschließenden Gleisen zu legen. Zweckmäßig ist es, diese Unterstützungen und die Wangen auf eine durchgehende Betonplatte aufzusetzen. Gußeiserne Grubenumfassungen sind nicht gebräuchlich.

Grubensohle muß gut entwässert werden, ebenso etwa vorhandene, tiefer reichende Schlitz für Querträger der Schiebebühne. Als Sohlenbefestigung dient Pflaster, Beton oder Asphalt.

¹⁾ Organ 1905, S. 235.

f) Stationsanlagen.¹⁾

A. Allgemeine Anordnung.

Stationen sind diejenigen Betriebsstellen, auf denen Züge des öffentlichen Verkehrs regelmäßig anhalten. Stationen mit mindestens einer Weiche für den öffentlichen Verkehr werden betriebstechnisch als Bahnhöfe, Stationen ohne solche Weichen als Haltepunkte bezeichnet (B. O. 6₂).

a) Gliederung der Bahnhöfe:

1. nach der Verkehrsbedeutung der Station (Bahnhöfe 1., 2., 3. Klasse), stets willkürlich und von geringem Wert, da es an bestimmten Unterscheidungsmerkmalen mangelt;

2. nach der allgemeinen Grundrißform des Bahnhofes in:

a) Kopfstationen, auf denen die Hauptgleise stumpf enden, bei Weiterfahrt der Züge also Richtungswechsel unter Umsetzen der Lokomotive stattfinden



Fig. 166.



Fig. 167.

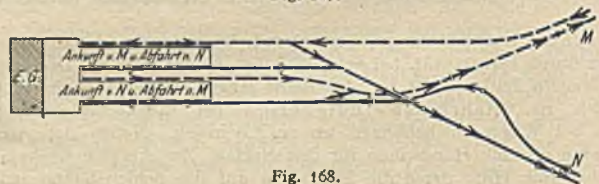


Fig. 168.

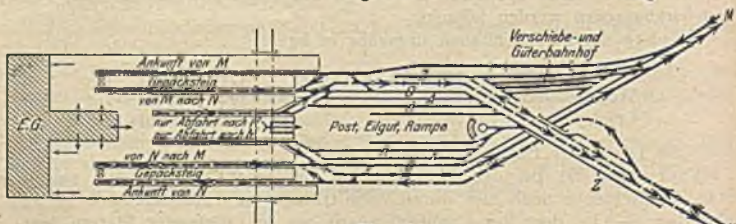


Fig. 169.

A = Abstellgleise, D = Durchlaufgleis, Z = Zerlegungsgleis (Ausziehgleis), U = Überholungs-
gleis, R = Rücklaufgleis, L = Ladegleis.

muß. Naturgemäß am häufigsten bei Endstationen (Fig. 166 und 167), wenn eine Weiterführung der Bahn ausgeschlossen ist oder die örtlichen Verhältnisse dies bedingen, aber auch bei Zwischenstationen vorkommend (Fig. 168 und 169), namentlich bei älteren Anlagen und wenn möglichst tiefes Eindringen in das Innere großer Städte, in enge Täler u. dgl. angestrebt wird. Bei Vorort- und

¹⁾ Handb. der Ing.-Wissenschaften V. Teil, 4. Bd. — Eisenbahnbau der Gegenwart, Abschn. III. — Enzyklopädie v. Röhl: „Bahnhöfe“. — Lueger, Lexikon d. ges. Technik: „Bahnhöfe“. — Cauer: „Personenbahnhöfe“. Berlin 1913.

Stadtbahnen, die nur für Personenverkehr bestimmt sind, vielfach auch in Schleifenform ausgeführt (vgl. Abschnitt „Städtebahnen“), um bei dichter Zugfolge das Umsetzen der Lokomotive zu vermeiden;

b) Durchgangsstationen, mit durchgehender Hauptgleisanlage und seitlich angelegten Gebäuden, Bahnsteigen u. dgl. (Fig. 170 und 171). Durchgangsform haben die meisten einfachen Zwischenstationen, sie kann aber auch bei Anschluß und Kreuzungsstationen und ebenso bei Endbahnhöfen vorkommen;



Fig. 170.

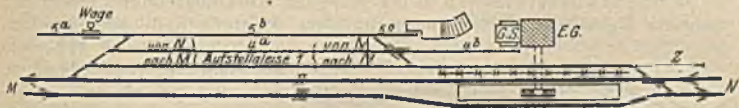


Fig. 171.

c) Keilstationen, an der Vereinigungsstelle zweier Bahnlinien, in deren Zwickel meist das Stationsgebäude angeordnet wird (Fig. 172 und 173). Bei Trennungs- und Kreuzungsbahnhöfen vielfach in Gebrauch, namentlich dann, wenn die zusammenlaufenden Bahnlinien verschiedenen Verwaltungsbereichen angehören und annähernd gleiche Verkehrsbedeutung haben;

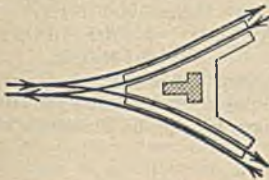


Fig. 172.



Fig. 173.

d) Inselstationen entstehen, wenn die in einen Bahnhof mündenden Bahnlinien so geführt sind, daß das Empfangsgebäude umschlossen wird. Bei Keil- oder Linienbetrieb fahren auf jeder Seite die Züge einer Linie in beiden Verkehrsrichtungen an und ab, der Inselbahnsteig trennt die beiden Bahnlinien (Fig. 174), bei Richtungsbetrieb werden die gleich gerichteten Züge beider Linien auf je eine Seite geleitet, so daß der Inselbahnsteig die Fahrrichtungen trennt (Fig. 175).



Fig. 174.



Fig. 175.

Wichtiger für das Wesen des Bahnhofes als die Form ist indessen

3. die Art des regelmäßigen Zugbetriebes im Bahnhof, und hiernach lassen sich unterscheiden:

a) Endbahnhöfe, am Anfang oder Ende einer Bahnlinie, eines regelmäßigen Zugbetriebes oder eines Verwaltungsbezirkes. Vielfach in Kopfform (Fig. 176 und 177), dann und wann aber auch — bei dem Einlauf mehrerer Linien — im Durchgangsform (Grenzbahnhöfe).

b) Zwischenbahnhöfe, zwischen den Endstationen einer Bahnlinie entweder als

α) einfache Zwischenstation (meist in Durchgangs- [Fig. 170 und 171], selten nur noch in Kopfform [Fig. 168 und 169], wenn nur eine Bahnlinie in Frage kommt,

β) als Trennungs- oder Anschlußbahnhof, wenn an eine durchgehende Bahnlinie eine andere anschließt. Ist der Bahnhof für die anschließende Linie Endbahnhof, so findet man vielfach für diese die Kopfform verwendet, wird der Betrieb der Anschlußlinie aber bis zum nächsten größeren Bahnhof weitergeführt, so ist Keil- (Fig. 172 und 173) oder Inselform (Fig. 174 und 175) oder auch — namentlich dann, wenn mehrere Zweiglinien anschließen (Knotenpunktstation) — die Durchgangsform mit mehrfach wiederholten Zwischenbahnsteigen in Gebrauch;

γ) Kreuzungsstationen in der Nähe des Kreuzungspunktes zweier oder mehrerer Bahnlinien, die sich überschneiden. Meist in Keil- oder Inselform

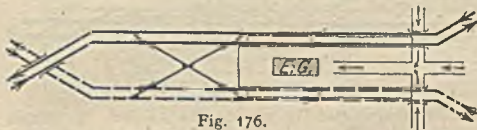


Fig. 176.

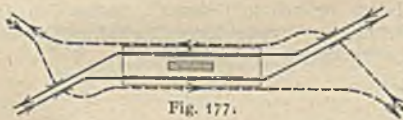


Fig. 177.

(Fig. 176 und 177), doch auch in Durchgangsform. Bei verschiedener Höhenlage der kreuzenden Bahnen entstehen Treppen- oder Brücken- (Turm-) Stationen.

In Bahnhöfen vollzieht sich

1. der öffentliche Verkehr zwischen Publikum und Bahn;
2. der innere Betriebsdienst.

Hiernach gliedert sich jede Stationsanlage, ohne daß indessen die Trennungslinie immer scharf gezogen ist. Bei kleinen Anlagen ist meist eine teilweise Gemeinschaftlichkeit zu finden, bei großen Anlagen können die Einzelteile sich zu vollständigen Sonderbahnhöfen auswachsen.

b) Gleisanlagen.

1. Länge und Linienführung, sowie Ausrundung der Gefällwechsel, vgl. Abschnitt b, Linienführung, B, 2.

Nutzbare Gleislänge begrenzt durch die Sperrzeichen der Weichen. Neigung der Bahnhofsgleise, die zum Aufstellen von Zügen oder Wagen dienen, nicht über $2,5\%$, ausgenommen Endweichen, Ausziehgleise sowie Verteilungsgleise der Verschiebebahnhöfe. Weichen in stärkerer Neigung als $2,5\%$ sollen in Hauptgleisen bei der Talfahrt nicht gegen die Spitze befahren werden, ebenso sind Weichen in der Ausrundung eines Neigungswechsels möglichst zu vermeiden. Für Bahnhöfe am unteren Ende starker Gefälle sind Ablenkungsweichen mit anschließendem Köpckeschen Sandgleis oder stark ansteigendem Gleis zum Auffangen durchgegangener Wagen wünschenswert, ebenso für Bahnhöfe am oberen Ende solcher Gefällstrecken Ablenkungsweichen und Gleissperren (in Nebengleisen) zur Verhütung des Ablaufens von Wagen, namentlich dann, wenn der Bahnhof selbst im Gefälle liegt.

Krümmungen der mit vollen Zugsgeschwindigkeiten durchfahrenen Gleise im Bahnhof nicht kleiner als auf freier Strecke, Gegenkrümmungen mit mindestens 500, womöglich 1000 bis 2000 m Halbmesser. Nebengleise, die von Hauptbahnlokomotiven durchfahren werden, mindestens 180 m Halbmesser.

sonst Bögen bis herab zu 140 m und in Gleisen, in denen nur Wagen mit höchstens 4,5 m Radstand und Lokomotiven mit höchstens 3,0 m Radstand verkehren, bis 100 m Halbmesser zulässig. Zwischengerade bei Gegenkrümmungen in Nebengleisen mindestens 6 m lang. Das gleiche Maß gerader Länge auch zwischen dem Endpunkt eines Bogens oder dem Endpunkt seiner Überhöhungsrampe und der Spitze einer entgegengesetzt gekrümmten Weiche sowie zwischen den Spitzen entgegengesetzt gerichteter Weichen. Weichen in Hauptgleisen derart anzuordnen, daß schnell fahrende Züge nicht den gekrümmten Strang benutzen.

Läßt sich die Anordnung eines Bahnhofes in einer Krümmung nicht vermeiden, so ist zu versuchen, die Krümmung in der Mitte des Bahnhofes zusammenzufassen und die Bahnhofsenden, der Weichenstraßen wegen, in Gerade zu legen.

2. **Anzahl der Hauptgleise** auf Grund der Fahrordnung und des Betriebsplanes zu ermitteln, bei starkem Verkehr tunlichst so, daß die Züge verschiedener Richtungen an eigenen Bahnsteigkanten oder in eigene Güterzugseinfahrtgleise einlaufen, also überall gleichzeitiger Einlauf stattfinden kann. Mindestens sollen aus entgegengesetzten Richtungen kommende Züge nicht dasselbe Anfahrtsgleis benutzen. Die weiteren Gleise sollen neben der Abwicklung des Personen- und Güterverkehrs die nötigen Verschiebewegungen, Wagenüberführungen und Lokomotivfahrten gestatten. Stets ist auf spätere Erweiterung Rücksicht zu nehmen.

3. **Entfernung der Gleismitten** hat auf Hauptbahnen in Bahnhofen, abgesehen von Überladegleisen, mindestens 4,5 m, womöglich aber 4,75 m, zu betragen. Für durchgehende, enger liegende Hauptgleise mehrgleisiger Bahnen kann die Landesaufsichtsbehörde Ausnahmen zulassen. Gleise mit zwischenliegendem Bahnsteig bei Neubauten mindestens mit 6 m Abstand, für Umbauten von Stationen mit geringem Personenverkehr Ausnahmen zulässig (B. O. 12; T. V. 38). Vgl. auch Abschnitt g, „Sicherungsanlagen“.

In großen Bahnhofen Einschaltung einzelner größerer Gleisabstände von etwa 6 m zur Ermöglichung gefahrlosen Begehens, zur Aufstellung von Lichtmasten, Signalen u. dgl., zweckmäßig.

4. **Weichenverbindungen** auf die unbedingt nötige Anzahl zu beschränken und soweit möglich in Gruppen zusammenzufassen.

Spitzweichen kommen bei der Einfahrt aus einleisiger Bahn („Teilungsweiche“), bei den zur Ablenkung der Güterzuggleise nötigen „Spaltungswweichen“ sowie bei den unvermeidlichen „Trennungswweichen“ der Trennungs- und Kreuzungsbahnhöfe vor. Sie sind derart anzuordnen, daß die Einfahrt des schneller fahrenden Zuges im geraden Gleis erfolgt.

Weichen in gekrümmten Gleisen möglichst zu vermeiden (vgl. auch vorstehend unter 1), Doppelweichen in den Hauptgleisen nicht erwünscht.

Für Weichen und Kreuzungen einer Station möglichst der gleiche Herzstückwinkel ($1 : 8\frac{1}{2}$, $1 : 9$ oder $1 : 10$), höchstens zwei Herzstückverhältnisse. Vgl. auch Abschnitt e, „Gleisverbindungen“.

5. **Kreuzungen** in Schienenhöhe zwischen Hauptgleisen und Güter- oder anderen Nebengleisen möglichst zu beschränken und namentlich im Einlauf der Züge, wenn erreichbar, zu vermeiden. Gefahrloser gleichzeitiger Einlauf aller Züge von allen Richtungen durch Anordnung von Überführungsbrücken vor dem Bahnhofe stets anzustreben, dabei aber bei dem Zusammenlauf verschiedener Bahnen Anlage so zu treffen, daß auch Übergang ganzer Züge zwischen den einzelnen Bahnlinien rasch möglich ist.

6. **Gleisabschlüsse.** Stumpfgleise auf Bahnhofen sind mit Schutzvorkehrungen aus Schwellen mit Erdschüttung, Mauerkörpern, aus mit den Schienen verbundenen Puffervorrichtungen oder auch an besonders wichtigen Stellen aus Prellböcken mit Wasserdruck- oder Federbremsung (Kopfgleise für den Einlauf von Personenzügen) abzuschließen. An solchen wichtigen Punkten wird auch oft das Gleis auf 15—20 m Länge mit Kies überdeckt oder ein Köpckesches Sandgleis eingelegt.

7. Auf besonderen Stationen sind für die Überholung der Züge neben den durchgehenden Hauptgleisen noch ein oder mehrere **Überholungsgleise** erforderlich, die für die längsten vorkommenden Züge Platz bieten müssen.

Gewöhnlich liegen die Überholungsgleise für Güterzüge auf einer Seite der Hauptgleise, und zwar der, auf welcher sich die Güteranlagen befinden (Fig. 170). Die Gefahr, die in der Kreuzung des einen Hauptgleises durch die einlaufenden Güterzüge der einen Richtung liegt, läßt sich dann, wenn eine Verschiebemaschine

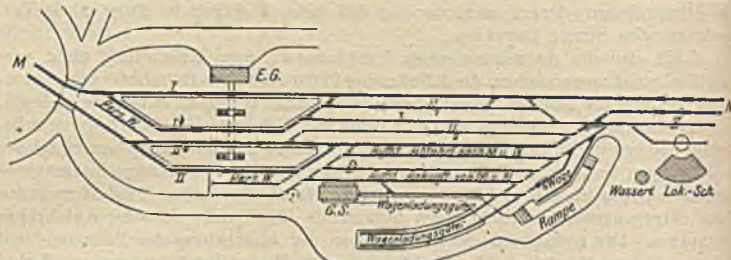


Fig. 178.

zur Verfügung steht, dadurch abmindern, daß ein Überholungsgleis (oder auch beide) zwischen die Hauptgleise gelegt wird (Fig. 178). Sollen Kreuzungen der Hauptgleise durch die Güterzugüberholungsgleise bei größeren Stationen vermieden werden, so müssen die Hauptgleise so weit auseinander gezogen werden, daß entweder der gesamte Güterbahnhof dazwischen gelegt (schienenfreie Zugänge) oder in dem Zwischenraume die Hebung oder Senkung der über oder unter einem Hauptgleis hinwegzuführenden abzweigenden Gütergleise bewirkt werden kann. Vereinigt können die Hauptgleise nur bleiben, wenn das eine Gütergleis zunächst nach der entgegengesetzten Seite abzweigt und dann an beiden Bahnhofsseiten über beide Hauptgleise schienenfrei hinweggeführt wird.

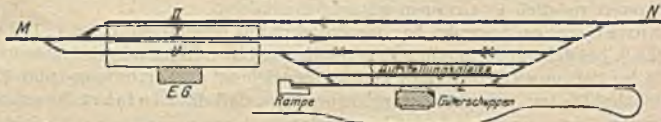


Fig. 179.

Wo auf mittleren Stationen der Güterverkehr stark, der Personenverkehr gering ist, kann bei mangelnder Bahnhofslänge zweckmäßig das Überholungsgleis über den Bahnsteig reichen (Fig. 179).

8. An Nebengleisen sind im allgemeinen erforderlich:

α) Aufstellgleise für eingehende und ausgehende Wagen entweder in der Form beiderseitig eingebundener Parallelgleise oder nur einseitig zugängiger Stumpfgleise, die in Gruppen mit verschiedener gerichteter Anknüpfung anzuordnen sind;

β) Ausziehgleise, am besten aus den Überholungsgleisen entwickelt, zum Bewerkstelligen der Verschiebewegungen ohne Berührung der Hauptgleise, unter möglichst betriebssicherer Anknüpfung der Weichenstraßen für die Aufstell- und Ladegleise. Das Ausziehgleis kann auch zur Verhinderung unbeabsichtigten Eintritts von Wagen in die Hauptgleise, sowie zur Ermöglichung des Einlaufs langer Güterzüge auch bei beschränkter Länge der Überholungsgleise (unter entsprechenden Rückstoßbewegungen) und zur Anknüpfung von Nebenanlagen verschiedenster Art, z. B. für den Lokomotivdienst dienen;

γ) Für die Bewegungen der Lokomotiven und Wagen muß auf einem Bahnhof mindestens ein Gleis, das sog. Durchlaufgleis, — bei großen Bahnhöfen

mehrere — freigehalten werden. Auch dies Gleis kann mit Vorteil zum Anschluß von Nebenanlagen, z. B. Lokomotivschuppen mit Zubehör, Rampen, Anlagen für Rohgut u. dgl., sowie zur Nutzbarmachung schwer zugänglicher Bahnhofflächen benutzt werden (Fig. 170).

ε) Die Ortsgütergleise vgl. Abschnitt C.

9. Bei einer Lage des Güter- und Personenbahnhofes auf derselben Gleisseite (Ortseite) (Fig. 171) brauchen die Landfuhrwerke die Gleise nicht zu kreuzen, der Güterdienst ist leicht und gefahrlos, die Anlage erfordert aber große Bahnhoflänge und unter Umständen, wenn die Bahnsteige von der Durchfahrt der Güterzüge frei gehalten werden sollen, die Anordnung besonderer Güterumfahrgleise. Vielfach liegen daher die Ortsgüteranlagen mit den Personenanlagen nicht auf der gleichen Bahnseite (Fig. 170). Diese Trennung dann nicht unzumutbar, wenn ohnehin bei größeren Stationen die Leitung des Personen- und die des Güterverkehrs nicht in einer Hand liegt. In solchem Falle muß aber spätere Erweiterung durch entsprechendes Abrücken der Ortsgüteranlagen von den Hauptgleisen gesichert werden.

10. Entwässerung der Bahnhoffläche und aller Tiefpunkte der baulichen Anlagen — Keller, Tunnel, Wage-, Drehscheiben-, Arbeitsgruben u. dgl. — und Be-



Fig. 180.

schaffung der nötigen Vorflut — wenn nicht anders möglich, durch Sammelteiche — bereits bei der Linienführung der Bahn zu berücksichtigen. Bahnhoffläche im allgemeinen durch Oberflächenmulden, Schrote und Querschleusen in 20—40 m Abstand (Fig. 180), die entweder in Bahngräben einmünden oder ihr Wasser in gleichgerichtet mit den Gleisen liegende Sammelschleuse abgeben.

Alle wasserdichten Kanäle müssen frostfrei liegen, Längsschleusen zwischen, Querschleusen möglichst senkrecht zu den Gleisen. Besteigbare Schrote zur Reinigung der Rohrleitungen, deren Querschnitt sich unter Zugrundelegung der Regeln des städtischen Tiefbaues nach der abzuführenden Wassermenge bestimmt.

11. Darstellung der Bahnhofsentwürfe nach den Vorschriften der betreffenden Bahnverwaltung. Im allgemeinen gilt:

α) Maßstab. In der Regel 1 : 1000, bei größeren Übersichtsplänen 1 : 2000, selbst 1 : 5000; für Absteckungen in schwierigeren Fällen auch 1 : 500 und 1 : 200, mit genauer Berechnung aller Maße. Für größere Bahnhöfe verzerrte Übersichtsdarstellung erwünscht.

β) Lageplan muß enthalten: Darstellung des Bestehenden im Bahnhofsgelände und der nächsten Umgebung, möglichst mit Höhenschichtenlinien, unter Angabe aller geplanten Neuanlagen und Veränderungen, der Krümmungs- und Neigungsverhältnisse, der Bahnrichtungen, der Bahnsteige, der Gebäude, Zufahrtstraßen, Trinkbrunnen, Bahnböschungen, der Grenzen des Bahngeländes usf., der Nordlinie und des Maßstabes. Bahnachse ist mit Längenteilung nach Hektometern einzutragen. Stationierung von links nach rechts.

γ) Gleise sind durch einfache Linien, für Hauptgleise von Personenzügen in doppelter Stärke, Weichen in Linienbildern darzustellen. „Schnitt-

punkte werden eingekreist, Anfangs- und Endpunkte aller Weichen und Kreuzungen, Bogenanfänge und -enden durch kleine Querstriche bezeichnet. Weichenwinkel und Bogenhalbmesser sind einzuschreiben. Sämtliche Gleise einer Verkehrsstelle sind mit arabischen Ziffern zu bezeichnen. Numerierung beginnt mit dem ersten, dem Empfangsgebäude oder Hauptbahnsteig zunächst liegenden Gleise. Erst später auszubauende Gleise sind mitzuzählen. Auf anschließenden Gleisgruppen findet die Numerierung immer in fortlaufender Richtung vom Empfangsgebäude aus statt. Bei Bahnhöfen in Keil- oder Insellform sind zur Unterscheidung der beiden Seiten die Gleise nach jeder Seite besonders unter Zufügung eines unterscheidenden Buchstabens zu zählen. Zwischenliegende Gleise sind je nach der Benutzung der einen oder anderen Gruppe beizufügen.

Zweckbezeichnung der Gleise, nutzbare Gleislängen u. dgl. ebenso eintragen wie alle Bahnausrüstungsgegenstände.

δ) Weichen gleichfalls im allgemeinen und bei einfachen Anlagen mit Nummern, in der Richtung der Bahneinteilung fortlaufend bezeichnen. Größere Bahnhöfe zunächst in Gruppen teilen (Anlagen für Personenverkehr, Güterverkehr, Verschubdienst, Maschinendienst usw.) und die Weichen jeder Gruppe in sich fortlaufend bezeichnen. Zwischen den Gruppen für später einzulegende Weichen Nummerreihen offen lassen. Doppelweichen, einfache und doppelte Kreuzungsweichen je 2 Nummern. Weichenbildmaße vgl. Abschnitt e, „Gleisverbindungen“.

ε) An Höhenangaben notwendig: Eintrag der Höhen für Bahnsteige, Vorplätze, Ladestraßen, Rampen, Tunnelsohlen, Straßenerunterführungen, der höchsten und tiefsten Wegpunkte, der Graben- und Wasserlaufsohlen; Einschreiben der Neigungen (und Halbmesser) der Wegezüge; Einzeichnung aller Neigungszeiger an den Brechpunkten der Gleise. Über Angabe der Signale, Stellwerksbezirke u. dgl. vgl. Abschnitt g, „Sicherungsanlagen“.

12. **Farbige Ausführung:** Bestehende Gleise blau, alles sonst bereits Vorhandene schwarz, alles neu Auszuführende rot. Für später vorgesehene Anlagen rot gestrichelt. Neue Wege, Bahnsteige, Rampen, Drehscheiben gelb, neue Gebäude rot anlegen, Wasserleitungen blau, Gasleitungen gelb, Abwässerschleusen braun bezeichnen, zu beseitigende Anlagen rot durchkreuzen. Bahngbietsgrenzen durch einen Farbenstrich (gelb) hervorheben, ebenso auch Grenzen von neu zu erwerbenden Grundstücken (grün). Schrift jedesmal in der Farbe des zu bezeichnenden Gegenstandes.

13. Der **Erläuterungsbericht** umfaßt bauliche und betriebliche Begründung der Gesamtanlage, der Sicherungsanlagen, sowie schwieriger Einzelpunkte, nach Befinden auch Schilderung des Bauvorganges und Kostenangabe.

B. Anlagen für den Personenverkehr.

a) **Empfangsgebäude** (von Baurat Falck). Sie liegen gewöhnlich ungefähr in der Mitte der Stationsanlage in solcher Entfernung von Wegübergängen in Schienenhöhe, daß haltende Züge diese Übergänge nicht sperren. Vorplätze vor den Gebäuden mindestens 12—14 m breit; Zufuhrweg zum Empfangsgebäude mindestens mit 5—6 m Fahrbahn- und 2—3 m Fußwegbreite.

1. **Allgemeine Anordnung** des Gebäudes je nach der Grundrißform des Bahnhofes verschieden.

Bei Kopfform entweder quer zu den Gleisen oder in Richtung der Gleise auf einer der beiden Seiten, auch finden sich verschiedene Kombinationen beider Stellungsweisen. Querstellung namentlich bei einer größeren Anzahl von Zungenbahnsteigen. Spätere Erweiterung möglich, aber meist kostspielig.

Bei Durchgangsform Gebäude möglichst auf Seite des Stationsortes und später nötig werdender Gleisvermehrung wegen vom nächsten Gleise entsprechend abzurücken. Spätere Erweiterung meist leicht und ohne übermäßige Kosten.

Bei Keil- und Inselform Gebäude zwischen den beiden Bahnlinien, möglichst mit schienenfreier Zugängigkeit. Erweiterungen und Umbauten in beiden Fällen schwierig.

2. **Höhenlage** des Gebäudes zu den Bahnsteigen für seine Grundrißlösung von großer Bedeutung. Verlorene Steigungen in den schienenfreien Zugängen zu den Bahnsteigen werden vermieden und die Anlage wird für die Reisenden bequemer, wenn das Gebäude und seine Zugangswege in entsprechender Höhe über oder unter den Bahnsteigen liegen.

Liegt es tief zu den Hochgleisen, so wird es bei mittlerer Größe, wo es der Platz gestattet, zweckmäßig vom Bahnkörper abgerückt, um ausreichende Belichtung zu ermöglichen und den Tunnelanlagen durch den Verbindungsgang nach dem Gebäude noch Licht zuzuführen. Zwingt beschränkter Raum zu einem Heranrücken des Gebäudes an den Bahnkörper, so ist Belichtung der an oder unter diesem liegenden Räume schwierig, die deshalb nur zu untergeordneten Zwecken — Gepäck, Aborte — ausgenutzt werden können. Auch Entlüftung ist umständlich. Liegt das Gebäude hoch und der Bahnkörper tief, so müssen die Haupträume in der Höhe der Zugangsbrücke oder Straße liegen, während das Untergeschoß, soweit es sich ausreichend belichten läßt, zu Diensträumen ausgenutzt werden kann.

3. Über das **Raumbedürfnis** eines Stationsgebäudes bestimmt T. V. 49, daß bei größeren Bahnhöfen vorzusehen sind: eine geräumige Vorhalle mit Fahrkartenausgabe und Gepäckabfertigung, wenigstens zwei Warteräume, ein Dienstraum für den Stationsvorsteher und entsprechende Räume für den Stationsdienst. Bei großen Anlagen geht indessen das Bedürfnis erheblich weiter und erstreckt sich auf folgende Raumgruppen:

a) **Verkehrsräume** für den Verkehr zwischen Reisenden und Bahnverwaltung (Fahrkartenausgabe, Gepäckabfertigung, Handgepäck);

β) **Aufenthalts- und Gebrauchsräume** für die Reisenden (Eintrittshalle, Wartesäle mit und ohne Wirtschaft, Aborte, Pförtnerzimmer, Wasch-, Bade- und Frisierräume, Krankenzimmer, Polizei, Auskunft, Post und Telegraph, Fundbureau, Läden für Zeitungen, Zigarren, Blumen, Geldwechsel);

γ) **Betriebsräume** (Zimmer für Vorsteher, Fahrdienstleiter, Assistenten; Dienst- und Telegraphenräume; Räume für Bahnsteigschaffner und sonstiges Bahnhofspersonal, Übernachtungszimmer u. dgl.);

δ) **Wirtschaftsräume** für den Wirt (Schänke, Küche mit Speisekammer, Putz-, Aufwasch- und Anrichterräume, Geschäftszimmer für den Wirt, Keller und sonstige Nebenräume);

ε) **Postdiensträume** je nach Bedarf;

ζ) **Wohnungen** für den Vorsteher, je nach Bedürfnis für einzelne Unterbeamte und für den Wirt.

4. Für die **gegenseitige Lage** der einzelnen Räume gelten folgende Grundsätze:

1. Die für die Reisenden erforderlichen Räume müssen um die Eingangshalle leicht erreichbar und übersichtlich angeordnet sein;

2. Fahrkartenausgabe, Gepäckabfertigung und Bahnsteige müssen vom Eingang her auf kürzestem Wege erreichbar sein;

3. Verkehrsströme der an- und abgehenden Reisenden sollen sich möglichst nicht kreuzen;

4. verlorene Steigungen sind tunlichst zu vermeiden;

5. Aborte sind in Nähe der Wartesäle anzuordnen;

6. Möglichkeit einer Erweiterung des Gebäudes muß gewahrt bleiben.

Den Mittelpunkt der ganzen Anlage bildet eine geräumige Halle. In ihr sind zur Rechten des Eintretenden Fahrkartenausgabe und Gepäckausfertigung anzuordnen. Nach Lösung der Fahrkarte und Aufgabe des Gepäcks kann er den Zugang nach den Bahnsteigen, der zweckmäßig dem Eingang gegenüberliegt, unmittelbar erreichen, ohne den Strom der ankommenden Reisenden zu

kreuzen. Zur Linken liegen dann Warteräume und Wirtschaftsräume, während sich an die Fahrkarten- und Gepäckräume, von der Halle durch

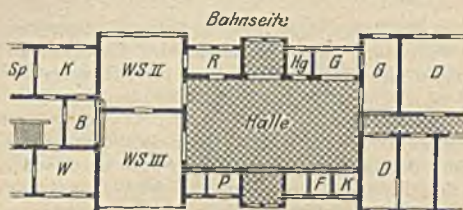


Fig. 181.

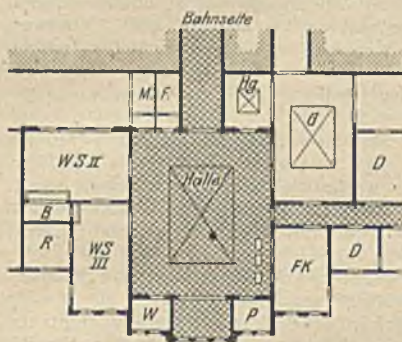


Fig. 182. B Büfett, D Diensträume, F Frauen, FK Fahrkarten, G Gepäck, Hg Handgepäck, M Männer, P Pfortner, R Vorbehaltszimmer, W Waschzimmer, WS Wartesaal.

einen Gang erreichbar, die Diensträume anschließen. Zwischen Warte- und Dienststräumen [an der Halle] können dann Aborte, Pfortner und anschließend an das Gepäck der Handgepäckraum eingebaut werden. Die Lage der

Aborte an der Halle selbst ist jener an einem zu den Wartesälen führenden Flur vorzuziehen (Fig. 181 und 182).

5. Die Größe der einzelnen Räume ist schwer zu bemessen, da sie nach dem vorhandenen Bedürfnis stark wechselt und auch damit zu rechnen ist, daß Bahnhofsanlagen schnell unzureichend werden. Für mittlere Verhältnisse kann etwa angenommen werden, daß bei einer Verkehrsbevölkerung E und $2p$ jährlich ankommenden und abgehenden Reisenden auf den Kopf dieser Verkehrsbevölkerung (vgl. Abschnitt b, „Linienführung“) die Gesamtfläche F (in qm) des Stationsgebäudes sich ungefähr bestimmt bei

	geringem (2—5)	mittlerem (5—10)	starkem (10—15)	sehr starkem ($> 15 = 2p$)
	Verkehr			
zu etwa: $2p E$	150—250	250—400	400—500	500—800

während die Grundrißfläche, der Empfangshalle und der Wartesaale zusammen ungefähr

$$f = (0,35—0,40) F \text{ in qm}$$

beträgt.

Alle außergewöhnlichen Verkehrsverhältnisse, Vorort- und Ausflugsverkehr sind besonders zu berücksichtigen.

6. Die Größe der den Verkehr vermittelnden Halle wächst mit der Zahl und Größe der an ihrem Umfang zu gruppierenden Räume. Bei ganz großen Bahnhöfen werden oft nur Fahrkarten und Gepäck, ja selbst nur erstere in sie gelegt, um ihre Abmessungen nicht ins Ungemessene zu steigern. Die übrigen Räume werden dann an mit der Haupthalle verbundenen Nebenhallen angegliedert. Der Halle vorgelegt wird eine Vorhalle, die zugleich als Windfang dient.

Größter Wert ist auf ausreichende Belichtung der Halle durch senkrechte Lichtflächen zu legen. Über den niedrigen Vorbauten für den Eingang, die Fahrkarten, Aborte usw. kann der Halle hohes, wertvolles und ausreichendes Seitenoberlicht von den beiden Längsseiten zugeführt werden (Fig. 183). Deckenoberlicht ist des Schneverlags wegen, wenn zugänglich, zu vermeiden.

7. Die Verlegung der **Sperre** in die Halle vor den Zugang nach den Bahnsteigen ist zweckmäßig, weil diese Lage gestattet, mit der geringsten Anzahl von Bahnsteigschaffnern auszukommen und weil dadurch der Zugang nach den Bahnsteigen besonders betont wird. Bei nur mäßiger Breite des nach den Bahnsteigen führenden Ganges empfiehlt es sich, die Sperre wie in Fig. 184 im leichten Bogen vor die Einmündung zu legen. Fig. 185 zeigt die Anordnung für große Kopfbahnhöfe. Sie ist übersichtlich, erfordert aber viel Personal. Die Schaffnerstände an der Sperre werden als einfache und als Doppelstände ausgebildet. In zugiger Lage erhalten sie Schutzverglasung, die Fußböden werden oft doppelt und teilweise sogar mit Wärmeisolierung oder kleinen Heizkörpern ausgeführt. Sitzgelegenheit sei vorhanden (Fig. 186).

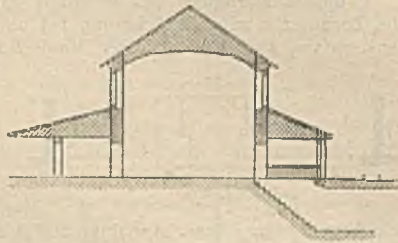


Fig. 183.

Auf Nebenbahnen, wo die Bahnsteigsperre noch nicht eingeführt ist, muß beim Entwerfen auf deren spätere Einführung Rücksicht genommen werden.



Fig. 184.

Fig. 185.

8. **Fahrkartenausgabe** fällt für kleinere Verhältnisse mit der Gepäckabfertigung zusammen. Schalter für Fahrkarten und Gepäck liegen dann gewöhnlich unmittelbar nebeneinander (Fig. 187). Größere Anlagen fordern mehrere Schalter, die mit wachsender Zahl nach Klassen und nach Richtungen zu trennen sind. Eine Größe von 2,5 bis 3,0 × 4,5 bis 5,5 m erscheint angemessen, das Mindestmaß reicht aus, wenn besondere Abrechnungsräume entweder hinter den Ausgaben oder im Geschoß darüber oder darunter, durch eine Treppe oder einen Aufzug mit den Ausgaben verbunden, vorhanden sind. Trennung mehrerer Schalterräume durch Zwischenwände nicht unbedingt erforderlich, ihr Wegfall bedeutet eine Raumersparnis. Vor jedem Schalter etwa 0,35 × 0,70 bis 1,00 m große und 0,70 m hohe

Schalterräume durch Zwischenwände nicht unbedingt erforderlich, ihr Wegfall bedeutet eine Raumersparnis. Vor jedem Schalter etwa 0,35 × 0,70 bis 1,00 m große und 0,70 m hohe



Fig. 186.

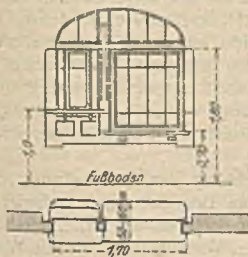


Fig. 187.



Fig. 188.

Abstellische, die im Verein mit Führungen (Fig. 188) zur Regelung des Andranges der Reisenden dienen. Fig. 188 zeigt eine zweckmäßige Zusammen-

legung je zweier Schalter mit dem Zugang an einer Stelle, so daß das unbehinderte Abtreten der mit Fahrkarten versehenen Reisenden ermöglicht wird.

9. **Gepäckabfertigung** bei kleinsten Anlagen meist ohne Schalter durch die Zugangstür zum Gepäckraum, bei mittleren durch Schalter mit Schiebefenstern von wechselnder Größe. Mindestbreite 1,50 m bei etwa gleicher Höhe.



Fig. 189.

Aufgabeplatte entweder aus Holz mit Eisen beschlagen oder besser Eisenplatte in 0,60—0,70 m Höhe. Große Anlagen erhalten frei im Raume stehende oder wenigstens nicht nach oben abgegrenzte, etwa 1 m breite Tafeln oder Tische

von bedeutender Länge. Annahme und Ausgabe dann getrennt. Zur Erhebung der Beträge besondere Kassenhäuschen an den Enden oder in der Mitte der Gepäcktische (Fig. 189). Zur Annahme und Ausgabe von Expreßgütern besondere Schalter in sonst gleicher Ausführung wie die Gepäckschalter. Sie müssen unmittelbar von der Straße zugänglich sein. Das gleiche hat von allen großen Anlagen zu gelten, damit das Gepäck nicht erst durch die Halle getragen werden muß. Zur Beförderung des Gepäcks nach den Gepäckwagen werden auch besondere Tunnelanlagen oder auch Gepäcksteige mit Aufzügen angelegt oder Förderbänder verwendet. Eine Verbindung besonderer Eilgutschuppen mit dem Empfangsgebäude ist möglich.

Bei kleinen Anlagen mit Hausbahusteigen muß der Gepäckraum einen unmittelbaren Ausgang nach diesen besitzen.

10. **Handgepäck** wird auf kleinen Stationen am Gepäckschalter abgegeben und im Gepäckraum aufbewahrt. Auf größeren Stationen besondere Räume.

11. Auf Grenzstationen werden noch Räume für die **Zollrevision**, die mit dem Gepäckraum in Verbindung stehen müssen, erforderlich.

12. Auch Größe und Anzahl der **Warteräume** wechselt mit den erforderlichen Verhältnissen. Bei Haltepunkten und kleineren Bahnhöfen nur ein Warteraum oder eine offene Halle, bei großen Empfangsgebäuden der Großstädte Wartesäle 1., 2. und 3., 4. Klasse mit allen sonst noch vorzuschendenden Warträumen, teilweise sogar in mehrfacher Anzahl. In solchen Fällen werden wohl auch an Stelle eines Saales 1. und 2. Klasse zwei für jede Klasse getrennt geplant. Dazu kommen Speisezimmer, Damenzimmer, Warträume ohne Wirtschaftsbetrieb und solche für Nichtraucher. Unter sich stehen die Wartesäle 1., 2. und 3., 4. Klasse in einem Größenverhältnis von etwa 1 : 2 bis 1 : 1, während das besonders auf mittleren Stationen vorhandene reservierte oder Vorbehaltszimmer, das vom Warteraum 1. und 2. Klasse, seltener auch von der Halle oder vom Flur aus zugänglich ist, meist unter der halben Grundrißfläche des oben genannten Grundmaßes bleibt. Soll es auch als Fürstenzimmer dienen, so muß es einen unmittelbaren Zugang nach der Straße erhalten und entsprechend ausgestattet werden. Für größere Empfangsgebäude ist das Fürstenzimmer an hervorragender Stelle zu planen und mit den nötigen Nebenräumen und einem oder mehreren Zimmern für das Gefolge auszustatten. Seiner Bedeutung entsprechend ist es als besondere Architekturgruppe zu kennzeichnen. Es hat gedeckte Vorfahrt zu erhalten und ist mit dem Bahnsteig durch einen besonderen Zugang zu verbinden.

Gewarnt sei vor übertriebener Höhenentwicklung der Warträume selbst bei monumentalen Anlagen, soweit sie nicht eine Begründung in schwierigen Beleuchtungsverhältnissen findet. Zu hohe Räume wirken ungestlich und sind teuer in der Beheizung. Bei mittleren und kleinen Verhältnissen, wo die Warträume für Wohnzwecke überbaut werden müssen, möchte ein Tiefenmaß von 6,5 m nur in Ausnahmefällen überschritten werden, damit keine kostspieligen Deckenbauarten notwendig werden. Es empfiehlt sich deshalb eine mehr langgestreckte Grundrißform, bis 1 : 2.

Die Zugängigkeit der Bahnsteige unmittelbar von nicht innerhalb der Bahnsteigsperrre gelegenen Wartesälen erscheint überflüssig und entbehrlich.

Liegen die Warteräume innerhalb der Sperrre, so müssen die Fahrkartenschalter immer geöffnet sein, um den Reisenden den Zutritt durch Lösen der Fahrkarte zu ermöglichen. Ihre Abmessungen können dann etwas verringert werden.

13. **Büfett** liegt am besten zwischen oder neben den Wartesälen so, daß die Ausgabe von Getränken oder Speisen nach beiden erfolgen kann (Fig. 190 und 191). Abschluß des Büfetts nach dem Wartesaal wird gebildet durch eine 0,80 m hohe und etwa 0,70 m breite Tafel. Mit der Küche ist das Büfett durch ein reichlich zu bemessendes Ausgabefenster mit breiter Platte (oder durch Aufzüge, siehe später) verbunden, ein gleiches Fenster wird bei kleineren und mittleren

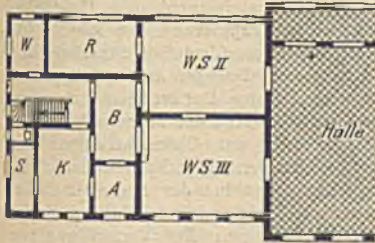


Fig. 190. *WS* Wartesaal, *B* Büfett, *A* Aufwaschraum, *K* Küche, *S* Speisekammer, *W* Zimmer des Wirts, *R* Vorbehaltzimmer.



Fig. 191.

Empfangsgebäuden wohl auch nach dem Flur angeordnet, damit auch nach der Straße bedient werden kann. Ist Spülküche vorhanden, so ist zu erstreben, sie ebenfalls durch große Schiebefenster mit Büfett und Küche zur Annahme und Ausgabe des Geschirres zu verbinden. Lage der Küche im Ober- oder Dachgeschoß erfordert Speiseaufzüge nach dem Büfett und Lastaufzüge nach dem Keller. Die Küche liege möglichst nach Norden, ebenso die Speisekammer. Abmessungen der Küche seien reichlich, auch bei kleineren Gebäuden nicht unter 20 qm. Kochherd stehe einseitig angebaut oder in der Mitte des Raumes. Außer den für große Anlagen in Betracht kommenden Spülküchen, Wäsche-, Putz- und Geschirrkammern ist schon bei kleineren Stationen neben oder in der Küche ein Zimmer für den Wirt notwendig, das auch dessen Familie als Aufenthalt dienen kann und nicht unter 16 qm groß sein sollte.

Auf ländlichen Stationen ist Anlage einer an den Seiten offenen gedeckten Halle oder eines Gartens für den Aufenthalt der Gäste im Freien während der warmen Monate wünschenswert.

14. **Pförtnerzimmer** auf kleineren Stationen gewöhnlich gleichzeitig Waschraum. Es muß in der Nähe des Eingangs liegen. Bei größeren Anlagen tritt es selbständig auf. Der Waschraum ist dann am besten mit den Aborten verbunden und erhält besondere weibliche Bedienung. Mit Friseurräumen für Herren und Damen, die für alle größeren Bahnhöfe jetzt vorgesehen werden, ist auch Wasch- und Badegelegenheit verknüpft. Läden für Zigarren, Blumen und Zeitungen werden zweckmäßig schon im Entwurf geplant, da sie später doch gefordert werden und schwieriger unterzubringen sind. Sie müssen sich als kleine hölzerne Einbauten der Gesamtarchitektur und Farbgebung der Halle anpassen.

Ebenso ist schon bei der Planung und Aufteilung der Halle und Hauptfluren auf Tafeln für Fahrpläne und Plakate Rücksicht zu nehmen.

In besonderen Fällen werden auch noch Aufenthaltsräume für Auswanderer mit besonderem Wirtschaftsbetrieb und Zugang nach den Bahnsteigen, Krankenzimmer, sowie Untersuchungsstationen mit Arztzimmer und Abort, ferner auch ein Polizeiraum mit einzelnen Gefängniszellen gefordert. Fundbureau und Auskunftzimmer werden nur bei sehr großen Anlagen vorgesehen, ebenso Post und Telegraph für die Reisenden.

15. **Postdiensträume** müssen unmittelbaren Zugang zu den Bahnsteigen erhalten

und möglichst im Anschluß an die Stationsdiensträume angeordnet werden, am besten an einem der Gebäudeenden. Unterbringung in Nebengebäuden ist zulässig. Über Umfang und Gestaltung ist vor der Planung mit der zuständigen Oberpostdirektion in Verbindung zu treten: Art. 7 des Eisenbahn-Postgesetzes und Punkt VI der zugehörigen Vollzugsbestimmungen.

16. Besondere Aufmerksamkeit verdienen die Abortanlagen. Auf kleinen Stationen werden sie gewöhnlich außerhalb des Stationsgebäudes angelegt. Ist eine Halle vorhanden, so liegen sie am besten an dieser. Lage in der Nähe der Warteräume an einem auch zu diesen führenden Gang ist sehr gebräuchlich, aber nur zu dulden, wenn der Gang ausreichend erhellt und genügend breit,



Fig. 192.

Einblicken in das Innere der Aborte werden sogenannte Schamwände aufgestellt oder noch besser kleine Vorräume geschaffen, die zugleich den Aufwarterraum begrenzen und Gelegenheit zur Aufstellung von Waschbecken bieten (Fig. 193).

Abortzellen für Frauen sind um etwa $\frac{1}{3}$ mehr anzuordnen als Männerzellen. Im allgemeinen Anzahl der Abortsitze $2 + \frac{r}{15000}$, Anzahl der Pißstände $2 + \frac{r}{10000}$, wenn r die Anzahl der jährlich ankommenden und abgehenden Reisenden bezeichnet.

Zellen nicht unter 0,90, besser 1,0 m breit und 1,25 m lang. Schlagen die Türen nach innen, so ist eine Tiefe von 1,60 m notwendig. Die einzelnen Trennwände zwischen den Aborten mindestens 2,0 m hoch.

Abortsitze freistehend auszuführen, gleichgültig, welches Grubensystem gewählt wird. Schräge Sitze zu vermeiden. Anlage der Grube nach dem gültigen Baugesetz bzw. den Ortsbauvorschriften;



Fig. 193.

Wasserspülung besonders dort, wo Sammelheizung vorhanden ist, zu empfehlen und auch für Pißstände gebräuchlich, wenn auch die Betriebskosten hoch sind und der Uringeruch schwer zu beseitigen ist. Die Ausführung von Spritzwänden aus Torfit ist in der Anlage teuer, in der Unterhaltung jedoch billig, das Aussehen der Wände gut. Für einfache Anlagen werden gewöhnlich nur zementgeglättete Wandflächen hergestellt

und zur Abhaltung des Geruches mit irgendeinem Urinöl versehen. Der ablaufende Urin fließt durch Ölsiphons, welche den Geruch ebenfalls abhalten. Die Trennung der Pißstände durch einzelne Schamwände ist bei größeren Anlagen erwünscht. Für die Entlüftung der Grube sowohl als der Aborte ist durch besondere bis über das Dach zu führende Dunstrohre zu sorgen, ebenso für gute Beleuchtung. Oberlicht ist zulässig. Fenster (mit Matt- oder Ornamentverglasung) können hohe Brüstung bis zu 1,50 m erhalten, damit unter ihnen noch Pißstände angeordnet werden können.

Große Anlagen erfordern Waschgelegenheit und Bedienung durch eine Aufwartefrau (Fig. 193).

Für das Dienstpersonal sind besondere Aborte abzutrennen und nach Möglichkeit mit eigenem Zugang auszustatten.

Mit Rücksicht auf in den Empfangsgebäuden einzubauende Wohnungen legt man besonders bei Mangel an Wasserspülung die Aborte im Erd- und den Obergeschossen übereinander, um möglichst mit einer Grube auszukommen. Für den Wirtsflügel wird aber nur bei Klärgrubenanlage auf eine weitere Grube verzichtet werden können.

17. Das **Dienst- und Telegraphenzimmer** erfordert eine Lage am Bahnsteig, ebenso das **Zimmer** für den Fahrdienstleiter, falls diese Räume nicht in einem besonderen Gebäude untergebracht werden. Ein unmittelbarer Zugang zum Bahnsteig muß vorhanden sein. Ausreichende Fensterflächen zum Aufstellen der Morseapparate. Meist getrennte Räume für Dienst und Telegraph. Das **Vorstandszimmer** muß auch für die Reisenden zugänglich sein, sei es vom Bahnsteig oder vom Innern des Gebäudes aus. Das gleiche gilt vom **Auskunftszimmer** und **Fundbureau**.

Eine etwa vorhandene Kasse ist feuer- und diebessicher einzumauern. Fenster und Türen des Kassenraumes sind gegen Einbruch zu sichern.

Schaffner- und Übernachtungszimmer können auch ins Obergeschöß verlegt werden.

18. Der Einbau von **Wohnungen** in Empfangsgebäuden ist einzuschränken, weil er spätere Erweiterung und den Bahnhof kennzeichnende Ausgestaltung des Gebäudes erschwert. Das Überbauen der Halle und der Warteräume ist schon bei mittleren Anlagen zu vermeiden. Für gewöhnlich Wohnungen für den Vorsteher, für den Pförtner und den Wirt. Raumbedürfnis für den ersteren je nach der Größe der Anlage 4—6 Zimmer neben Küche und Zubehör, für den Pförtner Stube, Küche und 1 oder 2 Kammern. Für den Wirt etwa 5 Zimmer und Schlafräume für sein Personal. Wirtswohnung zweckmäßig über den Wirtschaftsräumen, Dienstwohnungen im Betriebsflügel, damit Zugänge und Treppen gesondert und außerhalb der Sperre angeordnet werden können.

Bei mehr als zwei Familien ist eine Waschküche im Keller oder Dachgeschöß einzubauen.

19. Der **Zugang zu Empfangsgebäuden** ist dort, wo ein besonderer Vorplatz nicht geschaffen werden kann, möglichst an verkehrsschwache Punkte, in ruhige Winkel zu legen. Wenn erreichbar Erdgeschößfußboden mit dem Fußsteig in einer Höhe, also keine Vorstufen vor dem Eingang, obgleich hierdurch das Herausheben des Gebäudes aus der Umgebung erschwert wird. Treppen mit öffentlichem Verkehr mit Steigungsverhältnis 16 : 30, größere Steigungen unzulässig, ebenso Wendeltreppen. Ausreichende Podeste vorsehen.

20. **Erweiterungsmöglichkeit** ist schon bei der Planung zu berücksichtigen. Notwendigkeit hierzu oft schon nach einem Jahrzehnt. Das einfachste ist, an einen Flügel des alten Empfangsgebäudes eine eingeschossige Halle anzugliedern,

an welche die erforderlichen Räume angebaut werden. Diese Lösung ermöglicht die Ausführung während des Betriebes, da sie keine großen Umbauten voraussetzt. Im alten Gebäude werden vorteilhaft die Diensträume unterge-

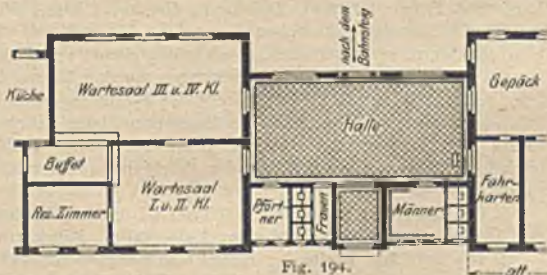


Fig. 194.

bracht und Fahrkarten und Gepäck an die neue Halle herangeschoben (Fig. 194). Eine andere Lösung zeigt Fig. 195.

Ist der Erweiterungsbau nicht in dieser Weise auszuführen, weil der Platz an den beiden kurzen Seiten des Gebäudes zu beschränkt ist, so ist gleichwohl

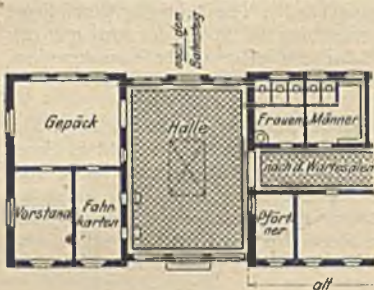


Fig. 195.

der Hauptwert darauf zu legen, ein geräumige Halle zu schaffen, um an ihr die notwendigsten Räume unterbringen zu können. Für die Höhe dieser Halle wird in den meisten Fällen diejenige des Erdgeschosses beibehalten werden müssen und eine ausreichende Belichtung ohne Deckenoberlicht selten zu erreichen sein (vgl. Fig. 194 und 195). Der Hallenanbau darf nur wenig über das Erdgeschoß herausragen, damit den Räumen im Obergeschoß kein Licht entzogen wird.

21. Die **Ausgestaltung der Schauseiten** der Empfangsgebäude — und ebenso auch aller übrigen Gebäude eines Bahnhofes, die durchgängig architektonisch einheitlich auszubilden sind — hat den berechtigten Ansprüchen auf eine ästhetische Durchbildung Rechnung zu tragen, ohne indessen die für Nutzbauten notwendige weitgehende Sparsamkeit aus dem Auge zu verlieren.

Für ländliche und Gebirgsgegenden muß die Anlehnung an die heimische Bauweise gefordert werden. Gebäuden in größeren Städten ist eine mehr malerische bis monumentale Gestaltung zu geben. Allen aber ist nach Möglichkeit der Bahnhofskarakter aufzuprägen. Am leichtesten ist dies bei großen Empfangsgebäuden, deren große raumüberspannende Bahnsteighallen den Zweck des Gebäudes sofort erkennen lassen. Weitere Mittel hierzu sind auch bei mittleren Bahnhöfen die architektonische Betonung der Halle und Wartesaale durch die von den übrigen Räumen abweichende Höhe und die Größe und Form der Fenster, das weit ausladende, den Eingang betonende Vordach, die richtige Anbringung des Stationsnamens und der Uhr. Bei kleineren Anlagen, wo Halle und Wartesaale die gleiche Höhe erhalten wie die übrigen Räume des Erdgeschosses, wo außerdem noch Wohnungen über den Haupträumen liegen, wird der Wohnhauscharakter des Gebäudes nicht zu vermeiden sein, um so größeres Gewicht ist aber deshalb den verbleibenden Kennzeichen des Bahnhofes, dem Stationsnamen und der Uhr, beizumessen, deren richtige Stellung beim Entwurf sorgfältig zu erwägen ist.

b) **Bahnsteige**, soweit erforderlich überdacht, sollen das Einsteigen der Personen erleichtern, werden aber meist-gleichzeitig auch für Gepäck- und Postverkehr benutzt. Bei starkem Verkehr Trennung und besondere Anlage von Personen-, Gepäck- und Postbahnsteigen zweckmäßig und notwendig. Je nach Lage und Form: Haupt-, Zwischen-, Gegen-, Längs-, Kopf-, Zungen-, Insel- und Keilbahnsteige. Zwischenbahnsteige, die nur mit Überschreitung eines Hauptgleises zu erreichen sind, zweckmäßig derart verschränkt, daß dieses Gleis hinter dem haltenden Zug überschritten werden kann. Bei lebhafterem Verkehr schienenfreie Zugänglichkeit der Bahnsteige durch Tunnel oder Überführung erwünscht. Breite der Personentunnel oder Brücken nicht unter 2,5 m; Breite der Treppen 2,5—4,0 m; Höhe der Tunnel nicht unter 2,2 m; ausreichender Beleuchtung ist besondere Sorgfalt zu widmen. Gepäck- und Posttunnel 2,9—6,0 m weit.

1. Die **Länge** der Bahnsteige nach der Länge und Zusammensetzung der Züge mit Personenbeförderung zwischen 150—300 m, Mindestmaß etwa 80 m.

2. Die nutzbare **Breite** der Bahnsteige hängt vom Verkehr ab. Hauptbahnsteige, wenn tunlich, nicht unter 7,5 m (T. V. 46), bei starkem Personenverkehr entsprechend breiter. Gegen- (Außen-) Bahnsteige nicht unter 3,0 m. Gleisabstand bei Zwischenbahnsteigen mit einseitiger Benutzung wenigstens 6 m

(B. O. 12, T. V. 38), Einschränkung dieses Abstandes für Stationen mit geringem Personenverkehr zulässig. Für Zwischenbahnsteige mit zweiseitiger Benutzung Gleisabstände von 9,0; 13,5 oder 18,0 m zweckmäßig, um 1, 2 oder 3 Aufstellungsgleise zwischen den Anfahrtsgleisen einschalten zu können. Bei schienenfreier Zugängigkeit nicht unter 10 m.

3. Die **Vergrößerung** des Gleisabstandes ist durch schlanke Gleisführung, wenn erreichbar ohne Gegenbögen, zu bewirken. Mindestens 300 m Halbmesser, bei Schnellzugslinien keinesfalls unter 500 m, tunlichst 1000—2000 m.

4. **Säulen** und sonstige feste Gegenstände auf den Bahnsteigen müssen bis zu einer Höhe von 3,05 m über Schienenoberkante mindestens 3,0 m von Gleismitte entfernt sein (B. O. 23; T. V. 46). Lichte Höhe unter Bahnsteigdächern mindestens 3,2 m.

5. **Höhe** der Bahnsteige über Schienenoberkante mindestens 21 cm (T. V. 46), in der Regel aber 38 oder 76 cm (B. O. 23). In Krümmungen auf Spurerweiterung und Gleisüberhöhung Rücksicht nehmen. An Gleisen, die an beiden Seiten durch Bahnsteige begrenzt sind, darf nur einer höher als 38 cm werden, um Räder und Achsen nachsehen zu können. Für lebhaften Verkehr und schienenfreie Zugänge ist 76 cm Höhe zweckmäßig, bei Planübergängen nach dem Bahnsteig darf dessen Höhe nicht mehr als 35 cm betragen (T. V. 46). An Gepäck- und Postkarrenüberfahrten ist die Bahnsteigkante zu senken und der Übergang durch eine nicht zu steile Rampe ($1 : 3$) zu vermitteln.

6. **Abstand** der Bahnsteigkante von der Mitte des zugehörigen Gleises 1,52 bis 1,55 m bei Höhen bis zu 38, 1,65—1,66 m bei Höhen bis zu 76 cm

7. **Befestigung** der Bahnsteigkanten durch Bordschwellen oder Platten aus Hartgesteinen auf entsprechender Untermauerung oder durch Klinkermauerwerk, wohl auch durch hochkantig gestellte Stein- oder Eisenbetonplatten, daun und wann genügt auch Kantenbildung aus Altschwellen, nur selten Kiesschüttung. Die Oberfläche der Bahnsteige ist auf größeren Stationen mit Asphalt, Zementbeton, Plattenbelag oder Pflaster (meist Mosaikpflaster aus kleinen Steinen) zu befestigen.

8. **Querneigung** der Bahnsteige etwa $1 : 50$ bei Befestigung der Oberfläche in einer der unter 7 genannten Weisen, etwa $1 : 25$ bei Kiesbedeckung. Breitere Bahnsteige, namentlich Zwischenbahnsteige, erhalten beiderseitiges, schmälere und Hausbahnsteige einseitiges Gefälle.

c) Aborte, Wirtschafts- und Nebengebäude.

1. **Aborte** sollen weithin erkennbar bezeichnet sowie von den Warteräumen und Zügen aus rasch und ungehindert zu erreichen sein. Wasserspülung und sonstige Vorkehrungen, die Geruchlosigkeit sichern, sind erwünscht (T. V. 50). Zweckmäßig kann es bei mittleren Stationen sein, die Aborte in freistehenden Bauten neben dem Stationsgebäude in etwa 20 m Entfernung unterzubringen. Bei stärkerem Durchgangsverkehr Aborte auch innerhalb der Sperre nötig. Vgl. auch a) „Empfangsgebäude“.

2. **Wirtschafts- und Nebengebäude** für Wirtschaftsräume der im Empfangsgebäude befindlichen Wohnungen (Holz- und Kohlenräume, zuweilen Waschküche u. dgl.), sowie für Nebenräume des Bahndienstes (Lampenputzerraum, Holz- und Kohlenräume, Ölraum, Spritzenraum u. dgl.) auf mittleren und kleineren Stationen oftmals notwendig und vielfach mit Abortanlagen vereinigt. In solchem Falle ist es rätlich, anschließend einen Raum als Wirtschaftshof einzuplanken.

3. **Trinkbrunnen** (oder Zapfstellen für Trinkwasser) auf den Bahnsteigen oder deren Nähe innerhalb der Sperre erforderlich (T. V. 48). Mindestentfernung von Abort- und Senkgruben 10 m.

An die Anlagen für den Personenverkehr anzugliedern, weil mit ihnen im engsten Zusammenhange stehend, sind:

d) Anlagen für den **Postverkehr**. In den einfachsten Fällen Beiladung des Postgutes in die Bahnpostwagen auf den Personen- oder Gepäckbahnsteigen,

bei größerem Umfange auf besonderen Postbahnsteigen, die nach Befinden durch eigene Tunnel zugänglich sind. In End- und Ursprungsstationen vielfach Anlage besonderer Postgebäude mit zugehörigen Gleisanlagen für die Be- und Entladung der Postwagen notwendig.

e) Anlagen für den Eilgutverkehr in möglichster Nähe der Hauptgleise und der Empfangsgebäude so, daß die Einbringung des Eilguts — in großen Städten namentlich Milch, Obst, Gemüse u. dgl. — in die Personenzüge leicht erfolgen kann. Einzelheiten der Schuppen und Rampe vgl. nachstehend unter C.

C. Anlagen für den Güterverkehr.

a) **Stückgutanlagen.** Stückgüter werden meist verpackt vom Versender nach dem Güterschuppen geliefert, dort verwogen, angenommen und in Ortswagen, Kurswagen oder Umladewagen — in der Regel bedeckte Güterwagen — verladen. Ebenso holt sie der Empfänger von dem Güterschuppen der Empfangsstation ab. Das Laden in die Eisenbahnwagen und aus diesen besorgt in der Regel die Eisenbahnverwaltung.

In den einfacheren Fällen finden sich vielfach Stückgutanlagen mit den Anlagen für Personenverkehr vereinigt, für größere Bahnhöfe werden sie meist der besseren Erweiterungsfähigkeit und des billigeren Grunderwerbes wegen vom Personenverkehr getrennt.

1. Güterschuppen.

a) Die allgemeine Anordnung kann dreifach sein:



Fig. 196.

1. Längsstellung, bei der Ladegleis und Ladestraße mit den Zufahrtgleisen gleichgerichtet sind und liegen können:

a) Ladegleis und Ladestraße außen, jedes auf einer anderen Schuppenseite, vom weitaus kragenden Dach geschützt (Fig. 196) (T. V. 53);

b) Ladegleis innen, Ladestraße außen;

c) Ladegleis und Ladestraße innen;

d) Ladegleis außen, Ladestraße innen.

2. Querstellung, und zwar:

a) des ganzen Schuppens an quer zu den Zufahrtgleisen gerichteten, an diese mit Drehscheiben angeschlossenen Ladegleisen (Fig. 197);

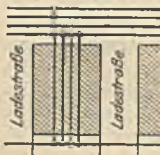


Fig. 197.

b) des Schuppens zu den mit den Zufahrtgleisen gleichgerichteten Ladegleisen unter Anordnung eines Kopf- und mehrere Zungenladesteige (Fig. 198);

c) von kurzen mit Drehscheiben angeschlossenen Ladegleisen (für je 1 oder

2 Wagen) mit zungenförmigen Ladebühnen vor dem gleichlaufend mit den Zufahrtgleisen angeordneten Schuppen, um so bei großem Orts- und Umladeverkehr einzelne Wagen schnell und unbehindert — wenn auch mit Hand — zu- und abführen zu können (Fig. 199)



Fig. 199.

(St. Gereon-Köln, Frankfurt a. M.).

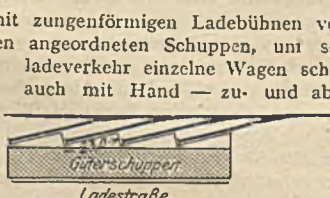


Fig. 200.

3. Schrägstellung (Sägeform), bei der an den Ausschnitten der Ladebühne je 1—3 Wagen Platz finden, die von der Lokomotive ausgewechselt werden können, ohne das Ladegeschäft in den anderen Schuppenteilen zu stören (Fig. 200) (Eilgutsschuppen Köln, Güterschuppen in Leipzig, München, Zürich, Postschuppen Dresden).

Bei Längsstellung der Schuppen die Länge des Schuppens nicht größer als etwa 100 m. Bei starkem Verkehr daher von vornherein eine Trennung nach Versand und Empfang. Die beiden Schuppen liegen hierbei entweder:

a) an demselben Gleise hintereinander, doch so, daß jeder Schuppen unabhängig von dem anderen bedient werden kann (zweckmäßig bei langgestrecktem, wenig breitem Gelände), oder:

b) einander gegenüber und zwischen ihnen die Ladestraße (bequem für den Fuhrwerksverkehr), zuweilen unter Anordnung einer Drehscheibenverbindung zwischen den Ladegleisen unter Kreuzung der Straße, oder

c) einander gegenüber und zwischen ihnen die Gleise. Leichte Überführung der Wagen vom Empfang nach dem Versand, wenn Endverbindung der Gleise z. B. durch eine Schiebebühne, vorhanden.

Bei mehr als zwei Schuppen werden diese Grundformen durch Aneinanderreihung in der Längs- oder Querrichtung vervielfältigt. Bei der Querreihen-anordnung können sich dann die Schuppen entweder wechselweise folgen oder es kann auch die eine Hälfte dem Versand, die andere dem Empfang zugewiesen werden.

Zur Vervollständigung der Ladungen in den Stückgutwagen sind öfters Umladungen von Stückgütern erforderlich. Für größere Stationen (Verschlebe- und Güterbahnhöfe) hierzu besondere Umladeschuppen mit beiderseits liegenden Gleisen empfohlen (T. V. 53). Auf Güterbahnhöfen Umladung zweckmäßig im Zusammenhange mit den Ortsgüter-schuppen, rätlich hierfür zwischen dem Schuppengleise und dem nächstgelegenen Gleise ein Zwischenladesteig bei mindestens 5, besser 6—7 m Gleisabstand (Fig. 201), der in Zeiten starken Verkehrs auch das Durchladen zwischen dem Schuppen und den auf dem zweiten Gleis stehenden Wagen erleichtert.

Für feuergefährliche Gegenstände sind getrennte Schuppen an Stellen des Bahnhofes anzulegen, von denen aus im Falle eines Brandes eine Gefährdung des Zugverkehrs und der übrigen Bahnhofsanlagen nicht zu befürchten ist (T. V. 53).

β) Die bauliche Ausgestaltung zeigt meist neben der eigentlichen Güterhalle noch einen Anbau, in dem die Diensträume unterzubringen sind. Im einfachsten Falle nur Abfertigungs- und Arbeiterraum (Fig. 202 und 203), bei größeren Anlagen etwa nach Fig. 204 mit Räumen für Vorstand, Bodenmeister, Archiv, mit einer Treppe nach dem oberen Geschoß, Aborten usf. Besonderer Kassenraum selten. Fenster und Türen zu sichern.



Fig. 201.



Fig. 202.

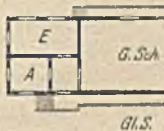


Fig. 203

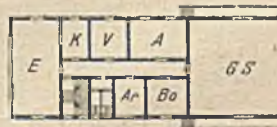


Fig. 204. A Arbeiter, Ar Archiv, Bo Bodenmeister, E Expedition, K Kasse, V Vorstand, GS Güterschuppen.

Fußboden und Ladesteige nicht höher als 1,10 m über Schienenoberkante (B. O. 25; T. V. 53). Abstand der Ladesteigkante von Gleismitte nicht kleiner als 1,65 m. Der Höhe der ortsüblichen Fuhrwerke entsprechend die Lade-

straße 0,8—1,10 m unter dem Fußboden. Ladesteige erhalten an der Bahnseite eine Breite $\geq 1,0$ bis 2,0 m, um Längsförderung der Güter zu ermöglichen, an der Straßenseite können sie unter Umständen wegfallen. Tiefe der Schuppen in Deutschland selten > 20 m, im Durchschnitt für kleine Stationen 6—8, in größeren Stationen 8—12, in großen Bahnhöfen 12—20 m. Torabstand nach der Länge der Güterwagen 7,5 bis (neuerdings) 9,0 m, Tore (Schiebetore mit oberer Aufhängung) 2,5—3,0 m weit, 2,8—3,5 m hoch, der Schuppen selbst ist bis zum Auflager der Dachbinder etwa 4,0 m hoch. Umfassungswände werden bis Fußbodenhöhe meist aus Bruchsteinen gemauert, darüber aus Bruch- oder Ziegelsteinen, Holz oder Eisen hergestellt, verputzte Wände erhalten bis 1,6—2,0 m über Fußboden häufig innere Holzverschalungen. Eisenbeton findet für Gründungen, Umfassungen und Fußböden in steigendem Maße Verwendung. Kellerräume unter dem Fußboden nur dann, wenn tiefere Gründungen nötig und Benützung der Räume sicher. Ausladung der Dächer 1,5—2,0 m über die Ladesteigkante, sie darf nicht in die Umgrenzungslinie des Gleislichtraumes einragen. Deshalb die Dachflächen mit möglichst flacher Neigung und hierfür passender Eindeckung aus Schiefer, Blech, Pappe, Holzzement u. dgl. Bei größerer Schuppentiefe Dachstühle gewöhnlich aus Eisen, doch oft Holz noch verwendbar, wenn der Dachstuhl durch Säulen gestützt wird, die bei zweckmäßiger Anordnung des Lager-raumes nicht hindern und übersichtliche Teilung des Innenraumes ermöglichen. Herstellung der Schuppenfußböden und der Ladesteige bei Hohllage durch starke hölzerne Pfosten oder durch Eisenbeton (Verkehrslast 1000—1500 kg/qm), bei Auffüllung bis Fußbodenhöhe durch Pflaster aus Steinplatten oder Holzstöckeln auf einer 10—12 cm starken Betonschicht oder durch Befestigung mit Zement oder Asphalt.

Beleuchtung der Schuppen — möglichst durch Vertikalverglasungen oder so steile Oberlichter, daß der Schnee abgleitet — ist besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden, bei mehr als 12 m Tiefe reicht Seitenlicht allein nicht aus.

Zur Bewältigung besonders starken Verkehrs bei beschränkten Raumverhältnissen sind in Ausnahmefällen auch zweigeschossige Güterschuppen ausgeführt, deren Geschosse durch Hebewerke miteinander in Verbindung stehen.

Umladehallen aus Holz oder Eisen, ein Teil der Wandflächen gewöhnlich zum Schutz gegen die Witterung mit Brettern verkleidet, die Säulen mit den Grundmauern fest verankert.

γ) Bestimmung der Flächengröße der Stückgutböden¹⁾ nach dem Raumbedarf der verschiedenen zu lagernden Güter, den notwendigen Zwischenräumen und Karrwegen, der Zugdichte und der ortsüblichen Häufigkeit des Abholens und der Anfuhr der Güter sowie der Größe der Schuppen meist ziemlich unsicher.

Zur Lagerung erfordern ungefähr:

1 t Eisenwaren oder Maschinenteile	2,0 qm
1 t Flüssigkeiten in Fässern oder lose Waren.	5,0 qm
1 t Getreide, Mehl, Wolle u. dgl.	8,0 qm
im Durchschnitt etwa 1 t Gut	4—5 qm

Einschließlich der nicht belegbaren Flächen Bedarf an Güterbodenfläche für je 1 t der durchschnittlich täglich im Schuppen zu bearbeitenden Gütermenge ($\frac{1}{300}$ des Jahresverkehrs) 10—20 qm.

Ebenso unsicher ist die Ermittlung der Länge des Schuppens, da diese neben der Art der Güter wesentlich auch von der Häufigkeit der täglichen Zustellungen nach dem Güterboden abhängt. Bei 4 maliger Zustellung am Tage (Grüßwert) lassen sich bei mittleren Verhältnissen ungefähr 2,0 t Gut für 1 m Gleis am Tage behandeln, Durchschnittswert aber für mittleren Tagesverkehr erheblich niedriger.

Überschläge etwa nach den Angaben der nachstehenden Zahlentafel.

¹⁾ Vgl. Remy: Die Größenbestimmung reiner Versand- und Empfangsschuppen. Doktorarbeit.

Zahlentafel 19.

	Bei einer Verkehrsbevölkerung E (vgl. Abschnitt b „Linienführung“) kann ungefähr angenommen werden:	in Gegenden mit voraussichtlich			
		geringem	mitt- lerem	starkem	sehr starkem
		Verkehr			
1.	Jährliche Menge der insgesamt ankommenden und abgehenden Güter für die Verkehrsbevölkerung E in t: $Q_t = n_t \cdot E$; $n_t =$	1—2	4—5	6—8	10—12 und mehr
2.	Jährliche Menge der Stückgüter in t: $S_t = m \cdot Q_t$; $m =$	$(\frac{1}{2}) - \frac{1}{10} - \frac{1}{6} - (\frac{1}{3})$			
3.	Notwendige Fläche des Güterschuppens in qm: $F_{qm} = \frac{S_t}{q_t} = \frac{m \cdot n_t \cdot E}{q_t}$; $q_t =$ (q_t = Anzahl der t für 1 qm Bodenfläche im Jahre)	15—20		20—25	
		(Grenzwert: 30)			
4.	Notwendige Ladelänge am Güterschuppen in m: $L_m = \frac{S_t}{s_t} = \frac{m \cdot n_t \cdot E}{s_t}$; $s_t =$ (s_t = Anzahl der t für 1 m Ladelänge am Güterschuppen im Jahre)	180—200		200—400	

Eilgut etwa $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{3}$, im Mittel ungefähr $\frac{1}{7}$ des Stückgutes.

2. **Laderampen** zur Erleichterung des Verladens von Fuhrwerken, schweren Stückgütern, leicht verderblichen Eilgutsendungen, Holz, Fässern, Steinwaren, Militär und Vieh, sowie des Umladens von Stückgütern. An gut zugängigen Nebengleisen möglichst in der Nähe des Güterschuppens, bei kleinen Stationen oftmals diesem unmittelbar angebaut, für Seiten- und Stirn- (Kopf-) Verladung anzuordnen. Im letzteren Falle etwa 10 m breit und die wagerechte Fläche hinter der Stirn 12—20 m lang. Höhe der Rampe über Schienenoberkante für Seitenverladung in der Regel 1,10 m (T. V. 55), für Militärverladung höchstens 1,00 m (B. O. 24). Militärrampen sind, wenn geschlossene Militärzüge beladen oder entladen werden sollen, so zu legen, daß halbe Züge ohne Rückbewegung und ohne Sperrung der durchgehenden Hauptgleise und der Kreuzungsgleise daran vorbeigeführt werden können. An Straßenseite Rampenkante je nach Höhe der ortsüblichen Fuhrwerke 0,85—1,0 über der Straße. Für Kopfverladung empfehlen die T. V. 1,235 m Höhe. Rampen, die nicht dem allgemeinen öffentlichen Verkehr, sondern besonderen Zwecken (Langholz, Kohlen, Erze u. dgl.) dienen, können je nach Art der ausschließlich hierzu verwendeten Wagen auch höher sein.

Breite der Rampenfläche für Seitenverladung mindestens 4, besser 5—6 m; wenn größere Fuhrwerke auf der Rampe gewendet oder die Güter längere Zeit gelagert werden müssen, 10 m und mehr. Breiten über 8 m erschweren das Überladen. An Stirnrampen mindestens 4, besser 5—6 m Ladebreite.

Neigung der Auf- und Abfahrten bei schweren Lasten möglichst 1 : 20, für leichte Geschirre wenigstens 1 : 15. Größte zulässige Neigung 1 : 12 (T. V. 55). Bei langen Rampen an geeigneten Stellen Treppen für die Arbeiter.

Befestigung der Rampenflächen für schwere Lasten am besten mit Steinpflaster, bei leichten Verkehrslasten mit Beschotterung, unter Umständen genügt selbst gut abgewalzte Bekiesung. Holzstöckelpflaster findet sich zuweilen, Asphalt und Zement sind der Glätte wegen auszuschließen. Rampen für Viehverladung müssen undurchlässige Oberfläche erhalten, daher sind Fugen der Pflasterungen zu vergießen, am besten mit Asphalt. Rampenoberflächen erhalten Querneigungen von 1:40 bis 1:50. Ladekanten der Rampen sind durch gut befestigte Borde aus festem Stein oder durch Einfassung mit Winkeleisen, Schienen oder Holzschwellen haltbar zu säumen, ihre Stützung erfolgt in der Regel durch feste Mauern (Bruchsteine, Ziegel, Beton, Eisenbeton), auf schlechtem Baugrund und in hohen Schüttungen wohl auch durch Pfähle mit Bohlwänden oder durch Altschwellenwände oder durch Winkeleisenständer mit zwischengespannten Buckelplatten. Nach der Straße in vielen Fällen nur Erdböschung.

Abstand der Rampenkante vom zugehörigen Gleis mittel mindestens 1,65 m. An Stirnladerampen Pufferbohlen zur Verhütung von Mauerbeschädigungen zweckmäßig, Pufferkammern zur Erleichterung der Verladung erwünscht. Holzladerampen, wenigstens 30 m lang, vielfach mit Lagerplätzen verbunden und dann bis zu 16 m breit. Oberfläche erhält bei Versand eine Neigung nach der Bahn, bei Empfang eine Neigung nach der Straße. Im letzteren Falle genügt vielfach eine einfache schmale Oberladerampe.

Besondere, meist eingefriedigte Rampen für Viehverladung sind bei größerem Viehverkehr nötig. Erforderliche Verladezeit für einen Bahnwagen mit Großvieh ungefähr 1 Stunde. Viehrampen sind in der Regel für den Versand, seltener für den Empfang, entweder auf oder an den Rampen mit eingezäunten und nach Bedarf bedeckten Räumen — Buchten oder Bansen — zu versehen, die Vorrichtungen zum Tränken und Füttern, gute Bodenbefestigung und gute Entwässerung erhalten müssen. Größe der Buchten richtet sich nach Größe und Anzahl der Tiere; Anbinderinge für Pferde und Rindvieh in 1,0 m Entfernung, bei 2 Reihen wird eine Buchttiefe von 4,5—7,0 m erforderlich. Kleinvieh läuft in der Einzäunung frei umher, deren Türen an den Ecken anzubringen sind. Viehrampen für starken Verkehr möglichst so zu legen, daß Viehherden den Zufuhrweg nach dem Empfangsgebäude nicht zu benutzen brauchen.

Neben den Buchten erfordert eine Viehverladestelle noch Dungstätten, Entseuchungs- und Reinigungsanlagen nebst allen Nebenanlagen an Wasserleitungen, Wasserwärmeverrichtungen u. dgl. Undurchlässigkeit der Oberflächen und schnelle Abführung der Flüssigkeiten ist Erfordernis. Damit das Wasser auch aus den Wagen besser abfließt, soll auf der Reinigungsbühne die eine Schiene jedes Gleises etwas höher liegen als die andere. Die Reinigung eines Viehwagens, erfordert durchschnittlich 1 Stunde Zeit.

Bewegliche Rampen (Steigungen höchstens 1:4) werden vielfach bereit gehalten, wenn eine Rampe nur selten nötig ist, oder die oberen Geschosse von Viehwagen zugänglich zu machen sind.

3. Gleisanlagen. Zum Ordnen der an Schuppen und Rampen einzusetzenden Wagen, zum Einsetzen dieser Wagen in die Ladegleise, sodann zu ihrem Herausziehen aus den Ladegleisen, zum Trennen der fertig beladenen von den nichtfertigen Wagen und zum Zurückbringen der nicht fertigen Wagen werden in der Nähe der Stückgutanlagen Gleise gebraucht, um das Zustellen und Abholen zu beschleunigen und die hierbei unvermeidlichen Störungen des Verladegeschäftes einzuschränken. Anordnung und Umfang dieser Gleise hängt vom Verkehr und der Gesamtanordnung des Bahnhofes ab. Drehscheibenanlagen werden wenig verwendet.

b) Anlagen für Wagenladungsgüter (Rohgut). Wagenladungsgüter erfordern in der Regel keinen besonderen Schutz, also keine Bedachungen, sondern können in den meisten Fällen frei zwischen den Freiladegleisen und den auf den Ladestraßen stehenden Fuhrwerken übergeladen oder auf entsprechenden

Plätzen — unter Umständen auf Rampen — gelagert werden. Es ist zweckmäßig, die Anlagen des Rohgutverkehrs mit dem Schuppengleis des Stückgutverkehrs in möglichst nahe Verbindung zu bringen, doch soll jede Anlage und jeder ihrer Teile unabhängig von der andern benutzt werden können, ohne den Gebrauch der andern zu stören.

1. Freiladegleise.

α) Die Gesamtlänge der Ladegleise muß die gleichzeitig aufzustellenden Wagen unterzubringen gestatten. Zweckmäßig wird dabei nur einmalige tägliche Zustellung vorausgesetzt (1 Wagen erfordert etwa 9 m Gleislänge) und dem allmählichen Anwachsen des Verkehrs, sowie den zeitweisen Anschwellungen zu Zeiten stärksten Verkehrs durch Zuschläge Rechnung getragen, die je nach den örtlichen Verhältnissen zwischen 25 und 100% liegen und in manchen Fällen durch mehrmaliges tägliches Zustellen niedrig gehalten werden können. Bei Festhaltung der Bezeichnungen in Zahlentafel 19 kann für Überschläge etwa angenommen werden:

Zahlentafel 20.

	In Gegenden mit voraussichtlich			
	geringem	mittlerem	starkem	sehr starkem
	Verkehr			
5. Jährliche Menge der ankommenden und abgehenden Rohgüter für die Verkehrsbevölkerung E in t : $R_t = Q_t - S_t = n_t(1 - m) E$	siehe Zahlentafel 19.			
6. Notwendige Länge der Rohgutladegleise in m : $l_m = \frac{R_t}{r_t} = \frac{n_t(1 - m) E}{r_t}$ (r_t = Anzahl der t für 1 m Ladelänge der Rohgutgleise im Jahre) $r_t =$	150—180		180—300	

Länge der Aufstellgleise für Güterwagen in der Nähe der Ladegleise etwa gleich dem Doppelten der Ladegleislänge.

β) Bei der Anordnung der Ladegleise werden neuerdings der leichteren Bedienung und der geringeren Störungen des Ladegeschäftes wegen kurze

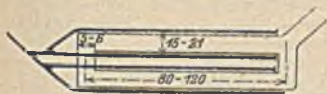


Fig. 205.

Gleise von 50—75 m nutzbarer Länge bevorzugt, als obere Grenze für ungeteilte Längen kann 200 m

gelten. Bei kleineren Stationen Freiladegleise gewöhnlich an beiden Enden angeschlossen, bei größeren Stationen meist Stumpfgleise bevorzugt, die neben- oder hintereinander liegen können (Fig. 205, 206, 207), im ersteren Falle meist in einzelnen Gruppen von je 2 Gleisen. Die zur Ordnung und Auswechslung der Wagen nötigen Nebengleise werden bisweilen zwischen den Ladegleisen angeordnet, zweckmäßig aber bei größeren Anlagen in einer größeren Gruppe vor die Ladegleise gelegt. Mangelt es an Platz für die Anordnung von Längsgleisen, die stets größere Längsausdehnung des Bahnhofes erfordern, so kann seitlich verfügbarer Raum auch durch Quergleise mit Drehscheiben-

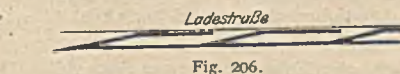


Fig. 206.

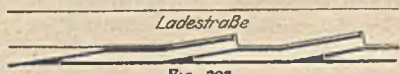


Fig. 207



Fig. 208.

anschlüssen für die Rohgutverladung nutzbar gemacht werden (Fig. 208). Der Vorteil größerer Bewegungsfreiheit in der Wagenverstellung wird aufgewogen durch den Nachteil, daß die Verwendung von Lokomotiven bei ihrer Bedienung nicht möglich ist.

2. Ladestraßen.

a) Höhe der Ladestraßen so, daß die Böden der Eisenbahn- und Landfuhrwerke möglichst in gleicher Höhe liegen, je nach den ortsüblichen Fahrzeugen daher die Ladestraße 10—20 cm über Schienenoberkante, doch finden sich auch Ladestraßen in Höhe der Schienenober-, selbst in Höhe der Schienenunterkante. Nach den Gleisen zu sind die Ladestraßen in 1,65—1,80 m Abstand von der Gleismitte mit Prellsteinen, Pfählen, alten Eisenbahnschienen, niedrigem Geländer derart abzugrenzen, daß die Achsen der Fuhrwerke nicht hängen bleiben können (Fig. 209).



Fig. 209.

β) Breite der Ladestraßen richtet sich nach den Abmessungen der ortsüblichen Fuhrwerke und nach der gebräuchlichen Verladungsweise. Auch bei voller Ladetätigkeit soll bei starkem Verkehr die Straße noch Platz für das Ausweichen zweier sich begegnender Geschirre sowie für die Aufstellung von Laternen bieten, bei weniger starkem Verkehr genügt es, nur mit einem haltenden und einem fahrenden Fuhrwerk zu rechnen. Bei mittleren Werten für die Ladebreiten der Wagen ergeben sich hiernach die nachstehenden Zahlen¹⁾.

Zahlentafel 21.

Verladeweise	Gleisanlage	Stellung der Landfuhrwerke	Notwendige Mindestbreite m	Mindestgleisabstand m
Seitenverladung (Längsstellung der Landfuhrwerke)	an einer Seite	2 Wagen nebeneinander	5,7	
	an beiden Seiten	3 „ „	8,4	
Kopfverladung (Querstellung der Landfuhrwerke)	an einer Seite	1 „ quergestellt	11,8	
		2 „ nebeneinander		
	an beiden Seiten	2 „ quergestellt	17,2	21,2
		2 „ nebeneinander		

Häufiger zu erwartende ausnahmsweise Ladebreiten — z. B. Heuwagen bis 3,5 m — erfordern entsprechende Straßenverbreiterungen.

Ladestraße vor einem Güterschuppen mindestens 10 m, gemeinschaftliche Ladestraße zwischen zwei Ladesteigen zweckmäßig 18—20 m, zwischen einem Ladesteig und der Gleismitte eines Freiladegleises etwa 16 m bei Längs- und 22 m bei Kopfverladung breit.

Durchmesser etwaiger Wendepunkte für gewöhnliche Verhältnisse meist 14—15 m, für landwirtschaftliche Fuhrwerke 17—18, für Langholzfuhrwerk 20 m und mehr. Bei mehr als 3 Ladegleisen lassen sich durch Nebeneinander-

¹⁾ Handbuch der Ing.-Wissenschaften. V. Teil, 4. Band.

legen der Straßen und Einpflastern von 6—10 m breiten Übergängen in 150 bis 200 m Entfernung (Fig. 205) Wendeplätze ersparen. Überkreuzung einer Ladestraße durch Gleise ist bei kleineren Stationen oft anzutreffen, für größere Stationen aber nicht ungefährlich.

b) Befestigung der Ladestraße in kleineren Stationen meist durch Schotter, bei stärkerem Verkehr größerer Stationen durch Steinpflaster. Auch für kleinere Stationen ist die Abpflasterung eines Streifens von 3—4 m Breite entlang der Ladekanten zu empfehlen (Kleinpflaster).

3. Hilfsmittel zur Verladung. Neben Raupen (vgl. Abschnitt a, 2) sind zur Erleichterung der Überladung rolliger oder stückiger Güter (Kohle, Erze, erdige Stoffe u. dgl.) bei gegen die Straßen oder die Lagerplätze hoch gelegenen Gleisen Rutschen (Neigung 1 : 2) oder — bei Wagen mit Bodenklappen und Pfeilerbahnen — Trichter in Anwendung, vor allem in englischen Großstädten. Für das häufige Verladen schwerer Gegenstände feste Krane (T. V. 56) erforderlich, Güterschuppenkrane in der Regel mit 1200—2000 kg, Bockkrane für Ladestraßen mit 5000—20 000; fahrbare Drehkrane für Stationen, wo solche Verladungen nur selten vorkommen, mit 5000—10 000 kg Tragfähigkeit. Sind mehrere feste Krane nötig, so empfiehlt es sich, sie an ein Gleis zu stellen, an Stumpfgleisen sollen hinter dem Kran noch einige Wagenlängen Gleis vorhanden sein. Die größte zulässige Belastung ist an den Kranen leicht sichtbar anzuschreiben.

Für Holzverladungen finden sich zuweilen auch Windvorrichtungen.

Brückenwagen (Gleiswagen) (B. O. 25) — neuerdings nur noch ohne Gleisunterbrechung und mit selbsttätiger Signalvorrichtung, sowie mindestens 7,0 m lang (T. V. 57) — in der Nähe der Freiladegleise, jedoch außerhalb der Hauptgleise so, daß die Fahrzeuge bei der Bewegung nach und von der Ladestelle bequem über die Wage, aber auch leicht an der Wage vorbei geführt werden können. Zweckmäßig ist ein besonderes, nicht stumpfes Gleis. Das gleiche gilt auch von der Aufstellung von Lademaßen (Ladelehren) (T. V. 54), die zur Prüfung der Einhaltung der Ladeprofile in der Nähe der Freiladegleise und der Güterschuppen notwendig sind.

c) Gesamtanordnung der Güterbahnhöfe. Haupterfordernis günstige Zufahrtsverhältnisse, bei starkem Verkehr getrennte Zu- und Abfuhrwege nach dem Bahnhof im ganzen, oft auch für dessen einzelne Teile, namentlich getrennt für Stückgut- und Rohgutbahnhof. Vergrößerungen sind schon bei der ersten Planung vorzusehen, z. B. freier Raum zur Anlage weiterer Gleise.

Bei mittleren Stationen sind die Anlagen, für Stückgut und Wagenladungsgut möglichst gemeinschaftlich, an eine Gleisseite zu legen, tunlichst an diejenige, von der der stärkste Güterverkehr zu erwarten ist; außerdem auch die Ortsgütergleise, wenn erreichbar, zur Erleichterung der Wagenverschiebung von beiden Seiten her zugänglich auszugestalten.

In der Regel überwiegt der Freiladeverkehr, seine Anlagen sind daher meist für die Gestaltung des ganzen Güterbahnhofes maßgebend, der infolgedessen bei größeren Anlagen in der Regel die Kopfform aufweist. Stückgutanlagen sollen der Stadt am nächsten liegen. Zur leichten Bedienung der ganzen Anlage empfiehlt es sich, die Ladegleise nach einer Richtung zusammenzuziehen und vor diesem Punkt eine Anzahl von Verschiebegleisen anzuordnen.

Einige Beispiele zeigen die Fig. 210—215, sowie 170 und 171.

d) Hafengebäude für den Übergang (Umschlag) von Gütern zwischen Schiff und Eisenbahn unter möglichst naher Heranführung der Gleise an das Ufer. Bei geringem Güterverkehr eine Verbindung des Ufers durch ein oder zwei Gleise mit dem benachbarten Bahnhofe, bei starkem Verkehre Anlage eines besonderen Bahnhofes für Hafenbetrieb in unmittelbarer Nähe der Uferladeplätze. Dieser Betriebsbahnhof — Hafengebäude im engeren Sinne — dient der Zu- und Abfuhr der Eisenbahnwagen zum und vom Wasser. Zum Hafengebäude in

weiterem Sinne werden auch die Ladegleise an den Ufern und Kaianlagen gerechnet. Bisweilen auch Ausrüstung des Hafenbahnhofs mit Güterschuppen und Freiladegleisen für den Verkehr zwischen Bahn und Landfuhrwerk, Vereinigung von Hafenbahnhof und Güterbahnhof (Zentralgüterbahnhof Mannheim).

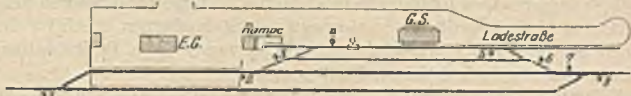


Fig. 210.

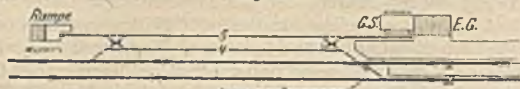


Fig. 211.

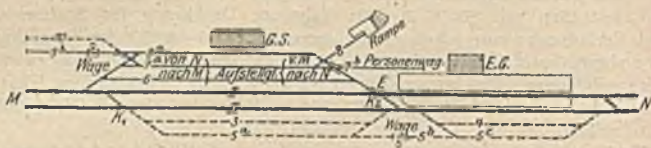


Fig. 212.

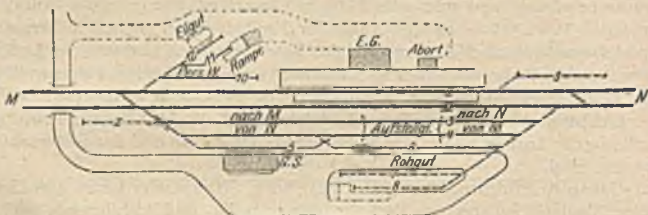


Fig. 213.

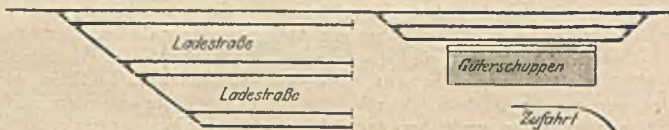


Fig. 214.

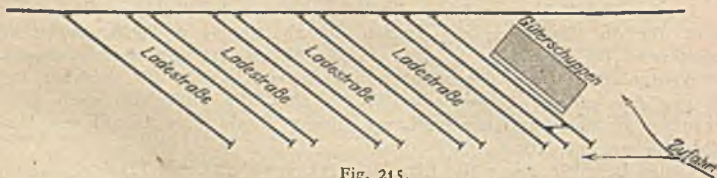


Fig. 215.

Rücksichtnahme auf die Gleisentwicklung schon beim Entwerfen der Hafenanlagen nötig. Hafenbecken mit rechteckiger Form — häufig bei Dockhäfen — nicht zweckmäßig, besser schon Einschränkung des Hafenbeckens nach den Enden, am günstigsten Häfen mit rautenförmigen Becken. Bei mehreren Becken Anordnung von senkrecht zum Ufer liegenden Zungen. Gleisverbindung durch Weichen derjenigen durch Drehscheiben vorzuziehen.

1. Gleisanlagen:

Das am Wasser gelegene Gleis gewöhnlich Ladegleis, landeinwärts daneben Aufstellungsgleise. Bei großer Länge des Ladegleises oder wenn infolge Verschiedenheit des Verkehrs in seinen einzelnen Teilen ein Auswechsl der Wagen zu verschiedenen Zeiten nötig wird, Zerlegung des Ladegleises in einzelne Teile, die an ein Durchlaufgleis angeschlossen werden. Zwischenschaltung der Aufstellungsgleise zwischen Lade- und Durchlaufgleis. Aufstellungs- und Ladegleise stumpfend oder durch eine Weichenstraße an das Durchlaufgleis angeschlossen. Liegen Speicher und Schuppen nahe am Ufer, so werden nur ein bis zwei, seltener drei Gleise zwischen Schuppen und Wasser angeordnet, die übrigen Gleise landeinwärts, wobei meist noch ein zweites Ladegleis an der Rückseite der Schuppen hinläuft. Verbindung der Schuppen- und Speicheranlagen inselförmig umschließenden Gleisgruppen durch Weichen (Gebäudeabstand bei Weichen mit dem Herzstückverhältnis, 1 : 7 120 bis 140 m, bei S förmiger Verbindung mit Krümmungshalbmesser, von 100 in nur 75 bis 90 m), oder Schiebepöhlen, versenkt und unversenkt (Mindestabstand der Speicher alsdann 16 m); Drehscheiben selten. Bisweilen dienen sämtliche wasserseits vor den Schuppen gelegenen Gleise als Ladegleise. Das erfordert zwar besondere Ladevorrichtungen (Höchbahnkrane), bietet aber geringe Verschubwege und beschleunigt den Austausch der beladenen und fertigen Wagen.

2. Betriebsgestaltung.

Sind mehrere Kaikanten zu bedienen, so werden bei geringerem Verkehr die gemeinsamen Bedienungszüge im Anschluß- oder Betriebsbahnhof nach Kaikanten geordnet, bei stärkerem Verkehr bildet man für jede Kaikante einen besonderen Zug. Sollen die Wagen einzelner Gruppen in bestimmter Reihenfolge stehen, so wird dies entweder gleich beim Ordnen des Zuges im Betriebsbahnhofe oder beim Aussetzen der Wagen in die Aufstellunggleise berücksichtigt. Oft werden erst an Ort und Stelle die Wünsche der Verloader oder Entlader bekannt; bei größerem Umfange müssen alsdann an den einzelnen Ladestellen besondere Ordnungsgleise angelegt werden (Bezirksbahnhöfe). Unterbrechung der Ladearbeit und lange Verschubwege sind zu vermeiden, rascher Wagenumlauf anzustreben (schnelle Behandlung der fertigen Wagen). Schema einer Zugordnungsanlage für einen Hafen mit großen Kaikantentängen und bei genauer Ordnung der Wagen nach einem von vornherein aufgestellten Plan (vgl. Verschiebebahnhöfe, Abschn. f, D, a) in Figur 216.

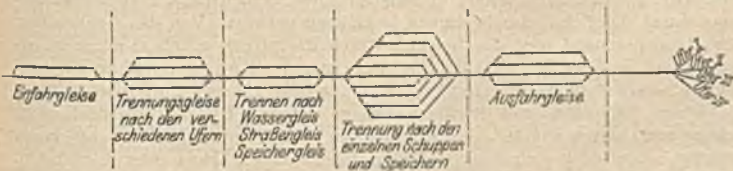


Fig. 216.

Bei größeren Anlagen ist diese genaue Ordnung aller Wagen auf einem Hauptordnungsbahnhöfe billiger als die nochmalige Behandlung der Hauptgruppen in Bezirksbahnhöfen; sie erfordert jedoch bei Hintereinanderschaltung aller Gleisgruppen große verfügbare Länge vor der Verästelung der Ufergleise.

Gleisoberbau vielfach aus Langschwelen-Oberbau, zweiteilige Schwellenschienen oder Herkulesschienen mit Beilageschienen zur Spurrinnenbildung, System Haarmann).

3. Schuppen und Speicher.

Meist können die Güter nicht unmittelbar vom Eisenbahnwagen in das Schiff und umgekehrt verladen werden, sondern bedürfen einer Zwischenlagerung. Gute Raumaussnutzung, zweckmäßige Verteilung der schweren und leichten

Güter, leichte Entladung an Zwischenhäfen ist bei der Verladung auf Schiffen zu berücksichtigen, schnelle Entladung der Eisenbahnfahrzeuge ist anzustreben, um sie dem Verkehr nicht allzu lange zu entziehen. Vorübergehende Lagerung und Ordnung der Güter beim Umschlag daher meist nötig; zu der die breite Bodenfläche der Schuppen die beste Gelegenheit bietet. Erstreckt sich die Lagerung auf längere Zeit, so überweist man die Güter besonderen mehrgeschossigen Speichern.

α) **Anlagen für Kaufmannsgüter.** In den einzelnen Speichern Lagerung in der Regel von nur einer oder weniger verwandter Gattungen von Gütern. Ältere Anlagen besitzen zweigeschossige Schuppen (Werfthallen, Hangars); sie bieten gegenüber eingeschossigen bessere Platzausnutzung und die Möglichkeit, die ins Schiff zu ladenden Güter unten aufzustauen, während man aus dem Schiff in das obere Stockwerk hinein ladet. (Harrington-Dock in Liverpool). Senkrechtes Heben billiger als der wagerechte Transport auf größere Entfernungen.

Neuerdings einstöckige Schuppen entschieden bevorzugt. An der Wasserseite breiter Ladesteig und meist zwei Gleise nebst darüber beweglichen Hallportalkranen, an der Landseite schmälerer Ladesteig für Bahn- und Straßenfuhrwerk, sowie zwei (auch drei) eingepflasterte Gleise und eine Fahrstraße. Von den beiden wasserseitigen Gleisen dient das äußere als Durchlaufgleis, das innere als Ladegleis. Fußbodenhöhe des Schuppens 1,10 m über S. O. Baustoff der Schuppen und Speicher: Holz (bei kleineren und älteren Anlagen), Ziegelmauerwerk mit eiserner Trägerkonstruktion, Eisenbeton, letzterer jetzt zumeist bevorzugt. Im übrigen vgl. Abschn. f, C. Auf der Landseite vielfach Wandkräne in Anwendung; Anfahrt des Landfuhrwerks a) an der Längsseite, b) an der Breitseite des Schuppens, c) an besonderen überdeckten Einbuchtungen der Längsseite, d) in den Schuppen selbst (in Deutschland selten). Neben den landseitigen Ladegleisen in vielen Fällen ein oder zwei Aufstellungsgleise und — wenn mehrere Schuppen hintereinander liegen — noch ein oder zwei Verkehrsgleise, jenseits der Verkehrsgleise die Speicher.

β) **Getreidespeicher,** zur Lagerung von Getreide aller Art. Transport vom Schiff (Getreide meist unverpackt) zum Speicher a) durch Körbe mittels Kranen aus dem Schiffsraum auf Deck, von hier aus in eine vor dem Speicher befindliche Grube durch Schüttrinnen, durch Transportbänder oder durch Krane mit Greifern; b) durch Elevatoren (Becherwerke oder pneumatische Einrichtungen, Saugröhren) aus dem Schiffsraum unmittelbar nach dem Dachgeschoß des Speichers. Transport auf der Bahn erfolgt in Säcken; diese werden bei der Weiterbeförderung durch das Schiff durch Rinnen in Gruben entleert. Von den Gruben oder dem Transportband wird das Getreide durch Elevatoren gehoben, gereinigt, gewogen und im Speicher verteilt. Speicher entweder Bodenspeicher mit zahlreichen Geschossen oder Silospeicher mit großen röhrenförmigen senkrechten Behältern (Silozellen) mit trichterförmigem unterem Ende. Getreideabnahme erfolgt am tiefsten Punkte. Baustoff der im Querschnitt runden, rechteckigen, quadratischen oder sechseckigen Silos: Eisen, Ziegel, Holz oder Eisenbeton. Vielfach Vereinigung von Boden- und Silospeicher. Der Umschlag zwischen Getreidespeicher und Schiff erfolgt rascher als zwischen Speicher und Eisenbahnwagen, daher in der Nähe von Getreidespeichern Aufstellungsgleise von reichlicher Länge nötig und durch leistungsfähige Einrichtungen (am besten Schiebepöhlen und Spille) dafür zu sorgen, daß der Austausch leerer und beladener Wagen stetig erfolgen kann.

4. Umladen und Stapeln von Kohlen und Erzen.

a) Entleerung der Eisenbahnwagen und Förderung von der Bahn zum Schiff kann erfolgen durch:

α) Schüttrinnen;

β) Laden in ein Umladefördergefäß (Kasten, Schiebekarren, Transportband usw.). Die Verladungsarten α und β setzen Wagen mit Bodenöffnungen (Trichterwagen, Talbotselbstentlader) oder auf dem Wagen verschiebbare Rahmen voraus;

γ) Kopfkipper, hierbei müssen die Wagen mindestens eine bewegliche Stirnwand (Kopfklappe) besitzen;

δ) Krankipper, Wagenbauart wie unter γ, ein Stück des Zufuhrgleises wird mit dem darauf festgespannten Wagen durch einen Kran gehoben, hinausgeschwenkt und so der Wagen ebenfalls vor Kopf ausgekippt;

ε) Seitenkipper, Herumschwenken des Wagens in der Längsachse (besonders in Amerika);

ζ) Krane in Verbindung mit abhebbaren Wagenkästen, die durch Umkippen auf dem Schiff entladen werden. Sehr vorteilhaftes Verfahren, setzt jedoch Spezialwagen voraus, heftiges Abstürzen des Gutes wird vermieden.

b) Förderung vom Schiff zur Bahn durch:

α) Herausragen in Körben,

β) Herauskarren,

γ) feste Schüttgerüste (ältere Anordnung),

α—γ) tunlichste Beschränkung des Hebens der Ladung wünschenswert.

Bei Verwendung von Dampfkraft, Wasserdruck oder Elektrizität:

δ) Herausheben von an Kranen beweglichen Gefäßen (Greiferkübel), die den Lagerplatz bestreichen oder die in Schmalspurwagen auf Hochbahngleisen entladen werden, von denen die Verteilung erfolgt.

Bisweilen wird die Kohle vor der Lagerung gesiebt und sortiert.

Bei der Förderung von Bahn zu Schiff, namentlich aber vom Schiff zur Bahn wird in manchen Fällen die Benutzung von Lagerplätzen erforderlich. Abschluß des Lagerplatzes durch einen Zaun zum Schutze gegen Diebstahl. Umladung von Erzen erfordert wegen deren größerer Festigkeit keine derart sorgfältige Behandlung als wie Kohlen.

Die Gleisanlagen bei den Verladevorrichtungen sind den Eigentümlichkeiten dieser anzupassen. Im allgemeinen werden da, wo neben der Förderung zum und vom Lagerplatz ein unmittelbares Überladen zwischen Schiff und Eisenbahn in umfangreichem Maße vorkommt, ein oder mehrere Ladegleise an das Wasser gelegt, um die Zeit für das Be- oder Entladen der Eisenbahnwagen tunlichst abzukürzen. Außer den Ladegleisen ist mindestens noch ein Aufstellgleis vorzusehen.

D. Anlagen für den Betrieb.

a) Verschiebebahnhöfe¹⁾ (Rangierbahnhöfe) zur Aufstellung und zum Zerlegen angekommener sowie zum Ordnen und Bereitstellen abgehender Güterzüge. Je nach Verkehrsgröße sind die hierzu nötigen Gleisanlagen entweder Teile eines Bahnhofes, der im übrigen dem öffentlichen Verkehr dient, oder selbständige Bahnhofsanlagen.

Auf jedem Bahnhofe sind Verschiebebewegungen auszuführen, um Wagen von den Zügen ab- oder in sie einzustellen. Auf kleineren und mittleren Stationen vielfach mit der Zuglokomotive, sonst mit Hilfe von Zugtieren oder von Hand, auf größeren Bahnhöfen fast ausschließlich durch besondere Verschiebelokomotiven. Zur Erleichterung der Verschiebebewegungen und zum Abstellen der ankommenden und abgehenden Wagen auf kleineren und mittleren Stationen 1—2, zweckmäßig neben den Gütergleisen gelegene und von den Güterzugeinfahrtgleisen her durch die Lokomotive leicht zu bedienende Abstellgleise nötig (vgl. Fig. 210—213), deren Zahl auf größeren Stationen ansteigt und da erheblichen Umfang annimmt, wo die Güterzüge nach längerem Lauf neu geordnet, oder wie an End-, Anfang- und Knotenpunktstationen aufgelöst und neu gebildet werden müssen.

1. Vorgang bei der Umbildung von Zügen:

α) Ankunft. Die einlaufenden Güterzüge fahren in die hierfür bestimmten Gleise, in denen sie vorläufig stehen bleiben. Die Zugmaschine geht mit dem

¹⁾ Blum, Verschiebebahnhöfe. 1901. — Klette, Bahnhofsbauten in Dresden. Zivilingenieur 1895. — Rothe, Verschiebebahnhof Engelsdorf, Organ 1903. — Pallasmann, Anlage und Betrieb der Verschiebebahnhöfe. Österr. Zeitschr. f. d. öffentl. Baudienst 1904.

Packwagen, der in der Nähe der Lokomotivschuppen in Aufstellgleise abgestellt wird, zum Schuppen, die Zugsignale werden entfernt, die Wagen auf ihre Lauffähigkeit untersucht. Eine Verschiebelokomotive faßt den Zug — bei längeren Zügen in 2 Teilen, damit der Verschiebezug möglichst nicht über 300 m lang wird — und zerlegt ihn, am besten unmittelbar vom Einlaufgleis, sonst von einem besonderen Ausziehgleis aus, in seine Hauptgruppen:

1. Durchgangsgut, geht unverändert oder — bei Stückgut — nach Vervollständigung und Ausgleich der Ladungen am Umladeschuppen weiter und wird meist sofort in die betreffenden Richtungsgleise eingesetzt.

2. Übergabegut an andere Verwaltungen ist auf besonderen Übergabegleisen bereit zu stellen.

3. Leerwagen sind nach Bedarf den Stationen der einzelnen Richtungen zu überweisen.

4. Ortsgut wird sofort weiter in Untergruppen — Stückgut für die Schuppen, Wagenladungsgut nach den Freiladegleisen, Lagerplatz- und Privatgleisgut, ausbesserungsbedürftige Wagen nach Werkstätten, Leerwagen, die von der Güterverwaltung bestellt sind — geordnet und den Verkehrsplätzen der Ortsgüteranlagen durch eine Verschiebemaschine zugeführt.

β) Abfahrt. Von den Verkehrsplätzen des Ortsgüterbahnhofes werden die fertiggestellten noch ungeordneten Wagen nach dem Verschiebebahnhof mitgebracht und entweder zunächst abgestellt (zweckmäßig neben dem „Durchgangsgut“, den „Umladewagen“ und dem von anderen Verwaltungen etwa angelieferten „Übernahmegut“), oder sofort von einem Ausziehgleis aus mit den anderen Wagengruppen in einer Gruppe längerer Gleise nach Richtungen geordnet. Aus den in diesen Richtungsgleisen angesammelten Wagen werden die Züge für die einzelnen Linien gebildet, indem die Wagen in einem zweiten Bündel kürzerer Gleise zunächst nach Stationen geordnet und dann in der notwendigen Reihenfolge in den Ausfahrtgleisen zusammengestellt werden.

2. Aus diesem Vorgange ergibt sich bei voller Ausstattung für einen Verschiebebahnhof der nachstehende **Gleisbedarf**.

α) Einlaufgleise von der Länge der stärksten auf den betreffenden Bahnlinien verkehrenden Güterzüge — gewöhnlich 550—600 m — wenigstens eins für jede Richtung, bei starkem Verkehr aber auch für dieselbe Richtung mehrfach notwendig (Abstellgleise) und in ihrer Anzahl so zu bemessen, daß Güterzüge auf freier Strecke auch in Zeiten stärksten Verkehrs nicht zu warten brauchen. Bei neueren größeren Verschiebebahnhöfen schwankt die Anzahl der Einlaufgleise zwischen 8 (Nürnberg) und 24 (Edgehill). Ebenso können „Überholungsgleise“ für Güterzüge notwendig werden, die auf dem Bahnhofe keine oder nur geringfügige Änderungen erfahren, oder „Umfahrtgleise“, damit Züge, die nicht zu ordnen sind, den Verschiebebahnhof ohne Aufenthalt durchfahren können.

β) Zerlegungsgleise (Ausziehgleise) zum Ausziehen eines ganzen oder halben Güterzuges, mit kurzen Verbindungen nach allen Einfahrt- und Verschiebegleisen, gewöhnlich mit stumpfer Endung. Bei starkem Verkehr werden häufig mehrere Ausziehgleise nebeneinander nötig, um den Verschiebedienst ununterbrochen ausführen zu können. Zweckmäßig ist dann eine Weichenverbindung am stumpfen Ende sowie ein angeschlossenes Stumpfgleis, um den Rücklauf der Maschinen zu beschleunigen und womöglich Züge in die mittleren Gleise von rückwärts einsetzen zu können, während Wagen aus den äußeren ablaufen. Am vorteilhaftesten ist es, wenn das Zerlegen der Züge unmittelbar von den Einlaufgleisen aus bewirkt werden kann. Sind die Zerlegungsgleise von den Einlaufgleisen getrennt, so bedarf es in der Regel noch besonderer Schleppgleise, um die Züge nach den Zerlegungsgleisen zu bringen.

γ) Richtungsgleise, möglichst von etwas mehr als voller Zuglänge, doch auch unter Umständen in halber Zuglänge zweckmäßig (550 und 250 m), sowie Gleise für Ortsgut, Umlade-, Umkehr-, beschädigte und Leerwagen, je nach

Bedarf auch für besonders hervorragende Verkehrsziele, z. B. Grenz- und Übergangsstationen. Bei Trennung der Güterzüge in Fern-, Durchgangs-, Nahgüterzüge können besondere Gleise für jede dieser Gruppen nötig werden. Möglichkeit einer Vermehrung der Gleise ist hier besonders wichtig. Anzahl der Richtungsgleise in größeren Verschiebebahnhöfen etwa 23 (Dresden-Friedrichstadt) bis 34 (Osterfeld), Länge für jeden täglich behandelten Wagen bei Eselsrückenanlage (vgl. nachstehend unter 3) etwa 4,2—5,7, bei durchgängiger Neigung aller Gleise 2,5—3,0 m.

δ) Stationsgleise für das Zerlegen in Untergruppen nach Stationen, falls dies nötig wird, je etwa 80—150 m lang, in ihrer Anzahl reichlich zu bemessen. Bei geringer Anzahl der Stationen für jede Station ein Gleis, bei größerer Anzahl sucht man mit weniger Gleisen auszukommen. Zwei hintereinander angeordnete Gruppen mit je n und n_1 Gleisen geben die Möglichkeit nach $n \cdot n_1$ Stationen zu ordnen;

vgl. Fig. 217, in der die beige-schriebenen algebraischen Ausdrücke den Schlüssel für die Ausführung des Verschiebegeschäftes geben, wenn für n die Werte 0, 1, 2 usw. nacheinander eingesetzt werden. Dies Verfahren ist namentlich

günstig bei durchgehendem Gefälle (vgl. nachfolgend unter 3); überhaupt ist es immer empfehlenswert, wenn wenigstens die Stationsgleise in Neigung angelegt werden. Trennung nach Richtungen und Zugarten in der Regel nicht nötig, da die Züge der verschiedenen Richtungen meist nacheinander in derselben Stationsgruppe behandelt werden können.

ε) Durchlaufgleise für den Verkehr der Lokomotiven (im Anschluß in der Regel vollständige Gesamtanlagen für den Lokomotivdienst, vgl. unter c).

ζ) Ausfahringleise in der erforderlichen Anzahl — mindestens eins für jede Richtung — und für volle Zuglängen ausreichend, sofern nicht aus den Richtungsgleisen unmittelbar ausgefahren werden kann.

Neben diesen hauptsächlichsten Gleisgruppen finden sich auf größeren Verschiebebahnhöfen in der Regel noch:

Umkehrgleise für Wagen des Eckverkehrs (siehe später);

Übernahme- und Übergabegleise für Güter von und nach anderen Verwaltungen;

Umladegleise mit dazwischen liegenden Umladerampen oder Umladeschuppen für Stückgüter, zweckmäßig in der Nähe der Richtungsgleise;

Sammelgleise für das abgefertigte, vom Ortsgüterbahnhof herangebrachte Ortsgut;

Aufstellgleise für leere Wagen, möglichst derart angelegt, daß Leerzüge von ihnen unmittelbar ausfahren können;

Packwagengleise zur Aufstellung der Zugführerwagen der aufgelösten und neu zu bildenden Züge, zweckmäßig in der Nähe der Verkehrsgleise für Lokomotiven;

Ausbessergleise zur Behebung kleinerer Wagenschäden, namentlich dann, wenn eine Hauptwerkstätte mit dem Bahnhof nicht verbunden ist, tunlichst in Nähe der Lokomotivschuppen, mit etwa 6 m Gleismittenabstand und zum Teil überdacht.

Bei schwachem Verkehre können oftmals verschiedene Geschäfte nacheinander in derselben Gleisgruppe erledigt werden, z. B. die Richtungsgleise auch zum Ordnen nach Stationen benutzt werden u. dgl. Ebenso können im Anfang

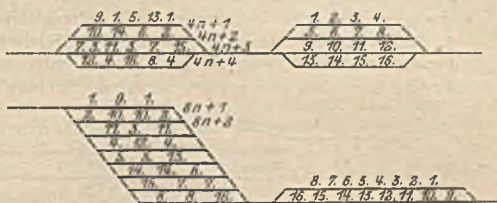


Fig. 217.

Einschränkungen in der Anzahl der Gleise zweckmäßig sein, jedenfalls ist aber im Entwurfe stets der weitere Ausbau im Auge zu behalten.

Weiter sind notwendig alle Einrichtungen für den Lokomotivdienst (im allgemeinen in Nähe der Ausfahrtsgleise), für die Beleuchtung der gesamten Gleisanlagen, zur Prüfung des Ladungsgewichtes, zum Reinigen und Entseuchen der Viehwagen, sowie Abfertigungsräume, Stellwerke, Aborte u. dgl.

3. Arten des Verschlebens.

α) Auf wagerechten oder schwach geneigten Gleisen unter wiederholtem Vorziehen und Rückbewegen der Wagen, bei kleinen Anlagen — bis etwa 50 Wagen täglich — durch Menschenkraft, bei 50—100 Wagen täglich durch Zugtiere, über 150 Wagen täglich durch Lokomotiven, wohl auch mit Stoßbaum oder — bei großen Bahnhöfen — mit Spillen, die durch Druckwasser oder Elektrizität in Bewegung gesetzt werden (Seilgeschwindigkeit etwa 0,5 m/sek).

β) Teilweise Benutzung der Schwerkraft bei in der Hauptsache wagerechten oder schwach geneigten Verteilungsgleisen:

1. durch geneigte Zerlegungsgleise (Ablaufgleise), auf welche die Züge bis zu der erforderlichen Höhe hinaufgezogen werden und von denen die Wagen, in die einzelnen Gruppen geteilt, ablaufen (Neigung 10—18°₀₀);

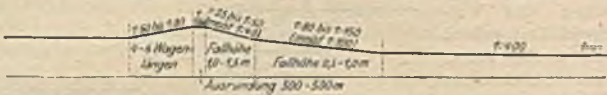


Fig. 218.

2. durch Einlegung kurzer steiler Neigungen in die Ausziehgleise kurz vor denjenigen Punkten, an denen die Verteilungsgleise sich entwickeln, gewöhnlich in Verbindung mit einer kurzen Gegensteigung, um das Loskuppeln der Wagen zu erleichtern (Eselsrücken) (Fig. 218). Die Lokomotive drückt langsam — 1,5—3 km/Stdunde — die Wagen über den Rücken, die beim Ablaufen über das Steilgefälle die erforderliche Geschwindigkeit erlangen.

Höhe h dieser Ablaufberge derart zu wählen, daß sie genügt, den Bewegungswiderstand beim Durchlaufen der längsten Gleise zu überwinden. Dazu ist erforderlich

$$h(m) = 1000 \left\{ w_g l^{(m)} + \sum (w_g + w_r) l_r^{(m)} \right\}$$

wenn

l die zu durchlaufende gerade Länge in m,

l_r die Länge der zu durchlaufenden Bögen in m

und wie früher (vgl. Abschnitt a) „Grundzüge des Betriebes“):

w_g den Widerstand der Bewegung in kg für 1 t Gewicht des abrollenden Wagens in der geraden Linie und

w_r den Zusatzwiderstand in den Krümmungstrecken vom Halbmesser r in kg für 1 t Gewicht bezeichnet.

Geschwindigkeit V im Durchschnitt mit etwa 10 km/Std. einzuführen; erfahrungsgemäß beträgt der Widerstand w_g für günstige Witterungsverhältnisse etwa 3,0, für ungünstige ungefähr 4,0 kg/t. Um den wechselnden Widerständen auch bei der Anordnung 2 Rechnung tragen zu können, legt man vielfach 2—3 Ablaufberge verschiedener Höhe (0,5—0,8 m abweichend) nebeneinander.

γ) Durchgängige Benutzung der Schwerkraft, indem die einzelnen Gleisgruppen — Einlauf- oder Zerlegungsgleise, Richtungsgleise, Stationsgleise, Ausfahrtsgleise — hintereinander angeordnet werden und der ganze Bahnhof in durchgehendes Gefälle — durchschnittlich meist 1 : 100 bis 1 : 150, in den Einzelteilen 1 : 60 bis 1 : 400 — gelegt wird, dessen Größe an den einzelnen Stellen des Bahnhofes nach dem Lauf der Wagen verschieden zu wählen und in das kurz vor dem Beginn der Verteilungsgleise eine geringere Neigung oder auch eine kurze leichte Gegensteigung einzulegen ist, um das Loskuppeln der Wagengruppen zu erleichtern. Es empfiehlt sich, Weichen in stärkeres Gefälle zu legen oder kurz vor ihnen ein stärkeres Gefälle anzuordnen.

Diese Verschiebeart gewährleistet, namentlich dann, wenn die Einlaufgleise sofort als Ablaufgleise benutzt werden können, die schnellste Erledigung des Verschiebegeschäftes und den geringsten Bedarf an Lokomotivkraft; sie wird aber in vielen Fällen durch das Gelände und die Lage der einmündenden Bahnen verhindert werden. Vollkommen durchgeführt ist sie in Deutschland im Verschiebebahnhof Nürnberg, teilweise in den Verschiebebahnhöfen Chemnitz-Hilbersdorf und Dresden-Friedrichstadt. Außerhalb Deutschlands in Terrenoire bei St. Etienne in Frankreich, in Edgehill bei Liverpool. Die Regelung der Geschwindigkeit der abrollenden Wagen erfolgt am Eintritt in die Verteilungsgleise durch Gleisbremsen, das Aufhalten der Wagen in diesen Gleisen durch Hemmschuhe, die Leitung des gesamten Verschiebegeschäftes neuerdings meist unter Gebrauch von Gleismeldern, vgl. auch Abschnitt a, „Grundzüge des Betriebes“.

4. Die **allgemeine Gestaltung** der Verschiebebahnhöfe wird beeinflußt durch Verkehrs- und Betriebsbedürfnisse sowie durch örtliche Verhältnisse. Jene bestimmen Anzahl und Länge der Gleise, deren Lage zueinander und zu den Streckengleisen in erster Linie durch das Streben bestimmt werden muß, bei möglichst geringem Bauaufwand im Betriebe größtmögliche Leistungen bei geringstem Zeit- und Kostenaufwand zu erzielen. (Dazu gehört vor allem eine tunlichste Abminderung der Gleislängen — Weichen von 1 : 8 und 1 : 7, Verwendung von Doppelweichen, starken Gleiskrümmungen u. dgl.). Außerdem aber ist Wert zu legen auf möglichste Unabhängigkeit der Zug-Ein- und Ausfahrten sowie der Lokomotivfahrten von und nach dem Schuppen voneinander und von dem Verschiebegeschäft. Ebenso wird auch die Lage zum Ortsgüterbahnhof und die Rücksicht auf die künftige Verkehrsentwicklung wesentlichen Einfluß ausüben, die Geländeverhältnisse können häufig die für Betriebszwecke richtigste Anlage überhaupt unmöglich machen. Die ganze Ausgestaltung eines Verschiebebahnhofs ist von so vielen und verschiedenartigen Umständen abhängig, daß die im Einzelfalle zweckmäßigste Grundform sehr verschieden ausfallen kann.

α) Bei Verschiebebahnhöfen in **Kopfform** (Fig. 219) laufen sämtliche Züge von einer Seite in den Bahnhof ein, es kommt demnach auch nur eine Richtung für die Ordnung der Züge in Frage, der Verkehr ist durchgängig „Eckverkehr“.

β) Dagegen wird bei Verschiebebahnhöfen in **Durchgangsform** entweder

1. die Bewegungsrichtung der Wagengruppen den beiden Einfahrrichtungen in den Bahnhof entsprechend eine zweifache sein (Figur 220 und 221) (zweckmäßig für beiderseits großen und wenig Eckverkehr), oder sie kann

2. für beide Einfahrrichtungen die gleiche sein (Fig. 222), entweder mit

zwei nach den Einfahrrichtungen getrennten Gleissystemen oder einem gemeinsamen Gleissystem. In diesem Falle müssen die Güterzüge der einen Richtung erst die gesamte Bahnhofslänge durchlaufen, ehe sie die Zerlegungsgleise erreichen. Getrennte Gleissysteme können bei beiderseits großem Verkehr durch örtliche Verhältnisse — z. B. einseitiges Gefälle — bedingt, ein gemeinsam benutztes Gleissystem wird zu wählen sein, wenn der Verkehr in der einen Richtung stark überwiegt und der Eckverkehr ein lebhafter ist.

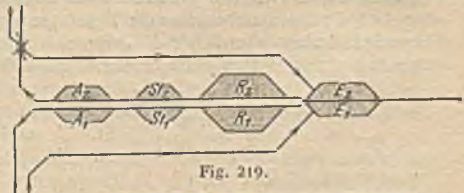


Fig. 219.

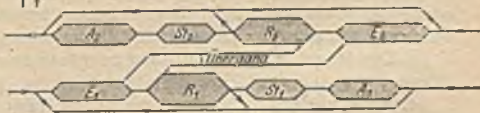


Fig. 220.

γ) Die Lage der einzelnen Gleisgruppen zueinander wird für die schnelle Abwicklung des Verschiebegeschäftes stets dann am günstigsten sein, wenn die einzelnen Gleisgruppen hintereinander angeordnet werden können (Fig. 219—221 b); Schema: E. R. St. A. Soll das Verschiebegeschäft ausschließlich unter der Wirkung der Schwerkraft bewirkt werden, so ist diese Lage Bedingung. Verbieten die örtlichen Verhältnisse diese Anordnung, dann muß die Anzahl der hintereinander liegenden Gleisgruppen verringert, der Bahnhof mehr in die Breite entwickelt werden, obgleich dies stets Wagenrückläufe verursacht. Immer ist aber danach zu streben, daß aus den Einlaufgleisen sofort die Zerlegung der Züge vorgenommen werden kann.



Fig. 221 a

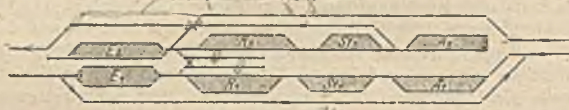


Fig. 221 b

Können nur 3 Gruppen hintereinander angeordnet werden, so gibt dies die vier Ordnungsmöglichkeiten:

E.	E. St. A.	E. R. A.	E. R. St. Z.
Z. R. St. A.	Z. R.	St. Z.	A.

wobei Z die Lage des Ausziehgleises bezeichnet.

Die dritte Anordnung ist zweckmäßig, wenn nur wenig Wagen nach Stationen zu ordnen sind.

Wenn nur 2 Gruppen hintereinander angeordnet werden können, also 2 · 2 oder 3 · 1 Gruppen nebeneinander liegen, so ergibt dies 18 Möglichkeiten, bei Nebeneinanderlage sämtlicher 4 Gruppen 6 Anordnungen. Für Bahnhöfe, auf denen nur wenig Wagen nach Stationen zu ordnen sind, sind die Anordnungen

E. R.	E. R.	Z.	und	Z.	E.
Z. St. A.	St.	Z.		St.	Z.
	A.	Z.		A.	Z.

zweckmäßig, da die unmittelbare Ausfahrt aus den Richtungsgleisen ohne vorherigen Rücklauf erreicht werden kann.

δ) Die Lage der Verschiebegruppen zu den Hauptgleisen kann im allgemeinen eine dreifache sein:

1. an einer Seite der durchgehenden Gleise. Vorteile: gerade Durchführung der Hauptgleise, leichte Erweiterungsmöglichkeit der äußeren Randgruppen der Gleise, leichter Austausch der Wagen bei zwei etwa vorhandenen Verschieberichtungen. Nachteile: Kreuzung — möglichst schienenfreie — des einen Hauptgleises durch die auf dem anderen ein- und ausfahrenden Güterzüge, beschränkte Erweiterungsfähigkeit der inneren Gleisgruppen;

2. an beiden Seiten der durchgehenden Gleise, an jeder Seite ein Gleissystem der zugehörigen Verschieberichtung. Vorteile: gerade Hauptgleise, vorzügliche Erweiterungsfähigkeit. Nachteil: Kreuzung der Hauptgleise durch jede Überführung des Eckverkehrs;

3. zwischen den entsprechend auseinandergezogenen Hauptgleisen. Nachteil: keine gerade Führung der Hauptgleise, mangelnde Erweiterungsmöglichkeit, wenn die Hauptgleise nicht von Haus aus genügend weit auseinandergezogen wurden. Vorteil: keine Kreuzung der Hauptgleise, weder durch Zugläufe noch durch Verschiebewebungen. Infolgedessen betrieblich die vorteilhafteste Anordnung.

5. Die **Wirtschaftlichkeit** eines Verschiebebahnhofes erfordert, daß

a) Kosten für Personal und Lokomotivkraft möglichst gering sind,

β) Wagenumlauf möglichst beschleunigt wird und

γ) Wagenbeschädigungen nur selten vorkommen.

Die Vergleichung der Betriebskosten bedingt sehr eingehende Rechnungen¹⁾ für die verschiedenen Anlagemöglichkeiten und Verkehrsstärken sowie für die verschiedenen Größen des Eckverkehrs und die abweichenden Notwendigkeiten, nach Stationen zu ordnen. Nach der angegebenen Quelle stellen sich die Verschiebekosten auf 34—79 Pfennige für jeden behandelten Wagen ausschließlich der Kosten für Verzinsung, Unterhaltung und Abschreibung der baulichen Anlagen.

Die Beschleunigung des Wagenumlaufes ist in der Hauptsache abhängig von Verschiebeart und Gesamtanlage des Bahnhofes. Während die Ablaufzeit bei wagerechtem Ausziehgleis für jede Achse etwa 27 Sekunden erfordert, läßt sie sich bei geneigtem Ablaufgleis und bei Eselrückenanlagen auf 12 bis 13 Sekunden abmindern und sinkt bei Anlagen mit durchgehendem Gefälle bis auf 6—8 Sekunden. In 24 Stunden lassen sich entsprechend von einer Ablaufstelle behandeln 1400, 2800—4000, bis 6000 Wagen. Der gesamte Aufenthalt eines Wagens in einem Verschiebebahnhof beträgt im allgemeinen bei neueren Anlagen durchschnittlich zwischen 8 und 12 Stunden, kann aber in Bahnhöfen mit durchgehendem Gefälle bis auf 5—6 Stunden sinken.

Die Sicherheit gegen Wagenbeschädigungen ist am geringsten bei Anlagen mit wagerechten Gleisen, bei den übrigen Anordnungen einander gleich.

b) **Abstellbahnhöfe*** (Betriebsbahnhöfe, Zugbildungsstationen) umfassen Gleise und alle sonst notwendigen Anlagen zur Bildung und Umbildung der Personenzüge. Auf Stationen, auf denen es sich nur um Veränderung der Personenzüge — Kurswagen, vgl. Abschnitt a, „Grundzüge des Betriebes“ — oder um ihre regelmäßige Verstärkung oder Verschwächung handelt, genügen meist ein oder mehrere kurze Stumpfgleise zum Aufstellen einzelner Personenwagen. Auf den Zugbildungsstationen (vgl. Abschnitt a) — Bahnhöfe der Großstädte, Endpunkte von Bahnlinien u. dgl. — wachsen die notwendigen Anlagen zum Aufstellen der angekommenen Züge und zur Vornahme aller für die Abfahrt vorbereitenden Arbeiten — Reinigen, Durchsehen, Heizen, Versorgen mit Wasser und Leuchtstoff, Auflösen und Neuordnen — oftmals zu besonderen Bahnhöfen nicht geringer Ausdehnung an.

1. Die **Behandlung** eines eingelaufenen Personenzuges erfordert zunächst, nachdem er an den Bahnsteigen von Reisenden, Gepäck und vielleicht auch Post frei geworden, seine Überführung nach dem Abstellbahnhof. Nachdem hier Post- und Eilgutwagen abgetrennt und den Entladestationen zugeführt worden sind, werden die notwendigen Veränderungen in der Zugzusammensetzung vorgenommen, sodann die Wagen gereinigt, geheizt, die Behälter mit Gas gefüllt und der Zug mit den nötigen Ausrüstungsstücken (Signalen) versehen. Hierauf werden Post- und Eilgutwagen wieder angefügt und der fertige Zug zur Abfahrtszeit nach den Bahnsteiggleisen überführt. Die meisten dieser Arbeiten, insbesondere das Reinigen (Druckluftausblasen) erfolgen im Freien; für einige — das Nachsehen, die Ausführung kleinerer Ausbesserungen, im Winter das Auftauen u. dgl. — ist bedeckter Raum erwünscht.

¹⁾ Oder, Betriebskosten auf Verschiebebahnhöfen. Archiv f. Eisenbahnwesen 1904.

²⁾ Oder u. Blum, Abstellbahnhöfe. Berlin 1904. — Cauer, Anordnung der Abstellbahnhöfe. Wiesbaden 1910.

2. Hiernach muß jeder größere Abstellbahnhof an **Gleisen** enthalten:

α) Aufstellgleise für die angekommenen und die für die Abfahrt vorbereiteten Züge, deren Anzahl aus einem graphischen Plan (vgl. Abschnitt a) über die Aufenthaltszeiten der Züge in verkehrsstarken Zeiten unter Berücksichtigung auch der nur an bestimmten Tagen nötigen Züge bestimmt wird. Nutzbare Länge der einzelnen Aufstellgleise nach der Stärke der Züge zu bemessen (B. O. 54, höchstens 80—44 Achsen), die — abgesehen von sehr stark belasteten Strecken — 30 Achsen nur selten überschreitet, so daß es, da auch Post- und Eilgutwagen meist abgehängt werden, fast stets genügt, mit einer nutzbaren Gleislänge von 130 m zu rechnen und die gesamte Länge alle Gleise mit 35—40 m für jeden in 24 Stunden ankommenden und abgehenden Zug zu bemessen. Ein besonderes Gleis für jeden aufzustellenden Zug beschleunigt und vereinfacht den Betrieb, für die kürzesten Züge genügen etwa 100 m, längere Gleise können unter Umständen auch zum Aufstellen von je 2 Zügen benutzt werden, Gleislängen von mehr als 300 m sind zu vermeiden. Die Aufstellgleise werden meist zu einem Bündel zusammengefaßt, das je nach Erfordernis und Ortschaft vor-, neben oder hinter der Personenstation, für den Betrieb zweckmäßig zwischen den Hauptgleisen, gelegen ist, oftmals nach ankommenden und abfahrenden Zügen in zwei Untergruppen zerfällt und in der Regel von einem gemeinschaftlichen etwa für 80 Achsen Platz bietenden, also bis 360 m langen Ausziehgleis aus bedient wird, sowie mit sämtlichen Personeneinlauf- und Ausfahrtsgleisen in möglichst unmittelbarer und bequemer Verbindung stehen muß. Bei großen Abstellbahnhöfen können aber auch mehrere Gruppen von Aufstellgleisen in Frage kommen, die je diejenigen Züge aufnehmen, die im Bahnhofe einer gleichartigen Behandlung zu unterziehen sind. Gleise für Pendelzüge, auf denen Änderungen nur selten nötig, sollen in möglichster Nähe der Bahnsteiggleise angeordnet werden.

Der Gleisabstand der Aufstellgleise wird vielfach mit 4,5 m bemessen, doch werden 5—6 m und die Anordnung einzelner noch größerer Gleisabstände empfohlen.

β) Zweckmäßig werden den Aufstellgleisen einige — etwa 5—6 — an das Hauptausziehgleis angeschlossene Ordnungsgleise angegliedert, um die Umbildung der Züge durchführen zu können. Gesamtlänge etwa 250 m — für einen Zug genügend —, Einzellänge nicht unter 40 m, entweder nur einseitig, oder, was vorzuziehen ist, beiderseitig angeschlossen. Fehlen diese Ordnungsgleise, so müssen, was nicht zweckmäßig, die Spitzen der Aufstellgleise zum Ordnen der Züge benutzt werden.

γ) Außerdem sind je nach dem Verkehrsumfang und der Verkehrsart noch nötig:

Aufstellgleise für Schlaf- und Speisewagen, nach Befinden für ganze Luxuszüge, die erwünscht sind, weil diese Wagen und Züge von dem Verschiebengeschäft möglichst wenig berührt werden möchten, Gleise in möglichster Nähe der Bahnsteige zum Bereitstellen von Verstärkungs- und Kurswagen, Gleise für augenblicklich nicht benutzte Wagen, mit denen einige Ordnungsgleise zum Bilden von Sonderzügen in Verbindung stehen möchten, sowie Übergabegleise für Wagen nach und von dem Güterbahnhof und Zufahrten nach etwa vorhandenen Wagenschuppen.

Für Speise- und Schlafwagen genügt meist ein kurzes Stumpfgleis, das — ebenso wie die Gleise für Luxuszüge — möglichst an einer schienenfrei zugängigen Ladestraße anzuordnen ist.

δ) Zu drehende Wagen können dann, wenn kein Lokomotivschuppen mit Drehscheibenanlage in der Nähe ist, zur Erbauung einer besonderen Drehscheibe zwingen.

3. Ein **Wagenschuppen** zum Aufstellen einzelner zu schonender Wagen oder ganzer aus teuren Betriebsmitteln bestehender Züge — dann 120—200 m lang — kann unter Umständen, namentlich für den Winter, zweckmäßig und not-

wendig sein. Für jeden Zug, der nach dem mit Wasserleitung, Wasserrinnen und Heizeinrichtung zu versiehenden und nach Befinden in ganzer Länge der Gleise mit Arbeitsgruben auszustattenden Schuppen kommt, kann zur Bestimmung der notwendigen Gleisanzahl durchschnittlich ein Aufenthalt von 3 Stunden gerechnet werden. Die Schuppen sollen vom Hauptausziehgleis aus unmittelbar zu erreichen sein; zur Erleichterung des Verschiebegeschäftes ist beiderseitiger Anschluß an ein Durchlaufgleis zweckmäßig. Gleisentfernung im Schuppen $\geq 4,4$ m, besser $5-5,5$ m, Wandabstand von Gleismitte $\geq 3,0$ m; Torhöhe $4,8$ m über Schienenoberkante, lichte Weite bei Neubauten $\geq 3,8$, besser $4,0$ m (B. O. 11.; T. V. 61). Schuppen für n Einzelwagen von l m Länge im Lichten $n \cdot l + (n - 1) 0,5 + 2,5$ m lang. ($l = 11$ m im Durchschnitt, in Ausnahmefällen bis 18 m und mehr.)

4. Anlagen für die Post werden gewöhnlich mit dem Abstellbahnhof vereinigt. Postladesteige zweckmäßig sägeförmig oder als kurze Zungensteige mit gemeinsamen Quersteig, $34-40$ m Länge genügen für 2 vierachsige oder 3 dreiachsige Postwagen. Für je 3-4 täglich ankommende Wagen ist im Durchschnitt ein Stand zu rechnen. In möglichster Nähe der Ladegleise sind Räume für Vorräte sowie für Werkzeuge zur Ausrüstung, Reinigung und Unterhaltung der Postwagen vorzusehen.

5. Auch Anlagen für den **Ellgutverkehr** in der Regel mit dem Abstellbahnhof vereinigt. Für die Einzelausbildung gelten die gleichen Gesichtspunkte wie für die Stückgutbahnhöfe.

6. Die **Lokomotivschuppenanlage** (vgl. nachstehend unter c) muß kurze und bequeme Wege nach den Aufstell- und Bahnsteigggleisen besitzen, sie darf die Erweiterungsfähigkeit des Abstellbahnhofs nicht einschränken und soll auch selbst genügend erweiterungsfähig sein.

7. An besonderen **Betriebsanlagen** sind auf dem Abstellbahnhof zwischen den Aufstellgleisen in jedem zweiten Zwischenraum nötig:

Wasserentnahmestellen (40 m Abstand), Luftsauge- oder Druckluftstutzen ($14-20$ m Abstand), Heizständer der Dampfheizung für das Vorheizen der Züge ($70-100$ m Entfernung) und Füllständer der Gasleitungen ($14-20$ m Abstand). Außer den hierzu erforderlichen Kesselanlagen und Gasanstalten kommen noch in Frage: Vorrichtungen zum Erproben der Dampfheizung, der Beleuchtungseinrichtungen und der Bremsen, Räume für Werkzeuge, Signalscheiben, Laternen, sowie Böcke zum Aufhängen der Wagenschilder, Brems- und Heizschläuche.

c) **Lokomotivschuppen**¹⁾ so, daß Abfahr- und Halteplätze der Züge auf kurzem Wege und ohne Störung des sonstigen Verkehrs auf den Gleisen erreicht werden können, auch die aus- und einfahrenden Lokomotiven sich selbst nicht behindern. Größere Anlagen erfordern daher besondere Gleise für den Verkehr der Lokomotiven, auch kann die Anordnung kurzer Wartegleise neben dem Halteplatz der Züge zweckmäßig sein. Spätere Bahnhofserweiterungen dürfen durch die Schuppen nicht gehemmt, die Übersichtlichkeit über den Bahnhof soll nicht beeinträchtigt werden.

Entfernung der Lokomotivstationen in Deutschland etwa $100-150$ km.

1. Die Anzahl der nötigen **Lokomotivstände** richtet sich nach dem Lokomotivdienstplan; die außer Dienst und in Bereitschaft stehenden Lokomotiven sind im Schuppen unterzubringen. Im großen Durchschnitt sind das etwa 75% der Betriebslokomotiven, bei Bahnen ohne Nachtdienst sämtliche. Standlänge beträgt bei einer Lokomotivlänge l ($17-22$ m einschl. Tender, auf den etwa 7 m entfallen, Tendermaschinen etwa 12 m): $l + 4$ m. Stehen mehrere Lokomotiven hintereinander auf demselben Gleis, so sind je $0,6$ m Zwischenraum zu rechnen, bei mehr als 2 Lokomotiven wird beiderseitige Gleisanknüpfung nötig. Für Schiebebühnen und Drehscheiben sollen zwischen den benachbarten

¹⁾ Cornelius, Erweiterung und der Bau von Lokomotivschuppen.

Dachstützen oder Wänden $\geq 3,0$ m mehr Raum frei bleiben, als die Gruben lang sind. Standbreite muß bequemes Arbeiten an beiden Seiten der Lokomotive gestatten (T. V. 60), daher Abstand von Parallelgleisen $\geq 5,0$ m; Abstand der Schuppenlängswände von der Mitte des nächsten Gleises in der Regel 3,5 m. Mindestmaß zusammenlaufender Gleise, an der Stelle, an der die Zylinder der Maschine sich befinden — ungefähr 3,20 m von der inneren Standwand entfernt — 3,65 m (zulässige Maschinenbreite 3,15 m, notwendiger Zwischenraum 0,5 m).

2. Grundrißformen:

α) Rechteckschuppen, mit unmittelbarer Einfahrt in jedes Schuppen-
gleis, nur für eine geringere Anzahl von Lokomotiven geeignet, da es selten zweck-
mäßig ist, mehr als 3 Gleise nebeneinander anzuordnen und auf jedem Gleise
bei einseitiger Einfahrt höchstens 2, bei beiderseitiger Einfahrt höchstens 3—4
Lokomotiven Platz finden können. Standflächen am kleinsten, Kosten am
geringsten. Beleuchtung genügend von den Längs- und Kopfseiten — ohne
Oberlichte —, das Dach kann niedrig und damit der zu beheizende Luftraum
klein sein.

Rechteckschuppen mit innerhalb des Schuppens anzuordnenden Schieb-
ebenen (eine oder mehrere quer zur Gleisrichtung) gestatten die Unterbringung
einer beliebig großen Anzahl von Lokomotiven. Für jede Schiebebühne besondere
Einfahrt, möglichst auch einige unmittelbare Einfahrten in den Schuppen. Stumpf-
gleise an den Schiebebühnen für die Aufstellung von 1—2 Maschinen. Ober-
lichtbeleuchtung nicht zu entbehren, Beheizung infolge der geringen Toranzahl
erleichtert, Erweiterung leicht ausführbar, besondere Lüftungsvorrichtungen
meist nötig. Anlagekosten werden durch die Schiebebühnen und deren Über-
bau erhöht.

β) Kreisschuppen, meist als Vielecke ausgeführt, zur Aufnahme von
18—25 Lokomotiven, können auch auf minder nutzbaren Bahnhofflächen an-
geordnet werden. Größere Anzahl von Lokomotiven kann nur dann unter-
gebracht werden, wenn ein Teil der Gleise derart verlängert wird, daß auf ihnen
2 Maschinen hintereinander stehen können. Etwaige Dachstützen stehen zweck-
mäßig $\frac{1}{5}$ des Durchmessers von der äußeren Wand entfernt. Schuppen über-
sichtlich und leicht zu beaufsichtigen, Oberlichtbeleuchtung für den mittleren
Teil nötig, Lüftung und künstliche Beleuchtung leicht herzustellen, Beheizung
ungeachtet der meist großen Höhe bei der geringen Toranzahl leicht. Anlage-
kosten ziemlich hoch, Erweiterung sehr schwierig.

γ) Ringschuppen, meist in gebrochener Umrißlinie und mit einem
Gleis in jeder Toreinfahrt. Zwei verschlungene Gleise in jeder Toreinfahrt
verringern zwar die insgesamt erforderliche Fläche, zwingen aber dazu, die Tore,
um ihre Lichtweite einzuschränken, nach der Drehscheibe vorzuschieben und
vergrößern so die zu überbauende Grundrißfläche und damit die Baukosten.
Sie gestatten aber das Reinigen der Siederohre bei geschlossenen Toren und das
Aufschlagen der Tore nach innen.

Die Schuppen enthalten in der Regel bei Halbkreisform nicht mehr als
30 Stände, um nicht eine zu große Lokomotivanzahl auf eine Drehscheibe zu
verweisen. Diese Schuppenform ist am leichtesten erweiterungsfähig, ihr Bau
kann mit einer beliebig geringen Anzahl von Ständen begonnen werden, auch
sind ihre Anlagekosten verhältnismäßig niedrig. Sie ist aber wenig übersicht-
lich, wegen der zahlreichen Tore schwer zu heizen und bedarf neben der Be-
leuchtung durch die Fenster der äußeren Ringwand noch einer Beleuchtung
an der inneren Ringwand sowie geeigneter Lüftungsanlagen.

3. Bauliche Ausgestaltung.

α) Umfassungswände bei kleinen Schuppen und vorübergehenden
Anlagen sowie bei ungünstigen Grundverhältnissen in Holzfachwerk, sonst in
Stein- und Betonbau oder Eisenfachwerk. Bei Ziegelbau Wände $1\frac{1}{2}$ —2 Stein
stark mit Verstärkungspfählen (4 Stein) an den Vielecksbruchpunkten. Die

besonders sorgfältig zu gründenden Torpfeiler bei Ziegel mindestens 3 Stein, bei Gußeisen wenigstens 45 cm, bei Schmiedeeisen wenigstens 30 cm breit.

β) Tore $\geq 4,8$ m hoch über Schienenoberkante und $\geq 3,35$ m weit. Diese Mindestlichtweite muß auch bei geöffneten oder festgestellten Toren zwischen den vorspringenden Teilen vorhanden sein. Für Neubauten wird Lichtweite von 4,00 m empfohlen (T. V. 60_g).

Torflügel am besten aus Holz mit Eisenversteifung oder aus Eisengerippe mit Holzbekleidung. Wellblechtore mehr und mehr wieder verlassen. In einzelnen Toren — bei Ringschuppen etwa in jedem siebenten Tore — Schlupftüren, etwa 0,8—1,0 m breit, 1,5 m hoch.

γ) Weit gespannte freitragende Dächer der Übersichtlichkeit des Schuppens wegen zu empfehlen, andererseits aber auch Zwischenstützen der Dachbinder nicht ausgeschlossen. Holz über den Schornsteinen der Lokomotiven bis 5,8 m Höhe über Schienenoberkante in einem Kreise von etwa 1,0 m Durchmesser zu vermeiden (T. V. 60_j). Schalungen unter den Sparren werden besser nicht angeordnet, zur Warmhaltung des Schuppens ist die Eindeckung möglichst dicht zu halten. Schieferdächer und Metaldächer leiden durch Rauchgase der Maschinen, Ziegeldächer eignen sich gleichfalls wenig, zweckmäßig ist doppeltes Pappdach, auch Holzzement und Bimsbetou mit Eiseneinlagen.

δ) Rauchabführung in Einzelrohren oder, wenn eine Belästigung der Umgebung durch Rauchgase zu befürchten ist, durch Sammelanlagen. Rauchfänge in einständigen Schuppen 4—4,5 m vom Stande aus Steinzeug- oder Gußeisenrohren von etwa 500 mm lichter Weite, zweckmäßig mit eisernen Auffangtrichtern, die bewegliche vordere und hintere Begrenzungsflächen besitzen. Sie sind vom Holzwerk des Daches feuersicher zu trennen und bei Einzelabführung, wenn nötig, über die Firsthöhe des Daches hinaufzuführen. Bei gemeinsamer Rauchabführung genügt ein Schornstein von 35—40 m Höhe und 1,25 m oberer Lichtweite für etwa 16 möglichst gleichmäßig auf beide Seiten zu verteilende Stände. Rauchkanäle aus Steinzeug oder Eisenbeton mit allmählich wachsendem Querschnitt, in etwa 20 m Entfernung mit Reinigungsöffnungen zu versehen.

Bei allen Lokomotivschuppen muß für ausreichende Lüftung gesorgt werden.

ε) Fußboden aus hochkantig in Zementmörtel auf Betonunterlage verlegten guten Klinkern oder aus Beton von mindestens 15 cm Stärke mit Zementestrich in der Höhe der Schienenoberkante so widerstandsfähig anzuordnen, daß Winden angesetzt werden können (T. V. 60₂). Neben den Fahrschienen sind, um die Fußbodenkante vor Beschädigungen zu sichern, Streichschienen aus umgekehrt verlegten Eisenbahnschienen oder Eichenbohlen von etwa 10 cm Stärke zweckmäßig. Schuppenfußboden im Gefälle zu verlegen und nach den Arbeitsgruben zu entwässern.

ζ) Beleuchtung am besten durch große, bis etwa 50 cm über Fußboden hinreichende und möglichst hoch geführte Fenster in den Umfassungswänden, am richtigsten zwischen den Gleisachsen. Untere Scheibenreihen aus Drahtglas, Lüftungsflügel sind vorzusehen. Etwa erforderliche Oberlichte — zweckmäßig aus Drahtglas — müssen leicht gereinigt werden können.

4. Arbeitsgruben zwischen den Schienen, im Innern der Schuppen für jeden Stand in ganzer Länge der Lokomotive mit Tender sowie außerhalb (Lösch-, Feuer- oder Reinigungsgruben) 12—16 m lang in der Nähe der Lokomotivschuppen und Kohlenbühnen, so, daß sie während des Wassernehmens der Lokomotive benutzt werden können (T. V. 60). Wasserkran hierzu 13—16 m hinter dem vorderen Grubenende. Tiefe: 0,6—1,0 m; obere Lichtweite: 1,1—1,2 m, je nach Baustoff der Schienenaufleger, die aus Granit, Klinkerformsteinen, sowie aus hölzernen Langschwellen gebildet sein können. Zweckmäßig in den Längswänden etwa 0,6 m unter Schienenoberkante ein Absatz von 10—20 cm Breite, um das Arbeiten an hochliegenden Lokomotivteilen zu erleichtern.

Die sorgfältig und sicher zu gründenden Wände der Gruben aus Mauerwerk, Beton, Eisenbeton, bei vorübergehenden Anlagen oder sehr hohen Kosten einer sicheren Gründung wohl auch vollständig aus Eisen in Form versteifter Blechträger, der Boden unter dem Lokomotivaschkasten aus feuersicheren Steinen oder gußeisernen Platten.

Gruben an beiden Enden durch Treppenstufen zugänglich. Ihre gute Entwässerung dringend nötig, entweder durch Längsgefälle oder Quergefälle der Sohle. Im Schuppeninnern letzteres und die Abwässerung der seitlichen flachen Sammelmulden nach einem im Innern des Schuppens vor den Stirnenden der Gruben liegenden Kanal zweckmäßig, der zugänglich zu halten ist, damit seine Reinigung und ebenso die aller Einfallöffnungen und Schlammfänge leicht bewirkt werden kann.

Neben den äußeren Gruben ausreichende Lagerplätze für Schlacke und Asche.

5. Ausstattung des Lokomotivschuppens:

α) Vorrichtungen zur Entnahme von Wasser. Zwischen je 2 Lokomotivständen ein Unterflurhydrant in abgedeckter Grube, der mit 55—70 mm weiten Rohren an die Hauptleitung von meist 150—160 mm Weite anzuschließen ist. Zuleitung zweckmäßig in Aussparungen der Wand des Abwässerkanals.

β) Zur Heizung kleiner Schuppen eiserne Zirkulationsöfen, nach Befinden mit Trockenschalen für Sand. Für größere Schuppen Sammelheizungen — besonders Heißwasserheizungen — zu empfehlen, deren Heizrohre zweckmäßig in den Arbeitsgruben liegen. Gemeinsame Rauchabführung läßt vielfach, namentlich bei starkem Lokomotivverkehr, besondere Heizung entbehrlich werden.

γ) Bei größeren Lokomotivschuppen sind ferner erforderlich Auswaschvorrichtungen (heißes Wasser), Ausblasevorrichtungen für Siederohre, Anheizöfen, eiserne Deckelkisten für gebrauchte Putzwohle, einige Werkbänke mit Schraubstöcken u. dgl.

6. Nebenanlagen an Abort-, Wasch-, Bade-, Aufenthalts- und Übernachtungsräumen, Diensträumen für das Aufsichtspersonal, Werkstatt-, Magazin- und Ausgaberräumen, Lagerkellern für Schmier- und Brennöle u. dgl. werden meist in Nebengebäuden vereinigt, durch welche die Lichtzufuhr zum Schuppen und seine Erweiterung nicht behindert werden darf.

d) Wasserstationen (B. O. 15; T. V. 58). Der Bedarf an Wasser bemißt sich nach der zur Speisung der Lokomotiven und der sonst im Bahnhof für Werkstätten und Lokomotivschuppen, für Feuerlösch- und Reinigungszwecke, für Abortspülung, nach Befinden auch für Zapfstellen von Trinkwasser nötigen Menge.

Eine Tenderfüllung braucht 8—15, bei ausnahmsweise großen TENDERN bis zu 22 cbm Wasser.

Zahlentafel 22.

	Wasser-Ergänzung		Wasserbedarf auf Strecken mit mäßigen Steigungen
	im Flachlande durchschnittlich	bei anhaltend starken Steigungen nach	
Bei Schnellzuglokomotiven	100—180	50	5—8
„ Personenzuglokomotiven	70—120		
„ Güterzuglokomotiven	30—60	25	10—20
„ Tenderlokomotiven	25—40	15—20	
	km Fahrt	km Fahrt	cbm für je 100 km Fahrt

Für ganze Militärzüge 15 cbm für je 100 km.

Die Wasserstationen sollen den Bedarf reichlich decken.

Über Entfernung der Wasserstationen vgl. Abschnitt b, „Linienführung“. Die Beschaffenheit des Wassers muß Kesselsteinbildner in größerer Menge — über 0,35 g feste Verdampfungsrückstände auf 1 l — ausschließen, ebenso ist chlor- und säurehaltiges Wasser unbrauchbar.

Der Inhalt des Behälters muß mindestens für die Zeit, in der nicht gepumpt wird, besser für einen vollen Tagesbedarf ausreichen. Wenn gemauerte Sammler auf hochliegendem Gelände außerhalb des Bahnhofes nicht zu beschaffen sind, müssen eiserne Behälter in Türmen auf der Bahnplanie aufgestellt werden. Die kleineren bis zu etwa 25 cbm Inhalt werden meist viereckig aus Gußeisen, die größeren (bis zu 500 cbm Inhalt) aus Walzeisen, entweder zylindrisch mit Kugelboden (Intze mit Gegenboden) oder kugelförmig hergestellt. Höhe des zylindrischen Teiles meist etwa gleich dem Halbmesser. Druckhöhe zwischen Behälterunterkante und Schienenoberkante mindestens 10 m, bei Verwendung zu Feuerlöschzwecken und bei größeren Leitungslängen erheblich mehr (bis 20 m). Für je 200 m Leitungslänge über 800 m ist 1 m Druckhöhe mehr zu rechnen. Die Leitungen nach den Wasserkränen in der Regel 200 mm weit. Krümmer mit kleiner Abrundung und T-Stücke sind möglichst zu vermeiden, frostfreie Lage der Rohre ($\geq 1,3$ m) ist nötig.

Wasserkrane zur Speisung der Lokomotiven fahrplanmäßiger Züge müssen in der Minute ≥ 1 cbm Wasser liefern (B. O. 15₂), für zum Schnellzugsdienst bestimmte Krane wird eine Leistung von ≥ 5 cbm in der Minute empfohlen (T. V. 59₃). Ausgüsse der Krane $\geq 2,85$ m, bei Neu- und Umbauten $\geq 3,00$ m und im Schnellzugsdienst möglichst 3,40 m über Schienenoberkante. Wasserkrane mit drehbarem Ausleger mit einem Signal zu versehen, das die Querstellung des Auslegers bei Dunkelheit angibt. Die Aufstellung der Krane auf den Bahnhöfen ist dem Bedürfnis anzupassen. Die durchgehenden Lokomotiven der Schnellzüge und Personenzüge sollen Wasser nehmen können, ohne vom Zuge abzuhängen, die Lokomotive der Güterzüge vom Halteplatz der Züge aus den Wasserkrane leicht erreichen können. Auf größeren Verschiebebahnhöfen Kran in der Nähe des Ausziehgleises erwünscht, in Lokomotivstationen nahe der Kohlenlade-stelle zweckmäßig.

e) Die Kohlenversorgung der Lokomotiven kann unmittelbar durch Überladen der Kohlen aus den Eisenbahnwagen erfolgen, in der Regel werden aber die Kohlen, um Unregelmäßigkeiten der Zufuhr und des Verbrauchs auszugleichen, auf besonderen Lagerplätzen gestapelt. Auf größeren Stationen soll ein Vierteljahresbedarf vorhanden sein (im Durchschnitt 5—6 t für jede Lokomotive und Tag). Spezifisches Gewicht der Kohlen im Durchschnitt 1,2, Stapelungshöhe etwa 2,0 m.

Die Lagerplätze sind gut zu umschließen, die Zufuhrgleise bei größeren Stationen so anzulegen, daß die Zufuhr ungestört, das Stapeln der Kohlen möglichst unmittelbar erfolgen kann. Vielfach werden auch Zwischenförderungen auf leicht verlegbaren Schmalspurgleisen benutzt, mit deren Hilfe die Kohlen dann auch der etwa 2,5—4,0 m breiten Ladebühne zugeführt werden, die in 2—2,5 m Höhe an dem Bekohlungs-gleis anzulegen ist. Das Beladen der Tender geschieht bei geringem Bedarf mit Körben (etwa je 50 kg fassend), vielfach unter Benutzung von Schüttrinnen, bei größerem Bedarf — mindestens 20 t täglich — durch Drehkrane, welche die Schmalspurwagen von 500—1000 kg Inhalt fassen und ausstürzen. Handkrane werden auf der Bühne aufgestellt, bei Druckwasser- oder elektrischen Kranen (4—5 m Ausladung bei etwa 4 m Hubhöhe) kann infolge der größeren Hubgeschwindigkeit (0,5—0,6 m/sek) die Ladebühne entfallen. In Fällen starken Bedarfes werden auch nach amerikanischem Vorbild (Hunt) Sturzvorrichtungen¹⁾ verwendet, bei denen aus hoch angeordneten Behältern, die von einem hochliegenden Gleis oder mit Hilfe von Becherwerken gefüllt werden, und deren Schüttrinnen durch bewegliche

¹⁾ Eisenbahnbau der Gegenwart, Abschn. III.

Klappen verschlossen sind, die auf einem tieferliegenden, gleichgerichteten Gleis stehenden Tender versorgt werden.

E. Werkstättenbahnhöfe.

Von Bauamtmann Dreßler.

Zur Wiederherstellung ausbesserungsbedürftiger Eisenbahnfahrzeuge, Motoren und mechanischer Einrichtungen des Eisenbahnbetriebes sowie zur Ausbesserung und Herstellung von Gleisverbindungen, Brückenteilen und Bahnmeistereigeräten. Hauptwerkstätten für alle Ausbesserungen, größere Unterhaltungsarbeiten, regelmäßige Kesseluntersuchungen, Nebenwerkstätten für Arbeiten geringeren Umfanges, Betriebswerkstätten für kleinere, schleunige Ausbesserungen; letztere meist in Verbindung mit größeren Lokomotivschuppen oder Bahnhöfen elektrischer Überland- oder Straßenbahnen.

I. Lage und Größe. Hauptwerkstätten an den Knotenpunkten des Verkehrs (T. V. 63; 2), zweckmäßig in der Nähe größerer Verschiebebahnhöfe. Einfluß haben alle Faktoren, die maßgebend sind für die Aus- und Abnutzung der Fahrbetriebsmittel, deren Unterhaltung der Werkstatt zufällt: Länge der einzelnen Linien des Netzes, Größe des Betriebsparkes, Verkehrstärke, Krümmungs- und Neigungsverhältnisse der Linien, Bauart der Fahrzeuge, Geschwindigkeit und Schwere der Züge, Dichte der Stationsfolge, Witterungsverhältnisse. Bestimmend für die Lage weiter: Geländebeschaffenheit, Erlangung einer billigen, schlackenfreien Kohle und hinreichender Mengen einwandfreien Nutz- und Trinkwassers, Beschaffung und Unterbringung geeigneter Arbeitskräfte, möglichst kurze Wege und geringer Transportaufwand.

Erweiterungsfähigkeit um 15—20% ist zu berücksichtigen. In den bedeckten Räumen sollen 25% der zur Unterhaltung zugewiesenen Lokomotiven, 10% der Personenwagen, mindestens 3% der Güterwagen gleichzeitig ausgebessert werden, weitere 5% der sämtlichen Wagen auf den Gleisen innerhalb der Werkstätten-einfriedigung Platz finden können (T. V. 63, 3 und 4).

II. Gleise, Wege, Entwässerungs- und Versorgungsnetze.

1. Gleise. Bequeme Zugängigkeit von der Anschlußbahn und von der nächsten Station; schnelle Zu- und Abführung der Betriebsmittel nach und von dem Werkstättenbereiche im allgemeinen und den einzelnen bedeckten Räumen, soweit nötig auch unter Zuhilfenahme von Drehscheiben und Schmalspurgleisen. Aufstellungsgleise zu trennen von den Material- und Kohlenzufuhrgleisen. Abstand der Aufstellungsgleise $\geq 5,0$ m, sobald Ausbesserungsarbeiten an den Wagen im Freien vorzunehmen sind.

2. Wege. Straßennetz innerhalb des Werkstättenbereiches mit 8—10 m breiten, gut befestigten Zufahrstraßen nötig (vgl. „Straßenbau“).

3. Entwässerung. Meist weitverzweigtes Kanalnetz erforderlich, das zweckmäßig den Straßenzügen folgt. Lage in der Mitte der Straße bevorzugt. Anordnung von Kläranlagen für Sinkstoffansammlung aus gewissen Werkstattbetrieben, z. B. der Abkocherei, zu empfehlen. Rohrweiten, Schrotabmessungen usw. vgl. Abschnitt „Kanalisation“.

4. Wasserversorgung. Wasser mit mehr als 0,35 g festen Verdampfungsrückständen auf 1 l ist auszuschließen.

α) Wasserbedarf im Werkstattbetriebe: 1 Lokomotive auszuwaschen: 3—5 cbm je nach Größe, 1 Tenderfüllung 8—18 cbm, 1 zweiachsigen offenen Güterwagen zu reinigen 1 cbm, 1 zweiachsigen bedeckten Güter- oder 1 Personenwagen 1,5—2,0 cbm, 1 vierachsigen Personenwagen 3—4 cbm, Speisung eines Kessels für Krafterzeugungs- und Heizungszwecke 5—10 cbm, 1 Wannabad 0,5 cbm, 1 Brausebad 0,03 cbm, zum Genuß und zum Waschen 0,03 cbm täglich für jeden Arbeiter, 1 Pißstand 0,60 cbm täglich, 1 Abortsitz 1,3 cbm täglich, im Gastwirtschaftsbetrieb 0,1 cbm täglich für jeden dort speisenden Arbeiter, ferner 0,1 cbm für jede im Werkstättenbereich wohnende Person.

0,003 cbm für das qm Wegfläche täglich für Spülen der Entwässerung und die Straßenspaltung. Außergewöhnlicher Wasserbedarf für Brände in der Regel zu $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{2}$ des gewöhnlichen Bedarfs anzunehmen.

β) Wassergewinnung vgl. Abschnitt „Wasserversorgung der Städte“.

γ) Das Rohrnetz zweckmäßig als Umlaufnetz. In etwa 25 m Entfernung von den Gebäuden hinreichende Anzahl von Hydranten mit dem Gewindedurchmesser der Ortsfeuerwehr. Absperrschieber in genügender Anzahl. Vgl. auch „Wasserversorgung der Städte“.

5. **Beleuchtung** im Freien mit Petroleum, Gas oder besser mit elektrischem Licht, meist Bogenlicht. Verkehrsreiche Punkte besonders gut zu beleuchten. Anzahl der Maste (Holz, Eisen, Eisenbeton-Schleudermaste) abhängig von Masthöhe und Stromstärke. Bogenlampe von 10 Ampère ergibt bei 10 m Lichtpunkthöhe einen Beleuchtungskreis von 60 m Durchmesser.

III. Grundrißanordnung.

Vollständige Hauptwerkstatt umfaßt in der Regel: Lokomotivabteilung, Wagenabteilung sowie Bau- und Weichenabteilung, bei sehr großem Betriebsmittelbestande auch nur je eine dieser Abteilungen.

1. **Rechteckform.** Alle Werkstatträume in einem mit reichlichem Oberlicht versehenen Gebäude, Schmiede, Tischlerei und Stellmacherei, Lackiererei und Sattlerei durch Zwischenwände abgetrennt. Geringe Bauunterhaltungs- und Betriebskosten, weil geringe Ausdehnung der Außenwände, kleine Zahl der Seitenfenster, Tore und Türen, sowie leichte Erwärmung und kurze Verbindungswege; gute Übersichtlichkeit, leichte Erweiterungsfähigkeit. Große Feuergefährlichkeit. Für große Anlagen nicht geeignet. (Arnsberg, Limburg, Bubna, Naasdon.)

2. **Rahmenform.** Ein Bau mit großen Lichthöfen, die zur Aufstellung von Achsen u. dgl. dienen; auf der einen Seite Abteilung für Lokomotiven, auf der anderen für Wagen, im Mittelbau die gemeinschaftliche Dreherei, rechtwinklig dazu die Schmiede. Kurze Wege zwischen den einzelnen Abteilungen und Lagerräumen; gute Beleuchtung durch Seitenfenster und Türen. Große Feuersgefahr; bei späterer Erweiterung unübersichtlich. Veraltet. (Bingen, Göttingen, Paderborn, Marburg.)

3. **U-förmig-Form.** In einem Flügel die Abteilung für Lokomotiven, im anderen die für Wagen, im Querbau die gemeinsame Dreherei mit Schmiede, Gießerei usw. Gute Übersichtlichkeit; geringere Feuersgefahr; leichte Erweiterungsmöglichkeit. Längere Wege bei größerer Erweiterung. Geeignet für kleine und mittlere Anlagen. (Karlsruhe, Frankfurt a. O., Kottbus, Linz.)

4. **Aufgelöste Form.** Für große Verhältnisse in neuerer Zeit meist völlige Trennung der Hauptabteilungen durchgeführt. Auch Dreherei und andere Unterabteilungen dann vielfach in Sonderbauten. Größter Schutz gegen Feuersgefahr; leichteste Erweiterungsmöglichkeit an allen Punkten. Größere Anlage-, Unterhaltungs- und Betriebskosten, weil längere Wege zwischen den einzelnen Abteilungen, größere Anzahl der Aufsichtsbeamten, vermehrte Dampfkessel- und Maschinenanlagen oder lange Dampfleitungen bei gemeinsamer Kesselanlage, wenn nicht elektrischer Gruppen- oder Einzelantrieb von einer gemeinsamen Stromquelle aus beschafft werden kann. Richtige Gruppierung der einzelnen Gebäude beschränkt die nötigen Transporte wesentlich, Anlage eines schmalspurigen Gleisnetzes mit Drehscheiben erleichtert sie. Vielfach erscheint es zweckmäßig, eine gemeinsame Schmiedewerkstatt in die Mitte so zu legen, daß die Wege nach den Drehereien möglichst kurz sind.

IV. Baulichkeiten.

A. Lokomotivabteilung.

1. **Lokomotivausbesserungshalle.** Grundrißform meist rechteckig, dreischiffig, mit Laufkränen, im Mittelschiff Schiebebühne, in den Seitenschiffen Ausbesserungsstände.

Standlänge für Lokomotive ohne Tender, mindestens 15 m, bietet auch Platz für 2 Tender hintereinander. Sollen Achsen in demselben Stande mit aufgestellt werden, 5—6 m mehr. Alle Stände mit Arbeitsgruben (vgl. Abschnitt „Stationslagen“ D, c, 4). Achsabstand der Gruben 5,75—6,50 m, Raum zwischen Wand und Grubenrand 3,50—5,00 m zur Aufnahme eines Schmalspurgleises (0,60—0,75 m Spurweite) für den Transport der Werkstücke und Radsätze sowie zur Aufnahme der Werkbänke mit 3—4 Schraubstöcken für jeden Stand (0,80 in hoch und breit, in 1,50 m Entfernung).

Breite der Schiebebühnengrube je nach Achsstand der Lokomotiven ohne Tender (preuß. St.-B. 8,05 m), Tiefe möglichst gering (0,23—0,64 m); unversenkte Schiebebühnen selten (Bischheim i. E.). Abstand der Säulenreihen neben der Schiebebühne $\geq 12,5$.

Laufkräne, Hebezeuge und sonstige mechanische Einrichtungen sind reichlich vorzusehen; Achswinden zum Auswechseln einzelner Achsen in besonderen Kanälen (2,30 m breit, 2,7 m tief), senkrecht zu den Arbeitsgruben, auf Laufschiene verschiebbar, anzuordnen, ebenso Gruben zur Aufnahme von Wiegevorrichtungen zum Verwiegen der Fahrzeuge. Entfernung der Säulenreihen zum Stützen der Laufkräne 9—14 m.

Höhe von S.-O. bis Dachbinderauflager 6,0 m, in Laufkranschiffen 2,0 m mehr.

Fußboden. Schienen mit Steinschrauben auf Steinwürfeln oder Betongangschwellen. Einfassungen der Schiebebühne, Fundamente der Säulen und mechanischen Einrichtungen nur aus Granit- oder Betonquadern. Neben den Schienen längs der Stände 10 cm breite Bohlen oder Eisenbahnschienen, mit dem Fuße nach oben, um Brechstangen genügenden Halt zu geben. Zwischen den Ständen Granitplatten oder Betonfußboden mit Zementbelag oder Holzfußboden, auch Holzstöckelpflaster in Sand oder auf 15—20 cm starker Betonschicht. Aufsteigende Feuchtigkeit ist bei Holz durch eine Schicht Gußasphalt oder durch Fugenverguß mit Asphalt fernzuhalten.

Beleuchtung. Petroleum zu vermeiden, am besten elektrisches Licht. Bogenlicht für die Allgemeinbeleuchtung, Glühlicht für die Arbeitsstellen als feste und tragbare Lampen.

Heizung. 12—15° C erforderlich. Luftheizung in Amerika sehr verbreitet, Warmwasserheizung vielfach in England verwendet, in Deutschland meist Dampfheizung, bei kleinen Anlagen unter Benützung des Abdampfes der Betriebsmaschinen, sonst mit Frischdampf. Heizkörper nicht dicht an der Wand, aber stets so, daß Arbeitsbetrieb nicht gehindert wird, bisweilen Heizrohre in den Arbeitsgruben. Dachsäulen dürfen nicht zu Heizungszwecken benutzt werden. In den schmiedeeisernen Zuleitungsrohren ist der Wärmeausdehnung durch Kupferkrümmer und pendelnde Aufhängung Rechnung zu tragen. Auffangen des Niederschlagswassers in vor Frost zu schützenden Sammeltröfen. Näheres: Fischer, Handbuch der Architektur, 2. Aufl., Bd. II, 4.

Lüftung. Meist nur einfache Vorrichtungen: bewegliche Fenster, Klappen, Gitterläden u. dgl. in den Oberlichtern. In Hauptwerkstätte Bischheim im Sommer Eindrücken frischer und gekühlter Luft in die Arbeitsräume mit Windrädern.

Wasserleitung. Hauptleitung 150—160 mm weit, am besten zu beiden Seiten der Schiebebühnengrube oder nahe den Längswänden, zweckmäßig in Aussparungen der Wand des Abwasserkanals. Abzweigungen 55—70 mm, in der Regel nach jedem zweiten Stand. Zapfstellen für Trinkwasser und zum Waschen an den Wänden in genügender Anzahl.

Entwässerung gewöhnlich nach den Arbeitsgruben, von da mit Rohren nach einem zugängigen Hauptrohr (20—30 cm Durchm.) in der Schiebebühnengrube.

2. Dreherel. Größe etwa 2,88 L in qm, wenn L die gesamte Arbeiterzahl der Lokomotivabteilung; 30 qm für jede in Ausbesserung stehende Lokomotive.

80 qm für jedes Feuer der Hauptschmiede. Im allgemeinen Grundfläche 1,5 mal so groß wie die der Lokomotivschmiede, bei gemeinsamer Dreherei für Lokomotiv- und Wagenabteilung $1\frac{1}{4}$ mal so groß als die gemeinsame Schmiede. In der Mitte ein Transportgleis. zu beiden Seiten die Werkzeugmaschinen so, daß die Arbeitsstücke in einer Richtung mit möglichst kurzen Wegen wandern.

3. Hauptschmiede. Größe ungefähr 1,62 L in qm; 45 qm für jedes Schmiedefeuer; ein Schmiedefeuer für je 3 in Ausbesserung stehende Lokomotiven. Breite 18—22 m bei Schmiedefeuern (meist doppelt) an den Wänden und Dampfhammern in der Mitte, 27 m bei zutretenden Mittelfeuern (meist vierfach). Höhe bis Dachbinderauflage 5,0—7,5 m. Wasserleitung für jedes Schmiedefeuer erforderlich; Heizung nicht nötig, Beleuchtung wie bei 1. Ausreichende Wascheinheit in besonderem, meist angebautem Raum. Krananlagen und Schmalspurgeleise in ausreichendem Umfang. Fußboden aus insgesamt etwa 30 cm starkem Lehmestrich in 3 Schichten; die oberste mit Zusatz von Hammerschlag. Um die Dampfhammer und vor den Glühöfen Kopfsteinpflaster. Ausreichende Lüftung besonders nötig. Gebläsemaschinen für die Feuer meist in besonderen Anbauten, oft auch Anbau eines Kessel- und Maschinenraumes für die Dampfhammer erforderlich.

4. Kupferschmiede, oftmals in einem Anbau an die Hauptschmiede, ebenfalls in möglichster Nähe der Ausbesserungshalle. Größe etwa 2,91 qm für jeden Ausbesserungsstand für Lokomotiven. Gute Beleuchtung und Lüftung, Schutz gegen Diebstahl nötig.

5. Gießerei, meist nur Messing- und Weißgießerei, am besten in einem besonderen Gebäude in der Nähe der Dreherei, mit anschließendem Modellraum und Raum zur Unterbringung von Formkästen, Formsand und Heizstoff. Größe 0,5 bis 1,5 qm für jeden Lokomotivstand. Fußboden aus hochkantig gestellten Klinkern mit Zementfugenverguß oder aus Lehmenschlag mit Eisenfeilspänen, in der Nähe der Öfen zweckmäßig größere gußeiserne Platten als Fußbodenbelag. Laufkrane und Greifer zum Befördern der Werkstücke; Trockengerüste zum Trocknen der Formen und Kerne. Gute Beleuchtung, doch ohne unmittelbare Sonnenbestrahlung. Gießhalle vor Zugluft zu schützen.

6. Klempnerel in einem besonderen Raum, gewöhnlich gleichzeitig auch für die Wagenabteilung. Größe etwa $\frac{L}{10}$ in qm.

7. Federschmiede, mit der Hammerschmiede verbunden, doch zweckmäßig durch eine Wand von dieser getrennt. Größe 150—200 qm.

8. Werkzeugschmiede, gewöhnlich Unterabteilung der Hammerschmiede.

9. Kesselschmiede, nur bei größeren Anlagen in besonderem Gebäude, entweder mit Standgleisen und mittlerer Schiebebühne oder ohne Aufstellungen mit hochliegenden Laufkranen, bei mittleren und kleineren Anlagen in der Ausbesserungshalle auf hierzu abgeteilten Standgleisen ohne Arbeitsgruben. 15—20% der in der Werkstatt stehenden Lokomotiven erfordern größere Kesselausbesserungen. Fußboden wie in der Hauptschmiede. Tagesbeleuchtung zweckmäßig ausschließlich durch Oberlicht; künstliche Beleuchtung elektrisch mit reichlichen Steckanschlüssen für tragbare Glühlampen zur Innenbeleuchtung der Kessel.

10. Holzrohrwerkstatt; rechteckiger Raum mit Oberlicht, 8 × 16 bis 20 × 25 qm groß, so angelegt, daß die an einem Ende eingebrachten Rohre tunlichst ohne Wendungen und Rücktransporte die verschiedenen Behandlungen bis zum anderen Gebäudeende durchlaufen, aus dem sie fertig zum Einziehen austreten. Druckwasser zum Prüfen der Rohre erforderlich. Fußboden wie in der Hauptschmiede.

11. Räderwerkstatt, abseits wegen des Lärmes beim Sprengringaufhängen, aber in guter Gleisverbindung mit Radsatzstapel und Dreherei. Gasfeuer zur Erwärmung der Radreifen, im Bereich eines Kranes von 4000 bis 5000 kg Tragfähigkeit, je eines auf 80—100 von der Werkstatt zu unterhaltende

Lokomotiven. Richtplatte und versenktes Fundament für eine hydraulische Presse sind vorzusehen.

12. **Anheizgebäude** für die Anfeuerung der ausgebesserten Lokomotiven, von der baulichen Ausgestaltung der Lokomotivschuppen (vgl. Abschnitt c), in möglichster Nähe der Ausbesserungshalle. Ein Stand auf je 100—150 der von der Werkstatt zu unterhaltenden Lokomotiven. Wiegevorrichtung erforderlich. Bei Vornahme von Anstreicher- und Lackiererarbeiten an Lokomotiven und Tendern gute Erwärmung nötig.

13. **Verwaltungs- und Diensträume** für Rechnungs- und Schreibwesen, für Werkmeister, Werkführer und Vorarbeiter, meist als Anbauten an die Lokomotivausbesserungshalle. Fußboden gedielt oder aus Steinholz.

B. Wagenabteilung.

1. **Wagenausbesserungshalle**, vielfach gleichzeitig zur Wagenuntersuchung benutzt. Rechteckig, mit 8—9 m langer unversenkter Schiebephöhne in der Längsachse. Vierachsige Wagen benutzen Tore der einen Längswand. An der anderen Längswand liegen meist Dreherei, Holzbearbeitung, Lackiererei, Sattlerei und Polsterei in getrennten Räumen. Größe: Aufstellung von 10% aller in das Arbeitsgebiet der Werkstatt fallenden Personen-, 4% aller Güterwagen. Standlänge zu beiden Seiten der Schiebephöhne für je 1—3 Wagen, zwischen den Wagen je 1,0 m. Arbeitsgruben für die Hälfte der Güter- und für sämtliche Personenwagenstände. Achsabstand der Stände: 5,3—5,5 m. Höhe von S.-O. bis Dachbinderauflager etwa 5,6 m. Einrichtungen zum Heben und Verwiegen der Fahrzeuge, Vorrichtungen zum Erproben der Luftdruck- und Saugebremsen, der Dampfheizung und der Beleuchtungseinrichtungen. Bauliche Ausgestaltung, Fußbodenherstellung, Beleuchtung, Heizung, Lüftung, Wasserversorgung und Entwässerung vgl. Lokomotivausbesserungshalle.

2. **Dreherei**. Größe: für jedes Schmiedefeuer 60 qm; bei W Arbeitern in der Wagenabteilung $1,92 \cdot W$ in qm. Vielfach in einem Flügel der Haupthalle.

3. **Hammerschmiede**. Größe: $1,44 W$ in qm, 45 qm für ein Schmiedefeuer. Etwa ebenso groß wie die Dreherei.

4. **Holzbearbeitungswerkstatt mit Tischlerei und Poliererei** meist in die Ausbesserungshalle eingebaut, aber durch Brandmauern und eiserne Türen von ihr getrennt, ebenso innerhalb des Raumes nochmalige Abtrennung für staubfreie Tischler- und Polierarbeiten. Für 2 in Ausbesserung stehende Wagen 1 Stellmacher und Tischler, für jeden Arbeiter eine etwa $2,5 \times 1,1$ große Hobelbank. Vorrichtungen zum Absaugen des Holzstaubes, Gerüste für Wellenaufleger. Zwischengeschoß für die Modelltischlerei über der Holzbearbeitungswerkstatt zweckmäßig, ebenso elektrische Beleuchtung, in der staubfreien Tischlerei Glühlicht. Dampfheizung.

5. **Anstreicher-, Lackierer- und Glaserwerkstatt**, durch Feuermauern in verschiedene Abteilungen zerlegt. Schiebephöhne im Gebäude. Stände nötig für $\frac{1}{10}$ der Post- und Personenwagen, für $\frac{1}{80}$ aller Gepäck- und Güterwagen, die der Werkstatt zugewiesen sind. Reichliche Erwärmung (+ 18° C), gute Lüftung notwendig. Fußboden aus Asphalt, Zement oder Ziegelpflaster in Zementmörtel. Tagesbeleuchtung durch Oberlicht, elektrisches Glühlicht.

6. **Polsterei (Sattlerei, Tapeziererei)**, gewöhnlich mit der Lackiererei verbunden, zweckmäßig in einem Stockwerk über ihr. Große Helligkeit, gute Heizbarkeit. Weißer Decken- und Wandanstrich. Desinfektion der Polster in einem besonderen Raum.

7. **Klempnerlei**, gewöhnlich gemeinsam mit der Lokomotivabteilung.

Größe etwa $\frac{W}{10}$ in qm.

8. **Räume für besondere Zwecke**, vielfach in getrennten Gebäuden, möglichst nahe der Ausbesserungshalle untergebracht. Holztrockenkammer, 30

bis 40° C Luftwärme. Dampferzeugungsstelle; Lagerausgießerei; Auskocherei für Achsbüchsen; Farbenreiberei und Firnisküche.

9. Verwaltungs- und Diensträume, wie bei der Lokomotivabteilung.

C. Weichen- und Bauabteilung.

1. Weichenwerkstatt, für Ausbesserung, Ersatz und Neubau, möglichst nahe der Lokomotivabteilung. Vollspuriges Zufuhrgleis in das Gebäude. Ein Teil mit Auflageböcken für den Zusammenbau der Weichen, der andere enthält Dreherei, Räume für Werkmeister, Vorarbeiter u. dgl.

2. Bauwerkstätten, zur Unterhaltung von Drehscheiben, Schiebebühnen, Wiegevorrichtungen, Lastkränen, Wasserstationen, Signalen, Stellwerke usw., zweckmäßig mit der Weichenwerkstatt vereinigt. Bei kleinen Anlagen in den Ausbesserungshallen.

D. Magazinabteilung, möglichst nahe den anderen Abteilungen, aber meist durch einen Zaun abgetrennt. Vollspur-Gleisanschluß stets nötig.

1. Hauptmagazingebäude, vorteilhaft aus Eisenbeton. Teilung durch Brandmauern; Laderampen vor den Lagerräumen an den Längsseiten; Wanddrehkräne. Im Kellergeschoß Lagerräume für Öl, Fette, Farben, im Erdgeschoß für Eisenteile, Stahl, andere Metalle und Glas, außerdem Packraum, Musterzimmer und Diensträume, im Obergeschoß Stoffe für Sattler, Polster- und Posamentenarbeiten, Holzschrauben, Klempnerbedarf usw.

2. Holzschuppen, frei stehend, mit der Längsseite senkrecht zur herrschenden Windrichtung, nahe der Tischlerei.

3. Schuppen für Eisenbeschläge, nahe der Schmiede.

4. Ölkeller für Petroleum, feuersicher herzustellen, zweckmäßig aus Beton, abseits von den übrigen Anlagen; nahe am Spritzenhaus.

5. Lagerplätze für Kohlen, Altstoffe, Eisenschrott, Schutt und Müll, reichlich vorzusehen und entsprechend zu befestigen.

6. Hofraum, reichlich zu bemessen, wenigstens teilweise zu pflastern, gut zu entwässern.

E. Kraftherzeugungsstellen, meist gemeinsam für alle Abteilungen, möglichst im Schwerpunkt des Kraftbedarfs. Kesselhaus mit Schüttgerüst für Kohlen; gepflasterte Kohlenladerampe; Maschinenraum bzw. Transformatorraum; Räume für Putz- und Schmiermaterial, Diensträume. Kesselhaus mit Lüftungsaufbau, Fußboden Pflaster oder geriffelte Gußplatten auf Betonschicht. Der Dampfheizung wegen bei großer räumlicher Ausdehnung bisweilen mehrere Kesselhäuser, ebenso auch an den Schmieden gesonderte Anlagen.

Unmittelbarer Dampftrieb veraltet, meist elektrischer Antrieb verwendet.

F. Wohlfahrts- und Verwaltungseinrichtungen.

a) Wasch- und Badeanlagen. Waschgelegenheiten und Kleiderablagen an Ständern und in Schränken in allen Werkstätten erforderlich, Warmwasserleitung überall erwünscht, für Schmiede, Former, Anstreicher und Lackierer nötig. Badanlagen am Kesselhause. Wannen-, Dampf- und Brausebäder.

b) Spelshalle mit Gelegenheit zum Anwärmen mitgebrachter Speisen, bisweilen in Verbindung mit einer Schankwirtschaft. Erforderliche Fläche für jeden zu speisenden Arbeiter 0,75—0,90 qm. Fußboden möglichst dauerhaft, Hartholzdielung, Torgament, Steinholz; Decke Gipsdielen; Dach Holzzement oder Ziegel.

c) Abort, sowohl Freiaborte mit kurzen, trockenen Zugangswegen, als auch in den Werkstatträumen. Auf 25—30 Arbeiter ein Sitz.

d) Samariterraum, meist im Verwaltungsgebäude am Eingang zu den gesamten Anlagen, mit Siechkorb und Verbandkasten auszustatten. Verbandkästen außerdem in den Werkmeisterstuben der einzelnen Abteilungen anzubringen.

e) Arbeiterwohnungen, durch die Verwaltung errichtet, zur Erhaltung eines guten Arbeiterstammes empfehlenswert. Lage meist außerhalb des Werkstattbereiches; Doppelwohnhäuser erfahrungsgemäß am zweckmäßigsten.

1) **Verwaltungsgebäude** mit Räumen für das Schreib- und Rechnungswesen der gesamten Werkstätten, für deren Vorstände und Stellvertreter, Zeichensäle, Lichtpaus- usw. Räume, oftmals auch Dienstwohnungen. Nahe dem Eingange, gewöhnlich mit der Arbeiterkontrollstelle.

G. Bauliche Ausgestaltung.

Werkstattengebäude der besseren Übersicht wegen meist einstöckig. Bei zweistöckigen Gebäuden vorzugsweise Kleindreherei, Tapeziererei und Sattlerei sowie Lager im Obergeschoß. Umfassungswände meist massiv aus Ziegelmauerwerk, Eisenbeton; auf der Seite, nach der Erweiterung stattfinden soll, zweckmäßig Fachwerk; Zwischenwände aus Gipsdielen und Holz. Kleinere Schuppen aus Holzfachwerk je nach dem Verwendungszweck. Als Eindeckung im allgemeinen Doppelklebepappdach, Holzzement oder Bimsbetondach mit Eiseninlagen wegen der geringen erforderlichen Dachneigung, für Schmieden und Gießereien Ziegeldach zweckmäßig. Natürliche Beleuchtung durch tief herabreichende seitliche Fenster und durch Oberlicht, vorteilhaft Laternen mit 60° Neigung der Satteldächer und im First mit Lüftungseinrichtung. Tore $\geq 4,80$ m hoch, $\geq 3,35$ m weit, meist Flügel-, seltener Schiebetore; in einzelnen Toren Schlupftüren 0,8—1,0 m breit, 1,5 m hoch; Verglasung nur im oberen Teil zweckmäßig; Holz mit Eisenverkleidung oder Eisen mit Holzverkleidung, in Wagenwerkstätten auch Wellblechtere. Fußboden vgl. die einzelnen Gebäude.

F. Arbeiter- und Beamtenwohnhäuser.

Von Baurat Falck.

Allgemeines. Die Anforderungen wechseln nach Lage und Gegend, in Stadt und Land, bieten aber genügend gemeinsame und typische Seiten. Die Kleinwohnungsfrage ist nicht nur eine architektonische, sondern auch eine soziale Frage. Eine würdige Wohnung ist einer der stärksten Erzieher zur sozialen Kultur. Mit Recht unterstützt daher der Staat die Bestrebungen der Eisenbahn-Baugenossenschaften, die ihren Mitgliedern gesunde und zweckmäßige Wohnungen zu angemessenen Preisen erstellen.

Raumzahl. Mindestzahl der Räume für die kleinste Wohnung ist drei: Küche, Stube, Kammer. Außerdem Abort, Vorraum, Keller, Bodenkammer und möglichst eine Speisekammer. Die Rücksicht auf Sittlichkeit und die Möglichkeit des Auftretens von Krankheiten erfordern jedoch dringend eine zweite Kammer. Auch kann die Stube als Schlafraum dienen. Allgemein wird die Küche auch zum Wohnen benutzt, sie ist daher genügend groß zu planen.

Abmessungen. Eine Wohnküche nicht unter 14 qm Grundfläche, die Stube etwa 16 qm, die Kammer etwa 20 qm, bei zwei Kammern die eine etwa 16, die andere nicht unter 8 qm. Für Bemessung dieser Flächen Kostenfrage entscheidend. Der Staat wird weitergehen können als Genossenschaften mit

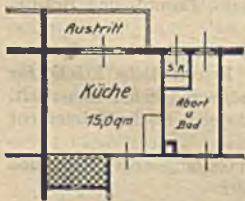


Fig. 222 a.

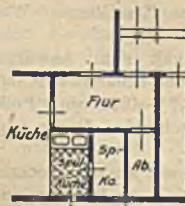


Fig. 222 b.

ihren immerhin beschränkten Mitteln. Für ihn bedeutet die Gesamtfläche von 50 qm für Stube, Küche, Kammer ein Mindestmaß.

Die Wohnküche erfordert keinen geschlossenen Grundriß, vielmehr ist Einbau einer Nische zweckmäßig, die zur Aufstellung des Herdes, als Spülküche

oder als Wohnecke die Küche wohnlicher macht. Wasserausgußbecken in der Küche ist vorzusehen. Einbaumöglichkeiten einer Speisekammer zeigen Fig. 222 a u. b.

Die Nachbarlage von Speisekammer und Abort (Fig. 222 b) empfiehlt sich nur bei Wasserspülung, wird aber wegen der günstigen Raumaussnutzung

mit Recht viel angewandt. Die Abmessungen können bescheiden sein. Die Lage am Treppenhaus mit Licht und Luft von ihm ist zulässig. Bewährt hat sich auch der Einbau eines kleinen Speiseshrankes unter der Fensterbrüstung, bei dem das verbreiterte Fensterbrett als Anrichte dient.

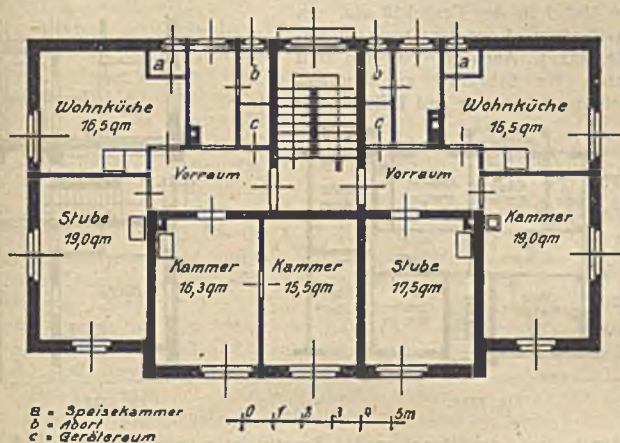


Fig. 222 c.

Die Größe der Stube wird durch Ansprüche, die in einzelnen Gegenden herrschen, sowie durch die Entlastung durch die Wohnküche beeinflusst. Als sog. gute Stube, in der die besseren Möbel untergebracht werden, wird sie selten gebraucht, aber ungern entbehrt.

Die Kammer ist möglichst langgestreckt zu planen, um viel Wandfläche zum Aufstellen von Betten zu gewinnen.

Gruppierung. Die drei Räume sind gut zueinander abzustimmen, so daß auch bequeme Aufstellungsmöglichkeit für die Möbel bleibt und eine gewisse Behaglichkeit erzielt wird. Die unmittelbare Zugänglichkeit jedes Raumes vom Vorraum wird in vielen Gegenden mit Recht gefordert (Fig. 222 c e, g u. h). Die Erfüllung dieser Forderung ist eine Kostenfrage und die ideale Lösung. Sind wenigstens zwei Räume vom Vorraum zugänglich, so dürfte das auch ausreichen.

Zweckmäßig ist dann, den gefangenen Raum als Kammer zu verwenden und Türen nach Küche und Stube anzulegen, mindestens aber Küche und Kammer durch eine Türe zu verbinden (Fig. 222 d). Unmittelbarer Zugang zur Wohnung vom Treppenhaus ohne jeden Vorraum ist unbedingt zu verwerfen, ebenso führt es bei Krankheiten zu großen Mißständen, wenn nur die Küche Zugang vom Vorraum besitzt. Die Zahl der Türen ist einzuschränken, ihre Lage ist

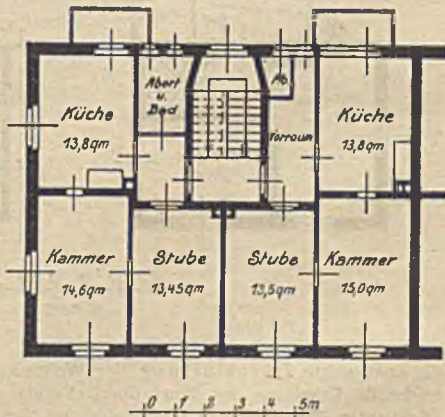


Fig. 222 d.

wie die der Öfen sehr wichtig und so zu wählen, daß der Durchgangsverkehr erfolgen kann, ohne die Ausnutzung jeden Raumes zu beeinträchtigen. Der Abstand der Türen vom Fenster hat mindestens 2 m zu betragen, damit Betten, Sofa und Schränke noch Aufstellung finden können. Schon beim Entwurf trage man die Möbel in den Grundriß ein, um die vorteilhafteste Lage der Türen zu finden (Fig. 222 e). Auch im Vorraum sind Stellflächen für Schränke zu schaffen. Unmittelbare Belichtung und Lüftung des

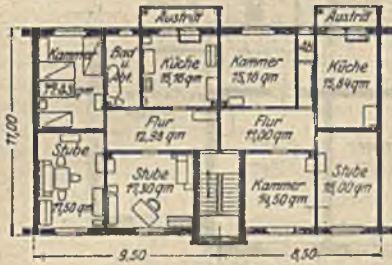


Fig. 222 e.

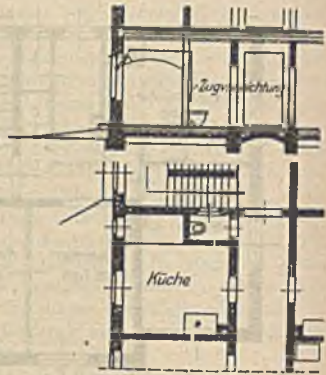


Fig. 222 f.

Flurs durch ein ausreichend großes Fenster ist sehr erwünscht, doch nicht immer erreichbar (Fig. 222 e, d u. h). Die Wohnung rechts auf Fig. 222 d zeigt eine solche Lösung, während die Wohnung links durch Abtrennung von Bad und Abort Licht und Luft nicht unmittelbar erhält. Immerhin ist auch hier

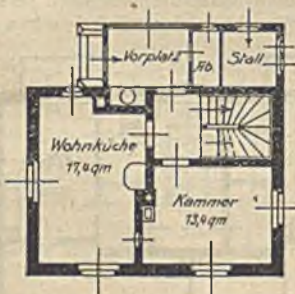


Fig. 222 g.

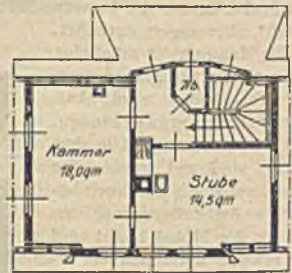
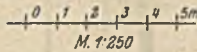


Fig. 222 h.



die erwünschte Durchlüftung der Wohnung leicht möglich und eine ausreichende Erhellung des Flurs durch Verglasung der oberen Türfüllung oder Oberlichter über den Türen besonders bei den geringen Tiefen der Räume zu schaffen.

Auch der Abort muß vom Vorraum zugänglich sein (Fig. 222 a—h). Eine Größe von $0,9 \times 1,2$ m genügt. Bei größeren Abmessungen, wie sie sich aus dem Grundriß ergeben können, sind Holzgestelle zum Abstellen von Stiefeln, Sachen, Holz zweckmäßig (Fig. 222 e). Die Aborte auf den Treppenpodest zu verlegen, ist verwerflich; dagegen zulässig, sie vom überdeckten Küchenaustritt zu betreten. Die Lage an der Umfassung mit Licht und Luft (Fig. 222 a—e, 222 g und h) ist zu fordern, die in Großstädten bei ausreichender Geschoßhöhe an-

erkannte Lösung nach Fig. 222 f aber raum- und kostensparend. Die Lüftung ist ausreichend, eine nochmalige Belichtung nach dem Treppenhause, wie im Grundriß angedeutet, möglich, aber nicht unbedingt notwendig.

Anlage von Aborten im Freien ist auf dem Lande bei Einfamilienhäusern der Erörterung wert, wenn sie in Verbindung mit dem Stall gebracht und durch einen gedeckten Gang mit dem Wohnhause verbunden werden kann. Einbau von bedeckten und offenen Austritten und Loggien erhöht den Wert der Wohnung und das Behagen der Bewohner (Fig. 222 a, d, e u. g).

Keller. Bei Einfamilienhäusern wird eine vollkommene Unterkellerung teuer, dient aber als Wärmeschutz. Bei Mehrfamilienhäusern ergibt sich die Größe aus dem vorhandenen Kellergrundriß. Unter 10 qm möchte man nicht gehen. Vorteilhaft ist Trennung in Holz- und Kohlen- sowie Wirtschaftskeller. Die Decke ist massiv auszubilden.

Eine Waschküche ist auch für das Kleinhaus nötig, aber teuer. Bei dem Bahnwärterwohnhaus III. Kl. der S. St.-E.-V. ist in einer Nische im Vorplatz ein Waschkessel eingebaut und der Vorplatz verglast, so daß der Kessel auch im Winter benutzt werden kann. Die Anlage ist sehr billig und hat sich gut bewährt (Fig. 222 g).

Beim Einbau der Waschküche im Keller muß der Zugang von außen genommen werden. Nur bei nicht mehr als zwei Wohnungen kann er von innen erfolgen, muß aber unter doppeltem Verschuß stehen. Baugesetze. Bis zu zehn Familien werden mit einer Waschküche auskommen. Sehr zu empfehlen ist die Lage im Dach, daneben die Wäschemangel und der nahe Trockenboden.

Bei Gruppenhäusern mit vielen Wohnungen legt man mehrere Waschküchen mit Wäschemangel und Badeeinrichtungen in ein besonderes Gebäude in den Hof des Baublocks, ästhetisch befriedigender aber ist ein kleiner Verbindungsbau zwischen zwei Gebäuden (Fig. 222 i).



Fig. 222 i.

Bad. Auch die kleinste Wohnung müßte ein eigenes Bad erhalten. In Großstädten und großen Kolonien für Kleinwohnungen der Eisenbahner-Baugenossenschaften werden auch Drei-Zimmer-Wohnungen z. T. mit Bädern in Verbindung mit dem Abort ausgestattet (Fig. 222 d). Für Dienstwohnungen bilden die bestehenden Vorschriften noch enge Schranken, doch sollte eine Fünf-Zimmer-Wohnung nicht ohne Bad geplant werden. Eine Abhilfe gewähren die oben aufgeführten Gemeinschaftsbäder, die im Keller oder Dach (falls Wasserleitung vorhanden) oder in besonderem Gebäude in Verbindung mit anderen Räumen untergebracht und vorteilhaft von einer bestimmten Person überwacht und sauber gehalten werden. Die bei den Wohnküchen erwähnten Nischen können auch zur Aufbewahrung von Badewannen dienen und so den Mangel eines Bades etwas ersetzen, immerhin ist die Warmwasserbeschaffung erschwert.

Wandschränke nehmen im Grundriß den geringsten Platz weg, sparen teure Möbel und sollten deshalb soviel als möglich angewendet werden.

Geschoßhöhen sind verschieden in Stadt und Land. Das sächsische Baugesetz schrieb vor 2,85 m i. L. als Mindestmaß für Städte und 2,25 m i. L. für ländliche Gegenden. Jetzt werden für einzelne Gegenden statt 2,85 2,70 m zugelassen. Doch ist auch für Großstädte 2,60 m i. L. ausreichend, zumal die Erwärmung so niedriger Räume erleichtert wird. Auch die Baukosten werden bei geringen Geschoßhöhen wesentlich verringert. Billigste Bauart ist das Mehrfamilienhaus mit drei Geschossen. Weitere Geschosse erhöhen vor allem wegen der notwendigen Verstärkung der tragenden Wände und die längeren Arbeitswege die Kosten. Doppelhäuser und Reihenhäuser mit ihren gemeinsamen Brandmauern (die erleichterten Bedingungen in Dresden verlangen bei Reihenhäusern erst alle 40 m eine solche) halten besser warm, sind billiger als Einzelhäuser und bieten an der Brandmauer gute Stellflächen.

Bei der Grundrißlösung größerer Wohnungen ist die Zugänglichkeit der einzelnen Räume vom Flur oder der Diele zu erstreben. Lange und schmale

Flure sind zu meiden. Erforderlich wird noch eine Mädchenkammer, die auch im Dach Platz finden kann. Wieviel Wohnungen in einem Hause zu vereinigen sind und ob in jedem Geschoß nur je eine Wohnung unterzubringen ist, hängt vor allem von der Lage und der Größe des Bauplatzes ab. Wenn möglich Küche nach Norden, ebenso Abort und Speisekammer, Wohnzimmer nach Süden und Westen, Schlafzimmer nach Osten. Bei Wohnküchen hat die reine Nordlage Bedenken.

Der Stall. Für ländliche Gegenden und wo es in Vororten der Städte der Platz gestattet, ist für jede Wohnung ein Stall erwünscht (Fig. 222 g). Zu unterscheiden ist Einbau, Anbau und selbständiges Stallgebäude. Beim Einbau und Anbau ist das Haus durch eine mindestens 12 cm, besser 25 cm starke, in Zement gemauerte Wand zu trennen. Er erleichtert die Wartung. Zugang von außen. Abort neben dem Stall, damit die Dungstoffe in die Grube abfließen können. Fußboden undurchlässig. Raum zum Aufbewahren des Futters — Heu, Stroh, Getreide — ist erforderlich. Am besten im Dachraum des Stalles. Grünfutter, Kartoffeln und Rüben müssen im Keller untergebracht werden.

Ein freistehender Stall, der bei geringer Entfernung vom Gebäude durch einen gedeckten Gang mit dem Hause verbunden werden kann, läßt sich durch Anbau oder Abtrennen eines kleinen Schuppens für Holz und Geräte vervollständigen. Dazu ist auch der Gang zu verwenden, ebenso für Arbeiten im Freien, als Kinderspielplatz und Waschraum bei Regenwetter. Selbst Schweine oder eine Kuh können im freistehenden Stall Aufnahme finden, während im Stallanbau oder Einbau nur Geflügel, Kaninchen oder Ziegen untergebracht werden möchten. An Fläche sind zu rechnen für ein Huhn je nach Größe 0,15—0,20 qm, eine Ente 0,20, eine Gans 0,25—0,30, eine Pute 0,30, für Kaninchen je 0,60 qm bei 0,6 m Höhe, für einen Ziegenstall nicht unter 2 qm, für ein Schwein 2 qm bei etwa 2 m Höhe und für eine Kuh 2 × 3 m Fläche und mindestens 2,5 m Höhe.

Garten. Stall und Garten gehören zusammen. Erst ein Garten und, wo es möglich ist, ein Stück Feld lassen einen Stall recht nutzbar werden. Sie schaffen das nötige Futter, ermöglichen größere Tierhaltungen und geben bei geringen Kosten und gesunder Betätigung der Familie wertvolle Beiträge zur Nahrung. Auch ein Blumengarten ist erwünscht, der als Vorgarten dem Hause zur Zierde gereicht.

Der Ausbau schließe sich der ortsüblichen, bewährten und zweckmäßigen Bauweise an. Landes- und Ortsbaugesetz ziehen hier indessen oftmals Schranken. Die Anwendung baustoffsparender Bauarten, als Lehmbauweise, Kästelmauerwerk, Wände aus Betonhohl- und Betonwinkelsteinen, Kalksandsteinziegel und andere solche Stoffe wird auf längere Zeit in Frage kommen, wengleich die Baustoffersparnis meist durch größeren Arbeitsaufwand ausgeglichen wird. Wände aus solchen Stoffen müssen warmhalten, trocken, nicht hellhörig und gute Putzträger sein. Trennwände zwischen einzelnen Wohnungen genügen 12 cm stark. Treppen aus Betonstufen oder Holz mit geputzter Unterseite. Die zulässigen Mindestbreiten je nach Geschoßzahl regeln die Bauvorschriften. Im Einzelhaus bei geraden Läufen ist 0,90 m ausreichend.

Küche, Wohn- und Schlafräume erhalten Winter- oder Doppelfenster, deren Teilung nach ortsüblichen Grundsätzen zu planen ist. Fenster mit Sprossenteilung und kleinen Scheiben verursachen geringe Kosten bei Ersatz. Besondere Entlüftung bei Anwendung von Schoferkaminen für jeden Raum möglich, aber nicht unbedingt Erfordernis. Die oberen Fensterflügel erhalten Stellvorrichtungen zum Lüften. Bei kämpferlosen Fenstern ist ein Schößchen zum Lüften vorzusehen. Hauptzimmertüren 0,90 × 2,10, Nebenzimmertüren 0,75 × 2 m, Abort- und Spis kammertüren 0,60 × 1,85 m.

Beschläge in einfachen Zweckformen. Küchenherde und Stubenöfen aus Kacheln, für Schlafzimmer auch eiserne Dauerbrandöfen. Auch eiserne Herde finden Anklang.

Der Aufbau entspreche den ortsüblichen Formen, der heimischen Bauweise. Ausgesprochene örtliche Stilarten, wie die Blockbauten der Lausitz, die Schieferverkleidung der einzelnen Geschosse, Giebel und der Dachgauben im Erzgebirge und Vogtland sowie den bergischen Landen, die Fachwerksbauten Thüringens, die Brettgiebel, selbst Schindel- und Strohdächer sollen, wo sie ortsüblich sind, verwendet werden, um den Heimatscharakter zu erhalten. Auch für städtische Gebäude mit größeren Wohnungen schlichte und echte Außengestaltung. Keine Blendschauseiten und Palastformen. Besonderer Wert ist auf das Dach zu legen. Es ist für viele Gegenden typisch gestaltet und gibt dem Gebäude sein Gepräge. Ein geschlossener Grundriß mit einfachen Dachformen ist schön und billig in der Unterhaltung, während starke Gliederung mit zerrissenen Dächern viele und teure Instandsetzungen erfordern.

Schausaiten lassen sich mit einfachsten Mitteln durch geschickte Fensteranordnung, Betonung des Eingangs, durch Loggien und Austritte, Spaliere und ruhige Dachaufbauten beleben und heimatlich gemütvoll gestalten. Fröhliche, frische Farben für Türen und Läden, farbiges Herausheben der Umrahmungen und Simse bei Brettverkleidungen und Dachgauben, bunte Blumen in eingebauten Fensterblumenkästen geben ein bescheidenes, aber freundliches Bild.

Für reichere Bauten und für Städte bietet Edelputz in vielzähligen Farben und Korngrößen mit Anstragsarbeiten reiche Gelegenheit zur Entfaltung architektonischen Könnens.

Normen und Typen. Für Einzelheiten der Häuser, für Türen und Fenster, Beschläge, Beleuchtungskörper, Hölzer u. a. m. sind bestimmte Normen in Arbeit, um ein fabrikmäßiges Herstellen und Verbilligen zu ermöglichen.

Für Grundrisse, Schnitte und Aufrisse, mit Sonderzeichnungen für einzelne Bauarten sind Typen entworfen worden. Sie sind nicht sklavisch zu kopieren, geben aber wertvollste Anregung und ersparen viel Arbeit, da sie bewährte Lösungen festhalten und leicht zu verwerten gestatten. Ihr Gebrauch beim Entwurf sei empfohlen, ebenso die Verwendung der genormten Bauteile für den Ausbau.

g) Telegraphen-, Fernsprech-, Signal- und Weichensicherungs-Einrichtungen.

Von Geh. Baurat Oehme, Dresden.

A. Telegraphen- und Fernsprecheinrichtungen.

Die Stationen der Hauptbahnen müssen mit Telegraphen, die der Nebenbahnen mit Telegraphen oder Fernsprechern versehen sein. Auch wird für Haupt- und Nebenbahnen empfohlen, die Streckenwärterposten mit Fernsprechern auszurüsten (T. V. 141).

Bei den Telegraphenleitungen sind zu unterscheiden:

Fernleitungen für den Verkehr der in größerer Entfernung voneinander liegenden Stationen und den Durchgangsverkehr, Bezirksleitungen für den Verkehr der Stationen ein und derselben Linie, Zugmeldeleitungen für die telegraphische Verständigung im Zugmeldeverfahren (doch sind sie nach Möglichkeit auch für den sonstigen telegraphischen Verkehr auszunützen), Ortsleitungen für den Verkehr einzelner Dienststellen auf großen Bahnhöfen.

In ähnlicher Weise werden folgende Fernsprecheinrichtungen unterschieden: Fernleitungen zur Verbindung wichtiger Dienststellen in größerer Entfernung untereinander und mit den Direktionen; Bezirksleitungen (Fahrdienstleitungen), in die die wichtigeren Zugmeldestellen eingeschaltet und auf denen die den Betriebsdienst betreffenden Gespräche zu führen sind, soweit nicht die Morsewerke dazu benützt werden müssen; Streckenfernsprechleitungen, die in der Hauptsache dem Sicherungsdienste dienen und in die außer den Zugmeldestellen die zwischengelegenen Stellereien und Wärterposten (insbesondere die Blockstellen) eingeschaltet sind; Ortsleitungen zur Verbindung der auf

größeren Bahnhöfen befindlichen, örtlich voneinander getrennten Dienststellen. Die einzelnen Leitungen werden je nach Bedarf an Hauptstellen zu gemeinsamen Umschaltern geführt, um gegenseitige Gespräche zu ermöglichen.

Die erforderliche Zahl der Leitungen und der einzuschaltenden Morsewerke und Fernsprecher richtet sich nach der Größe des Verkehrs.

1. Die Stromquellen.

Zumeist galvanische Elemente mit möglichst gleichmäßiger Stromstärke. Elektromotorische Kraft und innerer Widerstand hängen von der Reinheit und dem Sättigungsgrade der Lösungen ab, der innere Widerstand außerdem von der Größe der Elektroden.

a) **Primäre Elemente.** α) Das Meidingererelement (Fig. 223). Bestandteile: Standglas *a*, Einsatzglas *b*, Glasballon *c*, ein Zink- und ein Kupferzylinder als Elektroden. Das Standglas wird mit einer Bittersalzlösung (etwa 100-g Bittersalz auf 1 l Wasser), der Glasballon mit Kupfervitriolstücken und Wasser gefüllt. Geeignet für Anlagen, die im Ruhezustande fortgesetzt einen gleichbleibenden Strom (Ruhestrom), wie beim Telegraphenbetriebe, erfordern. EMK ∞ 1 Volt, innerer Widerstand 8 Ω , Kapazität ∞ 160 Amp./Std.

β) Das Leclanchéelement (Fig. 224). Bestandteile: Glas *a* von vier-eckigem Querschnitt mit einem Kohlebraunstein- und einem Zinkzylinder als Elektroden, Füllung mit gesättigter Salmiaklösung. Geeignet für Anlagen, die nur zeitweilige, dafür aber kräftigere Stromabgabe erfordern (Arbeitsstrom), wie beim Betriebe der Fernsprecher, elektrischen Klingeln u. dgl. EMK ∞ 1,4 Volt, innerer Widerstand 0,5 Ω , Kapazität ∞ 50 Amp./Std.



Fig. 223.

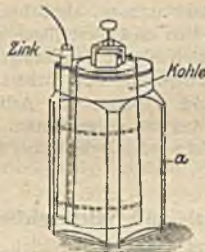


Fig. 224.

γ) Das Beutelelement. Besteht aus einem runden Glas, einem aus gepulverter Retortenkohle und Braunstein gebildeten und mit Nesselgaze umpreßten Beutel sowie einem Zinkzylinder als Elektroden und einer Füllung von gesättigter Salmiaklösung. Es

wird wie das Leclanchéelement verwendet, ist aber widerstandsfähiger als dieses. EMK ∞ 1,5 Volt, innerer Widerstand 0,4 Ω , Kapazität ∞ 120 Amp./Std.

δ) Trockenelemente. Da am Platze, wo Verdunstung, Umwerfen u. dgl. zu befürchten ist. Das Elektrolyt besteht aus einer mit Salmiak getränkten brei- oder gallertartigen Masse, Elektroden sind ein Zinkzylinder und ein Kohlestab. Das nach oben gut abgedichtete Element ist in einem Pappkasten eingeschlossen. Geeignet ebenfalls für kurze, kräftige Stromentnahme. EMK ∞ 1,5 Volt, innerer Widerstand 0,2 Ω .

Zahl der Elemente je nach der erforderlichen Stromstärke, Schaltung derselben in Gruppen zu Batterien.

Schaltung hintereinander.

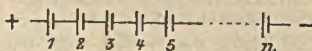


Fig. 225.

Gesamte EMK: $E = n e$.

Gesamter innerer Widerstand $W_i = n w_i$.

Stromstärke bei einem äußeren Widerstand w_a

$$J = \frac{n e}{n w_i + w_a}$$

Schaltung nebeneinander.

Gesamte EMK: $E = e$.

Gesamter innerer Widerstand $W_i = \frac{w_i}{n}$.

Stromstärke bei einem äußeren Widerstand w_a

$$J = \frac{e}{\frac{w_i}{n} + w_a} = \frac{n \cdot e}{w_i + n w_a}$$

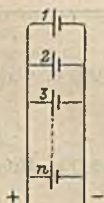


Fig. 226.

Um möglichst große Stromstärken zu erhalten, schaltet man bei großem äußeren Widerstande die Elemente hintereinander, bei kleinem nebeneinander.

Die Elemente werden gewöhnlich in Batterieschränken aus Fichten- oder Kiefernholz aufgestellt, die genügend Platz für Vermehrung und bereit zu haltende Ersatzteile haben müssen.

b) Sekundäre Elemente (Akkumulatoren) vgl. Abschnitt „Elektrotechnik“. In der Telegraphie an Stelle außergewöhnlich großer Elementenbatterien angewendet. Die jeweilige Aufladung erfolgt durch zur Verfügung stehende Starkstromquelle, die, bei entsprechender Einrichtung (Gleichrichter), auch eine solche für Wechselstrom sein kann.

Für Fernsprechzwecke dient als Stromquelle zum Anruf meist ein Magnetinduktor.

2. Die Leitungen.

a) Oberirdische Leitungen. Haupterfordernisse: geringer elektrischer Widerstand, gute Isolation gegen benachbarte Leitungen und Erde, große Haltbarkeit. Zu Telegraphenzwecken wird auch die Erde (als Rückleitung) benutzt, zu Fernsprechzwecken nur ausnahmsweise (einfache Fälle, kurze Linien).

α) Leitungsmaterial. Zu Telegraphenlinien in der Regel verzinkter Eisendraht von 3—6 mm Durchmesser und 40 kg/qmm Bruchfestigkeit, zu Fernsprechlinien meist Bronzedraht von 2—3 mm Durchmesser und 60 kg/qmm Bruchfestigkeit. Daneben kommen vor: Doppelmetalldraht, 2—5 mm stark, Stahlseele mit Bronzemantel (Ersatz für Bronzedraht), Hackethalddraht aus einem Leiter von Bronze- oder verzinktem Eisendraht und einer Juteumklöppelung, getränkt mit Mennige (Mischung von Bleioxyd und Leinöl), hauptsächlich in der Nähe von Starkstromleitungen (zum Schutze gegen Berührungen) sowie vielfach als Blockleitungen verwendet.

Der Eisendraht soll eine glatte Oberfläche ohne Splitter, Risse oder Furchen haben und so biegsam und zähe sein, daß er an derselben Stelle acht abwechselnd entgegengesetzt gerichtete Biegungen um 90° und zurück verträgt, und zwar der 4 mm starke Draht um einen Halbmesser von 10 mm, der 3 mm starke um einen solchen von 5 mm, ohne zu spalten oder zu brechen. Der Zinküberzug muß den Draht vollständig und gleichmäßig glatt bedecken und mindestens 0,05 mm stark sein. — Der Bronzedraht muß ebenfalls eine glatte Oberfläche ohne Splitter, Risse oder Furchen haben. Er darf nicht stark federn, sondern muß sich beim Abwickeln vom Ringe leicht gerade strecken lassen. Der 2 mm starke Draht soll 6 Biegungen im rechten Winkel über einen Halbmesser von 5 mm abwechselnd nach rechts und links aushalten.

Zahlentafel 23.
Gewichts- und Widerstandstafel.

Bezeichnung der Drahtsorte	Gewicht in kg	Widerstand in Ω
1000 m verzinkter Eisendraht, 3 mm stark	58	20
4 " "	103	11
5 " "	159	8
6 " "	230	5
1000 m Bronzedraht, 1,5 " "	17	14,5
2 " "	30	6
3 " "	65	2,5
1000 m Hackethalbronzedraht, 2 " "	49	6

Zu den Innenleitungen werden meist isolierte Drähte, wie 1,5 mm starker Kupferdraht, mit Baumwolle und Wachs isoliert (Wachsdraht), 1,5 mm starker Kupferdraht mit Gummiisolation u. a. verwendet.

Zum Befestigen der blanken Leitungen an den Isolatoren dient Bindedraht aus Eisen (verzinkt, 2 mm stark) oder Kupfer (1,5 mm stark), zur Herstellung von Lötstellen an Eisenleitungen 1,7 mm starker Wickeldraht. Der Bindedraht für isolierte Leitungen erhält ebenfalls eine Umhüllung.

β) Die Isolatoren, aus härtestem Feldspatporzellan, müssen eine durchaus glatte Oberfläche haben und dürfen auf der Bruchfläche keinerlei Risse zeigen. Die Glasur muß die ganze äußere und innere Oberfläche, mit Ausnahme des unteren Randes der äußeren Glocke und des Schraubengewindes in der Kammer, vollkommen bedecken, durchaus rein weiß und frei von Blasen sein. Ein Isolator der Form Fig. 227 hat in trockenem Zustande $\approx 20\,000\,000\ \Omega$; in schwach befeuchtetem $\approx 4\,000\,000\ \Omega$ Widerstand. Zur Aufnahme der Isolatoren dienen hakenförmige Stützen (Fig. 228) oder um mehrere Leitungen unter-



Fig. 227.

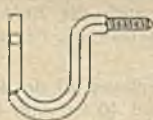


Fig. 228.

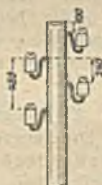


Fig. 229.



Fig. 230.

zubringen, eiserne Querträger aus \perp -Eisen, Profil IV oder V, mit senkrechten Isolatorstützen (Fig. 230).

Die Isolatorenträger und -stützen sollen aus bestem zähen Schmiedeeisen hergestellt sein und keine fehlerhaften Stellen aufweisen. Die Gewinde müssen scharf und glatt geschnitten sein und ohne Unterbrechung verlaufen. Die Enden, auf denen die Isolatoren aufsitzen, müssen durchaus kreisrund und auf zwei einander gegenüber liegenden Seiten aufgehauen sein, damit die zur Isolatorenbefestigung aufzubringende Hanfumwicklung gut haftet.

γ) Das Gestänge. In der Regel Holz, und zwar meist Kiefern-, seltener Fichten- oder Lärchenholz, in der saftarmen Zeit (November bis März) geschlagen. Übliche Stangenlängen: 7,0, 8,5, 10,0, 12,0 m, obere Stärke (Zopfstärke) 15 bis 25 cm, bei geringer Leitungszahl 12 cm zulässig. Die Stangen am Zopfende unter 45° schräg dachförmig, am Fußende rechtwinklig abgeschnitten, sauber geschält und an den Aststellen glatt gehobelt. Zur Sicherung gegen Fäulnis Tränkung mit Kupfervitriol, Zinkchlorid oder kreosothaltigem Teeröl, außerdem Anstrich der in den Erdboden kommenden Teile

mit Kreosotöl oder einer ähnlichen Flüssigkeit. Die Benutzungsdauer je nach Güte des Holzes, Tränkung und Standort bis zu 20 Jahren.

Das Leitungsgestänge wird gebildet aus einfachen Stangen (Fig. 231), aus Spitzböcken (Fig. 232) oder aus Doppelgestängen (Fig. 233). Die nachstehende Zahlentafel über zulässige Höchstbelastung der Gestänge gilt bei zweifacher Sicherheit für einen Winddruck von 125 kg/qm und eine Eisbelastung bis zum doppelten Drahtdurchmesser.

Zuweilen kommen auch eiserne Stangen in Form von Röhren, \square -, \pm -, oder I-Eisen in stärkeren Profilen, sowie in neuerer Zeit Eisenbetonmaste in Anwendung; sie werden in Quader-, Beton- oder Eisenfundamente gesetzt.

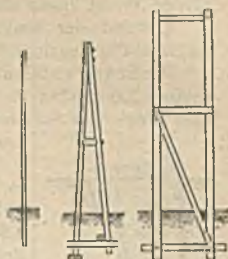


Fig. 231. Fig. 232. Fig. 233.

Zahlentafel 24.

Stangenlänge in m	Drahtdurch- messer mm	Zulässige Zahl der Leitungen											
		für einfache Stangen im Abstände von m				für Spitzböcke im Abstände von m				für Doppelgestänge im Abstände von m			
		75	60	50	40	75	60	50	40	75	60	50	40
7,0	1,5	23	28	34	42	78	101	121	151	69	87	114	130
	2	17	21	25	32	61	67	91	114	52	65	78	97
	3 (u. Hackethaldrabt)	10	13	16	20	50	52	60	76	34	44	52	65
	4	8	11	13	16	30	38	45	56	26	32	39	49
8,5	5	7	8	10	13	24	30	36	45	21	26	31	39
	1,5	20	25	30	38	82	103	123	154	67	83	100	125
	2	15	19	23	28	62	77	92	115	50	62	75	94
	3 (u. Hackethaldrabt)	10	12	15	18	50	52	66	76	33	42	50	62
10	4	8	9	11	14	31	38	46	58	25	31	37	47
	5	6	8	9	11	24	31	37	46	20	25	30	37
	1,5	18	23	27	34	84	106	127	158	65	82	98	123
	2	14	17	21	26	63	79	95	119	49	61	74	92
10	3 (u. Hackethaldrabt)	9	11	14	16	44	54	64	78	32	40	50	60
	4	7	9	10	13	32	40	48	59	25	31	37	46
	5	5	7	8	10	25	32	38	48	19	25	29	37

δ) Leitungsbau. Bei Eisenbahnen ist, der herrschenden (westlichen) Windrichtung wegen, in der Regel die östliche Bahnseite zur Gestängeaufstellung zu wählen. Leitungsführung möglichst geradlinig, tunlichst geringe Beeinträchtigung des Bahnlandes für andere Betriebszwecke (z. B. Signalaufstellung, Streckenübersicht), möglichste Vermeidung der Leitungsübergänge von der einen zur anderen Bahnseite, Meidung der Nähe von Starkstromleitungen. Stangenentfernung in der Geraden 50—65 m, in Bögen 40 m und weniger. Längenunterschiede benachbarter Felder nicht mehr als 6—10 m. Vermeidung scharfer Richtungsänderung der Leitungen in horizontaler wie auch in senkrechter Richtung. Je weniger Stützpunkte, desto besser Isolationszustand. Im Interesse der Bahnbetriebssicherheit sind die Gestänge möglichst weit ab von den Gleisen aufzustellen; die noch zulässigen geringsten Lichtabstände der Stangen von nächster Gleismitte sind:

3,50 m auf freier Strecke,
2,20 m auf Bahnhöfen.

Etwa nötige Kreuzungen der Bahngleise mit den Leitungen sind an bewachte Stellen (nicht mehr als 50 m vom nächsten Wärterposten) zu legen.

Abstand der senkrecht übereinanderliegenden Leitungen 35—50 cm, der wagrecht nebeneinanderliegenden 15—30 cm.

Die Stangenlängen sind so zu wählen, daß der unterste Draht noch mindestens 2,0 m über Erdboden, bei Weg- und Gleiskreuzungen mindestens 6,0 m über Weg- oder Schienenoberkante hängt. Auf die spätere Anbringung weiterer Leitungen ist Rücksicht zu nehmen.

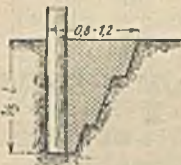


Fig. 234.

Tiefe der Stangenlöcher etwa $\frac{1}{5}$ der Stangenlänge in gewöhnlichem, $\frac{1}{3}$ in felsigem Boden. Im ersteren Falle Herstellung stufenförmig in 30—40 cm Breite und 0,8—1,2 m Länge (Fig. 234), Stellung der Stange in eine Ecke des Loches in Anlehnung an den gewachsenen Boden, vorher Anschrauben der Stützen mit den Isolatoren. Bei felsigem Boden sind die Löcher gewöhnlich mit Brecheisen und Spitzhacke einzugraben, unter Umständen sogar auszusprengen. In manchen Fällen Herstellung der

Stangenlöcher mittels Erdbohrer vorteilhaft.

An Mauern, Brückenpfeilern, Felsen u. dgl. Befestigung der Stangen durch Schellen mit Steinschrauben und Aufsetzen der Stangenfüße auf eiserne Konsole.

Die der Einwirkung von Seitenkräften (durch einseitigen Drahtzug, ungünstigen Winddruck) ausgesetzten Stangen werden verstärkt, und zwar durch Drahtanker zur Ausübung eines Zuges, durch hölzerne Streben zur Ausübung eines Druckes auf die Stangen. Einseitiger Drahtzug vorhanden an Winkelpunkten, Leitungsabzweigungen, in gerader Linie beim Wechsel der Feldlänge oder der Drahtstärke, beim Leitungsende. Winddruck kommt besonders in Betracht bei Gestängen auf Dämmen, vor Bahneinschnitten und in freier Ebene. In langer gerader Linie erhält jede 6. bis 8. Stange eine Seitenbefestigung, jede 10. bis 15. Stange eine Verstärkung in Richtung des Leitungszuges. Die Gesamtkraft aus seitlichem Zug der Drähte und Windkraft greift ungefähr in der Mitte zwischen den Befestigungspunkten des obersten und untersten Drahtes an. Streben und Anker müssen möglichst nahe diesem Punkte angebracht werden. Der Winkel, den Strebe oder Anker mit der Stange bildet, soll nicht kleiner als 30° sein. — An Winkelpunkten sind die Streben und Anker in der Richtung der Mittelkraft aller auf die Stange einwirkenden Kräfte anzubringen. Bei der Möglichkeit, sowohl einen Anker als eine Strebe anzubringen, ist letzterer der Vorzug zu geben.

Der Draht wird zunächst mittels einer besonderen Winde gereckt, wobei etwaige Verbiegungen ausgeglichen werden, dann oben in die Bügel eingelegt. Durch Anziehen oder Nachlassen wird ihm der erforderliche, der Temperatur entsprechende Durchhang gegeben, so bemessen, daß der Draht bei -25°C nur auf ein Viertel seiner absoluten Festigkeit beansprucht wird.

Ist e die Spannweite in m,

S_t die Drahtspannung in kg bei $t^\circ\text{C}$,

f_t der Durchhang in m bei $t^\circ\text{C}$,

p das Gewicht von 1 m Draht in kg,

so besteht die Annäherungsgleichung:

$$f_t = \frac{p \cdot e^2}{8 \cdot S_t}.$$

Unter ihrer Zugrundelegung ergeben sich folgende Werte für den

Durchhang (in cm) bei a) Eisendraht von 40 kg/qmm Festigkeit

b) Bronzedraht von 60 kg/qmm Festigkeit.

Zahlentafel 25.

Temperatur (in ° C)	e = 40 m		e = 50 m		e = 60 m		e = 80 m	
	a	b	a	b	a	b	a	b
-25	16	14	24	22	35	32	62	57
-20	17	16	27	24	38	35	67	61
-15	19	17	30	26	42	38	72	66
-10	22	19	33	29	46	41	77	70
- 5	24	21	36	32	50	44	82	76
0	27	23	40	35	54	48	87	81
+ 5	30	26	43	38	58	53	93	87
+10	34	29	47	42	63	57	98	92
+15	37	32	51	46	67	62	103	98
+20	40	36	55	51	71	67	109	105
+25	44	40	59	55	76	72	114	111

Bei Fernsprechleitungen in bebauten Ortschaften erheblich größere Spannweiten, bis zu mehreren hundert m

In gerader Strecke wird der Leitungsdraht auf dem Kopfe (Fig. 235), bei Kurven oder Winkeln in der Halskerbe des Isolators (Fig. 236) mit Binddraht festgebunden.

Verbindung der Drähte unter sich an deren metallisch reinen Enden entweder durch etwa 75 mm lange Umwicklung mit Wickeldraht und Verlötlung (Fig. 237) oder — wie besonders bei Bronzedraht — durch schraubenförmig zu verdrehende Kupferhülsen ohne Verlötlung (Fig. 238).

Wo die Leitung (zwecks Zuführung zu Gebäuden oder dergleichen) am Gestänge unterbrochen werden soll, ist das Leitungsende in einer die Drahtspannung aufnehmenden Weise zu befestigen und ein gut leitender Anschluß nach dem Gebäude herzustellen. Zu den Einführungen in die Gebäude wird vom Abspannisolator ab isolierter Kupferdraht verwendet und ein Einführungstrichter aus Porzellan oder aus Gußeisen mit Hartgummirohr in die Maueröffnung eingesetzt. Um bei Störungen den Fehler einer Leitung schnell eingrenzen zu können, werden an geeigneten Gestängen Untersuchungsstellen so eingerichtet, daß die Leitung getrennt und jeder der beiden Teile isoliert oder mit Erde verbunden werden kann.

Werden Fernsprechleitungen durch Starkstrom-Induktionswirkungen beeinflusst, so sind die Drahtlagen der ersteren gegenseitig durch Kreuzen der Leitungen an den Gestängen zu wechseln. Ort und Zahl der Kreuzungsstellen sind besonders zu ermitteln.

Die Innenleitungen, meist isolierte Kupferdrähte, werden mittels verzinnter Haken oder Krampen an den Wänden auf Holzleisten befestigt, vielfach auch in Holzschlotten verlegt, in feuchten Räumen auf Isolierrollen, die mittels Schrauben auf Holzleisten oder dergleichen befestigt sind.

b) **Unterirdische Leitungen (Kabel).** Da angewendet, wo schädliche Beeinflussung durch Starkströme, Frost, Schnee oder böswillige Zerstörung zu befürchten sind, es an Raum zur Aufstellung des Gestänges mangelt oder breite Wasserflächen zu überschreiten sind. Der Kabelleiter muß mit isolierendem



Fig. 235. Leitungsanordnung in der geraden Linie.



Fig. 236. Leitungsanordnung in der Kurve.

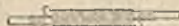


Fig. 237.

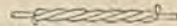


Fig. 238

Stoffe umgeben und diesen durch eine Bewehrung aus verzinkten Eisendrähten oder aus Eisenband geschützt sein. Über die Isolationshülle wird zum Schutz gegen Eindringen von Feuchtigkeit gewöhnlich ein Bleimantel gepreßt.

Es werden meist verwendet: Kabel mit Guttaperchaisolation, mit Faserstoffisolation, mit Luftisolation (Papierkabel), mit Gummiisolation.

Ein Kabel enthält gewöhnlich mehrere Adern, je nach Zweck bis zu 50 für Telegraphen-, bis zu mehreren hundert für Fernsprechleitungen.

Der erforderliche elektrische Zustand eines gewöhnlichen Telegraphenkabels mit 1,5 mm starken Kupferadern und Faserstoffisolation wird bei $+15^{\circ}\text{C}$ für 1000 m Länge durch folgende Zahlen gekennzeichnet:

Leitungswiderstand einer Ader höchstens	9,9 Ohm,
Isolationswiderstand einer Ader mindestens	500 Megohm,
Ladungsfähigkeit einer Ader (gegen alle übrigen und die Bewehrung) höchstens	0,18 Mikrofarad.

Für ein Fernsprechkabel mit Luftisolation:

Leitungswiderstand einer 0,8 m starken Ader höchstens	37,0 Ohm,
Isolationswiderstand einer Ader mindestens	500 Megohm,
Ladungsfähigkeit höchstens	0,055 Mikrofarad.

Beiden Zwecken dienen die gemischtadrigen Kabel, einfache Adern mit Faserstoffisolation und paarig verdrehte Adern mit Papierisolation enthaltend.

Erdkabel werden in Gräben von 0,8—1,0 m Tiefe bei 0,8—1,0 m oberer und 0,3—0,5 m unterer Breite verlegt, und zwar entweder in ein Sandbett mit Ziegelsteinabdeckung oder in Rohre von Eisen, Ton oder Zement (Fig. 239).

Für ein oder wenige Kabel genügt Längslage der Ziegel, sonst Querlage. Die Grabensohle soll eben sein, scharfe Biegungen des Kabels sind zu vermeiden. Beim Zusammentreffen mit Gas- und Wasserleitungsrohren soll das Kabel zu

unterst liegen, damit es bei Arbeiten an den Röhren weniger Beschädigungsgefahren ausgesetzt ist. Bei Kreuzungen mit Bahngleisen, Bahnsteigen, Straßen und dergleichen sind die Kabel in eisernen Röhren zu verlegen. Die Verlegung selbst erfolgt von der Kabeltrommel aus. Zur Verbindung aneinanderstoßender Kabelenden dienen gußeiserne Muffen, die nach erfolgtem sorgfältigen Zusammenschluß der Adern mit erhitzter dünnflüssiger Isoliermasse vergossen und dann durch Verschraubung geschlossen werden. Das ausgehobene Erdreich ist schichtenweise wieder einzubringen und vorsichtig — besonders in den unteren Schichten — festzustampfen. Die Lage der Erdkabel ist oberirdisch durch Kabelsteine an allen Winkelpunkten und in geraden Strecken alle 50 m zu bezeichnen. Beim Übergang der Kabel in Luft- oder Zimmerleitungen erhalten die ersteren zum Schutz gegen das Eindringen von Feuchtigkeit besondere Endverschlüsse, deren (meist gußeiserne) Gehäuse ebenfalls mit Isoliermasse ausgegossen werden. Die Kabelabschlußstellen sollen tunlichst in Gebäude verlegt werden. Die Endverschlüsse werden dann in besonderen Kabelschränken untergebracht. Sind Kabel auf der freien Strecke in Freileitungen überzuführen, so ist, je nach der Aderzahl, ein Kabelschrank im Freien oder ein Kabelkasten am Gestänge oder eine besondere Kabelsäule aufzustellen.

Die Unterseekabel, in der Regel nur eine Ader enthaltend, sind wesentlich stärker als die Erdkabel gebaut. Die Kupferader ist aus mehreren Drähten zu einem Seil zusammengedreht. Die ungefähren Hauptwerte ihrer elektrischen Eigenschaften für 1000 m Länge sind folgende:

Leitungswiderstand	2,1—6,5 Ohm,
Isolationswiderstand	460—1300 Megohm,
Ladungsfähigkeit	0,19—0,15 Mikrofarad.



Fig. 239.

e) **Erdleitungen.** Sollen entweder atmosphärische Elektrizität in die Erde abführen, in welchem Falle sie als Blitzeerden eine Fortsetzung der Blitzableiter bilden, oder als Betriebserden elektrische Ströme zur Erde leiten und dadurch eine metallische Rückleitung ersetzen, oder endlich als Meßerden Leitungen zur Untersuchung oder Messung zeitweilig mit Erde verbinden.

Sie bestehen gewöhnlich aus einem in die Erde versenkten Kupfernetzband, von dem eine metallische Leitung bis über die Erdoberfläche führt, und sind da zu verlegen, wo das Erdreich voraussichtlich immer feucht bleibt. Das Kupfernetzband ist etwa 3,0 m lang, 0,175 m breit, hat eine Maschenweite von 75 mm und eine Drahtstärke von 4 mm. Gewicht 0,8 kg für 1 m. Statt der Netze auch kupferne Erdplatten oder Kupferblechzylinder (aus etwa 1,40 m langen, 0,47 m breiten und 2 mm starken Blechen). Die Benutzung von Gasrohren als Erdleitung ist nicht statthaft; im allgemeinen auch nicht von Wasserleitungsrohren. Bei Kabeln können die Eisenbewehrungsdrähte als Erdübergangskörper vorteilhaft verwertet werden. Auch wendet man im Bereiche von Eisenbahngleisen sog. Schienenanschlüsse, die in entsprechender Weise mit dem Schienenfuß zu verschrauben sind, als Erdverbindungen an.

Größe des Erdleitungswiderstands 20—30 Ω .

3. Der Telegraphenapparat.

Am gebräuchlichsten ist das Morsewerk, vom Amerikaner Morse 1837 zuerst in brauchbarer Form hergestellt. Durch längere oder kürzere Einschaltung (Arbeitsstrom) oder Ausschaltung (Ruhestrom) werden infolge der Wirkung eines Elektromagneten auf einem durch ein Uhrwerk bewegten Papierstreifen aus Punkten und Strichen bestehende Schriftzeichen hervorgebracht. Eine vollständige Einrichtung nach der meist angewendeten Ruhestromschaltung besteht aus folgenden Teilen (Fig. 240):

- a dem Taster (Geber),
- b „ Relais,
- c „ Schreibwerk (Empfänger),
- d „ Galvanoskop (Stromfeinzeiger),
- e „ Umschalter,
- f „ Blitzableiter,
- g „ Tisch mit Zubehör,
- h die Batterien (Linien- und Ortsbatterie),
- i „ Leitungsklemmen.

Der Taster dient zur Ein- und Ausschaltung des Linienstromes, der die Linie, den Taster, das Relais, das Galvanoskop und den Blitzableiter im Ruhezustande durchfließt. Das Relais (100 Ω Widerstand) schaltet bei Unterbr chung des Linienstromes, der seinerseits zu schwach ist, das Schreibwerk in Tätigkeit zu setzen, die Arbeitsstrom liefernde Ortsbatterie ein, wodurch das Schreibwerk in Tätigkeit gesetzt wird. Es besitzt als wesentlichsten Teil den (mit 15 Ω Widerstand gewickelten) Elektromagneten, dessen vom Ortsstrom durchflossene Eisenkerne den Schreibanker bis zur Wiederausschaltung des Stromes anziehen. Die hierdurch erzeugte auf- und niedergehende Bewegung des eisernen Ankers wird auf die Schreibvor-

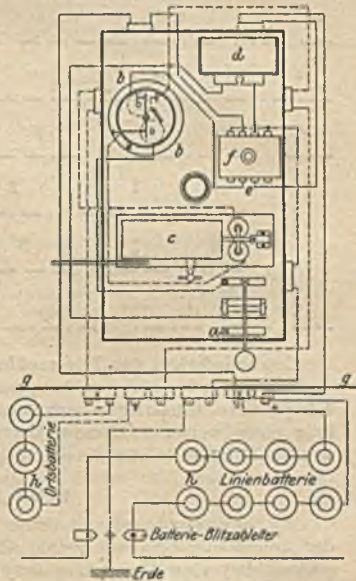


Fig. 240. Morsewerkschaltung.

richtung (Farbrädchen) übertragen, die sich dementsprechend mit Unterbrechungen gegen den vorüberziehenden Papierstreifen drückt. Zur Erkennung des Stromzustandes in der Linie dient das Galvanoskop (4Ω) oder der Stromfeinzeiger (1Ω), dessen Nadel bei stromführender Leitung geneigt steht. Es hat eine Ausschaltklemme mit Stöpsel zur Abschaltung bei Gewitter. Der Blitzableiter besteht aus vier Kohleplatten, von denen die beiden äußeren mit der Erde, die beiden inneren mit den Liniendrähten verbunden sind. Leitungs- und Erdplatten sind dabei durch eine Luftschicht getrennt, die der atmosphärischen Elektrizität unter Umgehung von Relais und Galvanoskop den Übergang zur Erde gestattet. Am Blitzableiter befindet sich der Umschalter, der dazu dient, den Apparat bei Leitungsstörungen an Erde zu schalten, um den Betrieb im übrigen aufrecht zu erhalten. Die genannten Teile werden sämtlich auf gemeinsamem Grundbrett befestigt und in den Tisch ($\approx 1,0/0,65$ m lang und breit) eingesetzt, wobei sich der Apparat gewöhnlich durch federnde Klemmen selbsttätig in die Leitung einschaltet. Strombedarf: $\approx 0,02$ Amp. für den Linienstrom, $0,06$ Amp. für den Ortsstrom. Die Morsewerke sind nicht in der Nähe von Öfen aufzustellen, müssen auch gegen Sonnenstrahlen geschützt werden. Auf gute Beleuchtung bei Tag und Nacht ist Rücksicht zu nehmen.

Morsezeichen.

a	b	c	ch	d	e	f	g	h	i	j
.....
k	l	m	n	o	p	q	r	s	t	u
.....
v	w	x	y	z	ā	ö	ü			
.....
		1	2	3	4	5				
					
	6	7	8	9	0					
				
		:	,	:	?	!				
.....

Geschwindigkeit des Telegraphierens ≈ 60 Buchstaben/Minute.

Auf Zugmeldestationen kommen häufig Morsewerke mit Umschalter und Klopfereinrichtungen zur Verwendung, besonders da, wo es zur Aufstellung eines weiteren Morsewerkes an Platz fehlt. Durch den Umschalter werden Morsewerk und Klopfer gegeneinander gewechselt.

4. Der Fernsprecher.

Der Fernsprecher, als deren Erfinder der Deutsche Philipp Reis und der Amerikaner Graham gelten können, gründet sich darauf, daß im Sender (Mikrophon) eine Umsetzung der Schallwellen des gesprochenen Wortes in elektrische Wechselströme mittels einer Metall- oder Kohlesprechplatte erfolgt, die auf einen meist aus Kohlenkörnern bestehenden veränderlichen Kontakt wirkt. An der Empfangsseite werden die ankommenden Wechselströme in umgekehrter Weise im Hörer wieder in Schallwellen umgesetzt. Zur Verbindung der Fernsprechstellen untereinander werden mit Rücksicht auf Störungen durch Stark- oder anderweite Schwachstrominduktion (z. B. durch Telegraphenleitungen am gleichen Gestänge) gewöhnlich zwei Leitungen (statt nur einer und Erde), und zwar meist solche aus Bronzedraht, benutzt.

Eine gewöhnliche Fernsprecheinrichtung (mit Ortsbatterie) besteht aus folgenden Teilen (Fig. 241):

- a* dem in Mundhöhe angebrachten Sender (Mikrophon) mit Schalltrichter;
b den seitlich aufgehängten Empfängern (Hörern) mit Leitungsschnuren;
c dem selbsttätigen Hakenumschalter, an welchem der linke Empfänger hängt;
d der Stromgebereinrichtung für Klingelströme (Induktor, siehe auch Fig. 242);
e dem Wecker;
f dem Fernsprechgehäuse mit Batteriekasten;
g der Induktionsspule im Innern des Fernsprechgehäuses (Fig. 242);
h der im Batteriekasten untergebrachten Senderbatterie;
i dem Blitzableiter;
k der nach Bedarf angebrachten Umschaltvorrichtung zur Verbindung verschiedener Linien oder zur Einschaltung einer zweiten Klingelanlage.

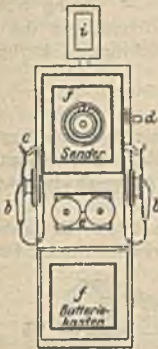


Fig. 241. Fernsprecher mit Ortsbatterie (Stationsfernsprecher).

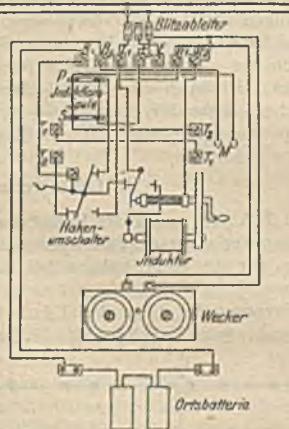


Fig. 242. Schaltung für Fernsprecher mit Ortsbatterie. B_1, B_2 Batterianschluß, L_1, L_2 Leitungsanschluß, E Erdanschluß, W_1, W_2 Weckeranschluß, P Primärstromkreis, S Sekundärstromkreis, T_1, T_2 Empfänger (Hörer), M Sender (Mikrophon).

Die Empfänger (Hörer) müssen im Ruhezustande an den Haken hängen. Ist nur ein Empfänger vorhanden, so befindet er sich am Hakenumschalter, durch den beim Abheben die Batterie eingeschaltet wird. Durch die Stromgebereinrichtung werden Anruf- oder sonstige Klingelzeichen gegeben. Die Senderbatterie besteht aus einem oder zwei Leclanché-, Beutel- oder Trockenelementen, deren Strom den Sender durchfließt. Durch das Sprechen in den Sender werden Stromschwankungen erzeugt, die mit Hilfe der Induktionsspule das Gesprochene auf die hörenden Stationen übertragen. Mangelhafte Sprechverständigung deutet auf geschwächte Batterie. Die (Kohle- oder Spindel-) Blitzableiter dienen zum Schutze gegen die Einwirkung atmosphärischer Elektrizität.

Für Streckenfernsprechlinien verwendet man meist ein von dem vorherbeschriebenen etwas abweichendes System mit zentraler Batterie an nur einem oder an beiden Leitungsenden und mit Hintereinander- oder Parallelschaltung der Fernsprecher und besonderem Klingelanruf für jede Stelle, wie auch gemeinschaftlichem Anruf für alle Stellen. Sind in einer Leitung, wie dies beim Bahnbetriebe meist der Fall, mehrere Fernsprecher eingeschaltet, so erhält jede Station ein besonderes Anrufklingelzeichen. Da diese Klingelzeichen bei sämtlichen Stationen gleichzeitig ertönen, was bei den nichtbeteiligten störend wirken kann, so werden neuerdings auch Einrichtungen für den wahlweisen Anruf angewendet, der dann nur bei der gewünschten Station zum Ertönen kommt.

Handelt es sich um die Verbindung sehr weit voneinander entfernter Stationen, so stellen sich der Lautübertragung Schwierigkeiten entgegen, bedingt durch den Widerstand der langen Leitung sowie namentlich durch die Kapazitätswirkung derselben. Letzterem Übelstande begegnet man durch Einschaltung genau bemessener Selbstinduktionsrollen (Pupin-Spulen, nach dem Erfinder Pupin benannt) in die Leitung in gewissen kleinen Abständen.

Eine besondere Art der Streckenfernsprecher sind die tragbaren Fernsprecher. Sie werden u. a. gewöhnlich in den Werkzeugwagen zur Verwendung bei Zugstörungen und -unfällen verwendet und dann an Ort und Stelle mittels geeigneter Vorrichtungen (Hakenstangen) an die vorüberführenden Streckenfernsprechleitungen angeschlossen. Zur leichten Auffindung der letzteren (unter den übrigen Leitungen) sind ihre Isolatoren gewöhnlich besonders gekennzeichnet (mit farbigen Streifen oder dergleichen).

Empfehlenswerte Werke zum Sonderstudium: K. Ed. Zetzsche, Handbuch der elektrischen Telegraphie, 1. bis 4. Band, Berlin. — Dr. Karl Strecker, Hilfsbuch für die Elektrotechnik, Berlin. — Georg Schmidt, Elektrische Telegraphie, Leipzig. — E. Gollmer, Die Grundlagen der Elektrizitätslehre und der elektromagnetischen Eisenbahneinrichtungen, Berlin.

B) Lätewerkeinrichtungen.

Nach T. V. 142 sollen die Bahn- und Übergangswärter über den Zugverkehr durch Lätewerke verständigt werden. In B. O. 19 ist dies für die Hauptbahnen allgemein, für die Nebenbahnen bei mehr als 40 km Zuggeschwindigkeit vorgeschrieben.

Als Stromquelle dient der Läuteinduktor (Fig. 244). Er besteht aus einer Anzahl (gewöhnlich zwölf) Hufeisenmagnete, zwischen deren Polen ein

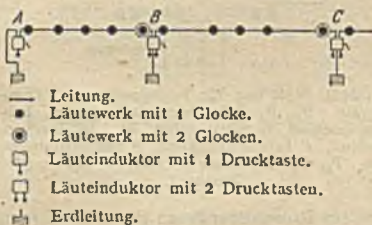


Fig. 243.



Fig. 244.

I-Anker mittels Kurbel und Räderübertragung in schnelle Umdrehung versetzt wird. Übersetzungsverhältnis des Antriebes 1 : 6. Der im

Anker entstehende Wechselstrom wird durch Stromwandler gleichgerichtet. Durch zwei mäßig rasche Kurbelumdrehungen entsteht eine EMK von etwa 120 Volt, und durch gleichzeitiges Niederdrücken einer in dem Apparat angebrachten Taste oder durch Stöpselung eines Umschalters die Stromgebung in die gewöhnlich aus 4 mm starkem verzinkten Eisendraht bestehende Leitung zur Auslösung der hintereinander geschalteten Lätewerke. Diese ertönen gleichzeitig auf der betreffenden Strecke, also auf AB oder BC beziehentlich umgekehrt (Fig. 243).

a) Das Streckenlätewerk. Ausführung in der Regel wie Fig. 245 dargestellt.

Die bewegende Kraft für das Schlagwerk bildet ein mittels Kurbel aufziehbares Gewicht. Eine Stellscheibe, die sich beim Durchgang des Glockensignals lotrecht stellt, dient als Signalkontrolle. Das gewöhnlich aus starkem Eisenblech bestehende Gehäuse wird auf Stein- oder Betonunterbau aufgesetzt und mit diesem durch Steinschrauben verankert.



Fig. 245.

b) Das **Zimmerläutwerk** (Fig. 246), in einem Gehäuse von Messing eingeschlossen und durch Spannfeder betrieben, wird im Innern der Gebäude angewendet und auf kleinem Wandkonsole aufgestellt.

Beide Läutewerke geben nach erfolgter Auslösung eine gewisse Anzahl (gewöhnlich fünf) lauttönende Glockenschläge hintereinander ab. Die Schläge sind meist einfache; nur auf den Stationen oder auf mehrgleisigen Bahnen werden zur Vermeidung von Verwechslungen Doppelglocken angewendet, die dann die vorgeschriebene Anzahl Doppelschläge geben. Ausnahmsweise kommen auch Läutewerke mit Dreiklang vor.



Fig. 246.

Nach S. B. I sind die Signale wie folgt zu geben:

1. Ein Zug fährt in der Richtung von A nach B (Abläutesignal 1) ein mal eine bestimmte Anzahl von Glockenschlägen,
2. ein Zug fährt in der Richtung von B nach A (Abläutesignal 2) zweimal dieselbe Anzahl von Glockenschlägen wie bei 1,
3. Ruhesignal, der Zugverkehr ruht, oder: ein Abläutesignal 1 oder 2 wird zurückgenommen: dreimal dieselbe Anzahl von Glockenschlägen wie bei 1,
4. es ist etwas Außerordentliches zu erwarten, alle Züge sind aufzuhalten (Gefahrssignal): sechsmal dieselbe Anzahl von Glockenschlägen wie bei 1.

Bei den außerdeutschen Eisenbahnverwaltungen ist die Gruppierung der Läutewerksignale eine etwas andere.

c) An verkehrsreichen, aber unbewachten Wegübergängen von Nebenbahnen kommt, ziemlich selten, das **Warnsignalläutwerk** zur Verwendung. Es wird durch den Zug an einer Kontaktstelle schon in größerer Entfernung vom Übergang ausgelöst und schlägt dann so lange fort, bis der Zug einen die Ruhestellung wieder herbeiführenden zweiten Kontakt hinter dem Wegübergange befahren hat. Bei eingleisiger Bahn müssen hierbei eingleisig wirkende Kontakte besonderer Bauart verwendet werden.

Der Einrichtung haftet der Nachteil an, daß bei vorkommender Störung, also bei ausbleibender Wirkung, eine Gefahr herbeigeführt werden kann.

d) **Elektrische Klingeln** (Fig. 247), zu Signalzwecken im Eisenbahnbetriebe viel im Gebrauch. Mit ihnen werden entweder nur durch ihr Ertönen oder durch gruppierte Klingelzeichen bestimmte Signale gegeben, und zwar ein kurzes Zeichen durch Kontaktluß von etwa einer Sekunde, ein langes Zeichen durch einen Schluß von etwa vier Sekunden Dauer. Stromquelle ist in der Regel die galvanische Batterie, seltener der Induktor. Neuerdings tritt an Stelle der elektrischen Klingel vielfach der eine weitgehendere Verständigung bietende Fernsprecher.



Fig. 247.



Fig. 248.

e) Die **elektrische Hupe** (Fig. 248) dient als Signalapparat in Gruben und Fabriken, beim Eisenbahnbetriebe z. B. zur Verständigung zwischen Signalwärter und dem vor dem Einfahrsignale haltenden Zuge. Die Wirkung beruht auf den Schwingungen einer magnetelektrisch betätigten Metallmembrane. Zum Betriebe genügt eine Batterie von 8—20 Volt. Der durch die Membranschwingungen erzeugte durchdringende Ton wird durch einen Metalltrichter nach außen geleitet.

C) Signal- und Weichensicherungseinrichtungen (Stellereien).

Den Mittelpunkt einer Stellerei bildet das Stellwerk, das zugleich alle Einrichtungen enthält, um die Weichen- und Signalstellung in die durch T. V. 147 und B. O. 21 (8) vorgeschriebene gegenseitige Abhängigkeit zu bringen. Es sollen die im regelmäßigen Betriebe auf Stationen und bei Abzweigungen auf freier Strecke von Personenzügen gegen die Spitze befahrenen Weichen,

sowie die zur Sicherung der Personenzüge dienenden Schutzweichen und Gleissperren mit den für die Fahrt gültigen Hauptsignalen derart in Abhängigkeit stehen, daß die Signale nur dann auf Fahrt gestellt werden können, wenn die Weichen und Sperren richtig gestellt sind, und daß diese in ihrer Lage mindestens so lange verschlossen bleiben, als die Signale sich in der Fahrstellung befinden. In der Regel wird die Abhängigkeit zwischen Weichen und Signalen nicht auf die Personenzüge beschränkt, sondern auch auf die Güterzüge sowie auch auf die von den Zügen nachgefahrenen Weichen ausgedehnt. Es werden folgende Stellereien unterschieden:

1. Reine Weichenstellereien (Verschubstellereien), da, wo zur leichteren Bedienung einer Gruppe von Weichen deren Stellhebel an einer Stelle vereinigt werden. Derartige Weichen werden in der Regel von fahrplanmäßigen Zügen nicht berührt.

2. Reine Signalstellereien, meist nur auf Stationen ohne Weichen (Haltepunkten), auf Streckenblockstationen, an Bahnkreuzungen in Schienenhöhe u. dgl.

3. Signal- und Weichenstellereien. Diese kommen infolge der Vereinigung mehrere Signal- und Weichenstellhebel oder Weichenriegelhebel für den Zugverkehr besonders in Betracht. Folgende Einzelteile sind bei ihnen zu unterscheiden:

- a) der Gleisplan,
- 1) die Signale,
- c) die Weichenstell- und -riegelvorrichtungen,
- d) die Übertragungsteile,
- e) das Stellwerk mit der Stationsblockeinrichtung,
- f) das Stellereigebäude.

a) Die Anordnung des Gleisplanes.

Der Gleisplan muß alle zur Entwurfsbearbeitung nötigen Einträge enthalten. Namentlich ist auf folgendes zu achten:

1. Eintragung der Gleisentfernungen, um beurteilen zu können, ob und wo sich Signale zwischen den Gleisen aufstellen lassen. Fußbreite eines Signalmastes $\approx 0,25$ m, eines Signalständers $\approx 0,50$ m, eines Signalbrückenständers $\approx 0,75$ m.

2. Angabe der Zugläufe (Fahrstraßen) (nach Maßgabe der Bahnhofsfahrordnung) durch Pfeile und große Buchstaben oder Nummern etwa in folgender Weise:

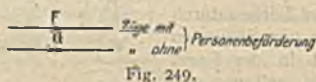


Fig. 249.

3. Weichen sind nach ihrer Grundstellung in den Gleisplan einzutragen. Als Grundstellung ist diejenige Weichenlage anzunehmen, bei der unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse die größte Betriebssicherheit erreicht wird. Wo diese nicht in Frage kommt, gilt in der Regel die Stellung der Weiche auf den geraden Strang (Fig. 250) als Grundstellung; nur bei stark überwiegender Benutzung auf den krummen Strang soll letztere als Grundstellung gelten, es ist dies aber auf dem Gleisplane, etwa wie in Fig. 251 bei Weiche 14, kenntlich zu machen.

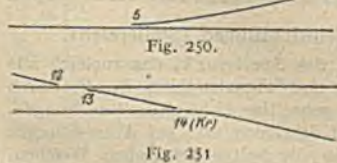


Fig. 250.

Fig. 251

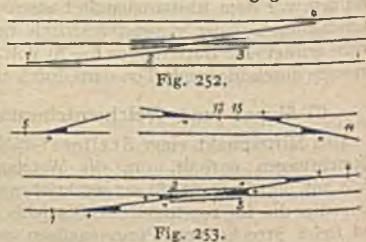


Fig. 252.

Fig. 253.

Die Ruhestellung der Weiche entspricht der Ruhelage des Hebels im Stellwerk; sie wird in der Verschlusstafel (s. Abschnitt e) mit + bezeichnet, die entgegengesetzte Stellung mit —. Bei Weichen mit Ruhestellung auf den krummen Strang können die Bezeichnungen $+_{kr}$ und $-_{gr}$ lauten.

Ins Stellwerk einzubeziehende ganze Kreuzungsweichen sind zwecks Flankenschutzes gegen das Nachbargleis in der Regel für gleichlaufende Zungenbewegung einzurichten. Die Ruhelage, der Hauptfahrriichtung entsprechend, kann wie in Fig. 252 dargestellt werden.

Nach einer anderen Darstellungsweise wird die Grundstellung der Weichen durch ein + -Zeichen auf der Seite desjenigen Weichengleises angedeutet, das bei dieser Stellung für die Durchfahrt geöffnet ist (Fig. 253).

Es empfiehlt sich, die Grundstellung der Weichen auch in der Natur zu kennzeichnen. Dies kann u. a. durch einen 10 bis 15 cm langen roten Farb-anstrich an derjenigen Weichenanschlagschiene geschehen, an der die Zunge in der Grundstellung anliegen soll.

4. Um die Beschreibung der Fahrstraßen in den Verschlusstafeln usw. zu erleichtern, sind die Gleisnummern in den Plan einzutragen.

Vor Aufstellung des Entwurfes ist zu prüfen, ob zur Vereinfachung der Stellereianlagen Veränderungen am Gleisplane noch vorgenommen werden möchten. Erwünscht ist, daß die Weichen in größeren übersichtlichen Gruppen zusammenliegen, um die Zahl der Stellereien abzumindern, und daß die Gleichzeitigkeit der Zugläufe möglichst wenig ausgeschlossen ist. Auch ist zu prüfen, ob die Signale sich allenthalben in der richtigen und zweckmäßigen Weise aufstellen lassen und ob bei diesen Signalstellungen die erforderlichen nutzbaren Gleislängen vorhanden sind. Auch müssen in absehbarer Zeit zu erwartende Änderungen oder Erweiterungen der Gleisanlage ohne erheblichen Stellereiumbau möglich sein, was sich in erster Linie durch Berücksichtigung einer größeren Zahl von Hebeleerplätzen (etwa 30%) und durch zweckmäßige Auswahl des Platzes für das Stellereigebäude erreichen lassen wird.

b) Die Signale.

Die Signale müssen in Anordnung und Gebrauch der S. O. entsprechen. In Betracht kommen Einfahr-, Ausfahr-, Block- und Deckungssignale, sowie die zugehörigen Vorsignale. Die ersteren vier heißen Hauptsignale; sie bestehen aus einem Mast mit 1 bis 3 Flügeln als Tagessignal und ebensovielen Laternen für die Dunkelheit. Die Vorsignale bestehen aus einem Ständer mit drehbarer Scheibe und ebenfalls Signallaternen für die Dunkelheit.

Dreiflügelige Signale kommen aus Rücksicht auf die schwierigere Herstellung und umständlichere Bedienung selten, Hauptsignale mit mehr als drei Flügeln überhaupt nicht vor.

Nach T. V. 144 und B. O. 21 sind auf Hauptbahnen die Bahnhöfe mit Einfahrsignalen, die Kreuzungs- und Überholungsstationen außerdem mit Ausfahrsignalen zu versehen, bewegliche Brücken und in Schienenhöhe gelegene Bahnkreuzungen auf Haupt- und Nebenbahnen, sowie außerhalb der Stationen gelegene unverschlossene Weichen auf Hauptbahnen durch Hauptsignale zu decken. Ferner sind auf Hauptbahnen die Einfahr-, Block- und Deckungssignale mit Vorsignalen zu verbinden; vor Ausfahrsignalen wird die Aufstellung von Vorsignalen für solche Stationen empfohlen, die von Zügen fahrplanmäßig ohne Aufenthalt durchfahren werden.

Ob auf Nebenbahnen zu den etwa erforderlichen Hauptsignalen noch Vorsignale aufzustellen sind, richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen (Gefällsstrecken, Unübersichtlichkeit der Bahn u. dgl.). Vor Einfahr- und Blocksignalen an der Einmündung von Neben- in Hauptbahnen sollen Vorsignale stehen.

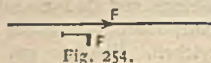


Fig. 254.

In den Gleisplänen werden die Signale um ihren Fußpunkt in der Zugrichtung umgelegt dargestellt (Fig. 254) und in Übereinstimmung mit den Fahrstraßen durch große Buchstaben bezeichnet.

1. Wesentliche Grundsätze für die Anordnung der Hauptsignale.

Abzweigungen aus einem Fahrgleise sind an einem Maste zu signalisieren (Fig. 255).



Fig. 255.

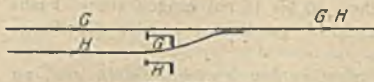


Fig. 256.

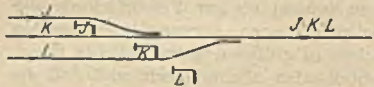


Fig. 257.

Die Signalisierung getrennter Fahrten (Fahrten aus verschiedenen Gleisen) hat an getrennten Masten zu erfolgen, und zwar sind die Signale für parallele Fahrten möglichst in einem geraden oder schrägen Profile zur Bahn (Fig. 256 und 257) aufzustellen.

Hauptsignale müssen vor der Gefährdung stehen.

Die Höhe sowie unter Umständen auch der Standort der Hauptsignale sind mit Rücksicht auf möglichst weite Sichtbarkeit sowie unter Beachtung des Hintergrundes zu bestimmen.

α) Einfahrtsignale sind in angemessenem Abstände von dem Gefährdungspunkt so aufzustellen, daß sie sowohl vom Lokomotivführer als auch vom Stellwerkwärter gut gesehen werden können. Gefährdungspunkt ist die erste Weichenspitze oder das zur ersten Weiche oder Kreuzung gehörige Merkzeichen oder die Stelle, bis wo im regelmäßigen Zug- oder Rangierverkehre Wagen stehen können. Als angemessener Abstand gelten im allgemeinen 50 m, sofern nicht die Sichtbarkeit des Signals von der freien Strecke her oder das Vorhandensein eines Wegüberganges, vorliegendes starkes Gefälle auf größere Länge oder dergleichen einen größeren Abstand bedingen (Fig. 258). Kann das Einfahrtsignal infolge ungünstiger örtlicher Verhältnisse (davorliegende Häuser oder Bäume, Einschnitte, Tunnel oder dgl.) vom Stellwerkwärter nicht gesehen werden, so erhält es gewöhnlich einen elektrischen Flügelkontakt,

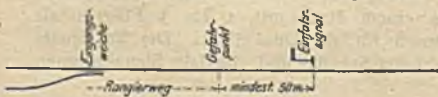


Fig. 258.

oder einem Störungsmelder im Stellwerkraum in Verbindung steht. Die letztere Einrichtung, die mitunter auch bei Vorsignalen angewendet wird, wirkt

so, daß selbsttätig ein ununterbrochenes Klingelzeichen ertönt, sobald sich Signal und Signalhebel nicht in Übereinstimmung befinden.

Ist die Zahl der Einfahrten größer als die Flügelzahl, so müssen mehrere Fahrten auf gleiches Signaltbild stattfinden. Manche Verwaltungen ordnen in solchen Fällen außer den Einfahrtsignalen noch als Hauptsignale ausgebildete Wegesignale an. Diese können als einflügelige Signale für jeden Zuglauf hinter den einzelnen Verzweigungsweichen oder als mehrflügelige Signale vor denselben stehen.

Die Einfahrtsignale sind womöglich rechts der Fahrtrichtung oder (wie bei Signalbrücken) über der Mitte des Fahrgleises anzuordnen.

β) Ausfahrtsignale sind ebenfalls möglichst rechts von den zugehörigen Gleisen und außerdem so aufzustellen, daß sie vom Fahrdienstleiter gut gesehen werden können und daß die nutzbare Gleislänge ausreichend bleibt. Als äußerster Gefährdungspunkt, an dem das Ausfahrtsignal noch stehen kann, gilt das Weichenmerkzeichen. Weniger gut sichtbare Ausfahrtsignale erhalten gewöhnlich Flügel-

kontakte in Verbindung mit Signalnachahmern im Stellwerkraum oder an einer dem Fahrdienstleiter sonst leicht zugänglichen Stelle.

Im allgemeinen erhält jedes Ausfahrgleis ein besonderes Ausfahrtsignal. Finden Güterzugsfahrten nach einer Richtung aus einer Gruppe nebeneinanderliegenden Gleise statt, so ist die Signalisierung aller dieser Ausfahrten auf ein gemeinsames Signal statthaft (Fig. 259). Die Weichen 3, 4 und 5 müssen dann aber unabhängig von der Signalstellung bleiben.

Bei Ausfahrten aus einem Gleise nach mehreren Richtungen ist ein mehrflügeliges Ausfahrtsignal anzuordnen (Signal J, Fig. 260).

γ) Blocksignale im weiteren Sinne sind die Ein- und Ausfahrtsignale, insoweit sie

einen Streckenabschnitt begrenzen, im engeren Sinne sind es die an den Blockstellen aufgestellten Hauptsignale. Letztere wurden früher in der Regel mit nur einem Mast und zwei Flügeln nach entgegengesetzten Seiten ausgebildet (Fig. 261), in neuerer Zeit der besseren Sichtbarkeit wegen, als besondere einflügelige Signale für jede Fahrrichtung (Fig. 262). Sie

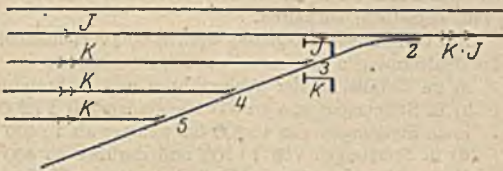


Fig. 259.

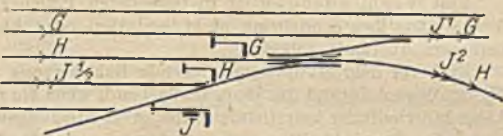


Fig. 260.

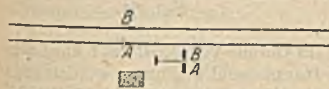


Fig. 261.

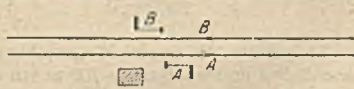


Fig. 262.

sind tunlichst so aufzustellen, daß ein davor haltender Zug bei Weiterfahrt unschwer in Gang gebracht werden kann. Zu vermeiden ist, daß ein vor dem Signal haltender Zug mit dem vorderen Teile im Gefälle oder auf der Wagerechten; mit einem langen Schlußteile aber in starker Steigung stehen muß. Auf Haltepunkt-Blockstellen empfiehlt es sich, die Blocksignale am Ende der Bahnsteige aufzustellen.

δ) Deckungssignale vor beweglichen Brücken, Bahnkreuzungen in Schienenhöhe und verschlossenen Streckenweichen müssen so weit vom Gefahrpunkte abstehen, als es die örtlichen Verhältnisse mit Rücksicht auf die Streckenübersicht, Bahnneigung usw. erfordern. Im allgemeinen werden die Grundsätze für Aufstellung der Einfahrtsignale maßgebend sein.

ε) Vorsignale sollen den Lokomotivführer benachrichtigen, ob das zu erwartende Hauptsignal die Fahr- oder die Freistellung einnimmt. Sie sind daher so weit hinauszurücken, daß der Zug gegebenenfalls sicher vor dem Hauptsignal zum Halten kommen kann, d. h. die Entfernung zwischen Vor- und Hauptsignal muß mindestens dem Bremswege des Zuges entsprechen. Aufstellung stets rechts vom zugehörigen Gleise; Scheibenmitte etwa in Augenhöhe des Lokomotivführers (3,0—3,5 m über Schienenoberkante). Kann die Scheibe in dieser Höhe nicht angebracht werden, so ist sie in größerer Höhe an einem Maste, einem Ausleger oder einer Gleisbrücke oberhalb der oberen Abschragung der Umgrenzung des lichten Raumes anzuordnen. Es kommt dies namentlich bei mehrgleisigen Bahnen mit geringen Gleisabständen vor.

Vom V. D. E. ist auf Grund zahlreicher Bremsversuche eine Bremswegtafel für Geschwindigkeiten von 20—115 km/Std. 6—100 Bremsprozente und die verschiedensten Steigungs- und Gefällsverhältnisse berechnet worden. Die Tafel, aus der man die Bremswege, also auch die Vorsignalentfernungen unmittelbar entnehmen kann, ist als Blatt XXIII in den T. V. vom 1. Januar 1909 (vgl. § 144_b derselben) enthalten.

Auf Grund dieser Regelung werden von verschiedenen Verwaltungen die Vorsignalentfernungen allgemein wie folgt bemessen:

- im Gefälle, in der Wagerechten und in Steigungen $< 1:400$ zu 700 m,
- in Steigungen von $1:400$ bis weniger als $1:200$ zu 600 m,
- in Steigungen von $1:200$ bis weniger als $1:100$ zu 500 m,
- in Steigungen von $1:100$ und darüber zu 400 m.

Vergrößerung dieser Abstände z. B. zur Erzielung übersichtlicher Signalbilder u. dgl. zulässig, doch sollen sie 1000 m nicht überschreiten.

Eine Verminderung ist in besonderen Fällen statthaft, wenn örtliche Verhältnisse ihre Einhaltung nicht gestatten oder betriebliche Verhältnisse geringere Abstände zulassen.

Eine vor dem Hauptsignal liegende Bahnneigung ist nach dieser Regelung für den Signalabstand nur dann maßgebend, wenn sie mindestens 1 km lang ist. Liegt innerhalb der betreffenden Strecke ein Steigungswechsel, so ist der Berechnung eine Durchschnittsneigung zugrunde zu legen, die sich aus dem Höhenunterschiede zwischen Hauptsignalstandort und einem 1000 m davor gelegenen Punkte ergibt (Fig. 263).



Fig. 263.



Fig. 264.

Steigungen, die an eine Wagerechte oder ein Gefälle von mehr als 1 km Länge anschließen und weniger als 700 m vor dem Hauptsignal beginnen, werden nicht berücksichtigt, es wird so gerechnet, als ob die Wagerechte oder das Gefälle bis zum Hauptsignal reiche (Fig. 264).

Die Ausfahrsvorsignale werden neben den Einfahrtsignalen der entgegengesetzten Bahnhofseite aufgestellt, wenn die Länge des Bahnhofes nicht besonders groß ist, sonst an einer geeigneten Stelle innerhalb des Bahnhofes.

2. Bauart der Signale.

α) Die Hauptsignale (Fig. 265) erhalten gewöhnlich Gittermaste, u. zwar zweckmäßig mit unterem Drehzapfen zum Aufrichten, sowie mit Eisenfuß und mit Steigisen. Länge (ohne Fuß) bis zur obersten Flügelachse in der Regel 8,0—12,0 m, steigend in Abstufungen von etwa 1,0 m, Flügellänge ab Zapfen nach vorn ∞ 1,8 m, nach hinten 0,5 m, Abstand der untereinander liegenden Flügel 2,0 m. Die Signalblenden sollen herablaßbar sein (Bewegung durch den Laternenaufzug). Stellung der Signalflügel durch die für einen Hub von 450—500 mm einzurichtende Antriebsrolle, die so wirken muß, daß die Signalflügel beim Reißen eines Drahtes zwangweise in die Haltstellung fallen.

β) Das Vorsignal (Fig. 266) besteht gewöhnlich aus einem Ständer von zwei in der Verlängerung nach unten zugleich den Erdfuß bildenden U-Eisen, bis zu genügender Höhe mit Steigisen ausgerüstet. Die mit Winkel-eisenversteifung zu verschende Vorsignalscheibe hat einen Durchmesser von etwa 1,0 m. Blenden fest oder herablaßbar, Einrichtung der Antriebsrolle für 450—500 mm Hub.

γ) Signalständer oder Signalbrücken an Stellen, wo der Raum zur Aufstellung einzelner Signalmaste fehlt (Fig. 267). Lichte Höhe der über den

Geisen liegenden Bauteile mindestens 5,3 m über SO, Breite der mit Geländer einzufassenden Gangbahn ∞ 1,2 m. Zugang durch eine eiserne Leiter oder Treppe, deren Breite sich nach dem Gleisabstand richtet.

δ) Signallaternen. Auf die Güte der Signallaternen ist besonderer Wert zu legen. Die zumeist angewendeten Petroleumlaternen haben mit Reflektor eine Lichtstärke von etwa 250 Normkerzen bei 26—30 g Petroleumverbrauch in der Stunde. In neuerer Zeit sind auch Versuche mit elektrischer Beleuchtung gemacht worden, die sich im allgemeinen bewährt haben. Hauptvorteil dabei ist die leichte Einschaltbarkeit. Um dem Nachteil zu begegnen, daß bei Störungen in der Stromzuführung das Signal nicht beleuchtet werden kann, ist die Laterne so einzurichten, daß sie sofort auch mit einer Petroleumlampe versehen werden kann.



Fig. 265.



Fig. 266.

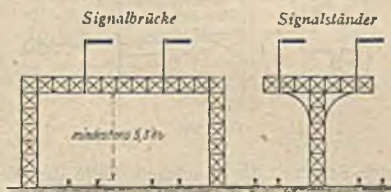


Fig. 267.

ε) Signalgäser. Es kommen rote, grüne und gelbe Gläser zur Verwendung. Lichtdurchlässigkeit (in Prozenten des ungeschwächten weißen Lichtes einer Petroleumsignallaterne):

bei den roten Gläsern	6—14%
„ „ grünen „	3—11%
„ „ gelben „	23—30%

Zur Kontrolle darüber, ob die Signale (namentlich die Einfahrsignale) vom Lokomotivführer richtig beachtet werden, wendet man neuerdings vielfach sogenannte Zählwecker an, die das Überfahren von auf Halt stehenden Signalen anzeigen und zählen.

c) Weichenstell- und Weichenriegelvorrichtungen.

α) Weichenstellvorrichtungen. Durch die Stellvorrichtung am Ende einer Weichenleitung werden die Weichenzungen verschoben und außerdem wird die anliegende Zunge verriegelt. Diese Verriegelung muß auch bei geringen Längenänderungen in der Weichenleitung (als Folge von Wärmeänderungen oder Hubverlusten) erhalten bleiben, die Stellvorrichtung muß also kleine Verschiebungen in der Weichenleitung ausgleichen. Sie muß auch zulassen, daß die Weiche trotz der Zungenverriegelung aufgeschnitten (aufgefahren) werden kann, und daß das Aufschneiden selbsttätig zum Stellwerk zurückgemeldet wird (aufschneidbarer Spitzenverschluß). Zur Erfüllung letzterer Bedingung werden die beiden Zungen, abweichend von den nicht ferngestellten Weichen, getrennt bewegt, und der Zungenausschlag, der sonst an der Spitze etwa 130 mm beträgt, wird auf 160—200 mm vergrößert.

Vorgang bei der Umstellung der Weiche: Entriegeln der anliegenden Zunge, Umstellen beider Zungen, Verriegeln der bisher abstehenden, nunmehr aber anliegenden Zunge; Verriegelungsweg (in der Weichenleitung gemessen) etwa 70 mm.

Bei Aufschneiden (Auffahren) trifft das aus der Weiche herausfahrende Fahrzeug zuerst die abstehende Zunge und entriegelt durch deren Verschiebung die anliegende. Die dabei entstehende Bewegung der Stellvorrichtung wird durch die Weichenleitung auf den Stellwerkhebel übertragen, wodurch dessen Auslösevorrichtung betätigt wird.

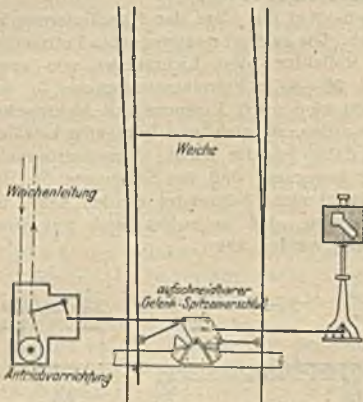


Fig. 268.

Bei der Weichenstellung mittels Gestänges ist dieses unmittelbar mit dem aufschneidbaren Spitzenverschluß verbunden. Bei der zumeist vorkommenden Drahtzugstellung dagegen (Fig. 268) wird die Drahtzugbewegung durch die Antriebsvorrichtung übertragen, die neben der Weiche angeordnet und mit dieser unverrückbar verbunden ist. Damit bei einem Drahtbruch durch die Ruhespannung des anderen Drahtes nicht eine teilweise Umstellung der Weiche eintritt, erhält die Antriebsvorrichtung

eine Sperre, die in solchem Falle die Weiche in der einen oder anderen Endlage festhält.

Die aufschneidbaren Spitzenverschlüsse sind entweder solche mit innerer, zwischen den beiden Fahrschienen liegender Abstützung (Gelenkverschlüsse, Fig. 268) oder, wie zumeist angewendet, solche mit hakenförmiger Umklammerung der Zunge und Anschlagschiene (Hakenverschlüsse, Fig. 269).

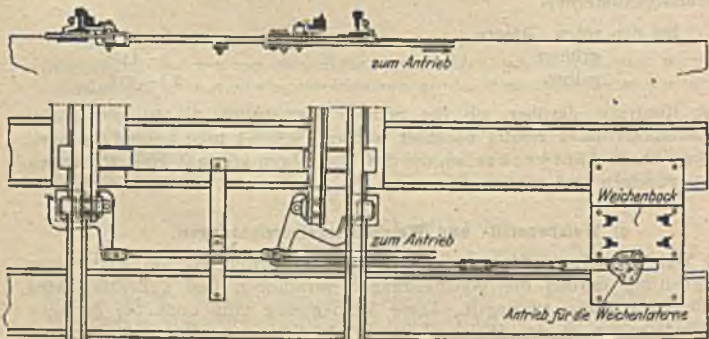


Fig. 269.

Der Antrieb für die Weichensignallaterne wird gewöhnlich am Weichenbock und zwar derart angeordnet, daß die Drehung in die Endlage (um 90°) nur während des Riegelweges des Spitzenverschlusses erfolgt und die Laterne während des Stellweges des Spitzenverschlusses eine Halbstellung (45°) einnimmt. Wenn möglich, soll die Weichenlaterne stets rechts vom Gleise (gegen die Weichenspitze gesehen) aufgestellt werden.

Die Weichenstellleitung muß zwischen Stellwerk und Weichenstellvorrichtung so einreguliert sein, daß beim Einklemmen eines Gegenstandes von 4 mm Dicke zwischen Zunge und Anschlagschiene der Hebel im Stellwerke nicht eingeklinkt werden kann.

In der Regel sind alle ferngestellten Weichen für örtliche Handstellung einzurichten. Der Weichenbock bleibt neben der Weiche stehen; die Verbindungsteile sind mit den nötigen Zeichen zu versehen und gut (gewöhnlich im Stellereigebäude) aufzubewahren. Die Handbedienung soll leicht und schnell vom Wärter eingerichtet werden können.

β) **Weichenriegelvorrichtung.** Neben der Weiche wird eine mit dieser unverrückbar verbundene Riegelrolle angeordnet. Sie wird durch die Riegelleitung gedreht und hält dann einen mit den Weichenzungen verbundenen Schieber und damit die Weiche selbst fest. Gewöhnlich werden beide Weichenzungen durch den Weichenriegel gleichzeitig festgehalten (einfache Riegelung). Es finden sich aber auch Anordnungen (wie bei Kontrollverriegelung und bei Federweichen), wo die beiden Zungen je für sich geriegelt werden.

Es können bis zu 3 Weichen durch eine Leitung verriegelt werden. Dann erhält die entfernteste eine Riegelrolle für endende Leitung (Endriegelrolle, Fig. 270); die Riegelvorrichtungen der vorliegenden Weichen (Mittelriegel-

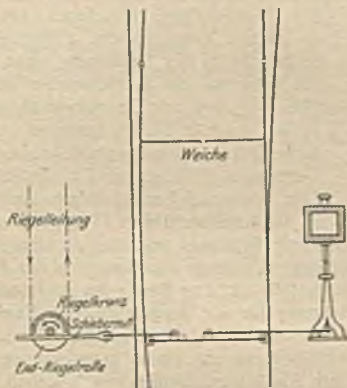


Fig. 270.

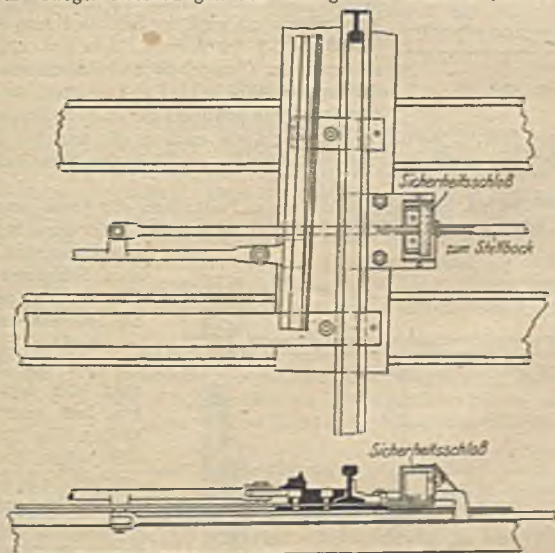


Fig. 271.

rollen) sind durch Anwendung von Doppelrollen so eingerichtet, daß die Leitung ununterbrochen bis zur Endriegelrolle durch geht und in ihrem ganzen Verlauf durch ein einziges Spannwerk eine gleichmäßige Ruhespannung erhält.

Die Riegelrollen müssen für einen Drahtweg von 500 mm derart gebaut sein, daß bei 40 mm Drahtweg aus der Ruhelage bereits eine Verriegelung eintritt und daß nach einem Drahtweg von 500 mm noch ein Verschlußweg von min-

destens 140 mm (im Draht gemessen) bleibt. Übliche Maße: Durchmesser der Riegelrolle 380 mm, Breite des Riegelkranzes 25 mm.

Der Weichenriegel ist derart einzustellen, daß beim Einklemmen eines 4 mm starken Gegenstandes zwischen Zunge und Anschlagsschiene der Hebel im Stellwerke in der Umlegung nicht eingeklinkt werden kann.

Im Interesse der Betriebssicherheit empfiehlt es sich, geriegelte, von Hand gestellte Weichen mit Spitzenverschlüssen auszurüsten.

In vereinzeltten Fällen kommen auch Endriegelrollen mit Sperrvorrichtung zur Anwendung, durch die die Weichenverriegelung bei Drahtbruch gesichert wird. Verriegelte Weichen sind nicht abschneidbar (auffahrbar).

Der Weichensicherung dienen außerdem noch folgende Einrichtungen:

γ) **Sicherheitsschlösser** (Fig. 271). Sie haben die Bauart eines gewöhnlichen kräftigen Schlosses und sind so eingerichtet, daß sie den Schlüssel im Schlosse festhalten, solange der Verschuß des Bewegungsmechanismus nicht vollkommen hergestellt ist. Der Besitz des Schlüssels gewährleistet, daß die zu sichernde Einrichtung für die vorgeschriebene Lage verschlossen ist. Das Sicherheitsschloß wird zumeist an selten umzustellenden Weichen angewendet. Zwei derartige Schlösser mit nur einem gemeinsamen (Wander-) Schlüssel dienen zu gegenseitiger Abhängigmachung von Weichen, Signalen, Blockwerken, Stellwerkhebeln, Gleissperrvorrichtungen u. dgl.

Auf einer und derselben Station sollen nie Sicherheitsschlösser mit gleichen Schlüsseln vorkommen. Man kann die Einrichtung auch so treffen, daß der Besitz nur eines Schlüssels den richtigen Verschuß zweier Weichen, einer

Weiche und einer Gleissperre oder dergleichen gewährleistet. So wird der Schlüssel zum Sicherheitsschloß (S. S.) der Weiche (2) in Fig. 272 im Ruhezustande im (Doppel-)Sicherheitsschlosse (D. S. S.) der andern Weiche (1) festgehalten, so daß dann nur der zweite Schlüssel des D. S. S. abzuziehen geht.

Ist eine Weiche sowohl in der einen wie auch in der anderen Stellung zu verschließen, so muß sie zwei voneinander unabhängige Sicherheitsschlösser erhalten.

δ) **Gleissperren**. Sie haben den Zweck, Fahrzeuge, die durch unvorsichtiges Schieben oder Abstoßen, Wind oder dgl. unbeabsichtigterweise in Bewegung

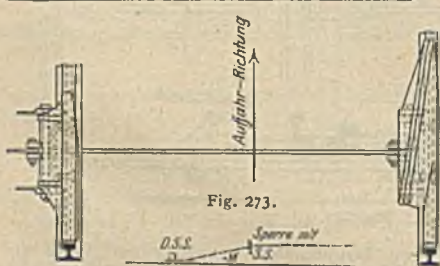
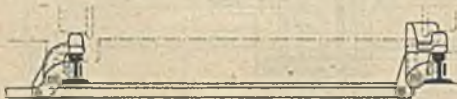


Fig. 273.

Fig. 274.

gekommen sind, rechtzeitig zum Stillstand oder zur Entgleisung zu bringen. Sie bestehen entweder aus wagerechten Sperrbalken, die bei der Absperrung quer über dem Gleise liegen, aus eisernen Sperrklötzen (Fig. 273) oder aus einzungigen Entgleisungsweichen. Die Gleissperren werden in angemessener Entfernung hinter dem Weichenmerkmale *M* (Fig. 274) angeordnet und meist mit Sicherheitsschloß, häufig in Abhängigkeit von der Abzweigungsweiche, versehen. Werden

die Gleissperren im Bereiche von Bahnhöfen angeordnet, so werden sie (zum Schutze des Verschubverkehrs) öfters mit Gleissperrsignalen ausgerüstet.

Gleissperren und Entgleisungsweichen werden oft auch vom Stellwerk aus gestellt oder verriegelt.

Bei Anschlußgleisen soll nach T. V. 31., die Gleissperre in einem Abstände von mindestens 3,0 m vom Merkzeichen und dieses wieder an der Stelle angeordnet werden, wo der Abstand der Gleismitten voneinander das Maß von 4,0 m erreicht.

Eine besondere Art der Gleissperren bildet die Sandweiche (Patent Köpcke), (Fig. 275), die vom Fahrgleise abzweigt und bei der das anschließende Sandgleis unmittelbar neben jenem auf denselben Querschwellen liegt. Sie kann an beliebiger Stelle eingebaut werden, beansprucht also keinen besonderen Platz auf dem Bahnhofe. Die Länge richtet sich nach der Stärke und der Geschwindigkeit des aufzuhaltenden Zuges, ihre Wirkung entspricht etwa einer Gegensteigung von 1:13.

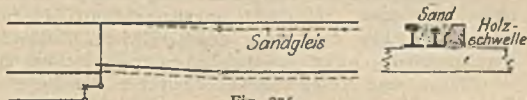


Fig. 275.

ε) **Druck- oder Fühlschlenen.** Sie bezwecken, das Umstellen einer Weiche unter dem fahrenden Zuge zu verhindern, werden vor der Zungenspitze neben einer der beiden Schienen in etwa 13,5 m Länge angeordnet. Sie werden mit der Weichenstellvorrichtung gekuppelt und beim Umstellen der Weiche je einmal auf- und abwärts bewegt. Ist ihre Aufwärtsbewegung durch ein auf dem Gleise stehendes Fahrzeug gehindert, so kann die Weiche nicht umgestellt werden. Die Fühlschiene ist vor der Weiche so einzubauen, daß zwischen Zungenspitze und wirksamem Teile der Fühlschiene keine gefährdende Lücke bleibt.

d) Die Übertragungsstelle.

Die Bewegung des Stellwerkhebels wird auf die zu stellenden Weichen durch Gasrohrgestänge oder durch Doppeldrahtzugleitungen, auf die zu riegelnden Weichen und auf die Signale ausschließlich durch Doppeldrahtzugleitungen übertragen. Dem Doppeldrahtzug wird in neuerer Zeit bei der Weichenstellung der Vorzug gegeben, weil er bei größerer Leitungslänge (etwa von 30 m ab) billiger ist und bei Leitungsbruch auf das Stellwerk sichernd zurückwirkt, was bei Gestängen nicht der Fall. Ferner ist zur Führung der Doppeldrahtzugleitungen weniger Raum erforderlich, auch sind sie Bodensenkungen gegenüber weniger empfindlich als Gestängeleitungen.

Die Leitung muß so geführt werden, daß sie den nach der Örtlichkeit möglichen kürzesten Weg beschreibt, soweit dies ohne Vermehrung der durch die Gleislage usw. bedingten Winkelpunkte zu erreichen ist. Alle Winkelpunkte müssen unverrückbar festliegen, was bei Wahl und Ausführungen der Gründungen besonders zu beachten ist.

Leitungsführung innerhalb der Betriebsgleise in der Regel unterirdisch. Zur Überdeckung meist Blechkanäle aus 3 mm starkem Eisenblech, Höhe 120—200 mm, Weite je nach Zahl der Leitungen. Kanäle auf einer etwa 25 cm starken Packlagerschicht, die bei undurchlässigem Untergrunde ins Schlausennetz zu entwässern ist; auf Rangierwegen sind die Blechkanäle oben mit Sand oder Kies zu bedecken.

α) **Gestänge.** In der Regel schmiedeeisernes Gasrohr von 42 mm äußerem Durchmesser und 4,5 mm Wandstärke (Fig. 276); die einzelnen, genau gerade gerichteten Rohre 5—6 m lang, Gewicht etwa 4,5 kg/m. Die Rohre sind an ihren Enden durch 120 mm lange schmiedeeiserne Muffe zu verbinden. Kröpfungen im Rohrgestänge sind zu vermeiden. Höhenlage bei oberirdischer Führung 130 mm über, bei unterirdischer 70 mm unter Schienunterkante. In 3,25—3,50 m



Fig. 276.

Entfernung ruht das Gestänge auf walzenden Rollen, die eine Bewegung von wenigstens 250 mm zulassen müssen. Die Rollenböcke sind für 80 mm Gestängeentfernung voneinander und außerdem so zu bauen, daß neue Gestänge leicht angefügt werden können.

Das Gestänge ist möglichst vollständig gegen Wärmeänderungen in der Länge auszugleichen.

Längenänderung $\lambda = \frac{l \cdot t^\circ}{81\,200}$ (= 61,5 mm für eine Länge $l = 100$ m und

einen größten Wärmeunterschied von $t^\circ = 50^\circ$ C). Überschläglich nimmt man für 1 m ausgleichender Leitungslänge an:

$\lambda = 1$ mm für offene, 0,5 mm für verdeckte Leitung.

Der Ausgleich der Längenänderung erfolgt durch Ablenkwinkelhebel (Fig. 277) oder, wo nicht zugänglich, durch besondere Ausgleichhebel (Fig. 278). Für den etwa unausgeglichen bleibenden Teil am Ende der Gestängeleitung wirkt der Weichen-Spitzenverschluß als Ausgleichvorrichtung.

Ablenk- und Ausgleichhebel erhalten in der Regel eiserne Fundamente.

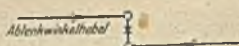


Fig. 277.

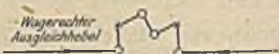


Fig. 278.

β) Doppeldrahtzug. Verzinkter Gußstahldraht von 100 kg/qmm Zugfestigkeit, Stärke 4 mm für Signal-, 5 mm für Weichendrahtzüge. Der Draht muß durchgängig kreisrund sein und eine glatte Oberfläche (ohne Furchen, Risse, Splitter) mit gleichmäßigem Zinküberzug haben.

An den Ablenkungen Drahtseile von 5—7 mm Stärke und mindestens 1200 kg Gesamtzugfestigkeit aus gut verzinkten Stahldrähten, geringe Steifigkeit, mäßige Dehnbarkeit, große Dauerhaftigkeit. An Stelle der Drahtseile bei älteren Anlagen zuweilen auch noch Ketten.

Verbindung der Drähte unter sich und mit den Drahtseilen durch Lötstellen (Drähte 100 mm übereinandergreifend, mittels verzinkten weichen Eisendrahtes umwickelt und ohne Anwendung von Säure verlötet). Auf 150 m Draht höchstens eine Lötstelle. Alle Draht- und Drahtseilverbindungen müssen mindestens die gleiche Festigkeit wie der Draht besitzen.

Die Länge der Drahtseile an den Ablenkstellen muß so ausreichend sein, daß beim Reißen des Drahtes und der dann eintretenden Wirkung des Spannerkes die Lötstellen sich nicht an den Drahtseilrollen festklemmen.

Die Drähte der Weichenleitungen sind in der Geraden in 10 m, in der Kurve in 8 m Entfernung zu unterstützen, die der Signalleitungen in 12 bzw. 10 m, bei unterirdischen Leitungen allgemein in 10 m Entfernung. Die Drahtleitungsrollen erhalten gewöhnlich Messingachsen und 70 mm wirksamen Durchmesser, sie sind, auch für die geraden Leitungen, mit Selbsteinstellung für die richtige Lage und mit Einrichtung zur nachherigen Feststellung in dieser Lage zu versehen. Ein Abgleiten des Drahtes von den Rollen muß verhindert sein. Zur Abminderung des Reibungswiderstandes werden neuerdings an Stelle der Rollen mit festen Achsen auch walzende Rollen verwendet. Befestigung in der Regel an eisernen Stützen (42 mm starkes Gasrohr von 4 mm Wandstärke oder Winkeleisen mit Erdplatte), die mindestens 1,5 m lang zu machen und etwa auf die Hälfte ihrer Länge einzugraben sind. Die Drahtseil-Ablenkrollen sollen einen wirksamen Durchmesser von 300 mm (bei Gruppenablenkungen, wegen Platzmangels, etwa 215 mm) erhalten und in der vom zu- und ablaufenden Drahtseile gebildeten Ebene liegen. Drehzapfen etwa 25 mm stark. Die Ablenkrollen zu mehreren Drahtleitungen lassen sich auf gemeinschaftlichen Lagerstühlen, in der Regel mit eisernem Fundament, vereinigen. Für lange Leitungen mit zahlreichen Ablenkungen empfiehlt sich die Anwendung von Drahtseilrollen mit Kugellagern.

Zum Ausgleich der durch Wärmeänderung und elastische Ausdehnung hervorgerufenen Längenänderung dienen die Spannwerke. Sie müssen eine selbsttätige Feststellvorrichtung besitzen, durch die ein Anheben der Gewichte beim Bewegen der Drähte wirksam verhindert wird. Beim Drahtbruch muß ein gleichmäßiges Senken der Spannungsgewichte eintreten und ein Festklemmen derselben ausgeschlossen sein. Für Weichensteileitungen werden gewöhnlich Hebelspannwerke unter dem Stellwerke angeordnet (etwa 350 mm Ausgleichung + 550 mm Fallhub = 900 mm Gesamtdrahtweg). Für Weichenriegel- und Ausfahrtsignalleitungen werden dieselben Spannwerke, und zwar ebenfalls unter dem Stellwerke oder im Freien (Fig. 279) angewendet, für Einfahr- und Vorsignalleitungen aber meist Gewichtsspannwerke (Fig. 280) unter Aufstellung tunlichst in der Mitte zwischen Stellhebel und Signal im Freien (etwa 1400 mm Ausgleichung + 1600 mm Fallhub = 3000 mm Gesamtdrahtweg). Spannwerke im Freien erhalten gewöhnlich eiserne Fundamente und zum Schutz gegen Vereisung hölzerne oder eiserne Umkleidung. Ist in die Signalleitung eine Riegelrolle eingeschaltet, so ist das Gewichtsspannwerk zwischen dieser und dem Signal aufzustellen.

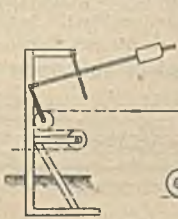


Fig. 279. Hebelspannwerk (im Freien).

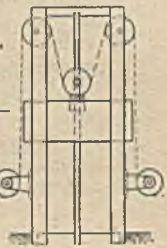


Fig. 280. Gewichtsspannwerk.

Am Ende jeder Doppeldrahtzugleitung sind 2 Stellschrauben zum Nachspannen der Leitungen einzubauen, die nach jeder Seite eine Gewindelänge von wenigstens 200 mm haben und mit Gegenmuttern versehen sind.

Um das selbsttätige Auf-Halt-Fallen der Signale, die Wirksamkeit der Überwachungsrichtung an Hebeln sowie den Sperren an den Antrieben bei Drahtbruch jederzeit leicht und ohne Nachteil für den ordnungsmäßigen Betrieb der Anlage prüfen zu können, werden in der Nähe des Stellwerkes an leicht zugänglicher Stelle Reißvorrichtungen (Reißkloben) in die Drahtzüge eingeschaltet, die gestatten, die Leitung in kürzester Zeit zu unterbrechen und wieder zu verbinden.

Um das selbsttätige Auf-Halt-Fallen der Signale, die Wirksamkeit der Überwachungsrichtung an Hebeln sowie den Sperren an den Antrieben bei Drahtbruch jederzeit leicht und ohne Nachteil für den ordnungsmäßigen Betrieb der Anlage prüfen zu können, werden in der Nähe des Stellwerkes an leicht zugänglicher Stelle Reißvorrichtungen (Reißkloben) in die Drahtzüge eingeschaltet, die gestatten, die Leitung in kürzester Zeit zu unterbrechen und wieder zu verbinden.

Verlegung der Drahtleitungen bei oberirdischer Führung in der Regel 600 mm über dem Erdboden (mindestens 400 mm bei mehrfachen Leitungen übereinander). Leitungsknicke an den Führungsrollen sind zu vermeiden. Bei horizontalen wie vertikalen Ablenkungen von mehr als 3° bei 5 mm Drahtstärke und mehr als 5° bei 4 mm Drahtstärke sollen Druckrollen mit Drahtseilen eingebaut werden. Unterirdisch geführte Leitungen sind 70 mm unter Schienenunterkante zu verlegen und in der Regel mit schmiedeeisernen Kanälen (wie bei den Gestängen) abzudecken. Bei Unterführung von Wegen größerer Breite sind in der Regel Formeisenkanäle aus U-Eisen anzuwenden; bei Wegen geringerer Breite und Wegbelastung genügen unten offene Schlitzrohrkanäle aus 4 mm starkem Eisenblech.

e) Das Stellwerk mit der Stationsblockeinrichtung.

Es werden zumeist Stellwerke für mechanische Kraftübertragung angewendet. Über elektrische Kraftstellwerke vgl. Abschnitt g.

α) Allgemeine Anordnung (Fig. 281). In das Stellwerk werden einbezogen:

1. stets die von ein- und durchfahrenden Personenzügen spitz befahrenen Weichen *a*,
2. in der Regel die von ausfahrenden Personenzügen, sowie von den ein- und ausfahrenden Güterzügen spitzbefahrenen Weichen *b*.

3. in der Regel die die Zugläufe bei falscher Stellung gefährdenden Weichen (Schutzweichen) *c*,
4. zumeist die in der Nähe gelegenen Rangierweichen *d*,
5. die zum Stellereibereich gehörenden Signale (*A*, *B*, *C*),
6. vielfach noch die zur Sicherung des Gleisbereiches anzuordnenden Gleissperren und Entgleisungsweichen.

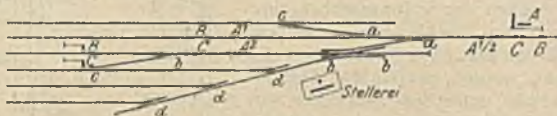


Fig. 281.

Für etwaige spätere Gleis- und Weichenvermehrung sind am Stellwerk Leerplätze für Signal- und Weichenhebel (etwa 30%) vorzusehen.

Die Größe des Stellereibereiches richtet sich nach dessen Übersichtlichkeit und nach der Entfernung der Weichen und Signale. Für mechanische Stellereien kann man als noch zulässige Leitungslängen annehmen:

bei Weichenstellung mit Gestänge	200 m
„ Weichenstellung mit Doppeldrahtzug	300 „
„ Weichenriegelung mit Doppeldrahtzug	400 „
„ Signalstellung mit Doppeldrahtzug	1200 „

Ausnahmen für Weichenstellungen bei einfachen Betriebsverhältnissen und bei Anwendung von Kontrollmaßregeln nicht ausgeschlossen. Beträgt die Signalentfernung mehr als 1200 m, so kann zweckmäßig Stellung mittels Preßgasantriebs (flüssiger Kohlensäure) angewendet werden.

Lage des Stellwerks möglichst in der Mitte des Weichenbereiches. Der Wärter muß die Zug- und Verschiebewegungen von seinem Standorte aus gut beobachten können. Am zweckmäßigsten ist es, wenn das Stellereigebäude außerhalb der Gleise stehen kann. Ist dies nicht zugänglich, so muß für das Gebäude eine passende Gleislücke, gegebenenfalls unter Abänderung des Gleisplanes, gesucht werden; 9,0 m Gleisabstand genügen im allgemeinen, geringere Abstände (8,0—9,0 m) nur unter Auskragung des Obergeschosses.

Bei den Weichenstellungen ist in der Regel für jede Weiche ein besonderer Hebel im Stellwerk anzunehmen. Nur bei Gestängestellung erhalten, der Kosten wegen, zwei Gleisverbindungsweichen (*m/m* Fig. 282) mitunter nur einen Hebel.

Bei der Weichenriegelung ist der Kostenersparnis halber anzustreben, mehrere Weichen an einen Hebel und eine Leitung zu legen, bei geringeren Entfernungen bis zu 3 Weichen, bei großen Entfernungen sowie bei wichtigen spitz befahrenen Weichen nur 2 oder gar nur 1. Die Riegelung erfolgt entweder mit einem Hebel von einer Mittelstellung aus nach zwei Umlegerichtungen für die eine und die andere Stellung der Weichen oder mit zwei nebeneinander liegenden Hebeln (Doppelsteller) mit nur je einer Umlegerichtung. Ausnahmsweise werden Weichen auch durch den Signaldraht geriegelt, namentlich in der Form von Kontrollriegelungen.

Die Frage, ob die Weichen gestellt oder geriegelt werden sollen, muß schon bei der Entwurfsaufstellung geklärt werden. Die Stellung der Weichen vom Stellwerke aus bietet den Vorteil einheitlicherer und billigerer Bedienung, findet aber ihre Grenze darin, daß die Weichen für den Stellwerkswärter übersichtlich bleiben müssen und daß die Verständigung mit dem sie benutzenden Verschubpersonal gewahrt sein muß.

Bei manchen Verwaltungen werden zur Erhöhung der Betriebssicherheit ferngestellte und geriegelte Weichen in besonderen Fällen noch mit Kontrollver-

riegelung versehen, und zwar zum Teil unter Anordnung besonderer Hebel und Leitungen, zum Teil auch unter Mitbenutzung der Signalleitungen. Meist ist die Regelung dann so getroffen, daß auf Hauptbahnen alle von Personenzügen in der Einfahrt gegen die Spitze befahrenen Weichen Kontrollverriegelungen erhalten.

Bei der Signalstellung erhält in der Regel jeder Signalflügel einen besonderen Hebel. Zwei Signale, deren gleichzeitige Fahrten ausgeschlossen sind, bedürfen aber nur einer Leitung (zweiflügelige Signale, zwei einflügelige Ausfahrtsignale nach der gleichen Richtung). Die Vorsignale können zwar mit dem zugehörigen Hauptsignale zugleich gestellt werden, zweckmäßiger ist aber die Anordnung eines besonderen Hebels mit besonderer Leitung. Dreiflügelige Signale erhalten zwei Stellhebel und einen Kuppelhebel für den dritten Flügel.

Die Zahl der erforderlichen Stellereien für einen Bahnhof richtet sich nach der Größe und Anordnung des Gleisbereiches. In besonders günstigen Fällen wird man mit einer Stellerei in der Nähe des Stationsgebäudes auskommen, besonders wenn man sich mit Riegelung der Weichen (statt Stellung) begnügen kann. Gewöhnlich wird aber auf jeder Bahnseite eine Stellerei errichtet werden müssen, von der Station in der Regel durch elektrische Blockeinrichtung (Stationsblockeinrichtung) abhängig. Bei großer Ausdehnung des Bahnhofes sind an jeder Seite zwei und mehr voneinander und von der Station abhängige Stellereien erforderlich.

In manchen Fällen ist es angängig und zweckmäßig, auch Wegeschränken in die Stellereien einzubeziehen. Die Schrankenhebel werden dann aber in der Regel abgesondert vom Stellwerk und zwar mit oder ohne Abhängigkeit von diesem angeordnet.

β) Das eigentliche Stellwerk. Bestandteile eines Signal- und Weichenstellwerkes sind:

1. Weichenstell-, Weichenriegel- und Gleissperrenstell- oder Riegelhebel, die hinsichtlich der Abhängigkeit und Verschlüsse gleichartig wirken;
2. Signalhebel für die Vor-, Einfahr-, Ausfahr- und sonstigen Deckungssignale;
3. Fahrstraßenhebel;
4. Verschußregister mit den Riegelstangen und Verschußteilen.

Diese Teile werden auf einem eisernen Gestelle, dem Stellwerktsche, aufgebaut.

Das Stellwerk muß folgende Bedingungen erfüllen:

1. In der Ruhelage müssen alle Signalhebel durch die Fahrstraßenhebel festgehalten, alle Weichen- und Gleissperrenhebel frei beweglich sein.
2. Die Fahrstraßenhebel haben auf die Weichen- und Gleissperrenhebel so einzuwirken, daß sie nur umgelegt werden können, wenn die in Betracht kommenden Weichen und Gleissperren richtig liegen, und es müssen diese Weichen und Gleissperren durch Umlegung des Fahrstraßenhebels verriegelt werden.
3. Der Signal- und der Fahrstraßenhebel müssen so aufeinander wirken, daß ersterer nur umgelegt werden kann, wenn letzterer für die Fahrstraße richtig steht, und ferner, daß der Fahrstraßenhebel durch den Signalhebel so lange festgehalten bleibt, als der Signalhebel umgelegt ist, das Signal also die Fahrstellung einnimmt.
4. Gleichzeitig zulässige Fahrten müssen gleichzeitig freigegeben werden können. Die gleichzeitige Freigabe einander, gefährdender Fahrten muß ausgeschlossen sein.
5. Die bei den einzelnen Fahrten nicht mit in Betracht kommenden Weichen und Gleissperren müssen frei beweglich bleiben.
6. Während der Umlegung eines Weichenhebels muß der Verschuß aller in Frage kommenden Fahrstraßen erhalten bleiben.

7. Die Weichenstellhebel müssen so ausgeführt sein, daß eine Weichen- aufschneidung (Auffahrung) ohne Zerstörung von Stellwerksteilen möglich ist und daß dabei durch eine Auslösung im Stellwerke diejenigen Signal- und Fahrstraßenhebel gesperrt werden, für welche die aufgeschnittene Weiche gefahrbringend ist.

8. Der Kraftaufwand zum Umstellen der Hebel soll, am Hebelgriff gemessen, höchstens betragen:

- 30 kg für Signale und einfache Weichen,
- 35 kg für Doppelweichen.

9. Die Befestigung der Verschlüß- teile muß derart beschaffen sein, daß sich Verschlüßänderungen leicht vornehmen lassen.

Die Anordnung der Hebel wird in der Regel so getroffen, daß in der Mitte die Signalhebel, auf der einen Seite (nach der freien Strecke) die Fahrstraßen- hebel mit dem Blockwerk, auf der anderen Seite (nach dem Bahnhofsinnern) die Weichenhebel liegen (Fig. 283).



Fig. 283.

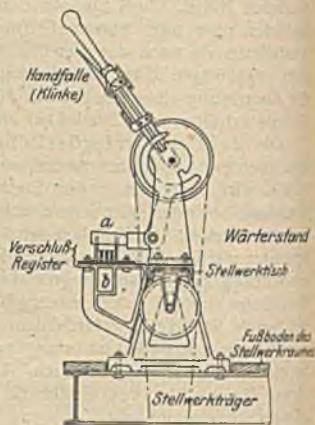


Fig. 284.

Bauart der Hebel. Die Weichen- und Signalhebel sind gewöhnlich als Umlegehebel (Fig. 284) mit einem Gesamtdrehwinkel von 180° ausgeführt, in der Ruhelage mit den Handgriffen nach oben liegend. Die Hebel erhalten Klinkenverschlüß (Handfalle). Eine Bewegung der Hebel über die Endstellung, in der das Einklinken stattfindet, darf nicht möglich sein.



Fig. 285.

Das Hebel-Übersetzungsverhältnis beträgt in der Regel 1 : 8 beim Gestängestellhebel, 1 : 4,25 beim Drahtzugstell- oder Riegelhebel, 1 : 2,8 bei dem seltener mehr angewendeten Doppelumschlaghebel.

Abstand der Hebel voneinander höchstens 160 mm bei den Signal- und Weichenhebeln, 100 mm bei den Fahrstraßenhebeln.

Stellweg (Hub):

- bei Weichenstellung mit Gestänge 225—240 mm
- „ Weichenstellung mit Doppeldrahtzug 450—500 „
- „ Signalstellung mit Doppeldrahtzug 450—500 „
- „ Weichenriegelung mit Doppeldrahtzug 350—500 „

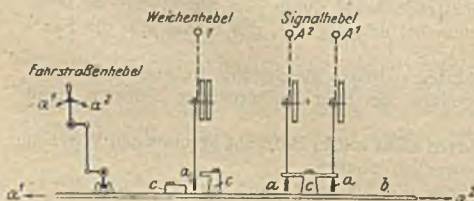
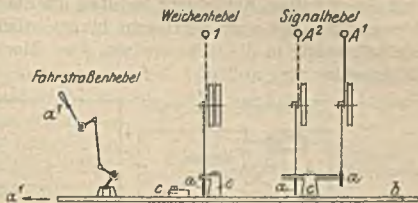


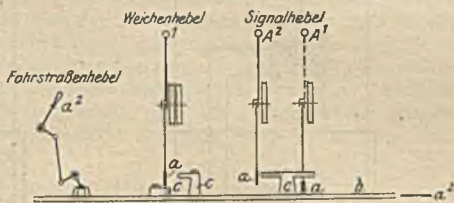
Fig. 286. Ruhelage des Stellwerkes.

Zwischen Haupt- und zugehörigem Vorsignalhebel muß die Abhängigkeit bestehen, daß der erstere in die Fahrstellung gebracht sein muß, ehe der letztere gezogen werden kann. Ebenso muß die Zurückstellung des Vorsignalhebels der des Haupt- signalhebels vorangehen.

Für jede Fahrriichtung oder für zwei sich ausschließende Fahrriichtungen gemeinschaftlich ist ein mit einer Riegelstange verbundener Fahrstraßenhebel anzuordnen. Er erhält eine Mittelstellung, aus der er nach der einen oder anderen Seite den Fahrten entsprechend umgelegt wird. Die beiden Endlagen müssen genau und sicher begrenzt sein. Durch den Fahrstraßenhebel wird die Riegelstange b bewegt, auf der sich die Verschlussteile c befinden, die in ihrer Gesamtheit das Verschlusregister bilden. Die Form der Verschlussteile richtet sich, abgesehen vom Stellwerkssysteme, nach Gattung und Stellung der zu verriegelnden Hebel. Die Verschlussteile c der Riegelstangen treten in Wechselwirkung mit den Verschlussteilen a der Weichen- und Signalhebel.

Fig. 287. Einstellung der Fahrstraße A^1 .

Für die Zugläufe A^1 und A^2 , Fig. 285, ergibt sich der Zusammenhang zwischen Weichen- und Signalhebel einerseits und dem Fahrstraßenhebel mit Riegeleinrichtung andererseits in der aus den Fig. 286—288 ersichtlichen Weise. Eine übersichtliche Darstellung dieser Abhängigkeiten gibt die Verschlusstafel (Fig. 289).

Fig. 288. Einstellung der Fahrstraße A^2 .

Signalhebel, die unter Blockverschlus gelegt werden, sind mit Verschlusstangen (ähnlich den Fahrstraßenriegelstangen) versehen. Im Verschluskasten sind Leerplätze für beide Arten von Stangen vorzusehen.

Signalhebel, die unter Blockverschlus gelegt werden, sind mit Verschlusstangen (ähnlich den Fahrstraßenriegelstangen) versehen. Im Verschluskasten sind Leerplätze für beide Arten von Stangen vorzusehen.

γ) Die Stationsblockeinrichtung. Das Einfahrtsignal für einen Zug soll nur durch den Fahrdienstleiter selbst oder in seinem jedesmaligen Auftrage durch einen anderen Bediensteten gegeben werden können.

Kann dieser Auftrag nicht mündlich erteilt werden, so muß seine zuverlässige Übermittlung möglich sein, und es müssen dementsprechend die von einer äußeren Stelle bedienten Signale gewöhnlich unter Verschlus der Station gehalten werden. Das geeignetste Mittel hierzu bildet die Stationsblockung unter Anwendung elektrischer Blockwerke (wie solcher der Firma Siemens & Halske). Diese Blockwerke bestehen je nach Bedarf aus mehreren in einem Gehäuse vereinigten Blockfedern mit einem Magnetinduktor als Stromquelle.

Wesentliche Bestandteile des Blockfeldes (Fig. 290). Elektromagnet m mit polarisiertem Anker a , der am vorderen Ende eine in die Zähne eines Steigrades s eingreifende Hemmung h trägt. Der Anker wird durch den die Elektromagnetspulen durchfließenden, vom Induktor i kommenden Wechselstrom in hin- und hergehende Bewegung versetzt, die eine auf- oder abwärts gehende Drehung des Steigrades s gestattet. Durch Wirkung einer Feder hat dieses das Bestreben, nach oben zu rücken; nur beim Niederdrücken der

Zuglauf	Weichenhebel	Fahrstraßenhebel	Signale	Gleichzeitig zulässige Fahrten
	1	a^1, a^2	A^1, A^2	
A^1	+	—	1	—
A^2	—	/	2	—

Fig. 289. Verschlusstafel.

Blocktaste b wird der Federdruck nach oben beseitigt und das Steigrad erhält durch sein Eigengewicht Antrieb nach unten. Die Drehung des Steigrades mit seiner halben Achse wird benützt, um die mit der Blocktaste niedergedrückte Verschlussstange v zu verriegeln beziehentlich die letztere so freizugeben, daß sie selbsttätig in die Höhe springt. f = Blockfenster zum Erkennen des Blockfeldstandes von außen.

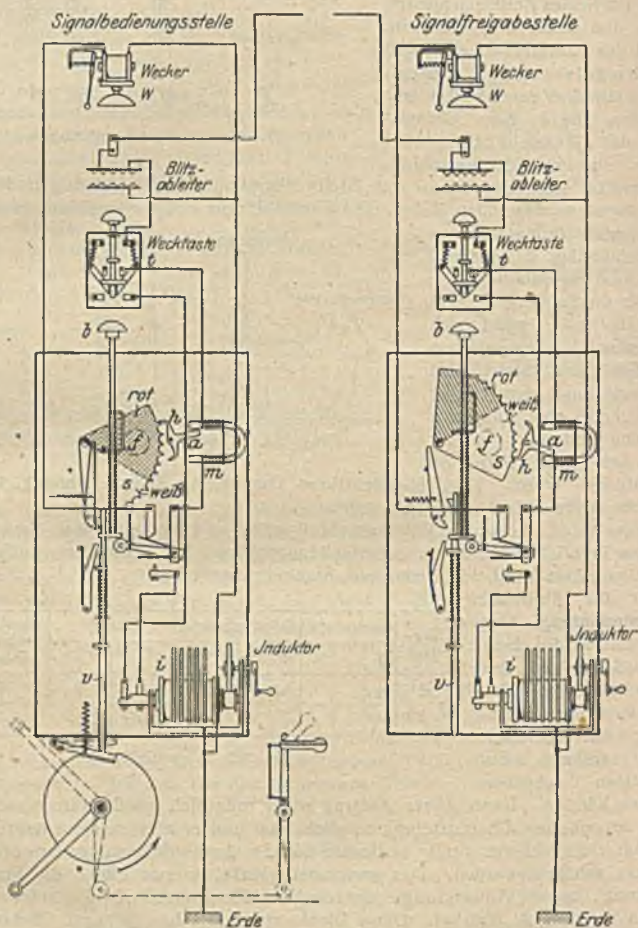


Fig. 290.

Werden zwei solche Blockfelder, deren eins an der Signalfreigabe- und eins an der Signalbedienungsstelle sich befinden kann, durch Leitungen verbunden, so treten sie derart in Wechselwirkung, daß die Verschlussstange des einen (entblockten) Feldes gehoben ist, wenn die des anderen (geblockten) Feldes in der niedergedrückten Lage festgehalten ist und umgekehrt. Die niedergedrückte Lage der Verschlussstange dient in der Signalbedienungsstelle dazu, den Signalhebel in der Haltstellung und damit das Signal in der Haltlage festzuhalten.

Zur raschen Verständigung der verbundenen Blockstellen werden die Blockwerke noch durch Wecker *w* und Wecktasten *t* im Anschluß an den Blockinduktor *i* ergänzt. Um hierzu die Blockleitungen mit benutzen zu können, werden die Wecker nicht mit Wechsel-, sondern mit gleichgerichtetem Induktorstrom betrieben.

Die Wechselwirkung zweier Blockfelder wird auf den Zeichnungen nach nebenstehender Skizze (Fig. 291) angedeutet, wobei das Blockfeld, von dem die Tätigkeit ausgeht, oben einen kleinen Querstrich erhält. Der durch den Kreis hindurchgehende Längsstrich gibt an, daß das Blockfeld einen Hebel festhält. Das Blockwerk an der Signalbedienungsstelle heißt Abschluß- oder Stellwerkblock, das an der Freigabestelle Stationsblock. Das den Signalhebel im Stellwerk festhaltende Feld wird Signalfeld, das damit verbundene Feld im Stationsblock Einfahr- oder Ausfahrfeld genannt.

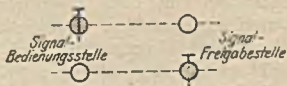


Fig. 291.

Wird im Stellwerk (Fig. 292) für jedes festzuhaltende Signal ein besonderes Signalfeld angeordnet, so spricht man von Einzelriegelung (Fig. 293), werden dagegen die sich gegenseitig ausschließenden Signale mit einem gemeinsamen Blockfeld festgehalten, so nennt man das Gruppenriegelung (Fig. 294). Damit hier nur das jeweils bestimmte Signal gezogen werden kann, werden an den Fahrstraßenriegelstangen Kontakte angebracht, die den Freigebestrom nur bei richtiger Fahrstraßeneinstellung zustande kommen lassen. Um aber noch zu verhindern, daß der Wärter die eingestellte Fahrstraße willkürlich wechsele, wird im Stellwerk noch das Fahrstraßenfeld angewendet, mit dem der Fahrstraßenhebel in der umgelegten Lage \otimes geblockt wird.

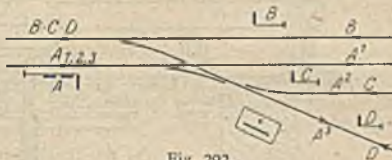


Fig. 292.

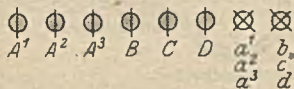


Fig. 293. Stellwerkblock bei Einzelriegelung der Signale.

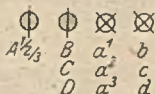


Fig. 294. Stellwerkblock bei Gruppenriegelung der Signale.

Wie aus den Fig. 293 und 294 zu ersehen ist, gebraucht man bei der Gruppenriegelung erheblich weniger Blockfelder als bei der Einzelriegelung.

Die Entblockung des Fahrstraßenfeldes erfolgt für einfahrende Züge in der Regel mittels eines besonderen Entriegelungsfeldes im Stationsblock, für ausfahrende Züge durch ein ebensolches Feld im Stellwerkblock, das aber nur nach Befahrung eines vorgeschobenen Schienenstromschließers geblockt werden kann. Im letzteren Falle erhält das Entriegelungsfeld eine Druckknopfsperre (Magnetsperre), welche die Blocktaste erst nach Betätigung des Schienenstromschließers durch den Zug freigibt. Die Auslösung der Sperre erkennt man an der Veränderung der hinter einer verglasten Öffnung derselben angebrachten Scheibe.

Der Stationsblock enthält entweder ebenso viele Ein- beziehentlich Ausfahrfelder, als Signale vorhanden sind (Einzelriegelung Fig. 295), oder für die sich gegenseitig ausschließenden Signale je ein Feld, nach Befinden unter Ergänzung durch vom Bahnhofsfahrdienstleiter zu bedienende Zustimmungskontakte (Fig. 296). Die letzteren, in ihrer gewöhnlichen Form aus einem Ruhe- und zwei Fahrstraßenfeldern

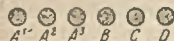


Fig. 295. Stationsblock bei Einzelriegelung.

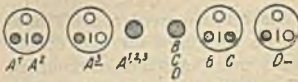


Fig. 296 Stationsblock bei Gruppenriegelung.

Fahrt ein und nach Beendigung der Fahrt auf den Ruhekontakt zurück. Durch seitwärts zu bewegendende Schieber (mit Ausschnitten) unter den Zustimmungskontakten läßt sich hier leicht ein mechanischer Ausschluß der nicht gleichzeitig zulässigen Fahrten erreichen. Ist die Zahl der Fahrstraßen und damit auch die der Zustimmungskontakte besonders groß, so wird für die letzteren ein besonders gebautes Zustimmungskontakt-Werk, das wesentlich weniger Platz beansprucht als die Gesamtzahl der Einzelkontakte, verwendet.

Wegen der im Zusammenhang mit der Streckenblockung vorkommenden anderweiten Blockfelder und der zugehörigen Sperren vgl. den Abschnitt D über die Streckenblockeinrichtung.

Der auf die Druckknopfsperre wirkende Kontakt ist gewöhnlich ein Schienenstromschließer (Durchbiegungskontakt) mit Quecksilberfüllung, System Siemens & Halske (Fig. 297).

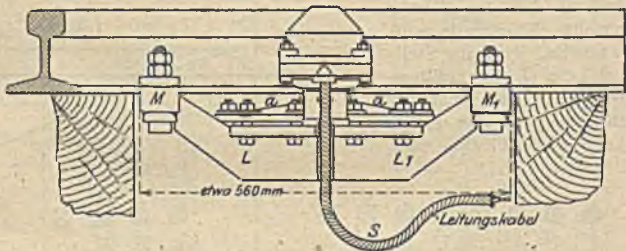


Fig. 297. Schienenstromschließer.

Zu seiner Betätigung wird die Schiendurchbiegung zwischen zwei Punkten (Schwellen), die durch die Zugbelastung entsteht, verwendet. Die sehr starke Bewegungsübersetzung wird durch hydraulische Übertragung erreicht. LL_1 ein kräftiger Eisenbügel, der mittels der Klauen MM_1 am Schienenfuß festgeschraubt wird. Der Druckstößel d (Fig. 298) wirkt mit der Scheibe c auf die Stahlmembrane b ; t ist ein Gummiring. Der Raum unter b und der Topf G sind mit Quecksilber so weit angefüllt, daß nur der Boden des Kelches r bedeckt ist. Beim Befahren und Durchbiegen der Schiene füllt sich der Kelch mit Quecksilber und stellt Kontakt mit der an das Kabel S angeschlossenen Gabel i her. Dadurch wird der beabsichtigte Stromschluß und die Wirkung auf die Druckknopfsperre (Magnetsperre) erreicht. Durch die Öffnungen s und h fließt das Quecksilber in das Rohr f dann wieder zurück.

Da die Entriegelung der Fahrstraße erst nach Durchfahren der letzten Weiche erfolgen darf, so muß der Schienenstromschließer um eine ganze Zuglänge (etwa 600 m) von dieser abgerückt werden. Dies wirkt aber bei kurzen Zügen und einzeln fahrenden Lokomotiven verzögernd auf die Fahrstraßenentriegelung. Um dies zu vermeiden, kann der Kontakt mit einer stromdichten Schienenstrecke in Verbindung gebracht werden, durch welche der auf die Magnetsperre wirkende Strom so lange kurzgeschlossen und unwirksam gemacht wird, als sich noch eine Achse auf ihr befindet. Auf diese Weise ist es möglich, den Stromschließer kurz hinter

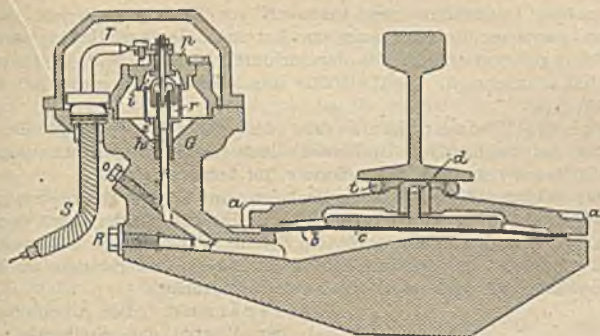


Fig. 298.

der letzten Weiche anzuordnen. Die Länge der stromdichten Strecke richtet sich nach den vorhandenen Schienenlängen; mit Rücksicht auf Langholzwagen soll sie nicht kürzer als 20 m sein (Fig. 299). Sie wird durch stromdichte Stöße an ihren beiden Enden gebildet, bestehend in Holzlaschen aus imprägniertem harten Holz und einer stromdicht wirkenden Leder- oder dergleichen Membrane an den Schienenstößen.

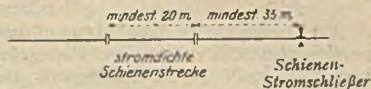


Fig. 299.

Um den Übergangswiderstand zwischen der stromdichten Schiene und dem angrenzenden Schienennetz möglichst hoch zu halten, muß der stromdichte Gleisteil gut entwässert werden. Die Bettung muß aus grobem Steinschlag bestehen und den Schienenfuß frei lassen. Die zwischen den stromdichten Stößen liegenden Schwellen sind auf der Oberfläche zu teeren.

Die Einrichtung findet auch Anwendung auf Linien mit Streckenblockeinrichtung an Bahnhofseinfahrten (s. Abschn. D).

f) Das Stellereigebäude.

Über die zweckmäßigste örtliche Lage des Stellereigebäudes ist bereits unter e) α) das Nötige gesagt worden.

Bei einem Stellwerke mit m Weichen-, Gleissperren- und Signalhebeln und n Fahrstraßenhebeln kann die lichte Länge des Stellwerkraumes unter gewöhnlichen Verhältnissen zu

$$l = (m - 1) a + (n - 1) b + 4300 \text{ in mm}$$

angenommen werden (Fig. 300). Die Abstände a und b richten sich nach dem Stellwerkssystem; angenähert ist $a = 160$ mm und $b = 100$ mm.

Die lichte Breite soll nicht unter 3500 mm betragen; bei beschränkten Platzverhältnissen genügen noch 3000 mm.

Sind Morsewerke, größere Ausstattungsgegenstände oder dergleichen im Stellwerkraume mit unterzubringen, so ist dies bei der Grundrißfeststellung besonders zu berücksichtigen.

Die Fußbodenhöhe des Stellwerkraumes ist so zu wählen, daß nicht nur der Stellereibereich gut übersehen werden kann, sondern daß

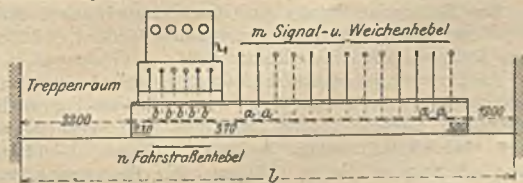


Fig. 300.

auch nutzbare Unterräume zum Einbauen von Drahtspannwerken und Ablenkungen, sowie zur Unterbringung von Laternen, Geräten, Heizstoffen (Holz, Kohlen) und dgl. entstehen. Als durchschnittliche Höhe sind 3000 mm über Schienenfuß anzunehmen. Lichte Höhe des Stellwerkraumes selbst nicht unter 2850 mm.

Stärke der Umfassungsmauern zweckmäßig $1\frac{1}{2}$ Stein auf die ganze Höhe, nur bei ungünstigen Breitenverhältnissen bei den Umfassungen des oberen (Stellwerk-) Raumes Abminderung auf 1 oder $\frac{1}{2}$ Stein.

Lichter Abstand des Gebäudes von benachbarten Gleisen auf Bahnhöfen mindestens 2,20 m, auf der freien Strecke mindestens 2,50 m; auf der Seite der Gruppenablenkung für die Drähte oder Gestänge allgemein mindestens 2,80 m. Ist mit späteren Gleisvermehrungen zu rechnen, so ist das Gebäude, wenn zugänglich, entsprechend weiter abzurücken.

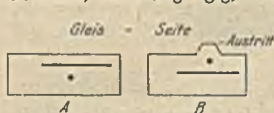


Fig. 301.

Wärterstand. Bei Anordnung nach A hat der Wärter das Stellwerk so vor sich, wie es der Lage der Weichen und Signale in der Natur entspricht; die gebräuchlichere Anordnung B bietet dagegen den Vorteil besserer Übersichtlichkeit über den Stellereibereich.

Auf zweckmäßige Gestaltung der Fenster im Stellwerkraum ist besondere Rücksicht zu nehmen. Fensterbreite tunlichst nicht unter 1,50 m, Brüstungshöhe etwa 0,35 m, Scheiben möglichst groß. Kämpferhöhe des Fensters, der freien Aussicht wegen, nicht unter 1,80 m vom Fußboden. Einzelne Fenster, aus denen heraus der Wärter zu sprechen oder zu rufen hat, sind mit leicht zu öffnenden Schöbchen von etwa 400/500 mm Lichtweite in einer Höhe von etwa 1,30 m über Fußboden (bis Schöbchenmitte) zu versehen. Die Fenster müssen, um u. U. umfangreichere Stellwerksteile einbringen zu können, zum Teil herausnehmbar sein. Hölzerne Fenster wegen Warmhaltung des Stellwerkraumes besser als eiserne. Winterfenster sind im allgemeinen nicht zweckmäßig, sie beeinträchtigen durch das Rahmenwerk wie auch durch Anlaufen oder Zufrieren der Scheiben die Aussicht.

Ofen und Schornstein dürfen die Stellwerkbedienung nicht hindern; bei Gebäuden von mehr als 10 m lichter Länge im allgemeinen zwei Ofen. Bei besonders großen Gebäuden ist Einführung von Zentralheizung zweckmäßig. Das Stellwerk im Oberraum, sowie die Ablenkungen und Spannwerke im Unterraum werden auf I-Träger gelagert; im Obergeschosse dienen diese Träger zugleich zur Stützung der Fußbodenbalken.

Die Stellereigebäude erhalten in der Regel Blitzableiter und eigene Abtritte, welche letztere sich im Erdgeschoß unter dem Treppenraum meist leicht unterbringen lassen.

Auf eine der Örtlichkeit entsprechende architektonische Gestaltung der Stellereigebäude ist im allgemeinen Rücksicht zu nehmen.

g) Kraftstellwerke.

Zum Betriebe der Kraftstellwerke wird zumeist elektrische Kraft, vereinzelt auch Preßluft verwendet.

Die Betätigung erfolgt bei den elektrischen Kraftstellwerken in der Regel durch Elektromotoren, an den Weichen und Signalen angeordnet und vom Stellwerk aus einschaltbar.

Als Betriebsstrom dient gleichgerichteter, in einer Batterie aufgespeicherter Arbeitsstrom von etwa 130 Volt und Überwachungsstrom von 30 Volt aus besonderer Batterie. Steht nur Dreh- oder Wechselstrom zur Verfügung, so muß eine Umformanlage hergestellt werden. Die Batterie muß Strom für etwa 48 Stunden liefern können. Zur Berechnung des täglichen Stromverbrauches können für jede angeschlossene Weiche 100, für jedes Signal 40 Um-

stellungen angenommen werden. Um auch bei eintretender Unbrauchbarkeit der Batterie den Stellereibetrieb aufrechterhalten zu können, sind tunlichst Einrichtungen vorzusehen, welche die unmittelbare Verwendung des Ladestromes zum Betriebe der Stellereien ermöglichen.

Das Stellwerk enthält, ähnlich wie das für mechanische Kraftübertragung, die erforderlichen Weichen-, Signal- und Fahrstraßenhebel, in kleineren Abmessungen als Schalter ausgeführt. Die Weichen- und Signalschalter zum Bewegen der Antriebe werden aus der äußerlich gekennzeichneten Grundstellung gewöhnlich von rechts nach links, die Fahrstraßenschalter aus einer Mittellage nach rechts oder links umgelegt. In den neueren Ausführungen fehlen gewöhnlich die besonderen Signalschalter, dieselben sind vielmehr mit den Fahrstraßenschaltern zu Fahrstraßensignalschaltern vereinigt. Bei der ersten Einstellung (45°) erfolgt die Fahrstraßenfestlegung, bei der zweiten (um weitere 45°) die Signalstellung.

Die in der Verschußtafel angegebenen Abhängigkeiten werden auch hier durch mechanische Riegeleinrichtungen hergestellt. Zwischen Signal- und Weichenschalter bestehen daneben auch noch elektrische Abhängigkeiten, um den sicherheitlichen Anforderungen in doppelter Weise gerecht zu werden.

Im Stellwerk muß durch ein sichtbares und hörbares Zeichen erkennbar sein, wenn die Stellung der Weiche mit der des Hebels nicht übereinstimmt.

Beim Aufschneiden einer Weiche oder bei einer sonstigen unbeabsichtigten Veränderung der Zungenlage darf ein von der Weiche abhängiges Signal nicht in Fahrstellung gebracht werden können. Das Aufschneiden (Auffahren) muß sich am Stellwerk sichtbar und hörbar bemerklich machen. Erfolgt es bei Fahrstellung des Signales, so muß dieses selbsttätig auf halt fallen.

Alle beweglichen Kontakte an den Weichen-, Signal- und Fahrstraßenschaltern sind als Reibungskontakte derart auszubilden, daß die Funkenbildung auf das geringste Maß beschränkt wird.

Die Blockeinrichtung ist ähnlich derjenigen der mechanischen Stellwerke; nur hinsichtlich der Stationsblockung können Vereinfachungen durch Verwendung von Gleichstromfeldern erzielt werden.

Zu den Leitungen werden in der Regel eisenband- oder eisendrahtbewehrte Erdkabel mit Bleimantel verwendet. Nach den Weichen und den in der Nähe des Stellwerks liegenden Signalen werden gewöhnlich Einzelkabel geführt, zu entfernter liegenden Signalen Gruppenkabel.

An den Enden der Kabel, also im Stellwerk sowie an den Weichen- und Signalantrieben, sind Endverschlüsse anzuordnen. Als Erdleitung ist eine besondere Kabelader vorzusehen. Die Gruppenkabel sollen mindestens 10% Reserveadern erhalten. Die Kabel sind etwa 0,80 m unter Erdoberfläche auf einer Sandschicht zu verlegen und mit Ziegelsteinen abzudecken. Ihre Lage ist durch Kabelsteine zu kennzeichnen an allen Winkelpunkten und in der geraden Linie in Entfernungen von etwa 50 m.

Der Weichenantrieb (Elektromotor von etwa $\frac{1}{2}$ PS mit Umsteuerung) muß so hoch über Erdboden angebracht werden, daß atmosphärische Niederschläge seine Wirksamkeit nicht beeinflussen. Er erhält einen eisernen Schutzkasten, der gegen Eindringen von Wasser, Staub und Schmutz gut abgedichtet sein muß. In seiner Bauart ist er so einzurichten, daß eine begonnene Umstellung mittels des Stellwerkschalters jederzeit in die entgegengesetzte umgewandelt werden kann. Die vollständige Umstellung einer Weiche soll bei einem Widerstand der Zungen von 75 kg nicht länger als 3 Sekunden andauern. Die Antriebe müssen aufschneidbar (auffahrbar) sein. Die Weichenzungen, die den gewöhnlichen aufschneidbaren Spitzenverschluß erhalten, müssen nach Aufhören der Aufschneidbewegung in der aufgeschnittenen Stellung bleiben, auch muß eine Störungsmeldung im Stellwerk dauernd auftreten, bis Schalter und Weiche wieder in übereinstimmende Lage gebracht sind. Die von Personen- zügen spitz befahrenen Weichen werden in der Regel mit einer elektrischen

Rückmeldevorrichtung (Überwachungsvorrichtung) ausgerüstet, welche die Stellung der einzelnen Zungen überwacht (Zungenkontrolle).

Die ans Stellwerk angeschlossenen Weichen müssen für bedarfsweise Handbedienung (mittels Weichenbocks oder kleiner Handkurbel) eingerichtet sein.

Der Signalantrieb (Elektromotor von etwa $\frac{1}{2}$ PS mit Kontakten und Kupplungen) soll so beschaffen sein, daß sowohl die Fahr- wie die Haltstellung zwangsläufig herbeigeführt wird. Die Flügel- und Vorsignale erhalten Kontakt-einrichtungen, über die der Rückmeldestrom bei der Fahrstellung geführt wird. Dieser Strom muß im Stellwerke ausbleiben, sobald das Signal der Schalterbewegung nicht folgt, auch muß er verschwinden, wenn das Signal selbsttätig auf Halt fällt.

Die selbsttätige Haltstellung muß eintreten, sobald der elektrische Verschluß des Fahrstraßenschalters aufgehoben wird.

Es sind auch Einrichtungen zu treffen, daß ein Fahrsignal durch den Zug oder den Fahrdienstleiter auf Halt gebracht werden kann. Fällt ein Flügelsignal auf Halt, so muß auch das zugehörige Vorsignal selbsttätig in die Haltstellung zurückgehen.

Die Signalantriebe müssen leicht zugänglich angeordnet und gegen Witterungseinflüsse und schädliche Eingriffe geschützt werden.

D) Streckenblockeinrichtung.

Die Streckenblockeinrichtung wird zumeist nur auf zweigleisigen Strecken, im Gegensatz zu den eingleisigen, angewendet. Sie soll eine öftere Zugfolge dadurch ermöglichen, daß die Strecke zwischen zwei benachbarten Zugmeldestellen (Bahnhöfen) durch eingeschobene Zugfolgestellen (Blockstellen) in Unterabschnitte geteilt wird, in deren jedem sich nur ein Zug der betreffenden Richtung befinden darf. T. V. (§ 148) und die B. O. (§ 22) schreiben vor, daß das Signal für die Einfahrt in einen solchen Streckenabschnitt unter Verschluß der nächsten, also vorwärts gelegenen Zugfolgestelle zu liegen hat.

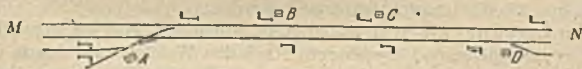


Fig. 302.

A und D (Fig. 302) heißen Blockabschlußstellen, es sind Zugfolgestellen, die zu den Bahnhöfen gehören und diese gegen die freie Strecke so abschließen, daß an ihnen Züge enden oder beginnen können.

B und C heißen Blockstellen, das sind Zugfolgestellen, die auf der freien Strecke oder auf Haltepunkten liegen.

Durch die Streckenblockeinrichtung wird die Signalgebung so geregelt, daß ein Zug in eine Blockstrecke erst einfahren darf, nachdem ein vorausgefahrterer sie verlassen hat. Zur Erreichung dieses Zweckes bedient man sich der elektrischen Blockwerke, deren Einrichtung unter C, e, γ näher beschrieben wurde.

Die jetzt allgemein übliche Streckenblockeinrichtung zweigleisiger Bahnen ist die vierfelderige (Fig. 303), d. h. es sind auf jeder Blockstelle zwei Blockfelder für jede Fahrrichtung (ein Anfangsfeld A und ein Endfeld E), zusammen also vier Blockfelder vorhanden. Nur die Anfangsfelder stehen mit den Signalen in Verbindung.

Anfangs- und Endfeld einer Fahrrichtung sind entweder mit einer Kuppeltaste verbunden und müssen dann gemeinschaftlich bedient werden, oder durch eine mechanische Rücksperre derart, daß erst das Anfangsfeld geblockt werden muß, bevor das Endfeld geblockt werden kann. Letztere Anordnung bietet den Vorteil, daß für einen Zug bei plötzlichem Unfahrbarwerden der rückliegenden Strecke zwar die vorliegende Strecke geblockt werden

kann, die rückliegende aber nicht entblockt zu werden braucht. Damit die Rücksperre nicht schon durch bloßes Drücken des Anfangsfeldes ausgelöst wird, erhält dieses eine Wechsel- sperre, die das Signal schon beim Drücken der Blocktaste festlegt. Durch vorschriftmäßiges Blocken des Feldes unter Drehen der Induktorkurbel wird die Wechsel- sperre wieder ausgelöst.

Auf den Blockstellen wird das Streckenblockwerk auf das aus zwei Signal- und zwei Vorsignal- hebeln bestehende Signalstellwerk aufgesetzt (Fig. 304), auf den Blockabschlußstellen dagegen werden die Einrichtungen für die Streckenblockung mit den Signal- und Weichenstellwerken in Verbindung gebracht.

Über den Endfeldern werden gewöhnlich Magnetsperren (Druckknopfsperren) angeordnet, die in Verbindung mit Schienenstromschließern so wirken, daß die Entblockung der rückliegenden Strecke erst nach Vorbeifahrt des Zuges erfolgen kann. Die Entfernung, um welche der Schienenstromschließer über das Blocksignal vorgeschoben ist, beträgt gewöhnlich 300 m. Bei Blockabschlußstellen ist dies Maß verschieden, je nachdem es sich um Einfahr- oder Ausfahrtsignale handelt. Da die ersteren gewöhnlich nicht weit von der ersten Bahnhofswenche abstehen, wird der Schienenstromschließer kurz hinter dem Einfahrtsignal angeordnet, dann aber mit einer strom- dichten Schienenstrecke in Verbindung gebracht. Bei den Ausfahrten dient der Schienenstromschließer zugleich der Fahrstraßenentriegelung; es gilt daher hier das bei der Stationsblockeinrichtung darüber Gesagte.

In der Grundstellung ist das Anfangsfeld ent- blockt (weiß), das Endfeld geblockt (ebenfalls weiß). Nur das erstere ist in der Grundstellung bedienbar, infolge der im Stellwerk eingebauten Blocksperre aber erst dann, nachdem der zugehörige Signalhebel einmal in die Freistellung und dann wieder in die Haltlage gebracht worden ist. Die Blocksperre hat den Zweck, beim Blocken des Anfangsfeldes ein irtümliches Verwechseln der Tasten zu verhüten.

Durch Blocken des Anfangsfeldes (rot) wird das eigene Signal auf halt festgelegt und das der Fahr- richtung entsprechende Endfeld bei der nächsten (vorwärts gelegenen) Blockstelle entblockt (rot), hier als Zeichen dafür, daß der Zug in die Blockstrecke eingefahren ist (Vorb- blockung).

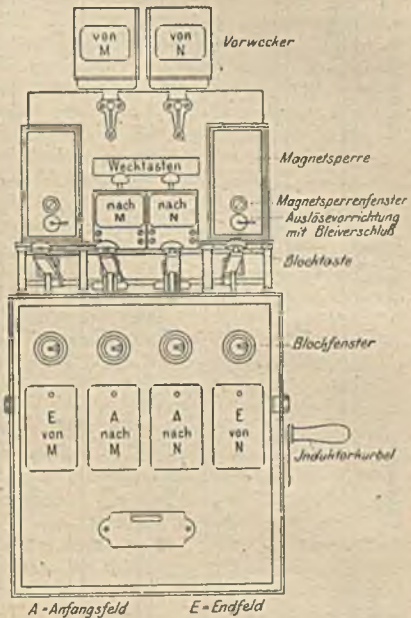


Fig. 303. Streckenblockwerk.

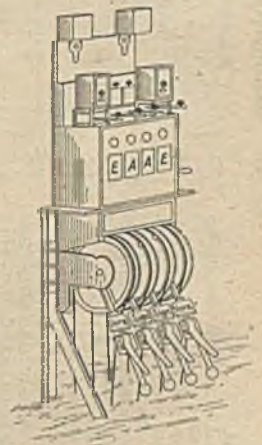
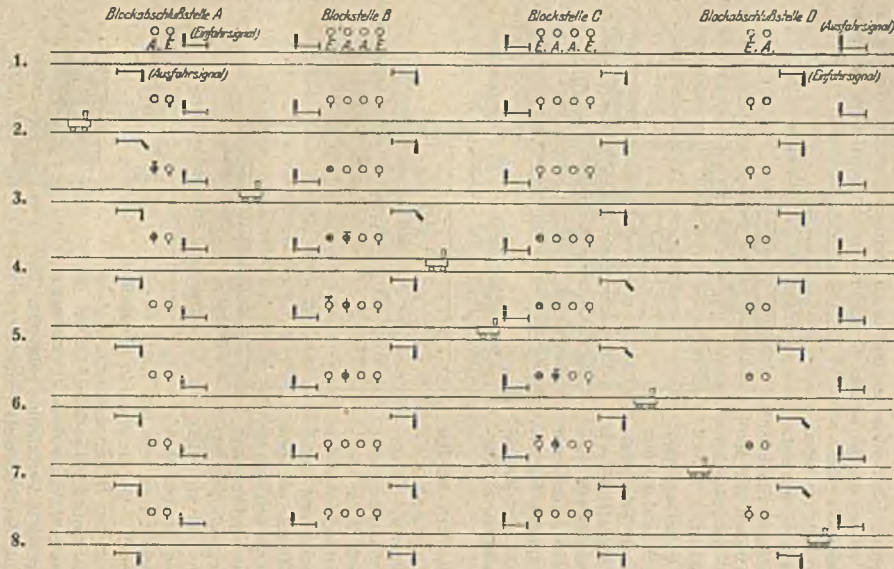


Fig. 304. Signalstellwerk einer Blockstelle.

Fig. 305. Bedienungsplan für die Streckenblockeinrichtung.

1. Ruhezustand.
2. Ausfahrtsignal ist auf „Frei“ gestellt worden. Zug fährt ab.
3. Zug ist in die Blockstrecke eingefahren. Ausfahrtsignal wird auf „Halt“ gestellt und durch Blocken des Streckenblockanfangsfeldes festgelegt, gleichzeitig Entblockung des Endfeldes in B. Wärter stellt sein Signal auf „Frei“.
4. Zug ist an B vorübergefahren. Signal in B wird auf „Halt“ gestellt und durch Blocken des Streckenblockanfangsfeldes festgelegt, dadurch gleichzeitige Entblockung des Endfeldes in C. Wärter in C stellt sein Signal auf „Frei“.
5. Nach Überfahren des Schienenstromschließers Blockung des Endfeldes in B, dadurch Entblockung des Streckenblockanfangsfeldes in A.
6. Zug ist an C vorübergefahren. Signal in C wird auf „Halt“ gestellt und durch Blocken des Streckenblockanfangsfeldes festgelegt, dadurch gleichzeitige Entblockung des Endfeldes in D. Wärter in D stellt das Einfahrtsignal auf „Frei“. (Nach Entblockung durch die Stationsblockeinrichtung.)
7. Nach Überfahren des Schienenstromschließers Blockung des Endfeldes in C, dadurch Entblockung des Streckenblockanfangsfeldes in B.
8. Zug ist in die Station eingefahren, Einfahrtsignal wird auf „Halt“ gestellt. Endfeld in D wird geblockt und dadurch Anfangsfeld in C entblockt.



Anmerkung: Die Vorsignale und Schienenstromschließer sind der besseren Übersicht wegen fortgelassen worden, ebenso in den Blockabschlußstellen A und D die zur Stationsblockeinrichtung gehörenden Blockfelder.

A- Streckenblock-Anfangsfeld.
 E- Streckenblock-Endfeld.
 ○- Weißes Blockfeld.
 ◐- Rotes Blockfeld.

♣- Blockung eines Feldes mit Eingriff (Festhaltung des Signalhebels).
 ◡- Blockung eines Feldes ohne Eingriff.
 ♣- Geblocktes Feld mit Eingriff.
 ◡- Geblocktes Feld ohne Eingriff.

Durch die Blockung des Endfeldes (weiß) wird das der Fahrriichtung entsprechende Anfangsfeld in der nächsten rückwärts gelegenen Blockstelle entblockt (weiß) und damit dort das Signal wieder frei.

An den Blockabschlußstellen wird das Endfeld für sich, d. h. ohne Abhängigkeit von einem Anfangsfeld der gleichen Fahrriichtung, bedient.

Damit an einer Blockabschlußstelle nach der Fahrt eines Zuges auf die freie Strecke die Blockung des Anfangsfeldes nicht unterbleibt, werden hier meist noch besondere sicherheitliche Einrichtungen getroffen. Die Signalhebel erhalten außer der Blocksperre noch eine Signalsperre und eine Unterwegssperre, welche nur ein einmaliges Ziehen des Signales gestatten und erzwingen, daß das Anfangsfeld nach einer Fahrt in die Blockstrecke geblockt und wieder frei geworden sein muß, bevor das Signal erneut auf Fahrt gestellt werden kann.

Um ein unbeabsichtigtes, aber auch verbotwidriges Stehenlassen des Ausfahrsignals in der Fahrstellung nach erfolgter Zugausfahrt zu verhüten, erhält das Signal eine elektrische Haltfalleinrichtung (magnetische Kuppelung) in Verbindung mit einem Schienenstromschließer. Beim Überfahren des letzteren durch den Zug fällt das Signal selbsttätig auf Halt.

In der Blockabschlußstelle werden durch Blockung des Anfangsfeldes sämtliche für ein und dieselbe vorliegende Blockstrecke gültigen Ausfahrsignale des Bahnhofes auf Halt festgelegt; gleichzeitig wird das Endfeld der nächsten vorwärts gelegenen Blockstelle entblockt (rot). Die Ausfahrsignale bleiben, abgesehen von der besonderen Verriegelung durch die Stationsblockung, in der Haltlage fest, bis das Anfangsfeld von der vorgenannten Blockstelle entblockt wird. Das Ausfahrsignalfeld der Stationsblockung ist mit dem Anfangsfeld durch Kuppeltaste oder durch eine Rücksperre verbunden. Im letzteren Falle muß das Anfangsfeld erst geblockt werden, bevor das Signalfeld geblockt und damit das Ausfahrfeld der Freigabestelle entblockt werden kann. — Durch Entlocken des Endfeldes erhält die Blockabschlußstelle die sichtbare Ankündigung für einen demnächst einfahrenden Zug. Durch Blockung dieses Feldes nach Vorüberfahrt des Zuges (Scheibe weiß) wird in der rückwärts gelegenen Blockstelle das Anfangsfeld entblockt (weiß) und das zugehörige Signal damit frei. Das Endfeld ist mit dem Einfahrsignalfeld der Stationsblockung durch Kuppeltaste oder durch Rücksperre verbunden, im letzteren Falle so, daß das Signalfeld erst geblockt werden muß, bevor das Endfeld geblockt werden kann.

Die einzelnen Block- und Blockabschlußstellen sind durch zwei Leitungen miteinander verbunden. Um zu vermeiden, daß bei Leitungsberührungen falsche Blockfelder frei werden und dadurch ein Gefahrzustand herbeigeführt wird, empfiehlt es sich, zu den Blockleitungen isolierte Drähte zu verwenden.

Die Wechselwirkung der Blockfelder in den einzelnen Stellen geht aus dem „Bedienungsplane für die Streckenblockeinrichtung“, Fig. 305, näher hervor.

Zur leichten und raschen Verständigung der Blockstellen untereinander über die jeweils zu erwartenden Zugläufe dient die mit dem Blockwerk verbundene Vorwerk-Klingeleinrichtung. Daneben sind die Blockstellen auch noch in die Strecken fernsprechleitung eingeschaltet.

Länge der Blockstrecken im allgemeinen 3 bis 3,5 km, vor den Bahnhöfen weniger, aber in der Regel nicht kürzer als 2 km, keinesfalls kürzer als 1,5 km.

Bei der Streckenblockung auf eingleisigen Linien, die aber verhältnismäßig selten angewendet wird, kommt es darauf an, die Züge sowohl hinsichtlich der Nachfahrten als auch der Gegenfahrten zu sichern.

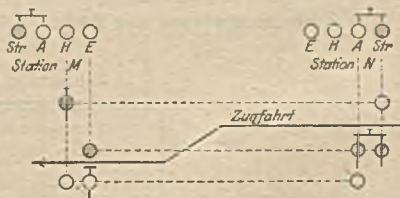


Fig. 306.

Die Blockeinrichtung ist dann so zu gestalten, daß die Ausfahrt eines Zuges aus einer Station von der Blockzustimmung der Nachbarstation abhängig ist, welche damit zugleich die Ausfahrtsignale für Züge der Gegenrichtung in der Haltstellung festlegt.

Die gewöhnliche Anordnung ist die nach Fig. 306.

Empfehlenswerte Werke zum Sonderstudium: Scholkmann, Signal- und Sicherungsanlagen, Bd. 2, Absch. IV der „Eisenbahntechnik der Gegenwart“, Wiesbaden. — E. Schubert, Sicherung im Eisenbahnbetriebe, Wiesbaden. — Scheibner, Mechan. Stellwerke usw., Leipzig und Berlin.

B. Neben- und Kleinbahnen.

Von Baurat Dr.-Ing. Bloss.

Gesetze und Vorschriften vgl. Hauptbahnen, b) Linienführung, Abschnitt B.

1. Betrieb der Neben- und Kleinbahnen.

Vorbemerkung. Haupterfordernis: Sparsamste Betriebsführung, namentlich Herabminderung der persönlichen Kosten.

Hierzu geeignete Maßregeln:

Im Verwaltungsdienst: Zusammenschluß mehrerer Linien, Betriebsgemeinschaften.

Im Verkehrsdienst: Fahrkarten- und Gepäckabfertigung durch Zugmannschaft. Güterabfertigung durch Privatpersonen (Güteragenten) gegen Entgelt. Umladung von Übergangsgütern bei Spurwechsel durch Unternehmer. Verwendung von Frauen.

Im Betriebsdienst: Einfachster Sicherungsdienst (von Zugbegleitern bediente Fernsprecher), Herabsetzung des Zuggewichts (weitestgehende Ausnutzung der Betriebsmittel, leichte Züge, Einmannlokomotiven, Triebwagen), durchgehende Bremsen einfacher Bauart (z. B. Heberlein).

Im Bahnbewachungs- und -unterhaltungsdienst: Verwendung von fliegenden Kolonnen und Streckenläufern, selbsttätige Sicherung der Übergänge.

a) Bahnbewachung und -untersuchung.

Nebenbahnen (B. O. 46): Bahnbewachung für verkehrsreiche Übergänge und Züge mit mehr als 15 km Geschwindigkeit; ferner für unübersichtliche Wegübergänge ohne Schranken bei den Zügen mit mehr als 40 km. Bahnuntersuchung täglich, wenn Geschwindigkeit mehr als 20 km.

Kleinbahnen (Grz. 15 und 92): Absperrung von Wegübergängen nur ausnahmsweise bei besonders belebten Wegen, Bahnuntersuchung „in angemessenen Zeiträumen“.

b) Zusammensetzung der Züge. Größte zulässige Achszahl:

Zahlentafel 26.

	Personenzüge Geschw. km/Std			Güterzüge Geschw. km/Std		Militärz. u. Güterz. mit Pers.-Bef.
	bis 30	31—40	über 40	bis 30	bis 40	bis 30 km
Nebenbahnen	80	40	26	120	—	110

Zugstärke auf Kleinbahnen durch Grz. nicht besonders vorgeschrieben, meist durch Leistungsfähigkeit der Strecke, Bahnhöfe und Betriebsmittel begrenzt.

Anzahl der Bremsen, ohne die an der Lokomotive und am Tender (Grz. 97).

Zahlentafel 27.

Auf Neigungen von $\frac{\text{‰}}{100}$	Bei Handbremsen					Bei durchgeh. Br. in Pers.-Z.				
	Bremsprozente, wenn Zuggeschwindigk. km/Std.									
	15	20	25	30	35	15	20	25	30	35
0	6	6	6	8	13	6	6	6	7	11
2	6	6	6	10	15	6	6	6	9	13
4	6	6	8	13	18	6	6	8	11	15
6	6	7	11	15	20	6	7	9	12	17
8	6	9	13	17	23	6	8	11	14	19
10	8	11	15	20	26	7	9	12	15	20
14	11	15	19	24	31	9	12	15	19	24
16	13	16	21	27	34	10	13	16	20	26
20	16	20	25	32	—	12	15	19	23	—
25	20	25	31	38	—	15	18	22	27	—
30	24	29	36	43	—	18	22	26	31	—
35	28	34	—	—	—	21	25	—	—	—
40	32	39	—	—	—	24	28	—	—	—

Zwischenwerte sind einzuschalten. Die größte Neigung wird durch gerad-einige Verbindung zweier 1000 m auseinanderliegenden Punkte ermittelt. Im Zuge möglichst gleichmäßige Verteilung der Bremswagen.

c) Fahrgeschwindigkeit, größte, in km/Std:

Zahlentafel 27.

	all-gemein	Personenzüge		Im Gefälle $\frac{\text{‰}}{100}$				In Krümmungen, deren Halbmesser in m				
		eigener Bahnkörp. durchg. Bremse	desgl. mit Genehm. d. Landes-aufsicht	25	30	35	40	200	180	150	120	100
Nebenbahnen . . .	30	40	50	50	40	35	30	50	45	40	30	25

Für fallende und zugleich gekrümmte Strecken gilt der kleinere Wert.

Auf Kleinbahnen Verminderung der Geschwindigkeit bei der Fahrt durch Weichenbögen, durch scharfe Gegenkrümmungen, über bewegliche Brücken, über unbewachte, unübersichtliche Wegübergänge, über Bahnkreuzungen in gleicher Ebene, durch Ortschaften.

Spurweite 1000 mm. Spurweite 750 und 600 mm.

d) Umgrenzung des lichten Raumes. Für Nebenbahnen gleich der der Hauptbahnen. Seitliche Spielräume (s. Hauptbahnen, A, a) können wegfallen, wenn keine Militärzüge. Umgrenzung für Schmalspurbahnen nach Grz. zeigt Fig. 307. Für 750 mm Spur zu eng, besonders für neuere starke Lokomotiven. Für diese besondere Festsetzung des Lichtraumes von Fall zu Fall.

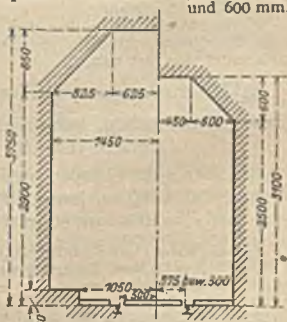


Fig. 307 Umgrenzungslinien.

Für Schmalspurbahnen, auf denen vollspurige Wagen mittels Rollwagen (Rollböcken, Tafelwagen) befördert werden, ist nach Grz. der Lichtraum für Nebenbahnen über Tragklau oder Tragschiene des Rollfahrzeugs einzuhalten. Die Bögen solcher Bahnen erfordern seitliche Zuschläge zum Lichtprofil je nach Länge der übergehenden Vollspurwagen. Verbindung der Rollfahrzeuge durch Kuppelbäume so, daß sich bei Einfahrt in die schärfsten Bögen die Puffer noch aneinander vorbeibewegen (Abstand der Puffer in der Geraden etwa 50 cm).

2. Linienführung.

Nahe Heranführung an Verkehrs-, Erzeugungs und Verbrauchspunkte. Umwege, verlorene Steigungen, Spitzkehren um so mehr zulässig, je mehr Durchgangsverkehr gegen Ortsverkehr zurücktritt. Enge Anschmiegun an das Gelände, daher kleine Krümmungshalbmesser, starke Steigungen. Oft Gleislage an oder auf Straßen.

a) Spurweite. Zugelassene Spurweiten:

nach B. O.: 1435 mm, 1000 mm, 750 mm.

„ Grz.: 1435 mm, 1000 mm, 750 mm und 600 mm, die letzte „für Kleinbahnen noch zulässig“.

Hierneben noch verschiedene Spuren bei älteren Netzen, für Neubauten nur noch zulässig im Anschluß an solche Netze.

Schmalspur ist empfehlenswert beim Vorherrschen von Personen- und Nahgüterverkehr, namentlich in schwerigem Gelände und engen Tälern. Ihr Nutzen tritt um so mehr hervor, je ausgedehnter und einheitlicher das Bahnnetz. Ausnutzungsfähigkeit der Wagen nach Zahlentafel 28 größer als bei Vollspurbahnen.

Zahlentafel 28.

Spurweite	1435	1000	750	600
Personenwagen: Eigengewicht auf 1 Platz . . . kg	318	154	140	100
Gedckte Güterwagen: Nutzlast zu Eigengewicht . .	1,20	1,75	1,95	2,00
Offene Güterwagen: Nutzlast zu Eigengewicht . . .	1,40	1,80	1,90	2,00

Für schmalspurige Sackbahnen wird Ersparnis an Bau- und Betriebskosten vermindert durch umfängliche Anschlußbahnhöfe, großen, für stärksten Verkehr zu bemessenden Betriebsmittelvorrat, da keine Aushilfe von anderen Bahnen möglich, durch Umladung des Durchgangsgutes. Bei kurzen Linien und Bahnen in offenem Gelände also eingehende Prüfung geboten.

Für Begrenzung der Spurweite nach unten: Dampflokomotive für Reibungsbetrieb ist unter 750 mm, die elektrische Lokomotive (mit unmittelbarem Achsantrieb) und die Zahnradlokomotive unter 1000 mm Spurweite für größeren Verkehr nicht mehr leistungsfähig genug. Für Rollbockbetrieb (Hauptbahnwagen auf schmalspurigen Rollwagen) möglichst nicht unter 1000 mm Spurweite, darunter besondere Vorsichtsmaßregeln gegen Kippen nötig (gleichmäßige Lastverteilung in den Wagen, Einschränkung der Überhöhung, Windschirme an Brücken u. dgl.).

Mehrschienengleise, für Voll- und Schmalspur gemeinschaftlich:

1. dreischienig, Schmalspur liegt im Vollspurgleis in Randlage, die Züge sind rein vollspurig oder schmalspurig.

2. vierschienig, Schmalspur liegt in der Mitte des Vollspurgleises, in den Zügen können unter Vermittelung von Sonderkupplungen oder -Kuppelwagen voll- und schmalspurige Betriebsmittel vereinigt werden.

b) Krümmungen. Kleinste Halbmesser:

nach B. O.: 180 m, wenn Fahrzeuge der Hauptbahnen übergehen sollen, im übrigen (also für Voll- und Schmalspur) 100 m;

„ Grz.: für Vollspurbahnen mit Betriebsmittelübergang von Hauptbahnen 180 m, sonst 100 m, für Schmalspurbahnen in der Regel bei 1000 mm 50 m, bei 750 mm 40 m, bei 600 mm 25 m.

Für alle Neben- und Kleinbahnen gestatten Grz. bei geeigneter Bauart der Fahrzeuge (kleine Radstände, Lenkachsen, Drehgestelle) kleinere Halbmesser. Übertrieben scharfe Bogen sind jedoch auf freier Strecke wegen der erforderlichen Verminderung der Fahrgeschwindigkeit im Betriebe lästig und wegen vorzeitiger Gleisabnutzung kostspielig. Straßenbahnähnliche Betriebe, zumal Rollbockbahnen, gehen mit dem Bogenhalbmesser bis 15 m herab. Zusammenhang zwischen (festem) Radstand und Krümmungshalbmesser nach Grz.:

Zahlentafel 29.

Halbmesser, auf freier Strecke öfter vorkommend m	25	40	50	75	100	125	150	180	210	250	300
Fester Radstand m	1,4	1,8	2,0	2,5	2,9	3,3	3,6	3,9	4,3	4,6	5,1

Bei Lenkachswagen kann der Radstand doppelt so groß gewählt werden.

Die Zahlentafel gibt die mit Rücksicht auf Schonung der Gleise noch empfehlenswerten Achsstände. Die Betriebssicherheit wird nicht gefährdet, wenn etwas größere feste Radstände angewendet werden.

c) **Steigungen.** Größte zulässige Längsneigung nach B.O.: für Nebenbahnen auf freier Strecke 1:25, für Bahnhöfe 1:400 (Ausnahmen für beide Fälle nur mit Genehmigung der Landesaufsicht und Zustimmung des Reichseisenbahnamts). Ausweichgleise dürfen in stärkere Steigung der freien Strecke eingreifen.

Für Lokalbahnen empfehlen Grz. 1:25 als größte Steigung. Für elektrisch betriebene Bahnen läßt T. V. 28 (wegen der größeren, gegenüber den Dampflokomotiven gleichmäßiger wirkenden Zugkraft) stärkere Neigungen zu.

Auch die zulässige Höchststeigung ist auf Neben- und Kleinbahnen vielfach überschritten worden, wenn auch auf Kosten der Leistungsfähigkeit der Bahn. Längere Steigungen von 1:20 sind in anstandslosem Betrieb, auch auf vollspurigen Nebenbahnen. Im allgemeinen gestatten Schmalspurbahnen etwas höhere Steigungen, auch liegt die Grenze der unschädlichen Steigung höher als bei Vollspurbahnen, weil der Grundwiderstand größer ist.

Steigt von zwei in entgegengesetztem Sinne und stärker als 5‰ (1:200) geneigten, aneinanderstoßenden Strecken die eine mehr als 10 m an, so ist nach Grz. für alle Spuren eine 50 m lange, höchstens 3‰ geneigte Zwischenstrecke einzuschalten. Tangenten der Ausrundungsbögen können eingerechnet werden.

d) **Neigungswechsel** sind mit flachen Kreisbögen auszurunden (mindestens 2000 m Halbmesser für Nebenbahnen vorgeschrieben, für Lokalbahnen empfohlen). Auf stark geneigten Bahnstrecken sollen möglichst flache Krümmungen angewendet und starke Neigungswechsel tunlichst in die Gerade gelegt werden.

e) **Widerstandswerte** s. unter Hauptbahnen, Abschnitt a, „Grundzüge des Betriebes“.

3. Unterbau.

a) **Kronenbreite** ist nach Grz. so zu bemessen, daß der Schnitt der Böschung mit einer durch Schienenunterkante gelegten Geraden bei Vollspurbahnen mindestens um 1,5 m, bei Schmalspurbahnen mindestens um das Maß der Spurweite von Gleismitte entfernt ist. Dabei wird empfohlen, die Kronenbreite auf hohen Dämmen und an der Außenseite scharfer Krümmungen zu vergrößern. Diese Kronenbreiten sind etwas gering. Für Vorlage an den Schwellenköpfen, seitliche Gangsteige und Entwässerung der Unterbaukronen gelten gleiche Rücksichten wie auf Hauptbahnen (vgl. S. 1351).

b) **Entwässerung.** Seitengräben mindestens 30 cm tiefer als Unterbaukronen, Sohlenbreite ≥ 20 cm. Bei Mitbenutzung von Straßen Schnittgerinne zwischen Bahn und Straße, oft mit erhöhtem Bord.

Schienenunterkante ist nach Grz. (B. O. bestimmt darüber nichts für Nebenbahnen) über die öfters wiederkehrenden Hochwasserstände zu legen. Überflutung der Bahn durch außergewöhnliche Hochwässer kann also zugelassen werden.

c) **Kunstbauten.** Stützmauern meist etwas schwächer als bei Hauptbahnen. Für Berechnungen kann als gleichmäßig verteilte Verkehrsbelastung nach Birk für Schmalspurbahnen angenommen werden: für 1000 und 750 mm Spur $p = 4000$ bis 5500 kg/qm, für 600 mm Spur $p = 3500$ bis 4500 kg/qm; bei vollspurigen Nebenbahnen kann p bis 8000 kg/qm gehen, je nach Bauart der schwersten Lokomotiven.

In Tunneln außerhalb der Umgrenzung des lichten Raumes überall ein Spielraum von 200 mm, wobei Spurerweiterung und Überhöhung zu berücksich-

tigen (Grz.); zur Sicherung der Arbeiter in Abständen von 50 m geräumige, einander gegenüberliegende Nischen, die zur leichteren Auffindung weiß zu streichen (vgl. auch Abschnitt II „Tunnelbau“).

Für Brücken und Durchlässe ist nach T.V. und Grz. sorgfältig ausgeführte Wölbung aus guten natürlichen oder künstlichen Steinen oder aus Beton (Eisenbeton) den eisernen Überbauten vorzuziehen. Hölzerne Brücken sind auf Neben- und Kleinbahnen unbeschränkt zulässig, doch sind die Hölzer ebenso wie das Holzwerk eiserner Brücken gegen Feuersgefahr zu sichern und wenn möglich zum Schutz gegen Fäulnis zu tränken.

Eiserne Brücken unzugänglich bei beschränkter Bauhöhe. Durchführung der Kiesbettung zur Stoß- und Schalldämpfung wird auch auf Neben- und Kleinbahnen empfohlen, zumal in dicht bebauten Lagen. Belastungsannahmen für Nebenbahnen, auf welche Betriebsmittel von Hauptbahnen übergehen sollen, wie für Hauptbahnen, nach Befinden unter Annahme leichterer Lokomotiven. Für militärisch wichtige Nebenbahnen kann nach B. O. die gleiche Tragfähigkeit wie für Hauptbahnen verlangt werden. Für Schmal-

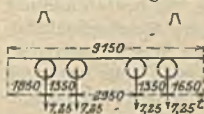


Fig. 308.

spurbahnen keine einheitliche Vorschrift. Die Sächsischen Staatsbahnen schreiben vor, daß kleinere Eisenbrücken für 750 mm Spur mit Lokomotiven nach Fig. 308 vollbesetzt anzunehmen seien. Lastenzug einer elektrisch betriebenen Güterrollbahn s. Fig. 309.



Fig. 309.

Geländer fehlen vielfach auf Brücken der Neben- und Kleinbahnen (Gangbahn in Gleis-

mitte), oder es werden Gangbahnen, Geländer und Austritte auf längeren Brücken nur einseitig angebracht, namentlich bei Rollbockverkehr.

d) Wegübergänge in Schienenhöhe bilden die Regel. Schutzschienen nur bei stärkerem Straßenverkehr oder spitzem Kreuzungswinkel von 55° an (bis 30° zulässig). Spurrinne auf vollspurigen Nebenbahnen wie auf Hauptlinien, sonst nach der Umgrenzung des lichten Raumes. Schranken nur auf Anordnung der Landesaufsicht. Verkehrsreiche Übergänge sind auf Nebenbahnen mit Warnungstafeln zu versehen, an unbewachten Wegübergängen Läutetafeln (Läuten mit Lokomotivglocke).

e) Einfriedigungen sind nur bei besonderen örtlichen Verhältnissen erforderlich.

f) Abteilungszeichen in Abständen von 1000 m, Zwischenteilung von 100 m wird empfohlen.

Neigungszeiger an den Enden der Strecken, wo die Verbindungslinie zweier 500 m voneinander entfernten Punkte stärker als 1:150 auf Nebenbahnen, stärker als 1:100 auf Kleinbahnen geneigt ist.

4. Oberbau.

Allgemeines, Berechnung usw. s. Hauptbahnen, Abschnitt d.

a) Raddruck auf militärisch wichtigen Nebenbahnen wie bei Hauptbahnen (B. O. 16). Sonst bei Übergang gewöhnlicher Hauptbahnwagen im Stillstand der Fahrzeuge 5 t (wenn tunlich 6 t), bei Übergang aller Gattungen von Hauptbahngüterwagen 6 t (wenn tunlich 7 t). Für vollspurige Lokalbahnen ohne Übergang von Güterwagen der Hauptbahn und für Schmalspurbahnen empfehlen Grz. folgende größte Raddrücke bei Stillstand:

Spurweite:	1435 mm	1000 mm	750 mm	600 mm
Raddruck:	5 t	4,5 t	4 t	3,5 t

b) **Spurerweiterung.** Veränderungen der Spurweite als Folgen des Betriebs für vollspurige Nebenbahnen in denselben Grenzen zulässig wie auf Hauptbahnen (+10, -3 mm); Größtmaß der Spurerweiterung in Bogen 35 mm (mit Einschluß unbeabsichtigter Erweiterungen). Für Schmalspurbahnen keine bestimmten Grenzen für unbeabsichtigte Erweiterungen und Verengerungen. Bei 1000 mm Spurweite werden gewöhnlich 7 mm, bei 750 mm Spurweite 5 mm Erweiterung als zulässig angesehen.

Spurerweiterungen in Bogen für vollspurige Nebenbahnen gleich denen der Hauptbahnen. Z. B. nach Preußischen Vorschriften:

$$\begin{array}{cccc} r = & 250 & 200 & 150 & 100 \text{ m,} \\ e = & 21 & 24 & 27 & 30 \text{ mm.} \end{array}$$

$$1000 \text{ mm Spur } l = \frac{(600 - r)^2}{16000} \text{ in mm, jedoch } \leq 25 \text{ mm,}$$

$$750 \text{ mm Spur } l = \frac{(400 - r)^2}{8000} \text{ in mm, jedoch } \leq 20 \text{ mm.}$$

(Formeln des V. D. E.)

$$600 \text{ mm Spur } l = 100 : \sqrt{r} \text{ in mm, jedoch } \leq 18 \text{ mm (Goering).}$$

Die Höchstwerte verstehen sich unter Einschluß unbeabsichtigter Erweiterungen.

Erfahrungsformeln der Württembergischen Staatsbahnen:

$$\text{für Vollspur: } e \text{ (in mm)} = 30 - 3 \cdot \frac{R \text{ (in m)}}{100},$$

$$\text{für 75 cm Spur: } R \geq 100 \text{ m; } e = 40 - \frac{R}{10}; \quad R < 100 \text{ m; } e = 60 - \frac{R}{10}.$$

Spurerweiterungen werden bei Übergangsbogen innerhalb deren Länge verzogen. Ohne Übergangsbogen am Bogenanfang voll, Auslauf in die Gerade auf das Tausendfache der Erweiterung. Herstellung durch Einrücken des inneren Strangs.

c) **Überhöhung** vielfach nach der theoretischen Formel $h = \frac{V^2}{R} \cdot a$, wobei h in mm, V in km/Std., R in m. a ist für Vollspur = 11,8, für Meterspur = 8,3, für 750 mm Spur = 6,2, für 600 mm Spur = 5,0.

Erfahrungsformeln der Württembergischen Staatsbahnen:

$$1. \text{ für vollspurige Nebenbahnen: } h = \frac{500 V^2}{R};$$

$$h_{\max} = 125 \text{ mm, } h = 0 \text{ bei } R \geq 3000 \text{ m;}$$

$$2. \text{ für Meterspur: } h = \frac{200 V^2}{R};$$

$$h_{\max} = 80 \text{ mm, } h = 0 \text{ bei } R \geq 1000 \text{ m;}$$

$$3. \text{ für 75 cm Spur: } h = \frac{160 V^2}{R};$$

$$h_{\max} = 60 \text{ mm, } h = 0 \text{ bei } R \geq 1000 \text{ m.}$$

Größte Überhöhung für Bahnen mit Rollwagenbetrieb bei 75 cm Spur nach sächsischer Vorschrift = 35 mm.

Länge der Überhöhrungsrampe nach B. O. und Grz. mindestens das 300fache

der Überhöhung, wenn keine Übergangsbogen. Bei diesen Überhöhungsrampen = Übergangsbogenlänge.

d) Übergangsbogen erhalten auf vollspurigen Nebenbahnen vielfach die unveränderliche Länge von 20 m. Nach preußischer Vorschrift $l = 40$ m bis $r = 200$, $l = 30$ m bis $r = 350$, sonst $l = 20$ m. Gleichung

$$y = \frac{x^3}{6lR}$$

Für Schmalspurbahnen Länge des Übergangsbogens 15—18 m (gleich 2 Schienenlängen von 7,5 bzw. 9 m). Die württembergischen Oberbauvorschriften bemessen die Übergangsbogen nach der Gleichung $y = \frac{x^3}{6C}$ und setzen dabei für Schmalspurbahnen $C = 3000$, ausnahmsweise $C = 2000$. Einschaltung nur, wenn $R \leq 550$ m.

Entgegengesetzte Krümmungen der Hauptgleise sollen bei Neben- und Kleinbahnen eine Zwischengerade von 10 m Länge zwischen den Überhöhungsrampen erhalten (B. O. 7; T. V. 29; Grz. 22).

e) Schienen. Form des Schienenkopfes für vollspurige Nebenbahnen wie bei Hauptbahnen. Für Schmalspurbahnen keine bindenden Vorschriften, man wähle jedoch Kopfausrundung passend zum Radflansch.

Zahlentafel 30.

Spurweite mm	Bahn	h	h_1	h_2	b	b_1	b_2	r_1	r_2	n	J	W	G	Rad- druck t
		mm									cm ⁴	cm ³	kg/m	
1435	Preuß. Staatsb. Prof. 10	129	34	19	105	58	11	225	14	4	917	138	31,2	6
	Bayr. Staatsb. (Nebenb.)	134	39	19	105	58	11	225	14	4	1037	154	33,4	7
1000	Nassauische Kleinbahn	120	34	17	98	52	11	225	14	4	674	111	27,3	6,5
	Albulabahn	100	28,5	16,5	85	48	9	150	8	3	364	73	20,0	4,0
750	Württemberg. Staatsbahn	115	40	19	92	50	10	200	10	3	597	103	27	5,5
	Sachs. Staatsbahn	100	34	19	85	44	10	200	8	2	344	69	20,0	4,0
600	Wallückeabahn	91	30	15	80	42	9	200	10	3	243	54	17,6	3,6
		90	25	12,5	75	45	7	225	10	4	225	48	15,8	3,0

f) Schwellen. Als Baustoff Holz vorherrschend; eiserne Schwellen für Tropen gut, weil nicht Insektenfraß. Schienenbefestigung wie bei Hauptbahnen mit Schrauben oder Nägeln. Unterlagsplatten empfehlenswert, wenigstens für starke Gefälle und scharfe Bögen. Schwellenteilung s. folgende Zahlentafel.

Zahlentafel 31.

Spurweite	Bahn	Stoff der Schwelle	Länge der Schiene m	Schwellen auf 1 Schiene	Kleinst.	Größt.	Länge	Höhe	Auf-lagerbr.	Gewicht d. Schwelle kg	Breite der Unter-lagerbr. cm
					Schwellenabst. cm						
1435	Preuß. Nebenb. . .	Holz	12,0	18	50	68	270	16	26	—	16
	Bayer. Nebenb. . .	Holz	12,0	16	43	84	230	15	24	—	16
1000	Nassauische Kleinb.	Holz	9,0	11	59	86	175	14	20	—	12
	Albulabahn	Eisen	12,0	16	37	82	180	7,5	22	37	12
750	Württemberg. Staatsb.	Eisen	9,0	11	47	87	166	6,0	18	21	7
	Württemberg. Staatsb.	Holz	9,0	10	47	98	150	13	18	—	12
600	Opalenitzzer Kleinb.	Holz	9,0	13	47	72	150	13	18	—	12
	Wallückeabahn . . .	Eisen	9,0	12	56	80	138	5,5	18	16,6	10
600	Mecklenb.-Pomm.	Eisen	9,68 bis 10,16 (Blattst.)	13	62	80	130	6,0	20	18,6	10
	Kleinbahn	Holz	7,5	10	56	78	120	10	17	—	10

In Bogen vielfach Vermehrung der Schwellen um 1 bis 2 Stück auf 1 Schienenlänge.

g) **Bettung.** Nach T. V. soll Bettung vollspuriger Nebenbahnen 150, besser 200 mm unter Schwellenunterkante hinabreichen. Für Lokalbahnen schreiben Grz. bei Vollspur 130, bei Schmalspur 100 mm als Mindeststärke vor, empfehlen jedoch größere Bettungsstärken. Tatsächlich für vollspurige Nebenbahnen überwiegend Packlage mit Stopfkies oder Steinschlag, was Mindesttiefen von 200 mm voraussetzt. Aber auch Schmalspurbahnen erhalten meist größere Bettungsstärken (Flensburg-Kappeln 30 cm, sächsische Schmalspurbahnen 20—25 cm. Andererseits wird häufig nur geringwertiger Kies oder selbst Sand ohne Packlage verwendet. Dieses Verfahren ist jedoch für stärkeren Verkehr unwirtschaftlich.

h) **Stoßanordnung (Fig. 310 und 311).** Zulässig ist der schwebende wie auch der feste Stoß, doch überwiegt jener bei weitem. Einfache Winkel- oder

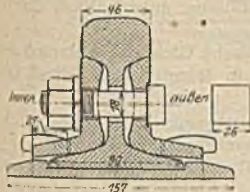


Fig. 310.

Stoß der bosnischen Staatsbahnen ($s = 760$ mm).

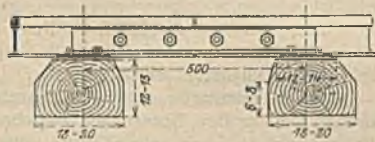


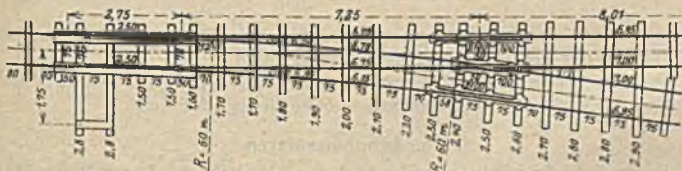
Fig. 311.

Laschen mit 4 Laschenbolzen bilden die Regel. Auflauflaschen sind bei sächs. Schmalspurbahnen gebräuchlich. Die Laschen sind an den Befestigungsmitteln ausgeklinkt; hierneben in Bedarfsfällen vom Stoß unabhängige Wanderstützen.

5. Gleisverbindungen.

a) **Weichen vollspuriger Nebenbahnen wie für Hauptbahnen.** Gewöhnlich nur eine Form für Haupt- und Nebengleise in Gebrauch, meist mit etwa 180 m Halbmesser. Kreuzungweichen kommen vor, die übrigen verwickelteren Weichenformen sind selten.

Schmalspurweichen werden tunlichst einfach gewählt: vielfach gerade Zungen und symmetrische Zungenvorrichtungen, für Rechts- und Linksweichen gleichermaßen geeignet. Spurkranzrinne zwischen Zunge und Anschlagschiene 42—45 mm,

Fig. 312. Einfache Weiche der sächs. Schmalspurbahnen ($s = 750$ mm).

Halbmesser des krummen Stranges gleich dem schärfsten Bogen, Herzstückwinkel 1:6 bis 1:8. Bogenweichen und Kreuzungweichen werden gewöhnlich vermieden. Weichensignale nur in Hauptgleisen. Beispiele von Schmalspurweichen siehe Zahlentafel 32 sowie Fig. 312.

Zahlentafel 32.

	Spurweite mm	Herzstückwinkel	Halbmesser der		Länge der		Länge zwischen Zungen- und Herzstückspitze m
			Zunge	Welche	Zunge	Anschlag-schiene	
			m	m	m	m	
Nassauische Kleinbahn	1000	1 : 7	∞	75,0	2,50	2,90	11,68
Flensburg-Kappeln	1000	1 : 7	80	80	3,00	5,935	11,46
Sächsische Schmalspurb.	750	1 : 7	∞	60,0	2,50	2,75	9,75
Württemberg. "	750	1 : 7	50	70	2,80	4,54	9,45
Bosnische "	760	1 : 8,14 (7°)	∞	75	3,20	3,77	12,13
Wallückeabahn	600	1 : 8	60	60	3,20	5,15	8,50

Zur Erzielung steilerer Weichenwinkel kann auf Neben- und Kleinbahnen der Weichenbogen im Herzstück und darüber hinaus unbedenklich durchgeführt werden.

Schleppweichen, die bei Einstellung auf das falsche Gleis das Ablaufen der Räder zulassen, sind auf Kleinbahnen gestattet; in Hauptgleisen jedoch nur bei Geschwindigkeiten bis 20 km.

Auch Kreuzungen auf Schmalspurbahnen meist einheitlich. Nach sächsischen Vorschriften Kreuzungen zwischen Schmalspurgleisen in der Regel 1:5, Kreuzungen zwischen schmal- und vollspurigen Gleisen tunlichst 1:4,25 und nicht spitzer als 1:6.

Kreuzungen in Schienenhöhe zwischen Kleinbahnen und Nebenbahnen (seltener Hauptbahnen) kommen auch auf freier Strecke oft vor. Hierbei mög-

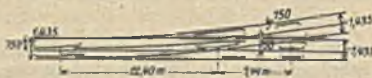


Fig. 313. Zweispurige Linkswelche.

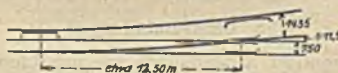


Fig. 314. Abzweigung der Vollspur aus der Zweispur.

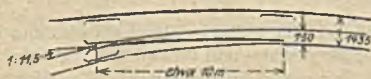


Fig. 315. Abzweigung der Schmalspur aus der Zweispur.

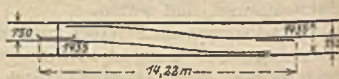


Fig. 316. Strangwechsel.

lichst steiler Winkel; oft wird gefordert, daß an der Kreuzung das durchgehende Hauptgleis der Vollbahn nicht unterbrochen wird.

Weichen zweispuriger Dreischienengleise Fig. 313—316. Diese Weichen erhalten vielfach Ablenkvorrichtungen ohne bewegliche Teile.

6. Bahnhofsanlagen.

Sparsamste Ausstattung, namentlich für Kleinbahnen. Daher Beschränkung in Gleis- und Überholungsängen, niedrige Bahnsteige ohne Bord, kleine Empfangsgebäude, Wagenkästen als Güterschuppen usw.

Mindestgleisabstände für Bahnsteiggleise: Für Nebenbahnen durch B. O. nicht besonders begrenzt, für Kleinbahnen 4,5 m nach Grz.

Mindestabstand sonstiger Bahnhofsgleise: 4,5 m nach B. O. für Nebenbahnen, 4,0 m nach Grz. für vollspurige Bahnen mit Hauptbahnbetriebsmitteln; sonst nach Grz. größte Wagen- oder Ladebreite + 600 mm.

Anschlußbahnhöfe zwischen Voll- und Schmalspur erheischen Gleisanschlüsse an gemeinschaftlich benutzte Anlagen (Empfangsgebäude, Bahnsteige, Güterschuppen, Freiladestraße). Am leichtesten ist dies erreichbar, wenn Personen- und Güteranlagen der Hauptbahn auf derselben Seite wie einmündende Schmalspurbahn. Andernfalls Trennung des Personenverkehrs ratsam, weil damit

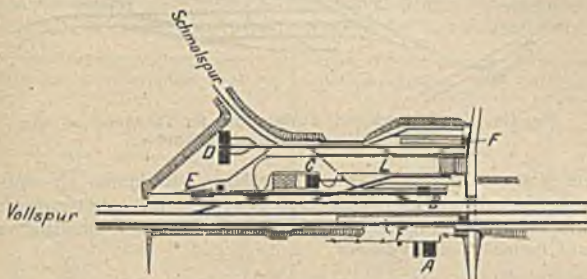


Fig. 317. A Empfangsgebäude, B Umladeschuppen, C Güterschuppen, D Lokomotivschuppen, E Überladerrampe für Betriebsmittel, F Bahnsteige.

geringste Betriebserschwerung verbunden. Beispiel s. Fig. 317. Anschluß des Schmalspurgleises an den Güterschuppen gewöhnlich stumpf an einer Schmalseite, manchmal aber auch an Breitseite dreischienig mit Vollspurgleis vereinigt (dabei Ladebrücken zwischen Schmalspurwagen und Ladesteig des Güterschuppens).

Umladeanlagen. Gleichlaufende Gleise in geringem Abstand mit Höhenunterschied zum Ausgleich der verschiedenen Wagenbodenhöhen (sächsische Vorschrift: 2,9 m Gleisabstand, 45 cm Höhenunterschied). Umladeplätze zum Schutz empfindlicher Güter gegen Nässe gewöhnlich teilweise überdacht.

Anlagen zum Betriebsmittelübergang.

a) **Verladung schmalspuriger Betriebsmittel auf Vollbahnwagen**, um jene der Werkstatt zuzuführen. Kopfladerampe mit 1,3 m Höhenunterschied zwischen den Schienenoberkanten.

b) **Übergang von Hauptbahnwagen auf Schmalspur.** Oft angewendet, um (für empfindliche Güter) Umladung zu vermeiden und Zeit zu sparen. Vergrößert aber tote Last, verlangt für Schmalspur stark erweitertes Lichtprofil (s. S. 1551, d). Zweckmäßige Spurweite s. S. 1552, a).

1. **Tafelwagenbetrieb.** Überschieben von 38–45 cm hoher Kopfladerampe (Überladekopf) aus auf schmalspurige, meist vierachsige Tafelwagen, deren Obergestell einen vollspurigen Gleisrahmen bildet. Festlegung der Hauptbahnwagen durch Radvorleger. Überladekopf s. Fig. 309. Beispiel einer Gleisanlage Fig. 319.

2. **Rollbockbetrieb.** Jede Achse des Hauptbahnwagens wird von einem zweiachsigen Rollbock unterstützt, dessen Tragklauen unter die Radflansche des Vollspurwagens greifen und diese beim Herausziehen des Rollblocks aus der ansteigenden Überladegrube anheben. Sicherung der Hauptbahnwagen durch aufklappbare Achsgabeln (dienen beim „Aufbocken“ zugleich als Mitnehmer) und durch Schraubensicherungen. Höhenunterschied der Schienenköpfe etwa 18 cm, s. Fig. 318. Länge der ineinander geschobenen Gleise bis 100 m.

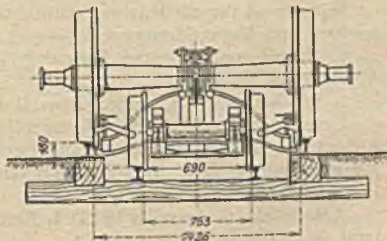


Fig. 318.

c) Übergang von Schmalspurwagen auf Vollspur. Zweck wie unter b). Selten, da nur im Kleinbahnbetriebe möglich. Schmalspuriger Gleisrahmen auf

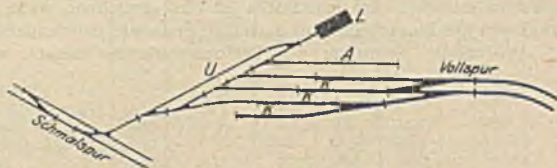


Fig. 319. K Übertadköpfe, A Abstellgleis für Tafelwagen, U Umfahrungsgleis, L Lokomotivschuppen.

niedrigem Vollspurfahrzeug, dessen Stirnrahmen abnehmbar ist und an einer Pufferbohle Vollbahnpufferung und -kupplung trägt. Höhenunterschied zwischen den Schienenköpfen 40—50 cm, so daß Wagenboden des Schmalspurwagens ungefähr auf Ladehöhe der Vollspur.

7. Sicherungsanlagen.

Zugsignale bei Nebenbahnen und Kleinbahnen ähnlich wie bei Hauptbahnen (Kennzeichnung des Zugschlusses, bei Nacht auch des Zuanfangs, Besetzung der Spitze geschobener Züge). An unbewachten Übergängen Läuten mit Lokomotivglocke, für fernbediente oder selbsttätige Schranken mechanischer Vorläutezwang. Verbindung der Stationen untereinander durch Telegraph, bei einfachen Betriebsverhältnissen durch Fernsprecher. Streckenblockung manchmal durch Zugstabsystem. Bewegliche Brücken sollen durch Signale, die mit der Brücke in Abhängigkeit stehen, gedeckt werden. Ebenso sollen Bahnkreuzungen durch Signale gesichert werden.

Auf Nebenbahnen, die mit mehr als 40 km Geschwindigkeit befahren werden, sind die Kreuzungsstationen mit Einfahrsignalen zu versehen; diese müssen die in der Signalordnung vorgeschriebenen Formen erhalten. Die Einfahrweichen der Nebenbahnen müssen mit Weichensignalen versehen sein, wenn sie nicht mit den Fahrsignalen in gegenseitiger Abhängigkeit stehen oder für gewöhnlich verschlossen sind (B. O. 21).

C. Betriebsmittel der Haupt- und Nebenbahnen.

Von Baurat E. Wentzel.

A. Allgemeines.

Maßgebend für die Bauart (Größe und Gewicht) der Betriebsmittel — abgesehen vom Verwendungszweck —:

1. Umgrenzungslinie der Fahrzeuge — Bauprofil — und Spurweite, siehe Abschnitt A, a, I.

2. Beschaffenheit des Ober- bzw. Unterbaues.

Druck eines Rades auf die Schiene soll bei stillstehendem Fahrzeuge und voller Ausnutzung der festgesetzten Tragfähigkeit auf Haupt- und Nebeneisenbahnen 7 t nicht übersteigen. Auf Strecken mit genügend tragfähigem Oberbau und Brücken bis 8 t.

Achsdrücke in Amerika bis 27 t, Frankreich und Belgien bis 18 t, Deutschland 16 t, Österreich 14,5 t.

B. Lokomotiven.

I. Einteilung und Benennung.

Aus ihrer Verwendungsart; nicht streng durchführbar, da dieselbe Lokomotivenbauart vielerorts mehreren Zwecken dient. Unterscheidung im allgemeinen

auf Hauptbahnen: Lokomotiven für Schnellzüge, Personenzüge, Güterzüge und für Verschubdienst; auf Nebenbahnen: für Personenzüge und Güterzüge.

Bezeichnung der Bauart nach der Anzahl der Achsen; am gebräuchlichsten: Laufachsen oder Gruppen von solchen werden mit arabischen Ziffern 1, 2 . . . , Triebachsen oder Gruppen von zusammengekuppelten Trieb- und Kuppelachsen mit den großen lateinischen Buchstaben A, B, C . . . bezeichnet, je nachdem es sich um 1, 2, 3 . . . Achsen der betreffenden Art handelt (Fig. 320).

Skizze der Achsanordnung	Gattung	Skizze der Achsanordnung	Gattung
1	2	1	2
vorn →		vorn ←	
○○	B	○ ○ ○ ○	1 B 2
○○○	C	○ ○ ○ ○ ○ ○	1 C 2
○○○○	D	○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○	1 D 2
○○○○○	E	○ ○ ○ ○	2 B
○○ ○	B 1	○ ○ ○ ○ ○	2 C
○○○ ○	C 1	○ ○ ○ ○ ○ ○	2 D
○○○○ ○	D 1	○ ○ ○ ○ ○	2 B 1
○ ○ ○	1 B	○ ○ ○ ○ ○ ○	2 C 1
○ ○ ○ ○	1 C	○ ○ ○ ○ ○ ○ ○	2 B 2
○ ○ ○ ○ ○	1 D	○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○	2 C 2
○ ○ ○ ○ ○ ○	1 E	○○ ○ ○	B + B
○ ○ ○ ○	1 B 1	○○ ○ ○ ○ ○	C + C
○ ○ ○ ○ ○	1 C 1	○○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○	D + D
○ ○ ○ ○ ○ ○	1 D 1	○○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○	C 1 + 1 C
○ ○ ○ ○ ○ ○ ○	1 E 1	○ ○ ○ ○ ○ ○	1 B + B
		○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○	1 C + C 1

Fig. 320.

Weiterer Unterschied nach Art der Mitnahme der erforderlichen Kohlen- und Wasservorräte: Lokomotiven mit Schlepptender — Vorräte auf besonderem, mit Lokomotive verbundenem Wagen — und Tenderlokomotiven — Vorräte auf, neben, unter dem Kessel und an der Rückwand des Führerhauses.

Beachtenswert ist Einteilung und Bezeichnung der Lokomotiven der preussisch-hessischen Staatseisenbahnen:

1. Schnellzuglokomotiven mit Tender — Gattungszeichen S,
2. Personenzuglokomotiven " " — " P,
3. Güterzuglokomotiven " " — " G,
4. Tenderlokomotiven — Gattungszeichen T.

Gruppe 1 umfaßt alle für schnellfahrende Züge verwendbaren Lokomotiven mit Treibrädern von über 1880 mm Raddurchmesser. In Gruppe 2 die übrigen Lokomotiven mit Tender für den Personenzugdienst. Innerhalb der Tenderlokomotiven keine Trennung nach Verwendungszweck. Klassenbezeichnung in den einzelnen Gruppen durch Zahlen: Zahl 3 für alle Gruppen eine normale Lokomotive mittlerer Leistung; Zahlen unter 3 für schwächere Lokomotiven, die höheren Zahlen für größere, steigend mit der Leistungsfähigkeit. Außerdem bei den neueren Gattungen Kennzeichnung der Heißdampflokomotiven durch gerade Zahlen.

Weitere Unterscheidungen nach der Dampfart: Naßdampf- und Heißdampflokomotiven; nach der Art der Dampf ausnutzung: Zwillingslokomotiven — einfache Dampfdehnung — und Verbundlokomotiven — zweifache Dampfdehnung.

II. Hauptteile der Lokomotive.

Lokomotivkessel, Lokomotivmaschine (Triebwerk), Wagen (Laufwerk).

1. Lokomotivkessel: besteht aus Feuerkiste, Langkessel und Rauchkammer (Fig. 321).

a) **Feuerkiste:** Mantel aus Flußeisen — innen die kupferne Feuerbüchse. (Alle dem unmittelbaren Feuer ausgesetzten Teile aus Kupfer!). Verbindung zwischen beiden, unten durch schmiedeeisernen Bodenring — Fußrahmen —, im übrigen durch kupferne Stehbolzen von $21 \div 24$ mm Kerndurchmesser. Verankerung der ebenen Feuerbüchsen-Decke mit Mantel durch Deckenanker oder -Stehbolzen; weitere Versteifung durch Quer- und Längsanker. Größe der Feuerkiste: $1 \div 3$ m lang, bis 1,15 m breit, wenn zwischen dem Rahmen bzw. Rädern

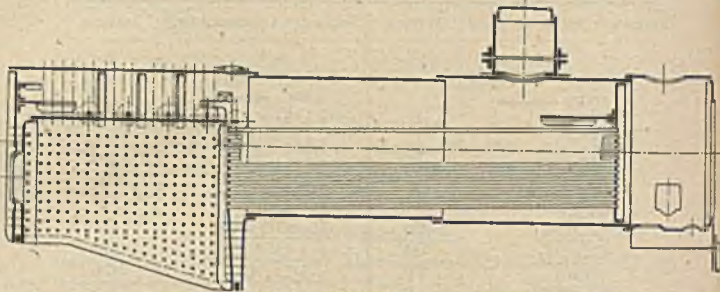


Fig. 321.

liegend; wenn über dem Rahmen bis 2,8 m breit. Rost in der Feuerbüchse waagrecht oder nach vorn geneigt. Rostfläche bis 10 qm — Amerika —, in Deutschland normal 2 bis 3,5 bis 5 qm. Rostbeschickung durch Feuertür (Dreh- oder Schiebetür), bei flüssigen Brennstoffen Einspritzen durch Düsen an der Rückwand der Feuerbüchse und in deren Ecken. Vorn unter der untersten Rohrreihe Feuerschirm (Feuerbrücke) aus Schamottesteinen. Unter dem Roste Aschekasten, mit Klappen vom Führerstande aus bedienbar — Regelungsmittel für die Zugluft bzw. die Dampferzeugung.

Temperatur der Verbrennungsgase über Rost etwa $1200^{\circ} \div 1600^{\circ} \text{C}$.

b) **Langkessel:** runder Querschnitt, Flußeisen. Aus $2 \div 3$ Schüssen zusammengesetzt; Rundnähte überlappt, Längsnähte doppelt gelascht. Mittlere Kesseldurchmesser $1,50 \div 1,75$ m; normale Längen $4,5 \div 6,5$ m; in Amerika bis 2135 mm bzw. 2590 mm lichter Durchmesser und 7,315 m Länge. Langkessel mit Heizröhren (Siederöhre genannt) durchzogen; äußerer Durchmesser $50 \div 57 \div 63$ mm, entsprechend den Rohrlängen von etwa $5 \div 6 \div 7$ m, Anzahl meistens $150 \div 280$; erreichte Höchstzahl 500, Amerika. Bei Heißdampflokomotiven haben die oberen Reihen größeren Durchmesser, etwa 125 mm, zur Aufnahme der Dampfüberhitzeröhren: Überhitzeröhrelemente System Schmidt-Kessel. Durchzug durch diese Rauchrohre wird durch in der Rauchkammer angeordnete selbsttätige oder von Hand verstellbare Klappen geregelt. Dampfdom zur Dampfantnahme in einfacher oder doppelter Anordnung. Größere Dampfsammler als übergelagerte Langkessel ausgebildet. Ablenkbleche im Dom zwecks Ausscheidung des vom Dampfe mitgerissenen Wassers.

Größe der Heizflächen in Deutschland $125 \div 150 \div 200 \div 250$ qm für Mittel- und große Maschinen; Amerika $250 \div 300 \div 400 : 450$ qm. Hierin jeweils Überhitzerheizflächen von durchschnittlich $35 \div 75$ qm enthalten — etwa $15 \div 30\%$ der normalen Heizfläche —. Üblich Kesselüberdruck von 12 bis höchstens 16 Atm. — entsprechend einer Dampftemperatur von $190 \div 203^{\circ} \text{C}$ —, da hoher Kessel- druck nur bis zu einer gewissen Grenze wirtschaftlich. Je höher der Dampfdruck, um so geringer der für die gleiche Leistung erforderliche Kohlen- und Wasserverbrauch (vgl. S. 1566); andererseits Unterhaltungskosten mit wachsendem Kessel- druck wesentlich höher. Temperatur des überhitzten Dampfes $260 \div 300^{\circ} \text{C}$ im Mittel.

c) **Rauchkammer**, Abschluß des Langkessels von annähernd gleichem Durchmesser. Ihr Zweck ist, einen Ausgleichsraum zu bilden für die durch den Auspuffdampf stoßweise erzeugte Luftverdünnung. Das düsenförmig ausgebildete Auspuffrohr — Blaserohr — bildet zusammen mit dem als Gegendüse geformten Schornstein eine Dampfstrahlpumpe. Länge der Rauchkammer $1\frac{1}{3}$ m; je größer der Rauchkammeraum, desto gleichmäßiger die Luftverdünnung. Diese ist ein Maßstab für die Austrennung des Kessels, im Mittel $50\div 75$ mm Wassersäule im Personen- und Güterzugdienst; im Schnellzugdienste $100\div 120$ mm. In der Rauchkammer Funkenfänger zur Verminderung des Funkenfluges; außerdem Flugaschekasten mit Löschvorrichtung. Verbinderrohre von Hoch- und Niederdruckzylinder vielfach durch Rauchkammer geführt; teilweise Zwischenschaltung von Rohrbündeln zwecks Dampftrocknung bzw. Überhitzung.

Temperatur der Rauchgase in der Rauchkammer etwa $250\div 500^\circ$ C, je nach Bauart des Kessels und Fahrgeschwindigkeit.

d) **Hauptmaße und Verbrauchszahlen.** Es bedeuten:

R = gesamte Rostfläche in qm,

$H = H_f + H_r$ = gesamte Heizfläche in qm,

(H_f = Feuerbuchsheizfläche, H_r = Rohrheizfläche),

J = Zylinderinhalt in cdm,

V = Fahrgeschwindigkeit in km/Std.,

$v = \frac{V}{3,6}$ = Fahrgeschwindigkeit in m/sek.

B = Brennstoffmenge in kg/Std.,

N = Leistung der Lokomotive in PS.

$$\begin{array}{l} \text{Rostfläche: } R = \frac{B}{300} \text{ bis } \frac{B}{500} \\ \text{und } R = \frac{N}{130} \text{ bis } \frac{N}{300} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} R = \frac{B}{300} \\ R = \frac{N}{130} \end{array}} \right\} \text{ [nach Hütte].}$$

Stündliche Verbrennung auf 1 qm Rostfläche bei guter Kohle dauernd bis 400, sogar 600 kg, allerdings auf Kosten des Kesselwirkungsgrades¹⁾.

Leistung der Heizfläche: Nach Richter²⁾ Abhängigkeit der Dampfdruckeinheitsleistungen von der Umdrehungszahl der Triebräder gegeben durch:

$$N : H = 0,1 \left(a - \frac{n}{b} \right) \cdot |n|,$$

wenn n die minutliche Umlaufzahl, a und b Erfahrungswerte. Man nimmt gewöhnlich

$$b = 100,$$

$a = 6,0$ für Naßdampf-Zwillingslokomotiven,

$a = 6,5$ „ Naßdampf-Verbundlokomotiven mit 2 Zylindern,

$a = 7,0$ „ Heißdampf-Zwillingslokomotiven,

$a = 7,5$ „ Naßdampf-Verbundlokomotiven mit 4 Zylindern,

$a = 8,0$ „ Heißdampf-Verbundlokomotiven mit 4 Zylindern.

¹⁾ Eisenbahntechnik der Gegenwart, Bd. II, S. 184, 1912.

²⁾ Z. V. deutsch. Ing. 1906, S. 557.

Zahlentafel 33.

Dampfleistungen $N : H$ in PS/qm bei verschiedenen Umdrehungszahlen der Triebräder [nach von Borries¹⁾].

1 Gattung	2 3 4			5 6 7 8 9 10 11 12								
	Maßgebende Hauptverhältnisse			Umlaufzahl n der Triebräder in 1 Sekunde								
	$\frac{H}{R}$	$\frac{p}{\text{Atm.}}$	$\frac{I}{H}$	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	
P- und S-Lokomotiven												
Zwilling, 2 Zylinder . . .	{	50	12	0,80	—	4,7	5,2	5,5	5,7	5,7	5,5	—
Verbund, 2 „ . . .		bis	12	0,75	—	4,6	5,3	5,9	6,3	6,4	6,3	—
„ 4 „ . . .		60	14	0,70	—	5,4	5,9	6,4	6,8	7,0	7,6	6,8
G-Lokomotiven												
Zwilling, 2 Zylinder . . .	{	60	10	0,85	3,7	4,2	4,6	4,9	5,0	—	—	—
Verbund, 2 „ . . .		bis	70	12	0,85	3,7	4,5	5,1	5,6	5,8	—	—

Die angegebenen Leistungswerte gelten auch für Tenderlokomotiven.

Strahl²⁾ bezieht die Leistungen N einer Lokomotive auf 1 qm Rostfläche und gibt für die größte Kolbendruckdauerleistung bei $H : R = 50$ bis 65 folgende Werte:

Naßdampf-Zwillinglokomotiven 300 PS/qm

„ Verbund „ mit 2 Zylindern . . . 340 „

„ „ „ 4 „ . . . 360 „

Heißdampf-Zwillinglokomotiven 380 „

gültig für einen mittleren Gütegrad des Kessels $\eta = 0,63$ bis $0,68$ und einen Kesselüberdruck von 12 Atm.

Wirkungsgrad der Feuerung $\eta_1 = 0,7$ bis $0,8$, Wirkungsgrad der Heizfläche

$\eta_2 = 0,70 \div 0,80$ für P- und S-Lokomotiven,

$\eta_2 = 0,75 \div 0,85$ „ G-Lokomotiven.

Wirkungsgrad der Kesselanlage $\eta = \eta_1 \cdot \eta_2$.

Stündliche Verdampfung auf 1 qm Gesamtheizfläche dauernd bis zu 60 kg Wasser; normal 50 kg/qm für P- und S-Züge, 40 kg/qm für G-Züge. Verdampfungsziffer hierbei 5 bis 7,5 kg Wasser auf 1 kg Kohle. Durch die höhere Wärme der Heizgase bei Olfeuerung, und für kürzere Zeit, kann Steigerung bis auf $65 \div 70$ kg/qm erzielt werden.

Zahlentafel 34.

Wasser- und Kohlenverbrauch [nach Versuchen von Lochner, Erfurt 1894].

1.	2.	3.	4.	5.
	Wasser:	Kohle:	Wasser:	Kohle:
Naßdampf-Zwilling-Lokomotive	11 bis 12 kg	1,4 bis 1,5 kg	40,7 bis 44,5 kg	5,2 bis 5,9 kg
Naßdampf-2-Zylinder-Verbund-Lokomotive	10 „ 11 kg	1,25 „ 1,45 kg	37 „ 40,7 kg	4,6 „ 5,1 kg
Naßdampf-4-Zylinder-Verbund-Lokomotive	9 „ 10 kg	1,15 „ 1,35 kg	33,4 „ 37 kg	4,2 „ 5,0 kg
Heißdampf-Zwilling-Lokomotive.	7 „ 8 kg	1,0 „ 1,2 kg	24,1 „ 29,5 kg	3,4 „ 4,5 kg
	für 1 PS/Std.		für 1000 kgkm Leistung der Zugkraft.	

¹⁾ Eisenbahntechnik der Gegenwart, Bd. II, S. 123, 1912.

²⁾ Eisenbahntechnik der Gegenwart, Bd. II S. 121, 1912.

Zahlentafel 35.

Dampf- und Kohlenverbrauch in Abhängigkeit vom Kesseldrucke
[Versuche von Goss¹⁾].

Kesseldruck Atm.	8,4	9,8	11,3	12,7	14,0	15,5	16,8
Dampfverbrauch kg/PSiStd.	13,02	12,39	11,90	11,63	11,41	11,23	11,05
Vergleichsziffer %	100	95,2	91,4	89,5	87,6	86,4	85
Kohlenverbrauch kg/PSiStd.	1,72	1,64	1,58	1,55	1,52	1,50	1,48
Vergleichsziffer %	100	95,2	91,8	90,1	88,2	87,2	86

e) **Kesselausrüstung:** Zwei Sicherheitsventile; mindestens das eine so eingerichtet, daß seine Belastung nicht über das zulässige Maß gesteigert werden kann; Hubhöhe nicht unter 3 mm; Pop- (Hochhub-) und Ramsbottomventile (gewöhnliche Federventile);

ein Manometer, Zifferblatt mit augenfälliger Marke für höchste Dampfspannung;

zwei voneinander unabhängige Vorrichtungen zur Erkennung des Wasserstandes; Probierhähne oder -Ventile, je mindestens zwei; Marke des niedrigsten Wasserstandes 100 mm über der höchsten wasserbenetzten Stelle der Feuerbüchse;

wenigstens zwei voneinander unabhängige Speisevorrichtungen, von denen jede einzeln zum Speisen des Kessels ausreicht und mindestens eine unabhängig von der Bewegung der Lokomotive wirken kann: saugende Injektoren (Friedmann, Strube) — nichtsaugende Injektoren (Friedmann, Körting) — selbsttätig wieder anziehende Injektoren (restarting, Schäffer und Budenberg, Körting, Friedmann) —; Leistung 1 l/min für 1 qm Heizfläche;

eine Dampfpeife oder gleichwertige Signaleinrichtung;

Ablaßhähne am unteren Teile der Feuerkiste — Entleeren und Füllen zwecks Auswaschen —

Reinigungsöffnungen (Lucken) an der tiefsten Stelle des Langkessels und in der Feuerkiste zur Entfernung von Schlamm und Kesselstein (vgl. hierzu: Technische Vereinbarungen 1909, S. 45 ff.).

Kesselbekleidung zum Schutze gegen Abkühlung: Eisenblech; zwischen diesem und Kessel Wärmeschutzmasse wie Filz, Holz, Asbest, Magnesia.

2. **Lokomotivmaschine** (Triebwerk); Antriebsmaschine, allgemein Kolbendampfmaschine. Elektrische Lokomotiven noch in Entwicklung; in neuester Zeit Versuche mit Dieselmotoren.

a) Als **Triebwerk** bezeichnet man die Bewegungsteile, die die Dampfarbeit vom Kolben auf die Triebräder übertragen, ferner alle Maschinenteile, die die Dampfverteilung und deren Regelung in den Zylindern bewirken — Steuerung —.

Unterschied zwischen den verschiedenen Triebwerken hauptsächlich in der Anzahl der Zylinder, deren Lage und in der Anordnung der Steuerung. In der Regel: Steuerung bei äußerem Triebwerk außen, bei innerem Triebwerk innen angeordnet. Zylinder in der Regel unmittelbar unter der Rauchkammer. Ausnahme bei zwei getrennten Triebwerksystemen. Zylinder möglichst wagerecht.

b) **Bauarten:** 2 Zylinder meistens außen liegend, bei Verbundwirkung Hochdruckzylinder rechts;

3 Zylinder, entweder 1 Hochdruckzylinder innen, 2 Niederdruckzylinder außen — oder 2 Hochdruckzylinder außen, 1 Niederdruckzylinder innen;

4 Zylinder, 2 Hochdruckzylinder außen, 2 Niederdruckzylinder innen, in verschiedenen Querebenen verschiedene Achsen antreibend (de Glehn),

oder 2 Hochdruckzylinder innen, 2 Niederdruckzylinder außen oder umgekehrt, alle dieselbe Achse antreibend — oder auf jeder Seite 1 Hochdruck- und 1 Niederdruckzylinder in Tandemanordnung;

¹⁾ Vgl. Eisenbahntechnik der Gegenwart, Bd. II S. 194 1912.

oder geteiltes Triebwerk, 2 Hochdruckzylinder am festen Rahmen, 2 Niederdruckzylinder am Dampfrehgestell (System Mallet-Rimrott).

c) **Zylinder und Kolben;** Zylinder Gußeisen, Kolben und Kolbenstange aus Flußstahl. Kolben mit 2 ÷ 3 selbstspannenden, tragenden Kolbenringen aus weichem Gußeisen zwecks Erzielung einer guten Dichtung und Verminderung der Abnutzung des eigentlichen Kolbenkörpers; Stopfbüchsen meistens mit Metallpackung.

Bei gegebener Zugkraft Z ist der Kolbendurchmesser für Zwillingslokomotiven:

$$d \text{ cm} = \sqrt{\frac{Z \text{ kg} \cdot D \text{ mm}}{p_1 \text{ Atm.} \cdot s \text{ mm}}}$$

$$\text{Verbundlokomotiven: } d \text{ cm} = \sqrt{\frac{Z \cdot 2 \cdot D}{p_1 \cdot s}}$$

wenn D Triebraddurchmesser; p_1 ist nach der folgenden Zusammenstellung der $p_1 : p =$ Nutzdruck : Kesseldruck zu bestimmen. Den Triebraddurchmesser wählt man zu $D = 210 \sqrt[3]{V \text{ km/Std.}}$ Kolbenhub s meistens $550 \div 660$ mm, und zwar:

für P - und S -Lokomotiven	0,3 ÷ 0,4 D ,
„ P - „ S -Tenderlokomotiven	0,33 ÷ 0,43 D ,
„ G - „ kleiner Lokomotiven	0,45 ÷ 0,55 D .

Zahlentafel 36.

Verhältnis $p_1 : p$ der nutzbaren zur Kesselspannung.

	Zwillings- wirkung	Verbundwirkung Querschnittsverhältnis der Zylinder			
		2,0	2,25	2,5	2,9
P - und S -Lokomotiven	0,50	0,44	0,42	0,40	0,38
G -Lokomotiven	0,60	0,50	0,48	0,45	0,40

Bemessung der Zylinder nach der Zugkraft am Triebradumfang ergibt richtige Abmessungen bei voller Ausnutzung der Triebachslast, also beim Arbeiten vorwiegend auf Steigung. Für Flachlandstrecken dagegen Zylindergröße J zweckmäßig in einem bestimmten Verhältnis zur Heizfläche H , und zwar:

Verhältnis des Zylinderinhaltes zur Heizfläche, $J \text{ cdm} : H \text{ qm}$.

a) Naßdampflokomotiven:

1. P - und S -Lokomotiven

Gattung 2 B	0,70 ÷ 0,80
2 B 1	0,55 ÷ 0,70
2 C , 2 C 1, 1 C 1	0,60 ÷ 0,85

2. G -Lokomotiven 0,80 ÷ 1,00

b) Heißdampflokomotiven:

1. P - und S -Lokomotiven	0,85 ÷ 1,05
2. G -Lokomotiven	1,05 ÷ 1,15

Die Zylinder der Heißdampflokomotiven berechnet Garbe aus der Charakteristik $C = \frac{d^2 \cdot s}{D \cdot G_1}$ und setzt $C = 26$ bis 30. $G_1 =$ Triebachslast (Schienen- drücke der Treib- und Kuppelachsen) in t, d , s und D in cm.

d) **Steuerung**; gewöhnlich Kulissensteuerung angewendet: Stephenson, Gooch, Allan, Joy, am meisten Heusinger (Fig. 322). Vorteile der letzteren:

größte Gleichmäßigkeit der Dampfverteilung, geringe Reibungsarbeit, billige Instandhaltung, bequeme Zugänglichkeit. Neuerdings auch Ventilsteuerung — Bauart Lentz —, damit in Verbindung Stumpfsteuerung, Anwendung des Gleichstromprinzips, Dampfausgang durch Schlitz in Zylindermitte. Schieber meistens Flachschieber — Kanalschieber Trick — für Naßdampf und niedere bis mittlere Drücke; für hohen Druck und Heißdampf durchweg Kolbenschieber. Sämtliche



Fig. 322.

Schieber sucht man zur Verminderung der Reibungsarbeit tunlichst zu entlasten. Ventile doppelsitzig, aus Gußeisen, Hub $7\frac{1}{2}$ –12 mm. Umsteuerung für Vorwärts- und Rückwärtsfahrt erfolgt meistens durch Schraubensteuerung — Steuerbock mit Spindel —; bei kleineren Maschinen auch Hebelsteuerung.

Dampfzutritt zum Schieber durch den Regulator im Dampfdom gesteuert; zweierlei Bauweisen: entlasteter Schieberregulator oder entlastetes Doppelsitzventil.

e) **Maschinenleistung und Zugkraft**. Die Leistung einer Lokomotive beträgt:

$$NPS = \frac{Z \text{ kg} \cdot V \text{ km/Std.} \cdot 1000}{75 \cdot 60 \cdot 60} = \frac{Z \text{ kg} \cdot V \text{ km/Std.}}{270} = \frac{W \text{ kg} \cdot V \text{ km/Std.}}{270}$$

wenn Z und W die ganze Zugkraft und den ganzen Widerstand bezeichnen. Der Bewegungswiderstand im ganzen setzt sich zusammen aus: Lauf-, Steigungs- und Krümmungswiderstand, siehe Abschnitt A, a, II.

Für überschlägige Rechnungen gilt:

$$W \text{ kg} = \left(2,4 + \frac{V^2}{1300} \pm s \text{‰} + \frac{650}{R - 60} \right) (L + T + Q).$$

Für die Zugkraft beim Anfahren Z_a gilt allgemein:

$$Z_a \geq Z + 1000 \text{ (bis 1500) kg.}$$

Aus der gegebenen Zugkraft $Z = W$ ergibt sich die mindestens erforderliche Triebachslast G_1 nach:

$$G_1 \text{ t} = \frac{Z \text{ kg}}{z : G_1} = Z \text{ kg} : z \text{ kg/t,}$$

worin in der Regel

a) für P - und S -Lokomotiven $z = 150 \text{ kg/t}$ mit dem Reibungswerte $\mu = \frac{1}{6,7}$.

bei beschränkter Triebachslast bis $z = 180 \text{ kg/t}$ mit dem Reibungswerte $\mu = \frac{1}{5,5}$.

b) für G -Lokomotiven $z = 165 \text{ kg/t}$ mit dem Reibungswerte $\mu = \frac{1}{6}$, bei

beschränkter Triebachslast bis $z = 180 \text{ kg/t}$ mit dem Reibungswerte $\mu = \frac{1}{5,5}$.

gesetzt wird. Immer muß sein: $Z_a < \mu \cdot G_1$. Anzahl der Triebachsen durch G_1 bestimmt.

3. **Wagen** (Laufwerk): Rahmengestell und Achsen nebst Zubehör.

a) **Rahmengestell** dient zur Lagerung des Lokomotivkessels (Ausdehnung!), zur Aufnahme der Dampfzylinder mit Triebwerk, der Achsen, des Führerhauses, der Zug- und Stoßvorrichtungen. Bauart des Rahmengestells hängt in erster Linie von der Lage der Haupttrahmen innerhalb oder außerhalb der Räder ab. Haupttrahmen, Rahmen für Drehgestelle und für besondere Zwecke, wie Lagerung von Zahnradern. Meist innenliegender Haupttrahmen (leichter und billiger). Man unterscheidet:

1. Plattenrahmen, 20–35 mm starke Flußeisenplatten (Fig. 323). Schwächste Stelle über den Achslagerausschnitten, mindestens 300–450 mm hoch; sonst Verstärkungsplatten angeklebt. Kräftige Querversteifungen. Lokomotivkessel nur an der Rauchkammer mit dem Rahmen fest verbunden; sonst überall Möglichkeit der Längsdehnung vorhanden. Diese Kessel Lagerung öfters ein Gießstück mit den beiden Innenzylindern.

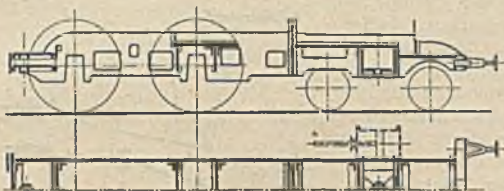


Fig. 323.

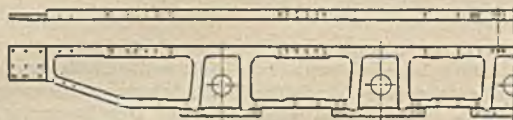


Fig. 324.

(Fig. 324). Einzelne Teile entweder aus Barreneisen von rechteckigem Querschnitt zusammengeschweißt oder aus Stahlformguß gegossen. Querverbindungen ähnlich wie bei Plattenrahmen.

3. Drehgestellrahmen: in Platten- oder Barrenauführung; gute Versteifung nötig.

b) Achsen nebst Zubehör (Radsätze).

1. Allgemeines: Man unterscheidet Treibachsen, Kuppelachsen und Laufachsen. Zahl der Achsen insgesamt durch Lokomotivgewicht bestimmt, die der Trieb- und Kuppelachsen durch die verlangte Zugkraft. Achse bzw. Radsatz besteht aus Welle — Stahl, bei stark beanspruchten Wellen Nickelstahl (gekröpfte Wellen für innenliegende Zylinder) — und Radstern (Flußeisen- oder Stahlformguß) mit aufgezo-genem Radreifen (Flußstahl oder Tiegelgußstahltrieb-räder). Laufachsen kleiner und weniger belastet als Trieb- und Kuppelachsen. Trieb-räder besitzen Gegengewichte zum Ausgleichen der Massenkräfte des Schubkurbelgetriebes. Radabmessungen siehe Abschnitt A, d: „Oberbau“.

2. Radstand und Beweglichkeit der Achsen. Radstand abhängig in erster Linie von Bahnkrümmung und Fahrgeschwindigkeit. Einzuhaltende Grenzmaße:

Radstand r : . . .	2,0	2,3	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,8	5,4 m
Krümmung R : . .	75	100	125	150	180	210	250	300	400	500 m

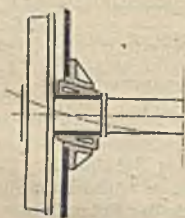


Fig. 325.

Bei Überschreitung dieser Grenzen drehbare und verschiebbare Achsen oder Drehgestelle. Fester Radstand — abgesehen von Drehgestellen — mindestens 2,5 m und höchstens 4,5 m.

Laufachsen: 1. freilenkbare, durch Drehung um einen Mittelzapfen, ohne Seitenverschiebung — Bauweise Nowotny-Klien;

2. lenkbare und verschiebbare; Ausschwingen der Achse durch die schräge Stellung der Achsbuchsführungen erreicht — Bauweise Adams, Webb (Fig. 325);

3. einachsiges Drehgestell mit Deichsel; im Hauptrahmen gelagerte, drehbare Deichsel, die am vorderen Ende einen besonderen kleinen Rahmen zur Aufnahme des Laufräderpaares trägt;

4. zweiachsiges Drehgestell — Radstand 2,002 ÷ ,70 m. —; Verschiedenheiten in der Anordnung des Mittelzapfens mit oder ohne seitliche Beweglichkeit, in

der Art der Unterstützung der Lokomotive durch das Gestell und in der Anordnung der Tragfedern hieran (Fig. 326, 327).

Triebachsen: Bei vielfach gekuppelten Lokomotiven, vor allem G-Lokomotiven — abgesehen von Verringerung der Stärke im Spurkranz zur Minderung des Zwängens —

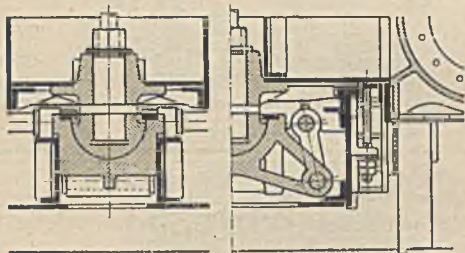


Fig. 326.

1. Verschiebbare Kuppelachsen, nicht lenkbar; Seitenspiel bis 30 mm, indem das Achslager auf dem Achsschenkel entsprechend Luft erhält, die Kuppelzapfen zylindrisch um das doppelte Seitenspiel verlängert oder kugelförmig ausgebildet werden; mitunter auch Einbau eines Gelenkes in das Stangenlager;

2. lenkbare Kuppelachse, Bauweise Klien-Lindner (Fig. 323);

3. verschiebbare und lenkbare Kuppelachsen, Bauweise Klose.

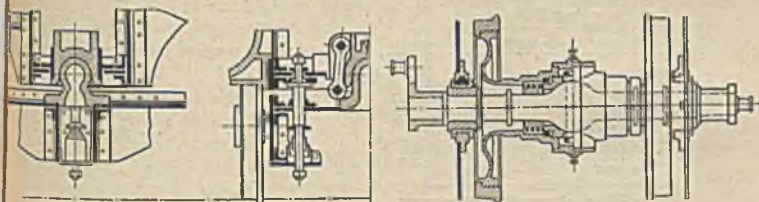


Fig. 327.

Fig. 328.

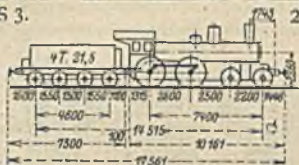
Verbindung zwischen Rahmengestell und Achsen durch Achsbüchsen — Stahlformgußgehäuse mit Rot-Gelbgußbüchsen und Weißmetallausguß — und Tragfedern, meistens Plattenfedern, teilweise auch Spiralfedern — aus Federstahl. Federn zur Ausgleichung von Stößen und zur besseren Lastverteilung oft durch Ausgleichhebel verbunden.

III. Tender.

Er zerfällt in einen Wasser- und einen Kohlenfassungsraum; Wasserbehälter meistens hufeisenförmig um den Kohlenraum angeordnet. Fassungsraum für Wasser $8 \div 32$ cbm, für Kohlen $3000 \div 12\ 000$ kg. Wasserstand durch Schwimmer mit Zeigervorrichtung kenntlich. Bei Tendermaschinen Fassungsräume entsprechend kleiner; jedoch bis 20 cbm Wasser und 4000 kg Kohlen. Untergestelle der Tender ähneln denen der Lokomotiven: entweder Plattenrahmen oder gepreßte Flußeisenrahmen. 3 Achsen oder 2 zweiachsige Drehgestelle. Neuerdings bei Drehgestellen Rahmen aus Flacheisenbügel mit Spiraltragfedern. Radsätze entsprechen denen der Wagen; aber mit stärkeren Naben und Schenkeln.

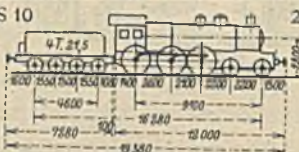
Verbindung zwischen Tender und Lokomotive zweifach, eine Haupt- und eine Notkupplung; entweder Zugeisen mit Bolzen oder Dreieckskupplung mit Kugelgelenk.

S 3. 2 B.



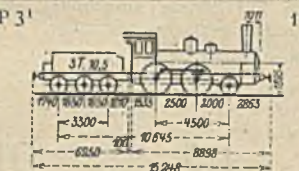
Heizfläche	=	117,92 qm
Leergewicht	=	45,3 t
Dienstgewicht	=	50,5 ..
Reibungsgewicht	=	30,4 ..

S 10 2 C.



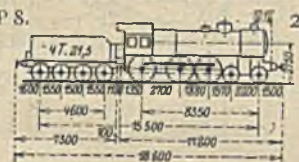
$H = 154,25 + 52,90 =$	$207,15$ qm
$L =$	$70,3$ t
$D =$	$76,6$..
$R =$	$50,5$..

P 3' 1 B.



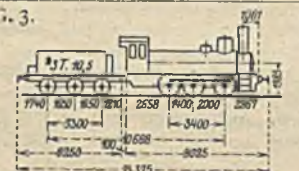
$H =$	$103,23$ qm
$L =$	$35,2$ t
$D =$	$39,4$..
$R =$	$26,4$..

P 8. 2 C.



$H = 150,16 + 49,38 =$	$199,54$ qm
$L =$	$61,1$ t
$D =$	$68,5$..
$R =$	$47,6$..

G. 3. C.



$H =$	$115,98$ qm
$L =$	$34,7$ t
$D =$	$40,1$..
$R =$	$40,1$..

G 10. E.



$H = 150,7 + 49,4 =$	$200,00$ qm
$L =$	$63,5$ t
$D =$	$69,0$..
$R =$	$69,0$..

IV. Bremsen.

Als Bremsen kommen nur Klotzbremsen zur Anwendung: Handbremsen und durchgehende Kraftbremsen.

Tenderlokomotiven und Tender müssen, ohne Rücksicht auf etwa vorhandene andere Bremsenrichtungen, mit Handbremsen versehen sein — meistens Gewichtshebelbremsen —.

Sämtliche S-Lokomotiven sowie P-Lokomotiven für Züge mit $V > 60$ km/Std. auf Hauptbahnen und $V > 40$ km/Std. auf Nebenbahnen müssen durchgehende

Bremse mit Triebdradbremse besitzen. Als durchgehende Bremsen kommen in Betracht:

- Luftdruckbremse — Westinghouse, Knorr,
- Luftsaugbremse — Hardy, Körting,
- Reibungsbremse — Heberlein.

Charakteristisch für alle diese ist, daß sie bei Zugstrennung selbsttätig einsetzen.

V. Schmalspurlokomotiven.

Durchweg als Tenderlokomotiven gebaut, ähneln hinsichtlich Ausführung denen für Normalspur. Meistens außenliegende Rahmen. Als durchgehende Bremse vor allem Heberlein- und Körtingbremse zu finden. Spurweiten 0.75 und 1 m.

C. Wagen.

1. Hauptteile: Radsätze, Untergestell und Wagenkasten.

a) Radsätze, vgl. S. 1569. In Anwendung vollwandige Räder — Scheibenräder — und Speichenräder. Nach Art der Lagerung der Achsen unterscheidet man: festgelagerte, verschiebbare, einstellbare Achsen — Lenkachsen — und Drehgestelle.

Größe des Achsstandes bei festgelagerten Achsen abhängig von Krümmung der Bahn (S. 1569).

Achsen verschiebbar, sobald mehr als 2 Achsen in gemeinschaftlichem Rahmen gelagert und Abstand der Endachsen größer als 4,0 m. Größe der Querverschiebbarkeit der Mittelachse nach jeder Seite $5\frac{1}{2}$ –63 mm, abhängig vom Radstand 4,5–10,0 m.

Lenkachsen, frei oder zwangläufig einstellbar; bei ersteren radiale Einstellung unabhängig von den anderen Achsen möglich. Zwangläufigkeit durch gegenseitige Kupplung hergestellt, die nur gleichzeitige und symmetrisch zur Mitte des Radstandes angeordnete Einstellbarkeit gestattet. Freie Lenkachsen — Vereinslenkachsen, mit 35 mm Quer- und 2,5 r mm Längsverschiebung (nach vorn und hinten), wobei r Radstand in m — für alle Geschwindigkeiten zulässig; die anderen nur bis 50 km/Std.

Für lange und schwere Wagen mit 4 bzw. 6 Achsen sind Drehgestelle geeignet, auf denen der Wagenkasten drehbar gelagert. Rahmen der Drehgestelle meistens aus Preßblechen bei Personenwagen; bei Güterwagen außerdem Bügelrahmen aus Flacheisen (Bauart Diamond). Radstand des Drehgestells größer als Spurweite.

b) Untergestell hat den Zweck den Wagenkasten zu unterstützen, die Last auf die Achsen zu übertragen, diese in ihrer richtigen Lage zu halten und die in den Zug- und Stoßvorrichtungen auftretenden Kräfte aufzunehmen.

Hauptteile: 1. zwei C-Eisenlangträger mit Kastenstützen und, falls Achsen nicht in besonderem Rahmen gelagert (Drehgestell), Federstützen sowie Achshalter (Gabel).

2. Zwei Stirnbalken (Brustschweller) zur Befestigung der Zug- und Stoßvorrichtungen.

3. Längs- und Quersteifen zur Aufnahme der durchgehenden Zugstange, der Bremsenrichtungen, Gasbehälter, Heizleitungen und sonstiger Teile. Verbindung zwischen Radsatz und Untergestell vermitteln die Achsbüchsen mit aufliegenden bzw. angehängten Plattfedern; vereinzelt auch Schraubenfedern. Bei Drehgestellen außerdem Zwischenschaltung einer zwischen den Hauptquerträgern gefedert hängenden Wiege, auf der der Wagenkasten drehbar gelagert. Zwei- bzw. dreifache Federung. Drehgestelle amerikanischer Bauart mit Schwanenhals.

c) Wagenkasten mit Untergestell durch Schraubenbolzen verbunden und gegen Längsverschiebung durch am Untergestell angebrachte Winkelleisen gesichert.

Einzelteile: Fußboden, Seiten-, Stirn- und Zwischenwände und Dach. — An Stirnwand teilweise Bänksitze bzw. -Häuschen.

2. Einteilung und Benennung, nach Verwendungszweck:

- Personenwagen,
- Post- und Gepäckwagen,
- Güterwagen,
- Wagen für besondere Zwecke.

Weitere Unterscheidung nach Anzahl der Achsen: ein-, zwei-, drei-, vier- und sechsachsige Wagen, wovon letztere als zwei- bzw. dreiachsige Drehgestellwagen ausgebildet.

a) **Personenwagen**; Unterscheidung nach Form- und Raumanordnung des Wagenkastens: Abteil- und Durchgangswagen. Bei ersteren jedes Abteil beidseitig von den Längsseiten zugänglich; bei letzteren Türen am Wagenende (teilweise mit Plattform). Mittengang oder Seitengang (D-Zugwagen). Vorteile der Abteilwagen: Trennung der Reisenden nach kleineren Gruppen, rasches Leeren und Füllen der Züge; Nachteile: Überwachung der Reisenden seitens des Begleitpersonals erschwert, geringe Widerstandsfähigkeit der Seitenwände infolge der vielen Unterbrechungen durch Türöffnungen, unbequemes Reisen auf längere Zeit.

Vorteile der Durchgangswagen: Sichere Überwachung der Reisenden, größte Bewegungsfreiheit, keine Schwächung der Seitenwände, bequemes Heizen. Nachteile: Langsames Leeren, vor allem bei Gefahr.

Für Massenverkehr auf Vorortslinien meistens Abteilwagen mit und ohne innere Verbindung, sowie Durchgangswagen mit Einsteigbühnen an beiden Enden.

Nach der inneren Ausstattung unterscheidet man Personenwagen I., II., III. und IV. Klasse (Fig. 329) und solche mit Abteilen verschiedener Klassen



Fig. 329. 2-achsiger Personenwagen (Vorortverkehr) III. Klasse — C.



Fig. 330. 4-achsiger Personenwagen I. u. II. Klasse — ABB.

(Fig. 330). Bezeichnung dieser Wagen mit den lateinischen Buchstaben A, B, C, D, je nach der Klassengattung. Verdopplung des letzten Buchstabens kennzeichnet vierachsige Wagen, z. B. ABB = vierachsiger I./II. Klassewagen. Außerdem bedeuten: \bar{u} = geschützte Übergangsbrücke und Faltenbalg, innerer Durch-



Fig. 331. 4-achsiger D-Zugwagen I. u. II. Klasse — ABBa.

gang (Fig. 331); i = Stirnwandtür (Plattform), offene Übergangsbrücke, innerer Durchgang.

Innere Einrichtung verschieden hinsichtlich Anzahl, Größe und Ausführung der Sitze, die immer in der Querrichtung des Wagens, nur ausnahmsweise in der Längsrichtung stehen.

Lichte Türmaße: 0,1 ÷ 0,7 m breit, 1,7 ÷ 3,0 m hoch (preußische Norm 0,60 × 1,82 m). Bei Durchgangswagen IV. Kl. zweiflügelige Türen, Breite etwa 1 m. Türverschluß meistens ein dreifacher: im oberen Teil des Schloßkastens Falle, im mittleren der Ein- bzw. Vorreiber und im unteren ein mit Vierkant-schlüssel sperrender Riegel.

Besondere Arten von Personenwagen: Schlafwagen, Speisewagen, Salonwagen, Krankenwagen, — Abgekürzte Bezeichnung: Schlaf, Salon, Speise.

Gewichts- und Platzverteilung zeigt folgende Zusammenstellung (Durchschnitts-
sätze):

Auf 1 Personenwagenachse kommen . . .	17,66 Plätze,
„ 1 „ „ „ . . .	6,49 t Eigengewicht,
„ 1 Platz „ „ . . .	0,37 t „

Zahlentafel 37.

Wagengewicht für einen (1) Platz und Personenzahl:

sechssachsiger Schlafwagen	2575 kg	} 20 Pers.	} Schlaf
vierachsiger „	2485 „		
sechssachsiger D-Zugwagen . . . I./II. Kl.	1270 „	38 „	ABB ü
vierachsiger „ . . . I./II. „	1100 „	38 „	ABB ü
„ „ . . . I./II./III. „	840 „	46 „	ABCC ü
„ „ . . . II./II. „	730 „	52 „	BCC ü
„ „ . . . III. „	620 „	68 „	CC ü
„ Abteilwagen . . . I./II. „	994 „	39 „	ABB
„ „ . . . I./II./III. „	636 „	58 „	ABCC
„ „ . . . II./III. „	500 „	68 „	BCC
„ „ . . . III. „	451 „	80 „	CC
dreiachsiger „ . . . III. „	390 „	50 „	C
„ „ . . . IV. „	290 „	60 „	D

Vorteile der verschiedenen Achszahlen: zwei- und dreiachsige Wagen zeigen einfache Bauart, geringe Anschaffungs- und Unterhaltungskosten, leichte Zugänglichkeit zum Laufwerk. Vier- und sechssachsige Wagen mit Drehgestellen besitzen zwanglosen Kurvenlauf, infolge mehrfacher Abfederung sanften und geräuschlosen Gang; besonders für Schnellzugdienst geeignet.

Mittlere Gesamtlänge — von Puffer zu Puffer gemessen —:

für sechssachsige D-Zugwagen	etwa 20 m,
„ vierachsige „	16,00 ÷ 18,75 m,
„ „ Personenwagen	15,00 ÷ 18,50 m,
„ dreiachsige „	14,10 m.

Drehgestellzapfenentfernung im Mittel 4 ÷ 6 m.

b) Post- und Gepäckwagen. Bauart des Oberkastens im allgemeinen wie bei Personenwagen. 2 ÷ 4 Achsen. Gepäckwagen, Bezeichnung P (Packwagen) für Personenzüge, Pg für Güterzüge; außer Gepäckraum noch erhöhtes Abteil für den Zugführer. Auch als Durchgangswagen gebaut für D-Züge, PPü (Fig. 332). Postwagen, Bezeichnung Post; Räume für Brief- und Paketdienst (Fig. 333). Gepäckwagen mit Postraum und zwei oder drei Achsen Ppost, mit vier Achsen PPpost.



Fig. 332. 4achsiger Gepäckwagen PPü. a Gepäckraum mit Zollverschluss, b Dienstraum, c Gepäckraum, d Hundeabteil.



D-Zug-Postwagen. PPpost.



Fig. 333. 4achsiger Postwagen mit Pufferräumen.

c) Güterwagen. Nach Bauart unterscheidet man: bedeckte, mit geschlossenem Wagenkasten und festem Dach, hauptsächlich für Güter und Tiere, die

gegen Wind und Wetter, Verlust oder Entwendung geschützt werden sollen offene, mit und ohne Bordwände.

Lichte Türmaße; bei bedeckten Güterwagen Schiebetüren, 1,5 m weit und 1,95 m hoch; außerdem in den Langseiten je ein Lüftungsschieber und eine Ladelücke. Bei offenen Wagen zweiflügelige Drehtüren von 1,5 m Weite; Stirnwände heraushebbar oder oben drehbar gelagert, Verschuß durch Daumenwelle.

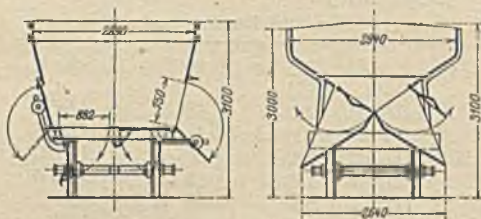


Fig. 334.

Besondere Arten von bedeckten Wagen: großräumige (Hohlglaswagen), Pferdewagen, Kühl- und Transportwagen für Butter, Bier, Obst, Fische; Kleinvieh- und Geflügelwagen mit einem oder mehreren Zwischenböden (Wagenkastenwände stacketartig durchbrochen); Kalkdeckelwagen.

Besondere Arten von offenen Wagen: Plattformwagen für Transport langer und sperriger Gegenstände, mit Drehgestell, das vollständige Kreisbewegung gestattet (Beförderung über kurze Drehscheiben und Drehweichen); Langholzwagen mit Drehschemel, je zwei durch Kuppelstange verbunden.

d) Wagen für besondere Zwecke:

- Behälterwagen (Kessel) zur Beförderung von Flüssigkeiten und Gasen (Teer, Benzin, Petroleum, Melasse, Gas usw.);
- Boden- und Seitenentlader (Fig. 334) für Kohlen, Erze u. dgl.;
- Arbeitswagen für Bauzwecke;
- Werkzeugwagen (mit Krau) für Aufräumarbeiten;
- Bahnmeisterwagen.

Einheitliche Bezeichnung der Güterwagen:

1. Hauptgattungszeichen,

- G* = zwei- oder dreiachsige bedeckte Güterwagen,
- GG* = vierachsige bedeckte Güterwagen,
- H* = Holzwagen (einzeln),
- K* = Kalk- oder Salzwagen mit Satteldach und Deckklappen,
- O* = offene Güterwagen mit Wänden von mehr als 0,40 m Höhe,
- OO* = vierachsige offene Güterwagen wie zuvor,
- R* = offene Wagen mit langen, hölzernen Rungen (Rungenwagen),
- I'* = bedeckte Viehwagen,
- X* = Arbeitswagen.

2. Nebengattungszeichen (zusätzlich zu den Zeichen unter 1.):

- e* = mit Lattenwänden und zwei Böden versehen,
- i* = bedeckte Güterwagen mit Plattform an Stirnwänden, für Personenverkehr geeignet,
- k* = mit Kopfwänden versehen, die um oberen Zapfen drehbar,
- m* = zwei- und dreiachsige Wagen: mindestens 15 t, aber weniger als 20 t Ladegewicht,
- m m* = zwei- und dreiachsige Wagen: mindestens 20 t Ladegewicht,
- r* = Holzwagen: mit Rungen,
- s* = „ „ Kuppelstange,
- z* = „ „ Zinken auf den Wendeschemeln,
- q* = O-Wagen: Kopfwand aushebbar,
- u* = X-Wagen: unbrauchbar für öffentlichen Verkehr,
- (*u*) = unbrauchbar für militärische Fahrzeuge.

Zahlentafel 38.

Größenverhältnisse einiger Güterwagen:

Gattung	Achszahl	Radstand in m	Ladegewicht in t	Bremse	Gesamtlänge in m	Ladefläche in qm	Eigen-gewicht in t	Eigen-gewicht Ladegewicht in kg/t
1. bedeckter Güterw. <i>Gm</i>	2	4,5	15,0	mit	9,60	21,3	9,70	647
2. offener Güterw. <i>Omk</i>	2	4,0	15,0	mit	8,80	18,4	8,50	567
3. Langholzwagen <i>Hmzr</i>	2	4,5	15,0	ohne	9,30	—	7,90	527

3. **Bremsen**, vgl. Lokomotiven. In Anwendung Handbremsen und Kraftbremsen, durch mechanische Kraft angezogen. Güterwagen entweder ohne oder nur mit Einzelhandbremse (Spindelbremse) ausgerüstet (Fig. 335). Ausnahme: für einzelne Wagen zu Eilgüter- bzw. Personenzügen auch durchgehende Luftdruckbremse, zum mindesten Luftleitung. Außerdem für Güterzüge neuerdings vereinzelt (Gebirgsstrecken) durchgehende Luftsaugebremse eingeführt.

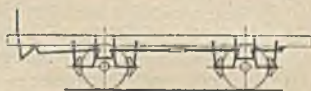


Fig. 335.

Personenwagen in der Regel mit beiden Bremsgattungen — Hand- und Kraftbremse — ausgerüstet. — Bremsung der Züge mit durchgehender Bremse erfolgt normal vom Führerstand der Lokomotive aus. Bei Personenwagen in jedem Abteil und Bremserhaus Notbremseinrichtung, die Schnellbremsung — Notbremsung — gestattet. Verbindung der Bremsleitungen zwischen den Wagen durch Schlauchkupplungen. — Wagen für internationalen Durchgangsverkehr mit mehreren Bremssystemen versehen.

Die Bauart der Bremse ist am Wagenlängsträger folgendermaßen gekennzeichnet:

Wbr. = Westinghousebremse ohne Schnellwirkung,

Wsbr. = Westinghouseschnellbremse,

Ksbr. = Knorr-Luftdruckschnellbremse,

Li. = Luftdruckbremsleitung,

Ahbr. = Automatische Hardy- (Luftsauge)-Bremse,

Hbr. = Hardy- (Luftsauge)-Bremse,

Hebr. = Heberleinbremse.

4. **Heizung und Lüftung**. Zur Anwendung kommen:

a) Heizung mit Wärmflaschen und Wärmkästen (Wasser und Sand);

b) Heizung mit Preßkohle, die — in Wärmkästen unter den Sitzen angebracht — bei geringer Luftzufuhr verbrennt. — Beide Heizungen veraltet.

c) Ofenheizung zur Erwärmung größerer Räume, wie Abteile IV. Kl., Post-, Gepäck- und Saalwagen. Heizstoff: Kohlen und Koks.

d) Warmwasserheizung, vor allem in Schlaf- und Salonwagen, gibt sehr gleichmäßige Erwärmung. Wärmezuführung leicht regelbar, geringe Feuergefährlichkeit. Nachteile: Unterbringung eines besonderen Ofens oder Warmwasserbereiters (mittels des Hochdruckdampfes) im Wagen, großes Gewicht der Heizanlage, da Heizfläche 1,5 mal so groß als bei Dampfheizung.

e) Dampfheizung am gebräuchlichsten; Dampf dem Lokomotivkessel entnommen. Zwei Ausführungsarten: Hochdruckdampf- (an der Lokomotive auf $3 \div 4$ Atm. herabgemindert) und Niederdruckdampfheizung (in jedem Wagen — außer Drosselventil auf Lokomotive — ein Dampfdruckminderer). Letztere im Dampfverbrauch sparsamer. Außerdem angenehmere Heizwirkung, da die Heizkörper entsprechend der niederen Dampftemperatur nicht zu heiß werden.

Größe der Dampfheizflächen: auf 1 cbm Luftraum bei Mittelabteilen etwa 0,12 qm, bei Endabteilen etwa 0,15 qm/cbm. Verbindung der Heizleitung der einzelnen Wagen durch Schlauchkupplung.

Kennzeichnung der Heizungseinrichtungen am Wagenuntergestell:

- Dbz. = Dampfheizung.
- DI. = Dampfleitung,
- Khz. = (Preß)-Kohlenheizung,
- Ohz. = Ofenheizung.

Für Lüftungseinrichtungen wird die von der Fahrgeschwindigkeit herührende Luftströmung nutzbar gemacht. Luftsauger an Wagendecke, seitwärts an den Wänden meistens Lüftungsklappen oder Schieber. Stündlich erforderliche Frischluft für den Kopf etwa 30 cbm.

5. Beleuchtung.

a) Ganz vereinzelt noch Petroleum- bzw. Öllicht. Hauptsächlichste Beleuchtung durch Gasglühlicht in hängender Anordnung. Ölgas von jedem Wagen in einem besonderen, am Untergestell angeordneten Behälter mitgeführt, der auf den End- bzw. Füllstationen ergänzt wird. Fassungsvermögen des Gasbehälters bis 1600 l, entsprechend 16÷32stündiger Brenndauer. Druck im Behälter 6 Atm., an den Lampen etwa 50 mm Wassersäule.

Normale Glühkörpergrößen (Preußen):

26 l/Std. = 59 N. K. für I. und II. Kl.

18 l/Std. = 43 N. K. „ III. „ IV. Kl.

Gaskosten für 1 Lampenstunde 0,83 bzw. 0,58 Pf.; Preis des Glühkörpers etwa 0,35 M.; Brenndauer 200 Stunden. Hauptbauart: Pintsch, Berlin.

b) Elektrische Beleuchtung; erfolgt entweder nur durch Akkumulatoren oder durch Lichtmaschine in Verbindung mit ersteren. Akkumulatoren im Wagenuntergestell mitgeführt. Dynamomaschinen entweder auf der Lokomotive untergebracht und durch kleine Dampfturbine angetrieben (veraltet), oder am Untergestell jedes einzelnen Wagens und von Radachse durch Riemen angetrieben. Während Stillstand des Fahrzeuges Strom der Batterie entnommen.

Bauarten:

1. Gesellschaft für elektrische Zugbeleuchtung, Berlin;
2. Stone (England);
3. Pintsch-Grob;
4. Aichele-Brown-Boveri.

Lampenspannung für Einzelwagen 32 oder 24 Volt, für geschlossene Zugbeleuchtung 48 Volt. Vorteile: größte Sauberkeit und Geruchlosigkeit, bequemes Einschalten der einzelnen Lampen, Feuersicherheit bei Unfällen; Nachteile: hohe Anschaffungs- und Unterhaltungskosten.

6. Schmalspurwagen. Personenwagen in der Regel als Durchgangswagen mit Mittengang ausgeführt. Eingang an beiden Wagenenden, Plattform. Im übrigen ähnliche Bauweisen hinsichtlich Ausrüstung und Einrichtung wie bei vollspurigen Wagen. Meistens Ofenheizung, selten Dampfheizung. Beleuchtung durch Petroleumglühlicht, vereinzelt auch Gasglühlicht. Meistens Heberleinbremse, die auch von Hand ausgelöst werden kann; keine Spindelbremsen. Als durchgehende Bremse vereinzelt Luftleerbremse von Körting eingeführt.

Güterwagenbauart stimmt im allgemeinen mit der normalspuriger Wagen überein.

Für beide Wagengattungen gilt: Wagen ohne Bremse freie Lenkachsen; Bremswagen ein- oder zweiachsige Drehgestelle.

D. Straßenbahnen.

Von Baurat Dr.-Ing. Bloss.

A. Allgemeines.

1. Bauliche Merkmale. Gleisbereich dient zugleich dem Straßenverkehr. Bündig zur Straßenoberfläche liegende Rillenschienengleise. Haltestellen in Abständen von 300—500 m, manchmal mit einfachen Wartehallen.

In ausreichend breiten Straßen und auf Außenlinien liegen Straßenbahnen oft auf eigenen, gewöhnlich etwas erhöhtem Bahnkörper. Außerhalb der Städte vielfach Linienführung unabhängig von Straßenzügen (Überlandbahnen, Schnellstraßenbahnen). Dort oft Breitfußschienen ohne Rillen; doch geben Rillenschienen dem niedrigen Flansch der Straßenbahnräder sicherere Führung.

2. Betrieb. Nach dem Verkehr und der Übersichtlichkeit der Straße stark wechselnde Fahrgeschwindigkeit, 6—30 km/Std. Kleine Zugeinheiten, ein bis drei Wagen. Meist regelmäßige Zugfolge nach starrem Fahrplan. Weitgehende Anpassung des Bahnbetriebs an den Straßenverkehr. Hierzu starke Bremsverzögerung nötig. Da außerdem wegen oftmaligen Haltens große Anfahrbeschleunigung erwünscht, elektrischer Betrieb vorherrschend. Hierneben fast nur noch Pferdebetrieb in kleinen Netzen.

3. Verkehr. Reiner Personenverkehr vorherrschend. Manchmal daneben Güterverkehr. Stückgut- und Paketverkehr (Post) leicht möglich, wenn straßenbahnmäßige Einrichtung der Güterwagen, gleiche Geschwindigkeit wie Personenverkehr, eigene Ladegleise. Andere Formen nur bei weitmaschigem Fahrplan durchführbar. Beförderung von Straßenfurwerken versuchsweise durch Ankuppeln seitlich oder hinten am Triebwagen oder auf Rollböcken. Unmittelbarer Übergang von Vollbahnwagen auch bei gleicher Spur meist nicht möglich, da er große Bogenhalbmesser und breite, dem Straßenverkehr hinderliche Rillen erfordert. Mittelbarer Übergang (auf Tafelwagen oder Rollböcken) dagegen nicht selten.

Grenzform nach der elektrischen Vollbahn bilden Bahnen, die innerhalb der Städte Straßenbahnbetrieb, außerhalb der Städte Vollbahngeschwindigkeit aufweisen. Grenzform nach dem Kraftwagenomnibusbetrieb die „gleislosen Bahnen“ mit elektrisch angetriebenen Triebwagen, die Betriebsstrom aus einer Oberleitung nehmen, aber nicht in Schienengleisen laufen.

4. Linienführung. Unmittelbare Heranführung an Verkehrsknotenpunkte. Dabei Auswahl der zu benutzenden Straßen nach Verkehr, Anwohnerzahl, Breiten- und Steigungsverhältnissen usw. Städtische Netze gewöhnlich aus Radialbahnen mit einer oder zwei Ringlinien gebildet, manchmal mit Schleifenbildungen oder Wahl anderer Rückwege durch Parallelstraßen. Doppelgleis, wenn Zugfolge etwa 8 Minuten oder dichter.

5. Steigungen. Grenzwerte:

- a) Pferdebetrieb: dauernd 1 : 40 ohne Vorspann, 1 : 30 mit Vorspann, kurz, mit Anlauf 1 : 20 ohne Vorspann, 1 : 15 mit Vorspann.
- b) Elektrischer Betrieb: Triebwagen mit 2 Anhängern 1 : 20, mit 1 Anhänger 1 : 14 bei gewöhnlicher Klotzreibungsbremse, 1 : 10 bei Bremsung aller Wagen mit elektromagnetischer Schienenbremse; Triebwagen allein 1 : 9.

6. Krümmungen nach preußischem Kleinbahngesetz auf freier Strecke in der Regel mindestens 15 m Halbmesser, darunter wird besonderer Nachweis der Betriebsfähigkeit verlangt. Kleinstes Krümmungsmaß ist von Fahrgeschwindigkeit, Radstand und Kurvenbeweglichkeit der Achsen abhängig. Als Grenzwert kann für steifachsige Wagen das 8—10fache, für Wagen mit Lenkachsen das 4—5fache des Radstandes angenommen werden. Scharfe Bogen nötigen zur Herabsetzung der Fahrgeschwindigkeit, sind daher auf freier Strecke tunlichst zu vermeiden. Übergangsbogen zur stoßfreien Ein- und

Ausfahrt bei Halbmessern von 50 m und darunter. Gleichung $y = \frac{x^2}{61r}$, wobei $l = \frac{200}{r}$. Der Abstand des Kreisbogens von der Tangente wird $m = l^2 : 24r$.

Annäherung: Korbogeneinlauf (an Bogenanfang und -ende kurze Vorbögen von 5—10 m Länge und 50—100 m Halbmesser).

Zwischen Gegenbogen schalte man eine Gerade mindestens von der Länge des größten Radstandes ein.

7. Umgrenzung des lichten Raumes. Wagenbreite beträgt unabhängig von Spurweite bei zwei Längssitzreihen mit Mittelgang oder bei Quersitzreihen für drei Plätze mit Durchgang 2,0—2,2 m. Größeres Maß namentlich für Quersitzer angestrebt.

Erforderliche Spielräume: Gegen Straßenbahnwagen und Landfuhrwerke 30—50 cm. Gegen feste Gegenstände, wie Maste, Bäume, Brückenpfeiler, auf der freien Strecke etwa 75 cm, in Bahnhöfen 40—50 cm.

Sonst vielfach noch vorgeschrieben: Abstand des Bahnräumers (Schutzbretter) von $SO \leq 7$ cm, der untersten Trittstufe von $SO \geq 32$ cm, der Wagenkante von Bordkante ≥ 30 cm. Höhe der elektrischen Oberleitung über Straße bei größtem Durchhang 5,0—5,5 m. Mindestmaß an Unterführungen u. dgl. je nach Bauart des Stromabnehmers 3,9—4,2 m.

8. Gleisabstand ergibt sich aus Wagenbreite und Spielraum für alle Spurweiten zu 2,5—2,6 m. In scharfen Bögen gewöhnlich Vergrößerung des Abstandes nötig, wenn Begegnung möglich sein soll; hierbei Einschränkung des Spielraumes zulässig und üblich. Ermittlung des Erweiterungsmaßes am einfachsten zeichnerisch aus den Abmessungen der Wagen.

Bei Rollbockverkehr kleinster Gleisabstand für Begegnung von Rollbockzügen 3,5 m.

9. Lage des Gleises im Querschnitt und Grundriß.

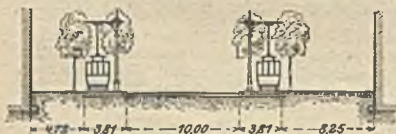


Fig. 336.



Fig. 337.

Mittellage der Gleise wird bevorzugt. In Straßen mit geteilter Fahrbahn ist die Anordnung der Gleise zu beiden Seiten des mittleren Fußweges häufig.

b) Eigener Bahnkörper. Bietet als Vorteile: Größere Fahrgeschwindigkeit und vermehrte Betriebssicherheit, weil keine Störung durch Straßenverkehr, erleichterte Gleisunterhaltung. Bei Breitfußschienen ohne Rille geringeren Kraftverbrauch. Querschnittsanordnung nach Fig. 336 oder (besser) 337. Gleisbereich auf eigenem Bahnkörper gepflastert, bekieset oder berast; etwaige bepflanzte Seitenstreifen (siehe Fig. 337) können an Haltestellen durch Pflasterung als Bahnsteige ausgebildet werden.

Bei Abbiegungen in enge Seitenstraßen sind Gegenkrümmungen mit Durchschneidungen des Straßenverkehrs nicht immer vermeidbar. Dort Vorsichtsbefehle für den Betrieb, oft selbsttätige Warnungssignale.

10. Spurweite ausgeführter Straßenbahnen schwankt zwischen 785 und 1524 mm. Preußisches Kleinbahngesetz läßt in der Regel nur Spurweiten von 1435, 1000, 750 und 600 mm zu. Für elektrischen Betrieb Spurweiten unter 1000 mm nicht empfehlenswert, weil genügend kräftige Motoren nicht mehr zwischen den Rädern untergebracht werden können. Meterspur namentlich für Bahnen mit Rollwagenverkehr.

11. Spurrinne, Spurerweiterung. Breitfußschienen ohne Rillen nur anwendbar auf eigenem Bahnkörper und bei Seitenlage in untergeordneten, beschotterten Wegen. Sonst allenthalben Rillengleise. Rille gewöhnlich etwa 30 mm breit (dem Spurkranz 5—10 mm Spiel gewährend) und 30—40 mm tief. In Bogen Rillenerweiterung von 3—5 mm. Bogen erhalten dann keine Spurerweiterung, in scharfen Krümmungen ist sogar Spurerweiterung von einigen Millimetern rätlich.

Auf amerikanischen Bahnen setzt Straßenbefestigung vielfach innerhalb des Gleises um die Höhe des Radflansches unter SO an (Stufenschiene). Diese Anordnung erschwert den Straßenverkehr, verschwindet daher allmählich. Rillen über 45 mm Weite werden bedenklich, weil Zugtiere mit den Griffstollen der Hufeisen, ferner Wagenräder stecken bleiben können (Abnutzungsgrenze). Grenzwert für unbeabsichtigte Spurerweiterungen wegen schmaler Lauffläche der Räder klein, etwa 5 mm.

12. Überhöhung. Gleislage paßt sich dem Straßenquergefälle an, doch gebe man dem Gleise nur 1 : 80, höchstens 1 : 50 Querneigung. Diese Neigungen genügen auch als Überhöhung in Bogen. Falsche Überhöhung ist lästig und für Gleis und Wagen schädlich, man lege also in Bogen das Gleis äußerstenfalls wagerecht. Quergefälle der Straße richte sich dann nach dem Gleise.

13. Reibungs- und Widerstandswerte. Bei trockenen, reinen Schienen beträgt der Reibungsbeiwert 0,13—0,14 (130—140 kg/t). Bei nassen Schienen 0,10, bei schlüpfrigen Schienen (durch Öl, Laub) 0,06. Besandung der Schienen steigert den Reibungsbeiwert: bei schlüpfrigen Schienen bis 0,14, bei trockenen bis 0,25, je nach Ausgiebigkeit der Besandung; Zuverlässigkeit des Sandstreuers ist bei den stark wechselnden Reibungsverhältnissen für die Betriebssicherheit von größter Bedeutung.

Laufwiderstand in Rillengleisen für Triebwagen auf wagerechter, gerader Strecke 10—12 kg/t, für Anhänger 6—8 kg/t. Krümmungswiderstand nach Hamelink und Adler $W = \frac{158a + 33s}{R}$ in kg/t, wo a = Achsstand, s die Spurweite, R Bogenhalbmesser in Metern. Steigungswiderstand n kg/t, wenn n die Steigung in $\frac{0}{100}$.

Bei Breitfußschienen ohne Rillen ist Widerstand und Zugkraft entsprechend den Verhältnissen auf Neben- und Kleinbahnen zu schätzen.

B. Gleise und Welchen.

Große Widerstandsfähigkeit des Gleises und der Stoßverbindung ist nötig, damit bei Gleislage in Straßen möglichst wenig Straßenaufbruch für Ausbesserungen.

Schienenlänge 8—10, neuerdings bis 15 m. An Schienenstößen bei Lage des Gleises im Straßenkörper meist keine Wärmefugen, weil Ausdehnung der Schienen durch die Reibung in der Straße fast völlig aufgehoben wird. Schienen werden ohne Neigung verlegt. Spurhalter in Abständen von 2 m sind bei Langschwellenbauarten unerlässlich, werden aber auch bei Querschwellengleisen meistens beibehalten (Hochkant-Flacheisen in den Pflasterfugen).

I. Schienenformen.

a) Gewöhnliche Breitfußschienen ohne Rillen auf eigenem Bahnkörper und ausnahmsweise im leicht befestigten Seitendamm untergeordneter Wege. Das Gleis entspricht in solchen Fällen dem von Neben- und Kleinbahnen.

b) Einteilige Rillenschienen. Breitfüßige Schienenprofile, die so hergestellt werden, daß beim 10.—13. Stich (Walzendurchgang) die Fahrtrille in den vorher ungliederten Kopf eingewalzt wird.

Erfordernisse: Große Tragfähigkeit zur Erzielung ruhiger Lage mit möglichst wenig Ausbesserungen und langer Lebensdauer. Breiter Fuß, damit bei Verlegung ohne besondere Stützen der Bettungsdruck in zulässigen Grenzen bleibt. Die Belastungsebene falle in die Verlängerung des Steges, damit bei der Belastung keine seitlichen Verdrehungen entstehen.

Normalprofile des Deutschen Straßenbahn- und Kleinbahnvereins siehe Zahlentafel 39, ferner Fig. 338.

Zahlentafel 39.

Profil	Höhe	Fußbreite	Kopfbreite	Stegdick.	Rillentiefe	Rillensweite	Breite der Leitschiene	Trägheitsmoment	Widerstandsmoment	Querschnittsfläche	Gewicht
	mm							cm ⁴	cm ³	mm ²	kg/m
1	150	140	47	11	35	31	14	1630	208,2	5490	42,8
1 a ¹⁾						34	21	1740	214,8	5860	45,7
2	160	150	51	12	40	31	15	2130	250,6	6310	49,2
2 a ¹⁾						34	24	2278	258,8	6730	52,4
3	160 ²⁾	180	56	12	40	31	16	2452	299,0	7180	56,0
3 a ¹⁾						34	26	2580	307,2	7670	59,8
4	180	180	56	12	40	31	16	3202	342,5	7410	57,8
4 a ¹⁾						34	26	3454	356,0	7820	61,0

¹⁾ Die „a“-Profile sind für Bogengleise bestimmt.

²⁾ Verhältnismäßig geringe Höhe bei großer Breite, weil für Asphalt- und Holzpflasterstraßen bestimmt.

Eine Sonderform der einteiligen Rillenschiene ist die Flachrillenschiene, in deren flacher Rille in Bögen die Spurkränze der äußeren Räder auflaufen.

(Normalprofile mit 10 mm tiefer Rille). Viel verwendet als äußere Schiene in scharfen Bogen, ferner für Herz- und Kreuzungsstücke.

c) Zweiteilige Rillenschienen. Leicht zu walzende Fahrtrille, besondere Leitschiene. Regelformen des Vereins Deutscher Straßenbahn- und Kleinbahnverwaltungen s. Fig. 339 und Zahlentafel 40.



Fig. 338.



Fig. 339.

Auf besondere Bogenschienen ist verzichtet worden. Die Fahrtrille hat Wechselsteganordnung. Mit Vorteil verwendbar auf eigenem Bahnkörper mit vielen Übergängen (Einfahrten), wo häufiger Wechsel zwischen offenem Gleis- und Rillengleis nötig.

Zur Auswahl eines geeigneten Schienenprofils gibt der Verein Deutscher Straßenbahn- und Kleinbahnverwaltungen folgenden Anhalt:

Für 2,5 t mittleren Raddruck	$T_I = 1340$	cm ⁴ .
„ 3,0 t „ „	$T_{II} = 2037$	„
„ 3,5 t „ „	$T_{III} = 3036$	„
„ 4,0 t „ „	$T_{IV} = 4068$	„

Zahlentafel 40.

Profil	Höhe	Fußbreite	Kopfbreite	Stegdicke	Rillentiefe	Breite der Leitschiene	Trägheitsmoment	Widerstandsmoment	Gewicht	Bemerkungen
							der Fahr- und Leitschiene			
							mm			
1	150	140	47	8	35	20	1434	182,7	33,3	Fahrschiene
							377	44,3	15,1	Leitschiene
2	160	150	51	9	40	20	1868	223,7	39,5	Fahrschiene
							509	49,4	16,6	Leitschiene
3	160	180	56	10	40	25	2194	252,2	46,2	Fahrschiene
							628	70,2	19,4	Leitschiene
4	180	180	56	10	40	25	2999	307,6	47,8	Fahrschiene
							1011	97,7	20,4	Leitschiene

Bettungsziffern C in kg/cm^3 und Schienendurchbiegungen d in mm (für zweiachsigen Wagen von etwa 10 t Gewicht):

1. Rillenschiene auf Packlage und Schotter

$$C = 40, \quad d = 0,33 \text{ in Schotterstraße,}$$

$$C = 30, \quad d = 0,35 \text{ in Pflaster.}$$

2. Rillenschiene auf Betonlangschwelle

$$C = 60, \quad d = 0,30 \text{ in Schotterstraße,}$$

$$C = 50, \quad d = 0,32 \text{ in Pflaster.}$$

3. Rillenschiene auf Beton in Asphaltstraßen $C = 120, \quad d = 0,08.$

Bei gelockerten Schienen fällt C auf 6, d steigt bis 1,2.

2. **Stoßanordnungen.** Der Stoß muß bei Straßenbahnen besonders kräftig ausgebildet werden, da bei ungenügender Bemessung leicht Zerstörungen der angrenzenden Straße und der Bettung von ihm ausgehen. Schraubensicherungen verschaffen sich (in Gestalt von Federringen oder Spannplatten) allmählich Eingang. Stoßsenkungen lassen sich durch Stöpsel, die in kreisrunde Ausbohrungen an der Stoßfuge von oben eingesetzt werden, vermindern (Porck).

a) Laschenstöße.

α) Der gewöhnliche Laschenstoß (Fig. 340) ist weit verbreitet und bei genügend starker Ausbildung auch gut bewährt.

β) Fußlaschenstoß (Fig. 341) und Fußlaschenstoß mit Fußplatte (Fig. 342) streben erhöhte Tragfähigkeit des Stoßes und Einspannung des Fußes an. Tragendes Anliegen an allen drei Anlageflächen ist nur bei sorgfältiger Auswahl der Laschen aus größerem Vorrat zu erreichen.

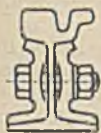


Fig. 340.



Fig. 341.



Fig. 342.



Fig. 343.

γ) Doppelter Fußlaschenstoß der Stahlindustrie Bochum (Fig. 343) erreicht die tragende Anlage an drei Berührungsflächen durch Zerlegung der Fußlasche in zwei Laschen.

b) **Auflaufstöße.**

α) Kopflasche mit halb ausgeschlittenem Schienenkopf nicht bewährt.

β) Auflaufflasche mit ganzem Fahrkopf (Melaunstoß, Fig. 344) zur Wiederherstellung abgefahrener Stöße bewährt.

c) **Fußklammerstöße.**

Fig. 344.

Bezwecken kräftige Einspannung des Fußes, um gleiche Durchbiegung beider Schienenenden zu erzwingen und seitliche Verdrehungen zu verhindern.

α) Fußklammerstoß des Hörder Bergwerks- und Hüttenvereins zieht die Klammern mittels Schrauben an.

β) Fußklammerstoß von Scheinich & Hofmann benutzt zum

selben Zwecke Keilwirkung und die bei dem Erkalten des rotwarm abgezogenen Schuhs eintretende Klemmwirkung (Fig. 345).

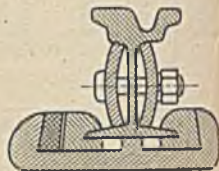


Fig. 345.

d) **Vernietete und vergossene Stöße.** Wenig in Anwendung oder veraltet.

e) **Verschweißte Stöße.**

Erzielen lückenlose Fahrfläche ohne Stoßfuge, erschweren aber Ausbesserungen, weil bei Auswechslungen stets Schnitte geführt werden müssen. In vielen Betrieben wird auf je 80—300 m ein gewöhnlicher Laschenstoß zum Längenausgleich bei Wärmeänderung eingelegt.

α) Aluminothermisches Verfahren (Goldschmidt). Verschweißen der gut gereinigten Schienenenden mit Thermitisen.

β) Autogene Schweißung. Verschweißung von Laschen oder Kopflaschen und Fußplatten mit der Schiene im elektrischen Flammenbogen oder in Gebläseflammen.

3. Elektrische Stoßverbindungen zur Rückleitung des Stromes. Mit Kupferbügeln oder -bändern von etwa 50 qmm Querschnitt, in 20—22 mm im Durchmesser haltende konische Stüpsel (hohl, auch mehrteilig) endend, die in entsprechende Löcher im Schienensteg eingetrieben und verstemmt oder verkeilt werden. Bei geschweißten Stößen entbehrlich.

Damit ein schlecht leitender Stoß nicht die Rückleitung unterbricht, werden die beiden Schienen eines Gleises und die inneren Schienen zweigleisiger Bahnen mindestens jeden 10. Stoß elektrisch leitend verbunden (Kupferbügel wie Stoßverbinder). Die Schienen zu beiden Seiten von Kreuzungs- und Weichenstücken müssen gleichfalls gut leitend verbunden werden.

4. Schienenstöße auf Brückenwiderlagern

werden als Auflaufstöße mit Wärmefugen oder bei größerer Wärmeausdehnung in Gestalt zweier kurzer Weichenzungen, die sich nebeneinander verschleiben können, ausgeführt.

5. Weichen. Meist werden nur die Zungenvorrichtungen (Weicheneingänge) fabrikmäßig hergestellt, die Zwischenschienen und Herzstücke werden vielfach in den eigenen Werkstätten der Straßenbahnen angepaßt.

Weichenformen: Neben der einfachen Weiche mit oder ohne Herzstück gerade vielfach gleichlaufende oder entgegenlaufende Bogenweichen. Verschränkte Doppelweichen häufig. Kreuzungsweichen selten.

Zungen neuerdings stets gekrümmt. Anschluß der Zunge an die Backenschiene tangential. Um an der Zungenspitze noch einen genügenden Querschnitt der Zunge zu erhalten, wird die Anschlagsschiene etwas ausgeschlitten oder unterschritten. Zungenhalbmesser 20—50 m, Zungenlänge 2,3—3,0 m, Länge der gesamten Weichenablenkung 3,4—4,4 m.

Querschnitt an der Zungenspitze meist ähnlich den bei Vollbahnweichen üblichen Formen, wobei die Zunge in geöffnetem Zustande unter den Kopf der Leitschiene schlägt. Auch kommen Zungen mit Leitschienenansatz vor. Zungenaufschlagweite = Rillbreite.

Stahlgußweichen und -herzstücke sind wegen ungleicher Abnutzung (Ausbröckeln) und wegen harten Fahrens fast allgemein verlassen. Einzungenweichen (mit einer festen und einer beweglichen Zunge) sind nur für Einmündungsweichen empfehlenswert, die gegen die Spitze nicht in krummen Strang befahren werden.

Die Weicheneingänge bestehen (Fig. 346—348) aus zwei entsprechend zugehobelten Schienen, die zwischen sich den Gleitstuhl und die Zunge tragen; Verbindung durch Schrauben, Nieten oder Schweißen. Befestigung der Zunge



Fig. 346.

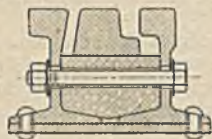


Fig. 347.

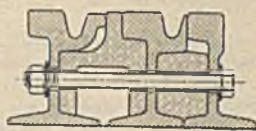


Fig. 348.

an der Wurzel mittels Splint oder Schubriegel oder durch Keile oder durch Schraubklemmen möglichst so, daß Zunge ohne Straßenaufbruch auswechselbar.

An der Zungenspitze sind die beiden Zungen durch die Führungsstange verbunden, die in einem entwässerten Führungskasten liegt. Die gegen die Spitze in beiden Richtungen befahrenen Weichen (Trennungweichen) werden stellbar eingerichtet und meist vom Wagen aus von dem Führer gestellt. Bei lebhaftem Betrieb Weichensteller oder selbsttätige Weichenstellung (durch Oberleitungsstrom gesteuerte Kernzugmagnete). Die Einmündungsweichen werden aufschneidbar gemacht; Zurückführung in die Endlage durch Federn oder Gewichte (im Führungskasten) oder durch Gummieinlagen in die Zungenrinne.

Herzstücke sind nicht an bestimmte Herzstückneigung gebunden, auch kann wegen der Kürze der führunglosen Stelle von einer Herzstückgeraden abgesehen werden.

Bauart der Herzstücke und Kreuzungen meist als Durchdringung der beiden Fahrsschienen, wobei in den Kopf der durchgehenden Schiene die Fahrille für die andere eingearbeitet wird. In den spitzen Zwickeln vielfach Gußstücke zur Erleichterung des Straßenanschlusses. Das Ganze erhält einen kräftigen Unterzug (Eisenplatte, wohl auch Altschiene unter die nicht durchgehende Schiene). Vollrinne in Herz- und Kreuzungsstücken häufig, oft durch Einlagen gebildet. Ist nützlich für die Gleisunterhaltung, vermehrt aber bei ausgedehnter Anwendung die Wagenunterhaltung.

6. Gleisunterbau. Muß eine genügende Widerstandsfähigkeit haben und darf doch nicht zu starr und unelastisch sein, weil sonst hartes Fahren und Riffelbildungen die Folge.

Üblich sind folgende Bauweisen:

a) Unterstopfung der Schienen mit Klarschlag. Unterbau besteht aus Packlager. Weit verbreitet, genügt bei nicht zu starkem Betrieb.

b) Betonlangschwelle trapezförmigen oder rechteckigen Querschnittes unter jeder Schiene. In Schotter- und Pflasterstraßen. Das Gleis befährt sich leicht hart und scheint Riffelbildungen besonders ausgesetzt. Deshalb wird vielfach zwischen Schiene und Betonlangschwelle ein elastisches Zwischenmittel eingeschaltet (Gußasphalt, Asphaltplatte, Holzkeile).

Als Verlegung auf Betonlangschwelle ist auch die Einbettung in den Unterbeton von Asphalt- und Holzpflasterstraßen anzusehen. Da hier Zerstörungen des Unterbaues und der Umgebung der Schienen zu besonders teuren Ausbesserungen führen, hat man mehrfach Verankerungen der Schienen im Unterbeton versucht (durch Flach- oder Rundeisenbügel, I-Eisenunterzüge).

c) Querschwellen. Aus Holz, seltener Eisen oder Eisenbeton. In Schotter- und Pflasterstraßen, bei letzteren ruhige Lage des Pflasters meist erst nach

einmaligem Umsetzen erreichbar. Schienen gewöhnlicher Höhe erfordern meist eine Aulsattelung, um in Schotterstraßen eine genügend widerstandsfähige Straßendecke und bei Pflaster die erforderliche Bauhöhe zu erhalten. Schienenbefestigung wie bei Kleinbahngleisen. Tränkung der Holzschwellen mit fäulniswidrigen Stoffen ist unerlässlich.



Fig. 349.

Die Amerikaner verwenden Querschwellen aus Holz oder Eisen auch im Unterbeton von Asphalt- oder Holz-pflasterstraßen.

d) Einzelstützen. Schienenstühle sind verlassen. Für Asphalt- und Holz-pflasterstraßen empfohlen Eisenbetonplatten System Reinhardt (Fig. 349).

7. Straßenanschlüsse. Guter Anschluß ist wichtig, weil durch Fugen zwischen Schiene und Straße leicht Wasser eindringt, das den Unterbau und die angrenzende Straße zerstört.

a) In Schotterstraßen keine besonderen Vorkelhrungen.

b) In Pflasterstraßen zwischen Kopf und Fuß Zementglattstrich oder Formsteine, damit glatte Anlage für Pflastersteine.

c) In Asphalt- und Holzpflasterstraßen vielfach neben den Schienen durchlaufende Reihen von Hartholzplaster, Zwischenraum zwischen diesen und den Schienen wird mit Gußasphalt vergessen.

Da die Unterhaltungskosten von Schotterstraßen im Gleisbereich von Straßenbahnen erfahrungsgemäß außerordentlich hoch werden, ist Pflasterung auch in Schotterstraßen zwischen den Schienen und in 50—60 cm Breite außerhalb der Schienen weit verbreitet.

Um Fuhrwerke vom Gleisbereich möglichst fernzuhalten und Straßenaufbruch bei Gleisarbeiten zu verbilligen, empfiehlt sich Steinpflaster im Gleisbereich auch für Holzpflaster- und Asphaltstraßen.

8. Rillentwässerung. Abführung des in den Rillen abfließenden Regenwassers von Durchbohrungen der Rillendböden nach Straßenschleusen durch trichterförmige Ansätze. Oder mittels gußeiserner Kästen, die sich über die ganze Gleisbreite erstrecken, an die Rillendurchbohrungen unmittelbar anschließen und durch Rohre mit den Straßenschleusen verbunden sind. Auch kleinere, nur an einer Schiene befestigte Einlaufkästen für jeden Einfallpunkt kommen vor.

Anordnung an allen Straßentiefpunkten, sonst alle 100—150 m.

9. Legen und Unterhalten des Oberbaues. Die Schienen werden für Neubauten im Walzwerke nach dem „Kurvenband“ der Linie gebogen, weil Biegen auf der Baustelle wegen der großen Seitensteifigkeit schwierig ist.

Reinigen der Rillen führt zu Kraftersparnis, Schmieren der Bogen mit Wasser, Graphit oder Olabfall außerdem zur Schonung des Gleises. Eingeretene Riffel (wellenförmige Abnutzungen des Schienenkopfes) beseitigt man durch Abfeilen (Hobeln), weil sonst lästiges Geräusch und bald Lockern des Gleises.

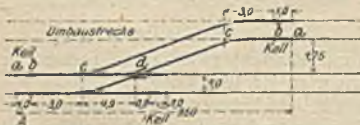


Fig. 350.

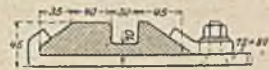


Fig. 351.

Gleiserneuerungen im Betriebe mit Unterbrechung des Gleises erfordern bei eingleisigen Bahnen Verlegung von Notgleisen (auf dem Straßendamm in Sandbett) neben der Baustelle, bei zweigleisigen Bahnen Überleitung des Verkehrs auf das andere Gleis mittels Notweichen (Fig. 350 und 351).

C. Verkehrsstellen und Bahnhöfe.

1. Haltestellen ordnet man vor den Straßen- und Bahnkreuzungen an. Bei starkem Straßenverkehr sind in ausreichend breiten Straßen erhöhte Bahnsteige (Schutzinseln), 1,5—2,0 m breit, zweckmäßig.

2. Ausweichstellen eingleisiger Bahnen. Entfernung berechnet sich aus der Wagenfolge (Abstand zweier Wagen gleicher Richtung = m Minuten) und der mittleren Fahrgeschwindigkeit v in km/Std. zu $e = \frac{m}{2} \cdot \frac{v}{60}$ km,

Die Weichen werden auf die Fahrt gegen die Spitze festgelegt, in der anderen Fahrtrichtung müssen sie aufschneidbar sein. Anordnung am besten so, daß bei der Fahrt gegen die Spitze nur der gerade Strang befahren wird, also bei Rechtsfahrt nur Linksweichen. Hierbei zweckmäßig Einmündungsweiche des Hauptstranges in die Zwischengerade zwischen den Gegenbögen des Ausweichgleises.

3. Umsetzstellen sind an allen Punkten erforderlich, wo fahrplanmäßig Wagen abgestellt oder aufgenommen werden müssen (Übergangsstellen zu dichter oder erweiterter Wagenfolge). In einfachen Fällen genügt eine Umfahrmöglichkeit; sonst (für Endhaltstellen an durchlaufender Strecke) ist ein eigenes Umsetzgleis in Seiten- oder besser Mittellage, stumpf endend oder beiderseits eingebunden, anzulegen.

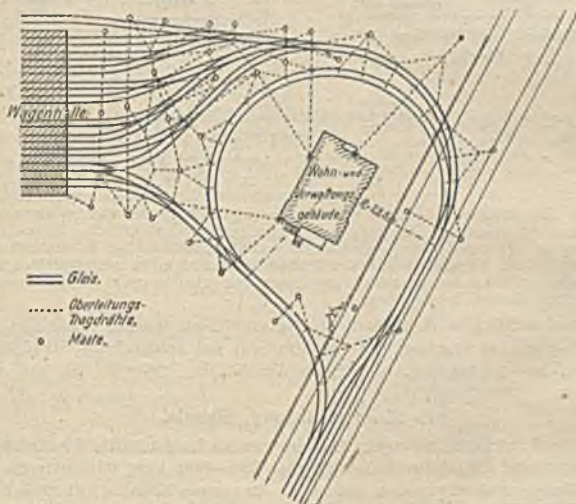


Fig. 352.

4. Endhaltstellen. Gewöhnlich aus Ankuftgleis und Abfahrtgleis nebst einem Stumpf für das Umsetzen von Anhängewagen bestehend. Bei zweigleisigen Bahnen wird vielfach noch ein Gleiswechsel vorgesehen. Für stoßweisen Betrieb treten hierzu Aufstellgleise. Diese Arten von Endhaltstellen erfordern für Anhängewagenbetrieb stets Verschiebewegungen, die bei Endhaltstellen in Schleifenform wegfallen. Auch zu den Schleifenanlagen treten oft Aufstellgleise als Ergänzung. Beispiel s. Fig. 352 (Endhaltstelle in Schleifenbahnhof), verbunden mit Betriebsbahnhof).

5. Bahnhöfe. Wagenhallen zum Abstellen der Wagen, meist verbunden mit Werkstättenanlagen. In größeren Netzen sind mehrere Bahnhöfe erforderlich. Auf Außenlinien, die über 6—8 km lang, eigene Betriebsbahnhöfe zur Verminderung der Leerfahrten erwünscht.

Zufahrtgleise am besten durchgehend, nicht mit Drehscheiben oder Schiebepöhlen. Diese verhindern rasche Wagenfolge beim Ein- und Ausrücken. Durchführung der Stromleitungsanlagen in die Halle, damit Verschiebewegungen rasch vonstatten gehen.

Gleisabstand muß Wagenreinigung gestatten, daher $\geq 3,0$ m. Lichte Höhe ≥ 5 m. Hallenzubehör: Reinigungsgruben, Wasserleitung, Behälter für Bremsand und Streusalz, Beleuchtungsanlage.

6. Werkstätten. Enthalten bei kleinen Nebenhallen einige Werkbänke, Schmiedefeuer und Bohrmaschine. Hauptwerkstätten enthalten Schlosserei, Schmiede, Montageaum, Stellmacherei, Tischlerei, Lackiererei, vielfach auch Weichenbauanstalt. Diese einzelnen Abteilungen der Werkstatt stehen am besten mit der Halle in Gleisverbindung: hier sind Schiebebühnen unbedenklich und leisten zur Raumersparnis gute Dienste.

D. Betriebsmittel, Fahrgeschwindigkeit.

Anhalt für Achsstände, Gewichte und Längen von Triebwagen Fig. 353—355. Der Wagen nach Fig. 360 wird auch mit festem Radstande von 1,8—2,0 m bei gleichem Gewicht ausgeführt.

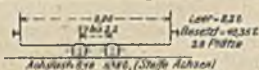


Fig. 353.

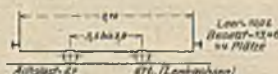


Fig. 354.

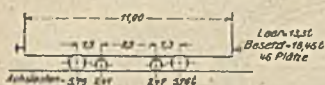


Fig. 355.

Auf Anhängewagen rechnet man bei gleichen Abmessungen die Hälfte des Eigengewichts von Triebwagen.

Ausrüstung der Wagen: Triebwagen gewöhnlich zwei Motoren von je 25—40 PS. Zwei Bremsen, eine elektrisch oder durch Druckluft betätigt, eine

Handbremse. Bei großen Steigungen eine dritte (Fallklotzbremse oder elektromagnetische Schienenbremse). Sandstreuer, Scheinwerfer, Warnungsglocke, elektrische Beleuchtung, bei Außenbahnen oft Heizung. Vor den Rädern große, stumpfwinklige Schutzbretter (Bahnräumer). Hierzu oft Fangkörbe vor den Rädern zum Auffangen verunglückter Personen, durch Tasthebel an Stirnwand ausgelöst. Anhängewagen erhalten meist durchgehende Bremse (bei elektrischem Betrieb Solenoidbremse).

Fahrgeschwindigkeit 6 km/Std. an Gefahrstellen und in schärfsten Bögen, 12—15 km/Std. bei starkem, 18—20 km/Std. bei schwachem Straßenverkehr in Städten, 20—25 km/Std. außerhalb der Städte, 25—30 km auf eigenem Bahnkörper.

E. Stromzuführung, Signale.

Maßgebend: Sicherheitsvorschriften des Verbandes deutscher Elektrotechniker. Vorherrschend Oberleitungsbetrieb mit 500—600 Volt Gleichstrom.

Unterleitungsbetrieb ist verlassen, seitdem die allzu starke Betonung ästhetischer Gesichtspunkte überwunden ist, ebenso ist der Akkumulatorenbetrieb als unwirtschaftlich aufgegeben.

1. Fahrdrabt (Arbeitsleitung) aus Runddraht oder Profildraht 50—80 qmm Querschnitt, hartgezogenes, chemisch reines Kupfer von mindestens 4000 kg/qcm Festigkeit. Mindesthöhe über Straße 5,0 m, Durchhang im Mittel 0,25 m. Wird mittels Querdrähten (Stahl, 5—7 mm Durchmesser) an Masten, Auslegern oder Wandrosetten befestigt. Doppelte Isolierung des Fahrdrabtes gegen Erde ist Vorschrift, Holzmast gilt nicht als Isolierung.

Entfernung der Stützpunkte und Abspannungen in der Geraden 35—40 m. Kurvenführung durch einseitige Dreiecks- oder Trapezabspannungen. Rollenstromabnehmer erfordert enge Kurvenführung, daher dicht liegende Aufhängungen. Für Bügelstromabnehmer bestimmt sich die Zahl der Stützpunkte und Abspannungen aus Gleisabmesser und nutzbarer Breite des Stromabnehmers (am besten zeichnerisch). Bei Bügelbetrieb führt man in Geraden den Fahrdrabt in leichten Zickzacklinien, um gleichmäßige Abnutzung der ganzen Bügelbreite zu erreichen.

Der Horizontalzug an den Masten ist aus der höchsten zulässigen Beanspruchung des Fahrdrabtes (1000 kg/qcm) und der bekannten Neigung der Spanndrähte (1 : 10) zu bestimmen. Sicherheit (einschließl. Winddruck) für Holzmaste 7fach, für eiserne 4fach.

2. **Speiseleitungen.** Größere Strecken und Netze werden in Speiseabschnitte zerlegt, die mit dem Elektrizitätswerke durch Speisekabel verbunden sind und am Schaltbrett des Werkes ausgeschaltet werden können. Die Trennung der einzelnen Speisebezirke erfolgt im Fahrdraht durch Unterbrechungsisolatoren (Trennstücke). Jeder Speiseabschnitt ist durch Streckenschalter (im Fahrdraht) wieder in mehrere Teilstrecken zerlegt.

3. **Stromrückleitung durch Schienen.** Wird bei größeren Entfernungen wegen Gefahr starker Erdströme ergänzt durch Rückleitungskabel. Ausgleich der verschiedenen Kabellängen durch einstellbare Widerstände. Spannungsabfall soll im inneren verzweigten Schienennetz nach den Erdstromvorschriften nicht über 2,5 Volt betragen, auf auslaufenden Strecken bis 1 Volt/km. Grenze der gefährlichen Erdstromdichte = 0,75 Milli-Amp./qdm.

4. **Sicherungen.** Im Werk Abschmelzsicherungen und selbsttätige Ausschalter. Kabel werden durch Drosselspulen und Blitzableiter gesichert; Blitzableiter (Hörnerblitzableiter) auch gelegentlich im Fahrdraht,

Signale. Für eingleisige Strecken, unübersichtliche Strecken u. dgl. Bei Bügelbetrieb neben dem Fahrdraht ein dünnerer Signaldraht (Beidraht), der durch den Bügel unter Spannung gesetzt wird, so daß ein Strom vom Beidraht durch Signallampen nach der Schiene fließt, solange der Bügel Fahrdraht



Fig. 356.

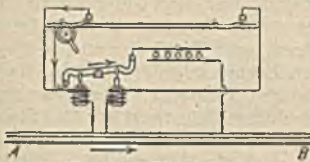


Fig. 357. Einschaltung.

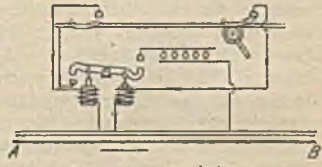


Fig. 358. Ausschaltung.

und Beidraht berührt. Beim Signalsystem der Dresdner Städtischen Straßenbahn (Fig. 356) erscheint bei der Fahrt von A nach B in B grünes Licht (Fahr-signal), in C rotes Licht (Haltsignal). Bei der Fahrt zwischen B und C deckt sich der Zug nach beiden Seiten durch rotes Licht; der Führer kann an dem Brennen der Prüflampen auch unterwegs feststellen, ob der Zug gehörig gesichert ist. Bei Rollenbetrieb wird durch bewegliche Kontakte ein Strom geschlossen, der in einer Spule einen Magnet betätigt und dadurch einen Lampenstromkreis einschaltet. Am Ende der Signalstrecke wird der Lampenstromkreis durch eine zweite Magnetspule unterbrochen (Fig. 357 und 358, Kreuzungssignal der Leipziger Elektrischen Straßenbahn).

Einschaltung durch Einzelkontakte bei Bügelbetrieb: Blockanlage der Kölner Straßenbahn. Wichtig ist, daß Signale nach kurzen Stromunterbrechungen von selbst wieder erscheinen.

F. Kraftwerke.

Enthalten Dampf- oder Wasserkraftmaschinen und Dynamomaschine, ferner Schaltanlage (Schalter, Sicherungen, Zähler), oft Pufferbatterie.

Die Leistung im Kraftwerke kann aus dem Längsprofil der Bahn und dem

bildlichen Fahrplan für jeden beliebigen Zeitpunkt berechnet werden, indem man die Summe der Zugkräfte für alle auf der Strecke befindlichen Wagenzüge bestimmt. Ist Z die augenblickliche Zugkraft in kg und v in m/sek die Geschwindigkeit, so ist die gesamte augenblickliche Leistung an den Wagen

$$L_1 = \frac{\sum Z v}{75} \text{ in PS} \quad \text{oder} \quad \frac{\sum Z v}{101,9} \text{ in Großpferden (Kilowatt).}$$

Die Leistung im Kraftwerk ergibt sich hieraus durch Division mit dem Wirkungsgrad des elektrischen Teils der Anlage (ungefähr 0,6).

Die berechnete Leistung verteilt man zum Schutz gegen Störungen, ferner zur Erzielung besseren Wirkungsgrades bei mittlerem und kleinem Strombedarf auf 2—3 Maschineneinheiten.

Pufferbatterien (Speicher, Akkumulatoren) werden mit dem Stromerzeuger parallel geschaltet. Sie nehmen Schwankungen im Kraftbedarf auf, dienen bei Störungen zur Aushilfe und gestatten Ersparnisse dadurch, daß in Stunden schwachen Betriebs das Werk ruht.

Ihre Bemessung erfolgt meist aus der Forderung, daß sie bei Störungen in der Krafterzeugung eine Stunde lang den vollen Betrieb aufrecht erhalten sollen.

Mittlerer Arbeitsbedarf 50—70 Wattstunden für 1 Tonnenkilometer bei nicht zu schwierigen Verhältnissen.

E. Stadtschnellbahnen ¹⁾.

A) Anordnung des Entwurfes.

1. **Allgemeines.** Stadtschnellbahnen dienen dem Personenverkehr innerhalb eines Stadtbezirkes und dessen Umgebung. Es sind Kleinbahnanlagen meist normaler Spur und mit starkem Hauptbahnpersonenverkehr, für welche die Vorschriften der Hauptbahnen nicht maßgebend sind. Post- und Güterverkehr fehlt meist vollständig. In anderer Verkehrsebene als der Straßenverkehr, entweder Hochbahnen als Stand- oder Schwebbahnen, oder Tiefbahnen als Unterpflasterbahnen in nur geringer oder Untergrundbahnen in größerer Tiefe. Haltestellen an Verkehrshauptpunkten, mit möglichst geringem Höhenunterschied zwischen Straße und Bahnsteig. Hierfür erreichbarer Kleinstwert etwa bei Standhochbahnen 6,0, bei Schwebbahnen 4,5, bei Tiefbahnen 3,2 m. Stationsentfernung in der Innenstadt bis herab zu 300 m, nach den Vororten bis zu 2000 m, im Durchschnitt 600—800 m. Bahnhofsanlagen in den Grundlinien einfach, an Verkehrshauptpunkten oftmals mit reicher Ausstattung.

2. **Betrieb.** Züge meist von gleicher Geschwindigkeit und gleicher Zusammensetzung, sie folgen sich in kurzen Zeitabständen. Zugbildung aus elektrischen Triebwagen an Spitze und Ende des Zuges und zwischengeschalteten Beiwagen. Veränderung der Zugstärken zur Anpassung an die Schwankungen des Verkehrs bei einer Zweieinheitsgliederung (2 Triebwagen mit je einem Beiwagen) leicht möglich. Bei Endbahnhöfen in Schleifenform Triebwagen nur am vorderen Ende nötig. Große Anfahrbeschleunigung — im Durchschnitt 0,4—0,5 m/sek — zur Erhöhung der Reisegeschwindigkeit erforderlich, bei Untergrundbahnen oftmals unterstützt durch Lage der Stationen an Scheitelpunkten des Längsprofils, Fahrgeschwindigkeit 40—50, Reisegeschwindigkeit etwa 35, einschließlich der Aufenthalte 25—30 km/Std. Stationszeitaufwand für Einfahren, Halten und Ausfahren mindestens 100 Sekunden, größte erreichbare Zugdichte daher etwa 2 Minuten-Vollkommenes Blocksystem und beste Signalvorrichtung erforderlich.

¹⁾ Blum: Stadtbahnen, Eisenbahntechnik der Gegenwart, Band 4. — Schimpff: Wirtschaftliche Betrachtungen über Stadt- und Vorortbahnen. — Steiner: Deutschlands Hoch- und Untergrundbahnen. — Petersen: Die Aufgaben des Großstädtischen Personenverkehrs und die Mittel zu ihrer Lösung. — Wittig: Die Weltstädte und der elektrische Weltverkehr.

Einrichtung eines guten Alarm- und Rettungsdienstes für den Fall eines Brandes bei Tiefbahnen nötig.

3. Verkehr. Reiner Personenverkehr und zwar:

a) binnenstädtischer Verkehr der Geschäftsviertel — innerhalb der Geschäftszeit ziemlich gleichmäßig;

b) Wohn-, Berufs- und Vorortsverkehr — in den verschiedenen Tagesstunden sehr verschieden dicht, sozial am bedeutungsvollsten;

c) Ausflugsverkehr — meist vollkommen unregelmäßig. Starke Schwankungen in den einzelnen Stunden des Tages und in den Monaten des Jahres (Fig. 359—361).

4. Betriebsmittel. Zweiachsige Drehgestellwagen.

Achslasten der Triebwagen meist 6—7 t, Laufachsen der Anhänger 4—5 t. Achsstand der Drehgestelle 1,7—2,0 m, Entfernung der Drehgestellmitten 6—8 m (Fig. 362). Wagen stets mit innerem

Durchgang. Vielfach Längssitze, in manchen Fällen auch Quersitze oder Vereinigung beider Anordnungen. Reichlicher Raum für Stehplätze in der Nähe der Türen nötig. Zahlreiche Türen zur raschen Abfertigung zweckmäßig

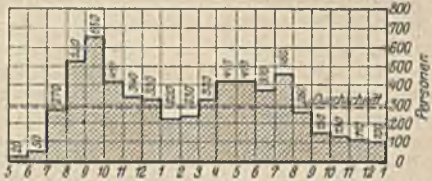


Fig. 359. Stundenverkehr der Berliner Hochbahn (Werktags 1911) Bülowstraße-Leipziger Platz.

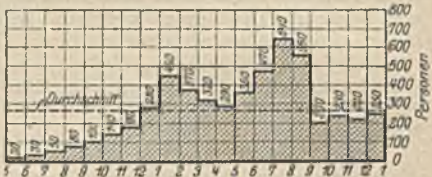


Fig. 360. Stundenverkehr der Berliner Hochbahn (Werktags 1911) Leipziger Platz-Bülowstraße.

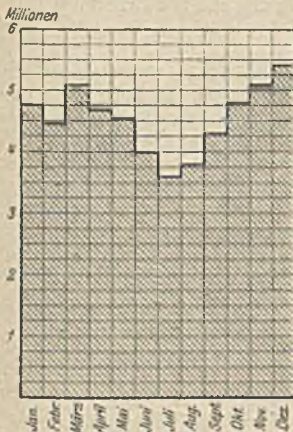


Fig. 361. Monatsverkehr der Berliner Hochbahn (1909).

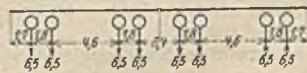


Fig. 362. Lastenzug der Berliner Hoch- und Untergrundbahn.

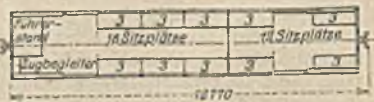


Fig. 363. Schöneberger Untergrundbahn.

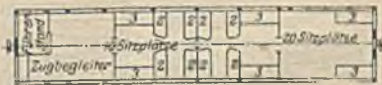


Fig. 364. Hamburger Stadt- und Vorortbahn.

(Fig. 363 und 364). In der Regel zwei Klassen und für jede Klasse besondere Wagen. Gewicht für den Platz etwa 300—400 kg in Beiwagen, 700—800 kg in Triebwagen.

5. Wahl der Bahnart. Innerhalb derselben Linie verschiedene Bahnarten

möglich. Standhochbahnen nur in breiten Straßenzügen und daher in der Linienführung stark gebunden. Schwebbahnen besitzen diesen Nachteil nicht. Unter

grundbahnen ebenfalls frei in der Linienführung, ihre Bauausführung ohne Störung des Straßenverkehrs möglich, daher auch Herstellungszeit meist kürzer. Unterpflasterbahnen besitzen den Vorzug größerer Nähe zur Straßenfläche, Hochbahnen den der angenehmeren Fahrt in Licht und Luft. Betriebsausgaben bei Tiefbahnen etwas höher als bei Hochbahnen, sie steigen überall wesentlich, wenn in den Stationen Fahrstühle verwendet werden müssen. Die Forderungen der Städte und der Anwohner gehen meist dahin, Verkehrsbeschränkungen, Verunzierungen des Straßenbildes, Lichtentziehungen, Geräuschbelästigungen zu vermeiden. Im allgemeinen von den Städten Unterpflasterbahnen bevorzugt, obgleich Bauführung von Hochbahnen einfacher und weniger störend. Standhochbahnen belästigen aber durch Geräusch und Lichtentziehung. Baukosten werden durch umfangreichen Grunderwerb sehr ungünstig beeinflusst. Daher von den Straßen losgelöste Hochbahnen und offene Einschnitte kaum möglich. Geringster Grunderwerb bei tiefliegenden Untergrundbahnen, weniger frei sind Unterpflasterbahnen und Hochbahnen, die bei jeder Abweichung vom Straßenzug Grunderwerb erfordern. Reine Baukosten bei Hochbahnen am kleinsten, namentlich bei Schwebbahnen. Tiefbahnen wesentlich von Bauführungsschwierigkeiten und den erforderlichen Nebenarbeiten beeinflusst (Schleusenverlegungen und dergleichen). Eine Unterpflasterbahn unter sehr lebhaften Straßen kann daher bei hochstehendem Grundwasser recht wohl die größten Baukosten erfordern.

Baukosten vergleiche Abschnitt C.

6. Steigungen. Starke Steigungen in der Regel nicht zu umgehen, wenngleich auch hier betriebserschwerend. Bei elektrischem Betrieb unbedenklich bis 30‰ , Stärkere Steigungen und Gefälle vielfach ausgeführt; Hamburg bis 48‰ .

7. Krümmungen. Von der Bauart der Betriebsmittel abhängig, zweckmäßig möglichst groß. Halbmesser von 50 m meist nicht besonders erschwerend, wenn auch verteuert und zur Abminderung der Geschwindigkeit zwingend und deshalb auf freier Strecke nicht zweckmäßig. Bei Standhoch- und bei Tiefbahnen Halbmesser bis herab zu 30 m noch verwendet, bei Schwebbahnen bis zu etwa 10 m möglich.

9. Anzahl der Streckengleise. Mindestens und meist 2, bei Untergrundröhrenbahnen jedes Gleis für sich in einem besonderen Tunnel, der auch über oder unter dem anderen liegen kann. Genügen zwei Gleise nicht mehr (Chicago, New York), dann vier mit Richtungs-(nicht Linien-)betrieb. Auf den äußeren Gleisen dann Ortsverkehrszüge — an jeder Station haltend — auf den inneren Fernverkehrszüge — nur an jeder vierten bis sechsten Station haltend.

9. Linienführung. Möglichst direkte Verbindung der Hauptverkehrspunkte: Außenbezirke mit der Innenstadt durch Durchmesserlinien, die einfachsten Betrieb und hohe Verkehrsstärke gewährleisten. Verkettungen mehrerer Linien sind ungünstig. Anschluß an Fernbahnen und an Straßenbahnen zweckmäßig nur mittels Umsteigestationen. Straßenzüge

meist bestimmend für die Linienlage: Lage in Hauptverkehrsstraßen notwendig. Endstationen Mittelpunkte für weiter ausstrahlende Straßenbahnen. Bei Röhrenbahnen mit jedem Gleis in besonderem Tunnel können die Gleise ohne Schwierigkeit in verschiedenen Höhen, auch übereinander, geführt und damit das Längsprofil jedes Gleises unabhängig vom anderen nur nach Betriebsrücksichten gestaltet und die Zugänge zu den Bahnsteigen erleichtert werden (Fig. 365).

10. Umgrenzung des lichten Raumes. Hängt von den Abmessungen der Fahrzeuge ab. Höhe über SO meist mit 3,3—3,5 m, Breite mit 2,8 m bei Wagen mit Laugsitzen, mit 3,3 m bei Wagen mit Quersitzen genügend. Beschränkung bei

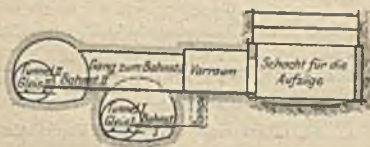


Fig. 365.

Tiefbahnen wichtig, soweit sie ohne Unbequemlichkeiten für die Reisenden und ohne Künsteleien im Wagenbau erreichbar (Fig. 366).

11. Oberbau. Kräftiger Hauptbahn-Oberbau mit Querschwellen in Bettung bester Beschaffenheit erforderlich, weil Streckenbelastung hoch und damit Verschleiß stark sowie Ausbesserungen schwierig und Bahnunterhaltung teuer, auch die größeren ungedederten Massen der elektrischen Triebwagen den Oberbau stark beanspruchen. Außerdem mildert starker Oberbau Zuggeräusch und Erschütterungen. Meist hölzerne Querschwellen, bei denen Tränkung mit stark riechenden Stoffen (Teeröl) zu vermeiden; in Röhrenbahnen in Einzelfällen Langschwelen-Oberbau. Große Schienenlänge bei Tiefbahnen zweckmäßig. Bei Standhochbahnen kräftige Schutzhölzer oder Schutzschienen gegen Entgleisen und Abstürzen; bei Tiefbahnen in Steigungsstrecken Schutzmaßregeln gegen das Wandern der Bettung auf etwa vorhandener glatter Betonsohle (Querrippen).

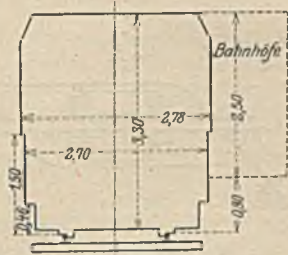


Fig. 366. Umgrenzungslinie der Berliner Untergrundbahn.

12. Stationsanlagen. I. Gleisanlagen. Meist äußerst einfach. Weichen bis 1 : 6 oder 1 : 5 zulässig.

a) An Zwischenstationen in der Regel nur an wenigen Stellen ein Nebengleis zwischen den Hauptgleisen, um einen beschädigten Zug rasch abstellen zu können. Außerdem an allen oder einigen Haltestellen Verbindungswweichen zwischen den Hauptgleisen, um Umfahrungen bei Sperrung eines Gleises zu ermöglichen. Am besten Weichenkreuze.

b) Wendestationen. Nimmt der Verkehr an einer Zwischenstation stark ab, so sind am schwächer belasteten Bahnhofsende 1—2 Aufstellgleise zwischen den Hauptgleisen anzulegen (Fig. 367). Größere Gleisausbildung erfordern noch die Stationen, die zu bestimmten Tagen und Stunden außergewöhnlich starken Verkehr aufzuweisen haben (Ausflugsverkehr) (Fig. 368 und 369).

c) Endbahnhöfe müssen Umsetzen und Richtungswechsel der Züge ohne großen Zeitverlust ermöglichen.

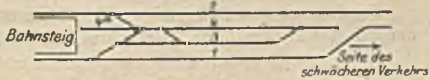


Fig. 367. Wendegleis zwischen den Hauptgleisen.

α) Bei Kopfform etwa 4 Minuten hierfür erforderlich, demnach bei 3 Kopfgleisen (Fig. 370) ein 1,5-Minutenverkehrsrechnungsmäßig noch möglich. Gleiszahl indessen reichlich zu bemessen, um Unregelmäßigkeiten im Betrieb ausgleichen zu können.

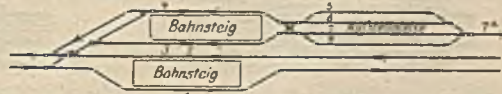


Fig. 368. Nebengleise außerhalb der Hauptgleise.

β) Schleifenform (Fig. 371) vermeidet die Nachteile der Kopfform, insbesondere die dort entstehenden Zeitverluste. Aufstellgleise können in einfacher Weise angeschlossen werden.

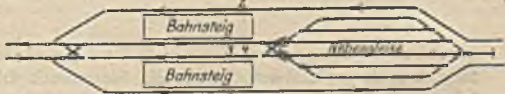


Fig. 369. Nebengleise zwischen den Hauptgleisen.



Fig. 370. Endbahnhof mit Kopfgleisen.

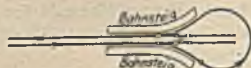


Fig. 371. Endbahnhof in Schleifenform.

d) Stationen für mehrere Linien möglichst den einfachen Haltestellen ähnlich auszubilden, nur kommen notwendige Einrichtungen für das Umsteigen

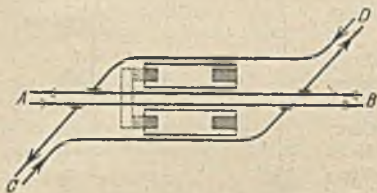


Fig. 372. Kreuzungsstation zweier Linien mit Richtungsbetrieb.

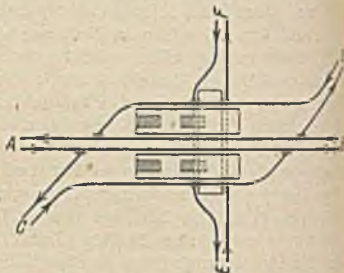


Fig. 373. Kreuzungsstation dreier Linien.

der Reisenden, dann und wann auch für den Übergang der Züge, hinzu (Fig. 372, 373). Übergänge von Bahnsteig zu Bahnsteig sollen ohne Umwege und ohne verlorene Steigungen möglich sein.

II. Bahnsteige, etwas länger als die üblichen Züge, 80—130 m lang, 3—4 m bei einseitiger, 6—7 m bei zweiseitiger Benutzung breit. Außenbahnsteige gestatten gerade Durchführung der Gleise, möglichste Verringerung der Stationslänge, vollständige Trennung der Verkehrsrichtungen und der Verkehrsströme, sowie leichte Verlängerung bei wachsender Zuglänge. Inselbahnsteige verringern die Gesamtbreite der Anlage, die Kosten der baulichen Ausstattung und des Stationsdienstes, der mit weniger Personen durchgeführt werden kann. Sie bieten für das verkehrende Publikum größere Übersichtlichkeit und werden deshalb jetzt vielfach bevorzugt. Gleichmäßigkeit der Bahnsteigaulagen innerhalb des Linienbereiches zweckmäßig.

Höhenunterschied zwischen Wagenfußboden und Bahnsteigoberfläche 10 bis 15 cm. Gut sichtbare, bei Dunkelheit hell beleuchtete Stationsnamen und Richtungsbezeichnungen nötig.

Zugänge zu den Bahnsteigen klar, kurz und geradlinig, überdacht und schienenfrei, sowie derart, daß Verkehrsströme sich nicht kreuzen. Am besten voll-



Fig. 374.

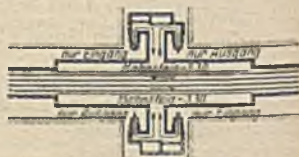


Fig. 375. Zu- und Abgang unter Benutzung einer Querstraße.

kommene Trennung der Ein- und Ausgänge (Fig. 374 und 375). Beleuchtung bei Unterpflasterstationen am besten mit Oberlichtern, die in die Mittelwege der Straße oder in die Bürgersteige zu legen sind. Künstliche Beleuchtung elektrisch an Decken und Wänden.

Bahnsteigtreppe etwa 15/33 oder 16/32, bei einseitiger Benutzung nicht unter 1,4, bei zweiseitiger Benutzung und mittlerer Trennungsschranke 2,4—3,0 m breit. Bestes Material für die Treppenstufen unbedingt erforderlich. Ausmündung der Treppen vielfach zweckmäßig unmittelbar in den Bürgersteig (Pariser Stadtbahn).

Bei größeren Höhenunterschieden werden Aufzüge erforderlich, neben denen in einheitlicher Anlage für Notfälle bei Betriebsstörungen auch stets noch

eine Treppe erforderlich. Trennung der Verkehrsströme durch zwei einander gegenüberliegende Türen am Fahrstuhl, eine zum Betreten, die andere zum Verlassen; bei Aufzügen Bahnsteigsperrre und Fahrkartenschalter in Straßenhöhe nötig, daher besonderes Abfertigungsgebäude kaum entbehrlich.

III. Abfertigungsräume. Wenn möglich zur Erreichung einfacher Anlagen in einem besonderen, neben den Gleisen liegenden Gebäude, bei ungenügender Straßenbreite auch wohl in den Häusern der Straßenfront und in deren Höfen oder zur Vermeidung langer und oftmals unübersichtlicher Wege bei Tiefbahnen unter der Straße — je nach Lage unter Zuhilfenahme einer Querbrücke über ein oder beide Gleise — bei Hochbahnen unter den Gleisen.

Bei gleichem Verkehr weniger Räume nötig als bei Fernbahnen. Für die Reisenden nur ein Eingangsflur mit Fahrkartenschaltern und Eingänge zu den Bahnsteigen notwendig, sowie bei Hochbahnen ein kleiner Warteraum erwünscht. Abortanlagen innerhalb der Sperre meist vorhanden. Für Dienstzwecke ist vor allem ein Raum auf dem Bahnsteig nötig für Fernschreib-, Fernsprech- und Sicherungsanlagen, sowie als Unterkunftsraum für den Stationsbeamten. Daneben je nach der Stationsgröße Räume für Kasse, Stationsarbeiter, Geräte, Lampen, Feuerung und dergleichen.

13. Lüftung. Hauptsächlichste Lüftung durch die Züge selbst, namentlich in eingleisigen, in gleicher Richtung befahrenen Strecken, vor allem in Röhrenbahnen. Wo dies nicht genügt, bei Tiefbahnen Fürsorge für Lufterneuerung, vor allem in den Stationen, nötig.

Natürliche Lüftung durch Verbindungen des Tunnels mit der Außenluft etwa in 70—200 m Entfernung durch Lüftungsschächte über oder neben dem Tunnel von etwa 2,4 . 1,4 qm, die bei letzterer Anordnung auch als Notausgänge dienen können

Künstliche Lüftung durch Luftsauganlagen, die nach Bedarf in Betrieb genommen werden, entweder in voneinander getrennten in seitlichen Kammern untergebrachten Einzelanlagen (Boston) oder in einer gemeinschaftlichen Anlage (Paris).

Leistungsfähigkeit der Einrichtung so, daß die Tunnelluft in der Stunde mehrmals erneuert werden kann.

14. Wasserabführung. Sorgfältige Wasserabdichtung der Tunnelwänden stets rätlich, im Grundwasser nötig. Besondere Entwässerungsanlagen daher nur in beschränktem Umfange erforderlich. Etwa eindringendes und Schwitzwasser ist in offenen oder bedeckten Kanälen der Tunnelsohle an den Tiefpunkten Sammelschächten zuzuführen, aus denen es dann elektrisch angetriebene, durch einen Schwimmer selbsttätig anstellbare Pumpen in die städtischen Entwässerungsanlagen überführen.

15. Straßenleitungen. Bei Unterpflasterbahnen müssen alle in den Tunnelquerschnitt fallende Leitungen verlegt, die in Längsrichtung führenden — am besten vor Beginn des Baues — seitlich verschoben, die kreuzenden über- oder unterführt werden. Längsleitungen können je nach Sachlage auch im Tunnelmauerwerk oder unter dem Tunnel untergebracht, Kreuzungen durch Teilung der Längsleitungen vermieden werden.

Überführungen von Rohren größeren Durchmessers bei geringen Überlagerungshöhen durch Auflösung in einzelne Teile oder gedrückte Querschnitte erleichtert. Unterführungen von Straßenleitungen am besten in begehbaren Kanälen; für Entwässerungsleitungen oftmals Düker nicht zu umgehen, die mit Schlammfängen und beiderseitigen Einsteigeschächten so anzulegen sind, daß sie nachgesehen und gereinigt werden können.

Durch Verlegung störender Entwässerungskanäle nach Nebenstraßen und Anschluß der Häuser neben der Bahn durch eine Nebenleitung manchmal Beseitigung von Schwierigkeiten möglich.

16. Bauart. Standhöchbahnen auf eigenem Gelände meist auf gewölbten

Unterbau — in Außenbezirken auf Dämmen, bei Mitbenutzung eines Straßenzuges auf eisernem Unterbau, neuerdings auch Eisenbeton vorgeschlagen (Teilstrecke in Boston). Auf gute Ausnutzung der bei Gewölben unter der Bahn vorhandenen Räume ist Rücksicht zu nehmen. Längsabstand eiserner Stützen ≥ 10 m, Querabstand in geraden Strecken ≥ 5 m. Wasserdichte und schalldämpfende Fahrbahn. Kreuzende Straßen möglichst in einer Öffnung zu überbrücken. Träger am besten als Gitterträger, neuerdings auch als vollwandige Blechträger, das Ganze in schlanken ruhigen Formen (Fig. 376). Eisengewicht entsprechend 1,2—1,8 t/m.

Schwebebahnen (Langensche Bauart). Wagen hängen mit zwei je zweirädrigen Drehgestellen an dem einschienigen Gleis, wobei der Drehgestellrahmen



Fig. 376. Hochbahn in Berlin.

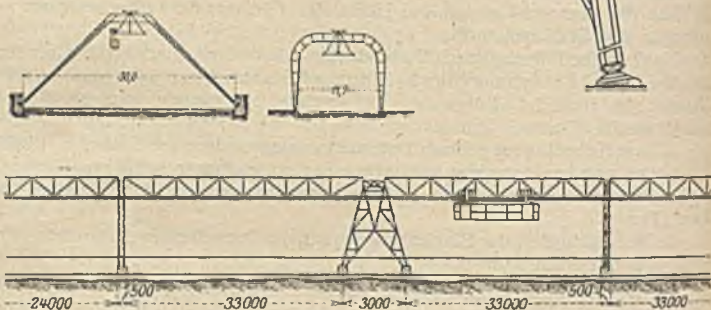


Fig. 377. Schwebebahn in Elberfeld.

die Schiene und den Schienenträger mit so bemessenem Spielraum umgreift, daß sich die doppelflanschigen Räder nicht abheben können, bei dem Befahren von Bogen aber die Wagen frei ausschwingen, ohne die Träger auf Verdrehen zu beanspruchen.

Ausführung als Stadtbahn bisher nur in Vohwinkel-Elberfeld-Barmen, zum größten Teil über der Wupper. Dort einfache Träger von 21—33 m Stützweite mit geteiltem Obergurt auf Pendelstützen, die über der Wupper dreiecksförmig, über den Straßen torförmig mit den Auflagern an den Kanten der Bürgersteige, ausgebildet sind (Fig. 377). In 200—300 m Entfernung feste Ankerjoche zur Aufnahme der Längskräfte.

Tiefbahnen. Nur in den Außenbezirken in offenen Einschnitten, die meist mit Stützmauern begrenzt werden müssen. Möglichst günstige Mauerquerschnitte und wohlfeile Baustoffe. Bei tiefen Einschnitten Auflösung der Mauer in Pfeiler und Zwischenteile, oder auch Querversteifungen oberhalb des lichten Raumes zur Verschwächung der Mauerquerschnitte verwendet.

Tiefbahnen mit gewölbter Decke nur möglich, wenn zwischen der oberen Begrenzung des lichten Raumes und der Straßenoberfläche mindestens 1,5 m Abstand vorhanden sind. Abschließende Sohle stets zweckmäßig, Anordnung sonst derjenigen in Tunneln gleich. Bei mehr als zwei Gleisen Querschnittsform einer

Tunnels unzuweckmäßig, dann besser zwei nebeneinander, manchmal nur durch eine Mauer mit Verbindungsöffnungen getrennt.

Unterpflasterbahnen, dicht unter der Straßendecke, Wände und Sohle meist aus Stein (Beton), Decke entweder gewölbt oder, bei nicht genügender Zwischenhöhe, wagrecht unter Verwendung von Eisen. Gewöhnlich Querträger von Seitenwand zu Seitenwand mit zwischengespannten Kappen aus Ziegeln oder Beton, bei zwei- oder mehrgleisigen Tunneln durch Längsunterzüge auf eisernen Zwischenstützen unterstützt (Fig. 378). Bei erforderlichem größeren Querträgerabstand Hauptquerträger mit Zwischenlängsträgern. Bei beschränktem Raum Eisen auch für die Seitenwände verwendet und aus Wandstützen, Deckenträgern und Zwischenstützen versteifte Rahmen gebildet, entweder unter Benützung von Eisenträgern oder in Eisenbetonbauweise mit Eiseneinlagen aus Quadrat- oder Rundeisen.

Tiefbahnen im Grundwasser bedürfen einer Grundplatte oder eines Söhlengewölbes, das dem Wasserdruck zu widerstehen vermag. Trockenhaltung des Bahnraumes durch Umhüllung des Querschnittes mit einer elastisch bleibenden, wasserdichten und gut geschützten Schicht — meist Papplagen und Asphalt auf Zementmörtel-Putzfläche — notwendig, die wiederum zweckmäßig zum Schutze vollständig durch Mauerwerk oder Beton umschlossen wird. Dichtungsschicht muß glatt durchgehen, soll möglichst wenig Ecken und Kanten haben und darf nicht von Eisen teilen durchbrochen werden.

Untergrundbahnen solcher größeren Tiefe, daß sie alle Versorgungsleitungen, meist auch Häusergrundmauern und Flußläufe unterfahren, entweder mit gewölbter Decke, oder, wie meist, als Röhrenbahnen für je ein Gleis mit gußeisernen, aus einzelnen Ringstücken zusammengesetzten Ummantelungen. Ringstücke mit Flanschen verbunden, Schlußstück mit parallelen Längsflanschen: Fugen mit Teerseilen, Zement oder schmalen Holzstreifen gedichtet. Eisenmantel außen mit eingepreßter Kalkbreiumhüllung geschützt, innen mit Feinbeton in Höhe der Flanschen ausgekleidet (Fig. 379). Durchmesser der Röhrentunnel im Lichten zwischen den Flanschenden wenigstens 3,05 m (City und South London-Bahn), besser 3,20 m; Flanschhöhe etwa 0,03 des äußeren Durchmessers (0,12 m); Gußstärke der Tunnelringe 20—25 mm; Anzahl der Ringteile 6—7 und ein kurzes Schlußstück; Breite der Ringe etwa 0,5 m. Ausführung stets im Tunnelbau. Haltestellen oft so tief, daß sie durch Aufzüge zugänglich gemacht werden müssen.

Feuergefährliche Baustoffe in den Stationen und Wagen der Tiefbahnen möglichst zu vermeiden und, soweit erreichbar, Notausgänge vorzusehen.

B) Bauausführung.

1. Bei Hochbahnen keine Abweichung gegen den Bau sonstiger kleiner Brücken. Bei gleichen eisernen Überbauten in längerer Erstreckung zweckmäßig fahrbare Gerüste. Zufuhr der Baustoffe möglichst auf der Bahn selbst.

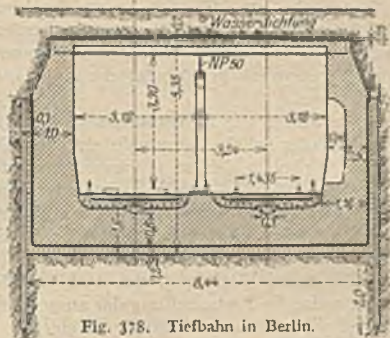


Fig. 378. Tiefbahn in Berlin.



Fig. 379.

2. Bei **Tiefbahnen** im allgemeinen schwieriger als bei Hochbahnen, weil der Straßenverkehr infolge der umfanglicheren Zerstörung der Straßenoberfläche mehr gestört wird und auch seinerseits den Bau mehr beeinträchtigt, die Menge der heranzuschaffenden Baustoffe größer ist, die Verlegung der Straßenleitungen umfanglicher und schwieriger wird und das Grundwasser vielfach erhebliche Schwierigkeiten bereitet (Grundwasserabsenkung mittels Pumpbrunnen bei geeigneten Bodenverhältnissen zweckmäßig [Berlin, Leipzig]).

a) **Vollausbruch im Tagebau** von oben für offene Einschnitte und für Unterpflasterbahn am billigsten, wenn der hierfür erforderliche Straßenstreifen dem Verkehr auf längere Zeit entzogen werden kann. Bauausführung richtet sich nach Art des Untergrundes, dem Grundwasserstand, der Straßenbreite und dem Straßenverkehr. Mindestens muß eine Fahrmöglichkeit für die Feuerwehr verbleiben.

b) **Ausführung in Schlitzbau**, bei der für jedes Widerlager nach und nach ein schmaler Schlitz, oft nur in einzelnen Pfeilern, ausgehoben und ausgemauert wird. Zwischen den so stückweis hergestellten Tunnelwänden wird dann die Straßenoberfläche — meist nachts oder Sonntags — stückweis aufgebrochen und die Tunneldecke hergestellt — bei sehr starkem Verkehr wohl auch unter dem Schutze einer aufgelegten provisorischen Fahrbahn nach deren bergmännischer Unterfahrung und Abstützung.

Bei diesem Verfahren, das dem Verkehr nur kleine Straßenflächen entzieht, stört meist die Fortschaffung der ausgehobenen Erdmassen in erheblichem Maße. Daher wird es neuerdings oft zu einer

c) **Bauweise mit abgedeckter Baugrube** in kontinuierlichem Vorgehen umgeändert, bei der von einer passenden Angriffsstelle — z. B. einem freien Platze — aus, die Baugrube vor Kopf in Angriff genommen und streifenweise derart verlängert wird, daß jedesmal nur ein quer zur Tunnelachse liegender schmaler Straßenstreifen aufgenommen und durch eine provisorische Holzfahrbahn auf eisernen Trägern ersetzt wird, unter deren Schutz nunmehr Abgrabung und Abförderung der Aushubmassen (in der Längsrichtung im Tunnel) und die Herstellung des Tunnels erfolgen kann, ohne daß der Verkehr gestört wird.

d) **Ausführung im reinen Tunnelbau** bei größerer Tieflage oder bei einem Straßenverkehr, der keine Störung verträgt. Meist unter Verwendung des Schildvortriebes, bei Unterpflasterbahnen mit dem nur den oberen Teil des Querschnittes umschließenden Kopfschild, bei Untergrundbahnen mit dem Vollschild für den gesamten Querschnitt, wo nötig unter Gebrauch von Preßluft.

e) **Bau mittels Senkkästen** nur vereinzelt für kurze Strecken unter besonders schwierigen Verhältnissen, namentlich bei Unterfahrung von Flußläufen (Paris). Verbindung der einzelnen Senkkästen schwierig und schon bei Planung der Kästen entsprechend vorzusehen.

f) **Angriffstellen** wegen der für Lagerungen usw. notwendigen großen Flächen nur auf freien Plätzen oder wenig belebten Nebenstraßen möglich. Am besten mit unmittelbarem Anschluß an Eisenbahnen oder Wasserwege und da, wo später dauernde Verbindungen mit der Erdoberfläche nötig werden.

C) Wirtschaftlichkeit.

Aussicht auf genügende Wirtschaftlichkeit nur vorhanden bei einem Jahresverkehr von annähernd ebensoviel Personen auf das km Bahnlänge als die Anlagekosten in Mark betragen. Anlagekosten einschließlich aller Nebenanlagen etwa 3—3,5 Millionen Mk. für Hochbahnen, selten unter 6, unter schwierigen Verhältnissen bis 10 Millionen Mk. für Tiefbahnen. (Röhren-Untergrundbahnen 5,2 bis 9,9 Millionen Mk.) Eigentliche Baukosten der Strecke entsprechend etwa 1,0 und 2,5, für Schwebbahnen 0,9 Millionen Mk. Verkehrszahlen von 3 Millionen

Reisenden auf das km Bahnlänge im Jahre im allgemeinen schon recht hoch und selten erreicht, unter deutschen Verhältnissen daher nach Petersen eine Rente bei einem Anlagekapital von 6 Millionen Mk. und mehr kaum zu erwarten. Durchschnittseinnahme nur wenig über dem Mindestfahrpreis, der bis zu einem gewissen Grade von den üblichen Geldstücken abhängig ist (in Deutschland 10 Pfennigstück, Durchschnittseinnahme etwa 13 Pf.). Betriebsziffer der Stadtbahnen zwischen 44 (Paris, wo Verhältnisse außergewöhnlich günstig) und 60; Reineinnahme für deutsche Verhältnisse etwa 6,5 Pf. von jedem Reisenden.

F. Steilbahnen.

Von Baurat Dr.-Ing. Bloss.

I. Zahnstangenbahnen.

a) Allgemeines.

1. Begriff, Vorschriften. Neben- oder kleinspurnähnliche Bahnen mit Zahnstange in Gleismitte, in die Zahnräder der Lokomotiven oder Triebwagen eingreifen. Hierdurch Ermöglichung von Steigungen, die über dem Reibungswinkel liegen. Bei Steigungen unter dem Reibungswinkel erreicht man durch Anwendung der Zahnstange Erhöhung der Nutzlast, die bei Reibungsbetrieb mit wachsender Steigung rasch sinkt.

Reine Zahnstangenbahnen haben im ganzen Verlauf Zahnstange, auf gemischten Bahnen wechseln Reibungsstrecken und Zahnstangenstrecken. Die untere Neigungsgrenze für Zahnstangenstrecken liegt hierbei um so tiefer, je größer der Verkehr.

Einschlägige Vorschriften in den Grundzügen für den Bau und die Betriebs-einrichtungen der Lokalbahnen (Grz.).

2. Betrieb, Verkehr. Dampfbetrieb vorherrschend, neuerdings vielfach elektrischer Betrieb. Teils reiner Personenverkehr, teils auch Güterverkehr. Fahrgeschwindigkeit bei Zahnstange 6—12 km/Std., für Berg- und Talfahrt gleich. Verminderung der Geschwindigkeit bei Einfahrt in die Zahnstange (Grz. 104). Lokomotive bei stärkeren Steigungen stets talwärts; wird nur bei stark wechselnden Neigungen mit Zug gekuppelt.

3. Linienführung. Wie für Neben- und Kleinbahnen. Auf gemischten Bahnen am Fuß von Zahnstangenstrecken Umsetzgleise (bisher ziehende Lokomotive setzt sich an Zugsschluß). Umsetzen läßt sich am Beginn von Zahnstangenstrecken durch Bogendreiecke, auf Scheitelpunkten zwischen 2 Zahnstangenstrecken durch Spitzkehren vermeiden.

4. Steigungen. Bei Übergang von Hauptbahnfahrzeugen nicht über 100‰ = 1 : 10, ohne solchen nicht über 250‰ = 1 : 4 (Grz. 21). Mehr als 1 : 4 ist sehr selten angewendet, weil hierbei für die vorherrschenden stehenden Zahnräder Gefahr des Aufsteigens zu groß wird. Liegende Zahnräder vermeiden diese Gefahr, gestatten also größere Steigungen (Pilatusbahn, 480‰).

Die untere Neigungsgrenze für Zahnstangenstrecken ausgeführter gemischter Bahnen geht bis 50‰ herab, auf kurzen Zwischenstrecken von flacherer Neigung wird die Zahnstange meist durchgeführt.

Bahnhöfe können in stärkere Neigung verlegt werden, wenn alle Fahrzeuge bremsbar sind und fremde Wagen in der Regel nicht übergehen (Grz. 28).

Ausrundung von Gefällsbrüchen auf Zahnstangenstrecken meist mit 500 bis 1000 m Halbmesser, auf den Reibungsstrecken gemischter Bahnen 2000 m.

5. Krümmungen. Bei Übergang von Vollspurwagen 180 m, sonst bei Vollspur 100 m (Grz. 22). Bei Schmalspur nicht unter 60, besser 80 m. Nützlich ist die Durchführung gleicher Halbmesser für alle Bögen oder doch Wahl nicht zu vieler Krümmungsmaße, wegen Verringerung der Vorratsteile. Überhöhung und Übergangsbogen wie bei Neben- und Kleinbahnen.

6. **Spurweite.** Vorherrschend Vollspur und Meterspur. Es kommen Spurweiten bis herab zu 600 mm vor, obwohl schon 800 mm Spur unruhigen Lauf der Lokomotive ergibt und in Hochgebirge ungenügende Standsicherheit gegen Winddruck.

Spurerweiterung in Zahnstangenstrecken nur am inneren Schienenstrang und höchstens 14 mm, um genügenden Abstand zwischen den Seitenflächen der Zahnräder und Zahnstangen zu sichern (Grz. 2).

7. **Umgrenzung des lichten Raumes.** Für vollspurige Lokalbahnen mit Zahnradbetrieb gilt Umgrenzungslinie der Nebenbahnen (vgl. Abschnitt B), für die Zahnstange kann der lichte Raum über Schienenoberkante bis zu 100 mm Höhe und 500 mm Breite eingeschränkt werden (B. O. 11, Grz. 23). Ebenso soll auf Reibungsbahnen mit Übergang von Zahnradfahrzeugen auf vorbenannte Breite eine Erhöhung über Schienenoberkante nicht vorkommen (vgl. Fig. 380 und 381).

Bei schmalspurigen Bahnen besondere Festsetzung der Umgrenzung.

Einschränkung der Umgrenzung

für Lokomotiven mit Tender,

für Wagen,

die auf Zahnstangenbahnen übergehen sollen.

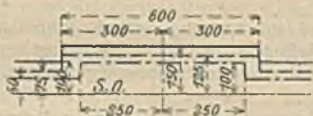


Fig. 380.

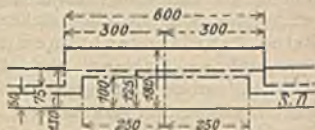


Fig. 381.

--- Umgrenzung des lichten Raumes. - - - Umgrenzung für die dem Federspiel nicht folgenden beweglichen Teile der Lokomotiven und für alle Kupplungen.

8. **Unterbau.** Gute Entwässerung, verhältnismäßig große Tragfähigkeit des Unterbaues ist Erfordernis, weil unruhige Lage des Gleises die Genauigkeit des Zahneingriffes gefährdet. Bei starken Steigungen oft Verlegung der Schwellen in Pflaster oder Mauerwerk. Wanderstützen: Querschwellen legen sich gegen eingerammte Eisenpfähle oder Mauerwerksklötze. Wegübergänge sind möglich, doch nicht empfehlenswert. Verschmutzung und Vereisung der Zahnstange auf Überwegen muß (durch offene Kanäle unter der Zahnstange) verhindert werden.

Widerstandswerte. Lauf- und Krümmungswiderstand: für einfache Lokomotiven etwa 16 kg/t, für verwickeltere Bauarten (mehrere Zahnräder, Vorgelege) bis 30 kg/t; für Wagen 4—8 kg/t. Steigungswiderstand in kg/t: $1000 \cdot \sin \alpha$, wenn α der Neigungswinkel.

Zahndruck bei Bergfahrt annähernd gleich der Zugkraft (Summe von Lauf-, Krümmungs- und Steigungswiderstand). Zahndruck bei Talfahrt (annähernd) gleich der mittleren Bremskraft (in kg):

$$B = 1000(L + G) \left(\frac{v}{gt} + \sin \alpha \right),$$

wobei L Lokomotivgewicht, G Wagengewicht in t, v Geschwindigkeit in m/sek, g Fallbeschleunigung in m/sek², t Bremsdauer in sek.

Das Zahnrad erleidet an der Zahnstange einen Auftrieb, der vom Zahndruck, von dem Neigungswinkel der Zahnflanke und vom Reibungswinkel abhängig ist. Ihm muß durch genügende Belastung der Zahnradachse entgegengewirkt werden (vgl. Eisenbahntechnik der Gegenwart, 4. Bd., Abschnitt A).

b) Gleise und Weichen, Schiebebühnen.

1. Gleis und Bettung. Gleis wie für Nebenbahnen, meist mit enger Schwellenteilung (78—90 cm). Eiserne Schwellen sind den hölzernen vorzuziehen (Grz. 10). Längsverbindung der Schwellen neben den Schienen oder andere unverrückbare Verbindung mit den Schwellen bei Neigungen über 100‰ wird für Stöße empfohlen (Grz. 8). Bettung unter Schwellenunterkante ≥ 200 mm stark, durchlässig und nicht staubbildend (Grz. 3). Abnutzung der Zahnstange, schon an sich sehr gering, kann durch Schmierung noch vermindert werden.

2. Zahnstangen. Sollen höchstens 100 mm Teilung erhalten (Grz. 4), daneben ist 120 mm ein weit verbreitetes Maß; Stücklänge 3,5—4,5 m, am unteren Ende fest mit Schwelle verbunden, nach oben Wärmeausdehnung. Bei Abts Zahnstange ist die Zahnblattlänge ein Vielfaches der Schwellenteilung. Zahnrad und Zahnstange wegen der Durchfahrt durch Weichen gegen Fahrstange erhöht.

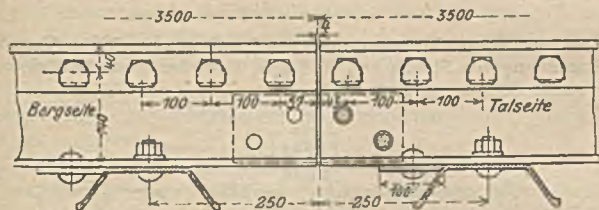


Fig. 382.

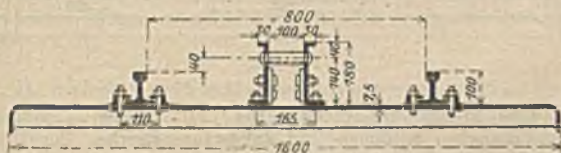


Fig. 383.

a) Leiterzahnstange von Riggenbach (Fig. 382 und 383). Trapezförmige Zähne, mit runden, zur Verhinderung von Drehungen leicht abgeflachten Köpfen zwischen hochstegigen Winkeleisen kalt eingietet. Abart von Bissinger und Klose mit Mittelrippen, die Drehungen der unvernieteten Zähne verhindern.



Fig. 384.



Fig. 385.

β) Einteilige Leiterzahnstange von Strub (Fig. 384 und 385). Zähne werden aus einem Schienenprofil mit hohem Kopf (weicher Stahl) herausgesägt und gefräst. Vorzüge: Einfachheit, leichte Verlaschung, Sicherung gegen Aufsteigen durch Zangenbremsen wie bei Drahtseilbahnen (s. S. 1604).

γ) Stufenzahnstange von Abt (Fig. 386 und 387). Aus 2 oder 3, in Stühlen gelagerten Flacheisenplatten gebildet. Zahnteilung um $\frac{1}{2}$ oder $\frac{1}{3}$ versetzt, daher mehrteiliges Zahnrad, Verteilung des Zahnradrucks, sanfter Gang.

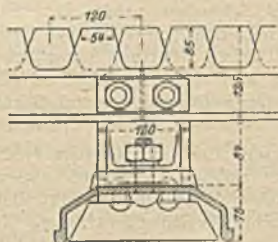


Fig. 386.

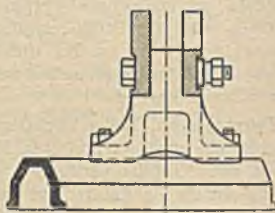


Fig. 387.

δ) Liegende Doppelleiterzahnstange von Locher (Fig. 388). Vermöge liegender Anordnung von Stange und Rad kein Bestreben zum Aufsteigen, daher für sehr starke Steigungen geeignet.

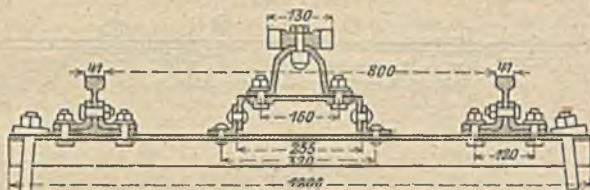


Fig. 388.

3. Zahnstangen-Einfahrt-Stücke (Fig. 389). Kurze Zahnstangenstücke bei Übergang zwischen Reibungs- und Zahnstangenstrecke. Zur allmählichen und sanften Herbeiführung des Zahneingriffs am Anfang der Zahnteilung federnde Lagerung. Zähne werden allmählich höher und enger.

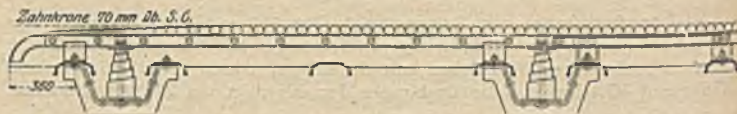


Fig. 389.

4. Weichen. Zahnstangenweichen sollen bei gemischten Bahnen vermieden werden (Grz. 32).

Zahnstangenweichen erhalten an den Kreuzungsstellen der Zahnstangen mit den Fahrstienen entweder feste oder besser bewegliche Zahnstangenstücke. Im ersten Falle unterbrochene Zahnstange, wobei zur Aufrechterhaltung des Zahneingriffes mehrere Zahnräder nötig. Im zweiten Falle Herstellung der durchgehenden Zahnstange durch bewegliche, über den Fahrstienen zusammenschlagende Zahnstangenstücke, die mit der Zungenvorrichtung gekuppelt werden. Weichenhalbmesser 80—180 m.

5. Schiebebühnen. Früher viel üblich zum Wechsel des Gleises, nach Grz. 34 bei entsprechenden Sicherheitsmaßnahmen auch im durchgehenden Hauptgleise zulässig. Jetzt meist durch Weichen ersetzt.

c) Betriebsmittel.

1. Wagen. Einschränkungen für Vollbahnwagen, die auf Zahnstangenbahnen übergehen s. Fig. 381. Auf reinen Zahnstangenbahnen möglichst leichte Wagen. Bei Triebwagen manchmal Trennung des antreibenden Teils vom reinen Wagen, da dieser weniger Ausbesserungen erfordert und daher getrennt besser ausgenutzt werden kann.

2. Lokomotiven. Bei reinen Zahnstangenbahnen wird Triebkraft vielfach nur durch Zahnräder übertragen. In solchen Fällen Zahnstange auch in Schuppen, auf Schiebebühnen und Drehscheiben, weil sonst Lokomotiven nicht anlaufen.

Lokomotiven erhalten bis 3 Zahnräder. Wenn nur ein Triebzahnrad, stets besonderes Bremszahnrad. Bei elektrischem Betrieb ist für reine Zahnbahnen Drehstrom wegen der stets gleichbleibenden Geschwindigkeit vorteilhaft, doch herrscht Gleichstrom wegen einfacherer Oberleitung vor.

3. Bremsen. Für Lokomotiven drei voneinander unabhängige Bremsen (davon eine selbsttätige) meist aufsichtsbehördliche Bedingung. Bauarten:

α) Zahnradbremsen, wirken mit Band oder Klotz auf Bremsscheiben, die auf Zahnradachse aufgekeilt ist.

β) Hemmschubbremsen.

γ) Luft- und Gegendruckbremse bei Dampflokomotiven: Dampfzylinder arbeitet als Luftpumpe.

δ) Elektrische Bremse: Motor arbeitet als Stromerzeuger.

Selbsttätige Bremsen: Auslösung bei Überschreitung der zulässigen Geschwindigkeit meist durch Zentrifugalkraft; bei elektrischen Lokomotiven zu gleich Stromunterbrechung.

Für Wagen die gewöhnlichen Laufradbremmen, hierneben für einzelne, nicht zu leichte Wagen (Zugführerwagen) noch Zahnradbremse für Handbedienung (Grz. 81).

II. Bahnen mit mittlerer Reibungsschiene.

Zur Erhöhung der Reibung werden wagerechte Triebräder der Lokomotive mit Federn (Fell) oder Pressluft (Hanscotte) gegen eine Mittelschiene gepreßt. Größte Neigung $120^{\circ}/_{00}$, kleinster Krümmungshalbmesser 40 m bei 1 m Spur. Fahrgeschwindigkeit bis 16 km/St.

III. Drahtseil-Standbahnen.

a) Allgemeines.

1. Betrieb, Verkehr. Doppelbetrieb ist Regel, d. h. ein Wagen geht bergauf, der andere gleichzeitig bergab, so daß die überschüssige Kraft der Talfahrt nutzbringend verwendet wird. Zulässige Fahrgeschwindigkeit (für stärkere Steigung kleiner) 1,2—2,5 m/sec.

Antrieb:

a) Wasserüberlast des oberen Wagens. Erfordert eine Zahnstange mit Zahnbremse zur Geschwindigkeitsregelung; schwere Wagen; Wasserbeschaffung oft schwierig. Leistungsfähigkeit der Bahn wird beeinträchtigt durch die Aufenthalte zur Wasserfüllung. Neuerdings ist daher der Wasserlastbetrieb zurückgetreten gegenüber dem

b) mechanischen Antrieb, auf eine Seilscheibe in der oberen Station wirkend, über die das Seil zur Erzielung genügender Reibung in mehreren Windungen geschlungen ist.

Betrieb meist nur mit einem Wagen an jedem Seilende, der mit dem Seil fest verbunden ist. Selten vor dem Hauptwagen noch ein Vorsetzwagen.

Verkehr fast ausschließlich reiner Personen- und Gepäckverkehr. Hierneben ist allenfalls noch Beförderung von Landfuhrwerken auf Plattformwagen, die hinten an dem Hauptwagen angekuppelt werden, versucht worden; Ausfahrt der Landfuhrwerke an der oberen Station mittels Drehscheiben.

2. Linienführung. Früher gerade Linienführung angestrebt. Indes verursachen Krümmungen bei gutem Verhältnis zwischen Seilstärke und Tragrollenabmessungen weder Schwierigkeiten noch Mehrkosten. Wichtig ist gutes Längenprofil. Eigentlich für jede Anlage nur ein theoretisch richtiges Längenprofil (vgl. Handb. d. Ing.-Wiss. V. Teil, 8. Bd.). In Wirklichkeit finden sich nur Annäherungen an die theoretische Parabelform des Längsschnittes mit nach oben zunehmenden Steigungen. Starke Gefällsbrüche sind zu vermeiden, weil sie Abheben und Peitschen des Seiles zur Folge haben. Aufwärts gewölbte Gefällsbrüche vermehren die Seilspannung, Reibung und Abnutzung von Seil und Rollen.

3. Steigungen. Von 10—70% auf ausgeführten Bahnen. Größter in einem Zuge überwundener Höhenunterschied bisher 977 m (Niesenbahn), größte, schiefe Länge 2370 m (Mendelbahn). Ausrundung der Gefällsbrüche so, daß sich das Seil auch beim größten Seilzug nicht von den Rollen abhebt. Halbmesser daher lieber zu groß als zu klein, 2000 m vielfach üblich, bei starken Gefällsbrüchen mehr.

4. Krümmungen. Halbmesser von 180—400 m vorherrschend, ausnahmsweise bis 120 m herunter und bis 700 m hinauf. Übergangsbögen und Überhöhungen bei der geringen Fahrgeschwindigkeit nicht erforderlich.

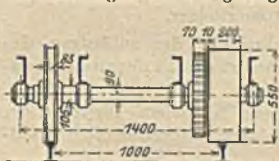


Fig. 390.

5. Spurweite. Meterspur ist die Regel, selten Vollspur, 1200 und 750 mm Spur. Genaue Einhaltung der Spur ist bei der fast allgemein üblichen Bauart der Radsätze nach Patent Abt (Fig. 390), wobei das Führungsradsatz 2 Spurkränze trägt, während das Laufrad zylindrisch ist, nicht von großem Belang.

6. Umgrenzung des lichten Raumes ist stets besonders festzusetzen. Zu berücksichtigen ist die verschiedene Stellung des für die mittlere Steigung eingerichteten Wagens in größeren oder kleineren Gefällen.

7. Unterbau. Erdämme scheut man wegen der unvermeidlichen Setzungen, daher statt Auftrag steinerne oder eiserne Brücken.

Bettung bis 33% Steigung aus Schotter und Packlager, darüber hinaus gemauerter Unterbau, Bankettwege bei größeren Steigungen abgetrept. Wegübergänge in Schienenhöhe sind zu vermeiden.

Als Gleisstützen gegen Wanderbestreben dienen wie auf Zahnstangenbahnen kräftige Beton- oder Mauerwerkskörper (in etwa 200 m Abstand).

Seilrollen in Geraden etwa alle 15 m, in Krümmungen alle 3—10 m. Die Tragrollen (in Geraden) stehen senkrecht und sind zylindrisch oder genutet, die Führungsrollen — in Krümmungen — stehen schief und haben Führungsflansche. Die Rollengruben, am besten aus Beton oder Mauerwerk, sind gut zu entwässern.

8. Widerstandswerte. Laufwiderstand des Wagens 4—5 kg/t, Widerstand einer Rolle etwa 5 kg, gesamter Seilbiegungswiderstand in der Antriebsstation 200—400 kg. Gesamter Steigungswiderstand $Q \sin \alpha$, wobei Q = Wagengewicht + Seiltrum-

b) Gleise und Weichen.

1. Oberbau. Schienenprofil (Fig. 391—393) zeigt birnenförmigen Kopf wegen Ansatzes der Zangenbremse (Fig. 394). Unterschneidung des Kopfes zur Bildung einer Laschenkehle erst neuerdings ausgeführt (Strub, Mendelbahn). Oberer Laschenansatz wohl auch an Rippen in Stegmitte.

Unterschwellung auf Schotterunterbau Holz- oder Eisenschwellen, auf gemauertem Unterbau meist Winkeleisen, weil am leichtesten zu untermauern.

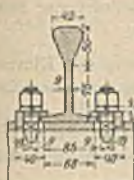


Fig. 391.

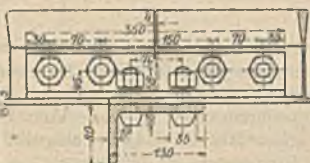


Fig. 392.



Fig. 393.

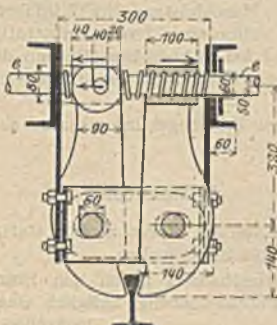


Fig. 394.

2. Weichen. In der Mitte der Bahn (schief gemessen) muß eine Ausweiche angelegt werden. Bei den früheren, drei- und vierschienigen Bahnanlagen



Fig. 395.

bestand die Weiche einfach in einer Auseinanderziehung der beiden Gleise. Neuerdings bildet eingleisige (zweischienige) Bahn mit Abts selbsttätiger Ausweiche (Fig. 395) die Regel. Krümmungshalbmesser tunlichst groß, 180—400 m. Bei der Bemessung der nutzbaren Länge ist auf die im Betriebe eintretende Seillängung Rücksicht zu nehmen (Zuschlag 5—10 m).

c) Betriebsmittel.

1. Seil. Rundseile von 42—144 Drähten, oft mit Hanfseile. Größte Seilspannung $\frac{1}{10}$ der Bruchlast.

2. Wagen. Stufenförmige Anordnung des Wagenbodens. Da meist kurze Fahrzeit, läßt sich die Wagenausnutzung durch zahlreiche Stehplätze steigern. Entleerung bei Wasserlastbahnen oft selbsttätig, Wasserbedarf für eine Leer-

fahrt 600—1800 l auf 100 m erstiegene Höhe. Befestigung des Seiles am Wagen in einer Seilbüchse durch Umbiegen der Drahtenden und Einguß von Kompositionsmetall. Tote Last pro Platz bei Wasserlastbahnen etwa 210 kg, bei motorischem Antrieb etwa 140 kg (Durchschnitt der Schweizer Drahtseilbahnen).

3. Bremsen. Bei Wasserlastbahnen Handspindelbremsen, mit Klötzen oder Bändern auf Zahnradachse wirkend. Selbsttätige Auslösung bei Überschreitung der Fahrgeschwindigkeit durch Schwunggewicht.

Bei Motorantrieb Zangenbremsen (Fig. 394). Vom Führer durch Fußtritt auslösbar. Bei Seilbruch selbsttätig durch Hebel ausgelöst. Genaue Einstellung zur Herabminderung des Bremsweges ist Erfordernis.

4. Signale. Klingelsignale, auch Lichtsignale oder Fernsprecher zwischen der unteren und oberen Station zur Abgabe des Fahrbefehls. Selbsttätige Stromschlüsse, die den Maschinisten bei Einfahrt in die Station zur Abstellung der Maschine auffordern, ferner selbsttätig eine Bremse der Antriebsmaschine auslösen und bei elektrischem Betrieb den Strom unterbrechen. In der Antriebsstation ein Streckenzeiger, der die jeweilige Stellung der Wagen angibt.

Streckensignalleitung zur Zeichengebung während der Fahrt, oft durch tragbare Fernsprecher.

d) Stationen.

Gebäude meist sparsam, an der oberen Station stets, in der unteren manchmal Reinigungs- und Untersuchungsgruben.

Antrieb. Bei Wasserlastbahnen neben den Einrichtungen zur Wasserfüllung (Wasserbehälter, Füllvorrichtung) lediglich eine Umleitrolle nebst Ablenkrollen zur Zusammenführung der Seilenden.

Hauptgeschoß 1 : 1000 Untergeschoß

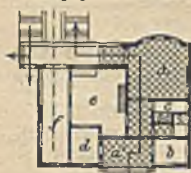


Fig. 396.



Fig. 397.

a Warteraum, a' Vorhalle, b Fahrkarten, c Aborte, d Schreibräum, e Maschinen (Umformer, Anlasser, Schalttafel), f Halle für Vorsetzwagen, g Triebwerk, h Werkstatt, i Akkumulatoren, k Transformator, l Flur.

Für Motorantrieb ist Elektrizität als Betriebskraft vorherrschend. Zweckmäßig Gleichstrom (Nebenschlußmotoren) mit Pufferbatterie; letztere verhindert lästige Spannungsschwankungen im Netz und gestattet Aufrechterhaltung des Betriebes auch bei Unterbrechung der Stromzufuhr. Umformung von Wechselstrom in Gleichstrom daher nicht selten. Antriebsstation einer elektrisch betriebenen Bahn (Augustusburg i. Sa.) s. Fig. 396 und 397.

Triebwerk erhält meist größere Übersetzung, ferner doppelte Bremsen: a) Handbremse vom Wärter bedient, b) selbsttätige, bei Überschreitung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit durch Schwungwirkung mit Fallgewicht ausgelöst, ferner von Einfahrt-Stromschlüssen betätigt; bei elektrischem Betrieb unterbricht die selbsttätige Bremsung zugleich die Stromzufuhr. Alle Seilscheiben sind zur Schonung des Seils tunlichst groß zu wählen (2,5—4,0 m).

IV. Drahtseil-Schwebbahnen (für Personenverkehr).

Während Drahtseil-Schwebbahnen (Luftkabelbahnen) zur Güterbeförderung weit verbreitet sind (s. Abschnitt Maschinenbau), erscheinen sie für Personenverkehr nur in wenigen Einzelausführungen.

A. Mit festem Tragwerk. Bergschwebebahn Loschwitz. Einschienige Schwebebahn nach Art der Langenschen (Elberfeld-Barmen), jedoch wegen starker Steigung mit Seilantrieb. Länge 250 m, Höhenunterschied 84 m, Steigung 1:3,68 unten, 1:2,50 oben. Tragwerk 32 eiserne Pendelstützen und 1 Ankerjoch.

B. Mit Seilen als Bahn.

1. Ohne Zwischenstützen (Feldmanns Bergaufzug am Wetterhorn). Jeder Wagen der doppelgleisigen Bahn wird von 2 Führungsseilen getragen und von 2 an der oberen Station über Rollen geführten Zugseilen bewegt. In einem Zuge überwundene Höhe rund 420 m bei 560 m schiefer Länge.

2. Mit Zwischenstützen (Bauart Bleichert). Bahn auf dem Kohlererberg bei Bozen. Die Wagen laufen (einer bergauf, einer bergab) auf je 2 Tragseilen, die von 12 kräftigen eisernen Stützen getragen werden. Schiefe Länge 1650 m, erstiegene Höhe 840 m.

Trägerlehre.

Von

Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden.

I. Bezeichnungen, Belastungen und Sicherheit von Tragwerken.

a) **Bezeichnungen.** Ein Bauwerk ist ein Tragwerk, das Lasten zu tragen und auf den Erdboden zu übertragen hat. Die Tragwerke werden eingeteilt in ebene und räumliche, in vollwandige und gegliederte Stabwerke. Jedes Tragwerk oder Stabwerk setzt sich aus Trägern oder Stäben zusammen. Einen Träger oder Stab denkt man sich dadurch entstanden, daß eine ebene Fläche O , Querschnittsfläche, die ihren Umriß unendlich oft ändern kann, mit ihrem Schwerpunkt rechtwinklig auf einer Leitlinie, der Stabachse $Z-Z$, fortschreitet (Fig. 1).

Bei gegliederten Fachwerken bezeichnen wir den vieleckigen äußeren Umriß als den Gurtumriß, die Verbindungsstäbe der Gurtstäbe als Wandstäbe. Schräge Wandstäbe heißen Streben, senkrechte

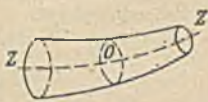


Fig. 1.

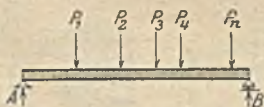


Fig. 2.

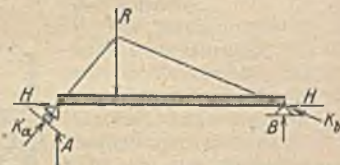


Fig. 4.

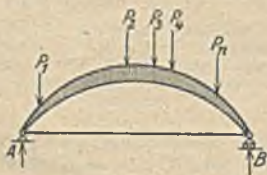


Fig. 3.

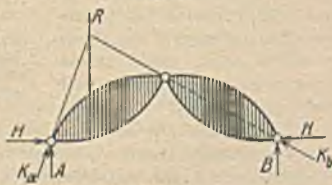


Fig. 5.

Pfosten. In gegliederten Tragwerken treffen sich die einzelnen Stäbe in den Knotenpunkten. Diese werden entweder als Gelenkknoten oder als steife Knoten ausgebildet.

Sämtliche vollwandigen und gegliederten Tragscheiben zerfallen in zwei Hauptgruppen, in Balkenträger und Bogenträger. Maßgebend für ihre Unterscheidung ist nicht die Form des Tragwerkes, sondern allein die Richtung der Stützkkräfte. Unter der Einwirkung von lotrechten Lasten erleiden Balkenträger lotrecht gerichtete, dagegen Bogen-

träger schräg gerichtete Stützkräfte (Fig. 2—5). Fig. 2 und 3 stellen Balkenträger, Fig. 4 und 5 Bogenträger dar. Jede schräge Stützkraft eines Bogens kann zerlegt werden in eine lotrecht wirkende Seitenkraft A und in eine wagerecht wirkende Seitenkraft H . Die wagerechte Seitenkraft H der Fig. 4 und 5 nennt man auch Bogenkraft oder Horizontalschub. Das Vorhandensein eines wagerechten Schubes entscheidet allein darüber, ob ein Balkenträger mit $H = 0$ (Fig. 2 und 3) oder ein Bogenträger (Fig. 4 und 5) vorliegt.

b) **Belastungen.** Auf die Tragwerke wirken Lasten, und zwar ruhende und bewegliche. Die Lastübertragung im Tragwerk kann unmittelbar oder mittelbar erfolgen. Wir sprechen von unmittelbarer Lastübertragung, z. B. bei einer Eisenbahnbrücke (Fig. 6), wenn die Lasten unmittelbar auf den Hauptträgern wirken, von mittelbarer Lastübertragung (Fig. 7), wenn die Lasten erst durch Zwischenträger auf die Hauptträger übertragen werden. Zu den ruhenden oder ständigen Lasten gehören das Eigengewicht der eigentlichen Tragkonstruktion und ständige Auflasten. Die veränderlichen Belastungen sind die Verkehrslasten, die durch einen Verkehr von Menschen, Tieren und Fahrzeugen entstehen, und die zufälligen Lasten, wie Wind, Schnee, Fliehkräfte, Bremskräfte usw.



Fig. 6.

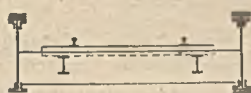


Fig. 7.

c) **Sicherheit.** Die Sicherheit der Tragwerke ist gewährleistet, wenn die unter der Einwirkung der äußeren Kräfte entstehenden inneren Kräfte in keinem Tragwerkteile, einschließlich der Stützen, auf und in dem Erduntergrund, eine gewisse durch die Erfahrung festzusetzende Grenze überschreiten.

2. Stützen.

Die Lastübertragung vom Tragwerk auf den Erdboden erfolgt durch die Stützen. Die in den Stützen wirkenden Stützkräfte müssen den Trägerlasten das Gleichgewicht halten und gehören zu den äußeren Kräften des Trägers. Dieser Gleichgewichtszustand ist nur möglich, wenn keine Bewegungsfreiheit des Tragwerkes mehr vorhanden ist. In der Ebene haben wir drei Bewegungsfreiheiten entsprechend den drei Gleichgewichtsbedingungen, diese sind entweder zwei Projektionsgleichungen und eine Momentengleichung oder aber drei Momentengleichungen. Im Raume haben wir bei sechs Bewegungsfreiheiten sechs Gleichgewichtsbedingungen, entsprechend z. B. drei Projektionsgleichungen und drei Momentengleichungen. Unter der Einwirkung von äußeren Kräften, sowie Temperaturänderungen, erleiden die Tragwerke elastische Formänderungen, die in Verschiebungen von Punkten, Verdrehungen von Stäben und Verdrehung und Verbiegung von Stäben bestehen. Sollen durch diese Formänderungen keine neuen Spannungen in dem Tragwerk auftreten, so ordnen wir in geeigneter Weise feste und bewegliche Stützen an. Die Stützung kann erfolgen: 1. durch bloße Berührung des Tragwerkes mit dem Erdboden (Mauern, Gewölbe); 2. durch lastübertragende Stützen oder Lager, die zwischen Tragwerk und Erdboden eingeschaltet werden.

a) **Feste Stützen.** Zu diesen gehören die feste Einspannung und das Gelenk.

1. **Feste Einspannung.** Bei der festen Einspannung in der Ebene (Fig. 8) sind drei Stützstäbe zu denken, im Raume sechs auf Grund der gleichen Anzahl der durch sie aufgehobenen Bewegungsfreiheiten. Das Kennzeichen einer jeden festen Einspannung besteht darin, daß die Tangente an die Biegelinie an der Einspannungsstelle unverändert bleiben muß, eine Forderung, die praktisch vollkommen nicht zu erfüllen ist. Bei der festen Einspannung ist darauf zu achten, daß die Stützen genügend Widerstand besitzen,

um den Träger vor der Kippgefahr zu schützen. Zu den Berührungstützen gehören außer der festen Einspannung auch die Gleitstützen oder Gleitlager (Fig. 9), in deren oberer Fläche ein Verschieben des Trägerendes stattfinden kann. Sie empfehlen sich nur bei kleineren Stützweiten bis etwa 10 m, weil die Reibung ihrer Berührungsflächen starke Widerstände erzeugt.

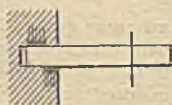


Fig. 8.



Fig. 9.

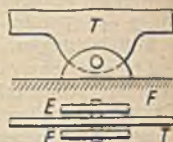


Fig. 10.

2. Gelenke. Gelenke (Fig. 10) lassen Verdrehungen der durch sie angeschlossenen Tragteile zu. Die bekannteste Form ebener Gelenke ist das Zylindergelenk, bei Raumtragwerken das Kugelgelenk. Bei der elastischen Verdrehung des Tragwerkes um das Gelenk entsteht stets ein Reibungsmoment, das der Bewegung entgegengesetzt ist. Die Gelenke sind vor allem wegen der Temperaturschwankungen wichtig. Im Eisenbetonbau und Steinbau bildet man die Gelenke in der Form aus, daß man die Tragscheiben mit verschiedenen Krümmungshalbmessern zusammenstoßen läßt.

b) **Bewegliche Stützen.** Bewegliche Stützen sind solche, die sich derart bewegen können, daß der obere Stützpunkt, der mit der Tragscheibe verbunden ist, seine Lage gegenüber der Erdscheibe verändert. Bewegliche Stützen kommen nur bei Tragwerken mit größeren Stützweiten in Frage. Sie können ausgebildet werden als Pendelstützen, Pendelwalzen, Rollen oder Walzen, Stelzen und Kugeln.

1. **Pendelstütze** (Fig. 11--13). In der Ebene besteht die Pendelstütze aus einem Stabe, an dessen oberen und unteren Ende man sich ein Zylindergelenk zu denken hat (Fig. 11). Das obere Ende der Pendelstütze ist mit der Tragscheibe, das untere mit der Erdscheibe verbunden. Der obere Gelenkpunkt



Fig. 11.



Fig. 12.



Fig. 13.

beschreibt in der Ebene einen Kreis; die Stützkraft wirkt in der Längsachse des Pendels. Haben wir es mit einem Körper im Raume zu tun, so kann die Pendelstütze entweder aus nur einem Stabe bestehen (Fig. 12) oder aber aus zwei Stäben (Fig. 13), die an der Tragscheibe durch ein Gelenk miteinander verbunden

sind. Ist die Pendelstütze im Raume einstäbig, so bewegt sich der obere Gelenkpunkt auf einer Kugeloberfläche und die Stützkraft wirkt in der Längsachse des Pendels. Besteht die Pendelstütze dagegen aus zwei Stäben, so dreht sich die Pendelwandebene abg (Fig. 13) um die Achse ab . Der obere Gelenkpunkt g beschreibt hierbei eine Kreislinie in einer Ebene, die rechtwinklig zur Achse steht. Die Stützkraft wirkt in der Pendelwandebene abg und ist in dieser Ebene in die beiden Richtungen der Pendelstäbe ag und bg zu zerlegen.

2. **Pendelwalze** (Fig. 14). Diese besitzt keinen mit der Erde fest verbundenen Fußpunkt. An dessen Stelle tritt für die Scheibe eine Zylinderfläche,

so daß ein Abwälzen möglich ist. Der Vorteil dieser Anordnung besteht darin, daß der Abstand h immer gleich groß bleibt. Somit tritt bei der Bewegung kein Heben und Senken des Stützpunktes ein, wodurch Nebenspannungen vermieden werden. Die Anwendung der Pendelwalzen ist sehr selten.



Fig. 14.

3. Rollen (Fig. 15 und 16). Rollen oder Walzen sind zylindrische Stäbe von gleichem Durchmesser. Sie bewegen sich zwischen Ebenen oder konzentrischen Zylinderflächen, die einerseits das Tragwerk, andererseits den Erdkörper begrenzen. Der Vorteil der Rollenlager gegenüber den Gleitlagern besteht darin, daß die rollende Reibung viel geringer ist als die gleitende. Daher sind bei Stützweiten von über 10 m die Rollenlager den Gleitlagern vorzuziehen. Um für ein Rollenlager den Stützpunkt des Trägers festzulegen, ist über den Rollen

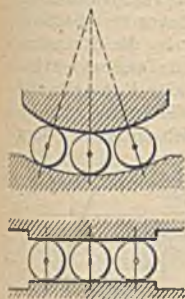


Fig. 15.

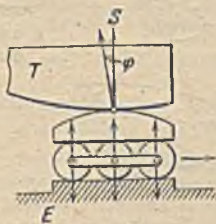


Fig. 16.

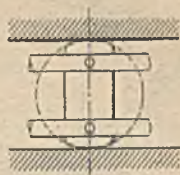


Fig. 17.

eine Rollenplatte angeordnet, die mit dem Tragwerk gelenkig verbunden ist. Die Rollenplatte soll so ausgebildet sein, daß die Stützkraft durch den Berührungspunkt des Gelenkes geht.

4. Stelzen (Fig. 17). Stelzen entstehen aus Rollen, wenn man deren Vollkreisquerschnitte um zwei gleich große Kreisabschnitte verkleinert. Sie nehmen weniger Raum ein als Rollen; ihre Bewegung muß aber auf jeder Kopfseite durch ein Paar paralleler Führungsstäbe zwangläufig gehalten werden, während bei den Rollen ein Kuppeln der Achsen genügt. Da bei großen Stützkraften eine große Anzahl von Rollen nötig ist, und der Druck sich dann auf die mittleren Rollen mehr überträgt als auf die seitlichen, so ist man bestrebt, die Rollen möglichst dicht aneinander zu rücken. Dieses Ziel erreicht man am einfachsten durch die Stelzen.

5. Kugeln. Neuerdings werden für Lager mit allseitiger Beweglichkeit in der Ebene auch Kugeln verwendet an Stelle von zwei Rollenlagern, die mit gekreuzter Verschiebungsrichtung übereinanderliegen.

3. Die statisch bestimmte Stützung.

Im allgemeinen besitzt ein Körper sechs Bewegungsfreiheiten im Raume, dagegen in der Ebene nur drei. Die sechs Bewegungsfreiheiten eines Körpers im Raume bestehen aus drei Verschiebungen längs der Achsen des räumlichen rechtwinkligen Koordinatensystems und aus drei Drehungen um diese Koordinatenachsen. In der Ebene bestehen die drei Bewegungsfreiheiten aus zwei Verschiebungen längs der Koordinatenachsen des ebenen, rechtwinkligen Koordinatensystems und aus einer Drehung im positiven oder negativen Drehsinn. Führt man einen Punkt eines Körpers in einer Geraden, so verbleibt nur die Möglichkeit der Verschiebung in einer Achse; man hat zwei Bewegungsfreiheiten aufgehoben. Eine bloße Berührungstützung eines seiner

Punkte benimmt dem Körper nur eine Freiheit, nämlich die Möglichkeit einer Verschiebung des Punktes entgegen der Stützkraftrichtung. Die Stützen müssen nun derart angeordnet werden, daß, abgesehen von elastischen Formänderungen, dem Tragwerk alle sechs Bewegungsfreiheiten entzogen werden, daß er also ruht, d. h. im Gleichgewicht ist. Jede Stütze bringt so viel unbekannte Stützkräfte in die Rechnung, als sie dem Körper Bewegungsfreiheiten nimmt. Deshalb kann man sich jede Stützungsart in statischer Hinsicht durch so viele Stäbe ersetzt denken, als sie Unbekannten liefert oder Bewegungsfreiheiten nimmt.

Eine Berührung des Körpers mit der Erde in einem Punkt erzeugt nur eine senkrecht zur Berührungsebene gerichtete Stützkraft. Dasselbe gilt von einer Gleit-, Rollen- oder Pendelstütze und einer Pendelwalze. Diese Stützen werden deshalb einstäbige Stützen genannt, da sie nur eine Stützenbedingung in die Rechnung bringen. Zweistäbige Stützen sind die Pendelwand und das Gelenk (Fig. 18), das man sich aus zwei Stäben

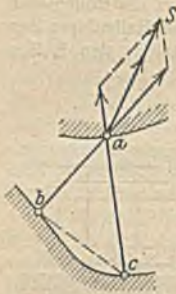


Fig. 18.

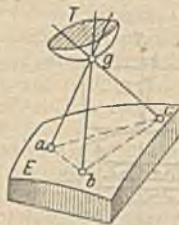


Fig. 19.

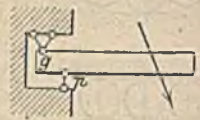


Fig. 20.

zusammengesetzt denken kann, die von einem gemeinsamen Stützpunkt, der mit der einen Tragscheibe verbunden ist, ausgehen und mit zwei anderen Punkten der anderen Tragscheibe verbunden sind. Zu den dreistäbigen Stützen gehört das Kugelgelenk (Fig. 19), eine feste Kugel, auf der eine Hohlkugel sitzt, so daß die drei Drehungsmöglichkeiten gewahrt sind, dagegen die drei Verschiebungen verhindert werden. Eine weitere Art der dreistäbigen Stützung ist die feste Einspannung in der Ebene (Fig. 20). Die Einspannung im Raume ist durch sechs Stäbe festgelegt, weil sechs Bewegungsfreiheiten aufgehoben werden müssen.

4. Scheibenverbindungen.*

a) Eine Scheibe. Tragscheiben sind vollwandig oder gegliedert. Entstehen durch die Wandstäbe im Innern des Stabwerkes keine Kreuzungen, so heißt das Stabwerk ein Dreiecksstabwerk (Fig. 21). Stabkrenzungen (Fig. 22)

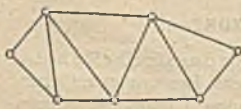


Fig. 21.



Fig. 22.

können baulich so hergestellt werden, daß ein eigentlicher Wandknoten (Gelenk oder Einspannung) nicht entsteht.

b) Zwei Scheiben. Will man zwei einfache vollwandige oder gegliederte Tragscheiben miteinander verbinden, so nennt man das Verbindungsmittel ein einfaches Gelenk, das

(nach 3) stets zweistäbig ist. Die beiden Scheiben sind starr miteinander verbunden, wenn außer dem zweistäbigen Gelenk noch ein dritter Stab die beiden Scheiben gegeneinander festlegt (Figuren 23—25). Die Fig. 26—28 veranschaulichen Ausnahmefälle, in denen drei und selbst mehr Stützstäbe

keine starre Verbindung bewirken, falls die Stabrichtungen sich in ein und denselben Punkte p schneiden, der in endlicher oder unendlicher Ferne liegt.

Fig. 26 und 27 zeigt den Fall der unendlich kleinen, Fig. 28 denjenigen der endlichen Beweglichkeit.

c) Scheibenketten. Werden mehrere Tragscheiben aneinander gereiht, so entstehen Gebilde, die man Scheibenketten nennt. Da jede Scheibe durch drei Verbindungsstäbe an die vorhergehende in statisch bestimmter Weise angeschlossen werden muß, so beträgt

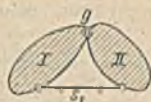


Fig. 23.



Fig. 24.

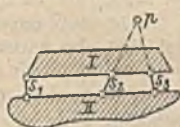


Fig. 25.

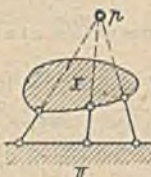


Fig. 26.

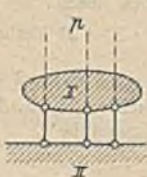


Fig. 27.

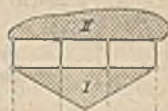


Fig. 28.

die Anzahl v der Verbindungsstäbe für Tragscheiben

$$v = (s - 1) \cdot 3. \quad (1)$$

Stößen in einem Gelenk $s = 2$ Scheiben zusammen, so heißt das Gelenk ein einfaches Gelenk und es ist zweistäbig, dagegen bei $s = 3$ Scheiben zweifaches Gelenk und ist vierstäbig, also allgemein: Stoßen in einem Gelenk s Scheiben zusammen, so heißt das Gelenk ein $(s - 1)$ faches und ist $(s - 1) \cdot 2$ stäbig.

Fig. 29 zählt 5 Scheiben, muß also $v = (5 - 1) \cdot 3 = 12$ Verbindungsstäbe aufweisen. Das sind vier einfache Gelenke zu je zwei Stäben und vier einfache Stäbe. In Fig. 30 sind 8 Scheiben durch 10 Gelenke und 1 Stab starr verbunden.

Die Gurtstäbe eines Scheibenumrisses sind als eine geschlossene Scheibenkette zu betrachten. Um diese durch Einziehen von Wandstäben starr zu machen, braucht man

$$v = (s - 1) \cdot 3 \text{ Stäbe.}$$

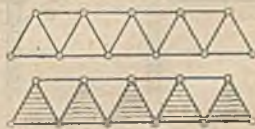


Fig. 29.



Fig. 30.

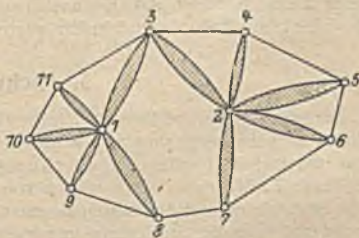


Fig. 31.

Ist die Zahl der Gurtstäbe, also auch die der Gurtknoten gleich k , so ist auch

$$v = (k - 1) \cdot 3. \quad (2)$$

Die k Gurtknoten bedeuten bereits $2k$ Stäbe. Daher ist die Zahl w der notwendigen Wandstäbe

$$w = v - 2k = k - 3. \quad (3)$$

Die Gesamtzahl n der notwendigen Stäbe ergibt sich zu

$$n = k + w = 2k - 3. \quad (4)$$

n ist stets ungerade. Eine gegliederte Scheibe mit einer geraden Stabzahl hat also entweder überzählige Stäbe, dann ist sie überstarr, oder sie ist beweglich.

d) **Mehrfache Gelenke.** Sind in einem einzigen Gelenk mehr als zwei Scheiben angeschlossen, so ist es ein mehrfaches Gelenk. Ein einfaches Gelenk ist zweistäbig. Ein n faches Gelenk ist $2n$ stäbig oder, wenn s die Zahl der in ihm angeschlossenen Scheiben bedeutet, $(s - 1) \cdot 2$ stäbig. In Fig. 31 sind 10 Scheiben durch

$$v = (10 - 1) \cdot 3 = 27 \text{ Verbindungsstäbe starr verbunden.}$$

Das sind:

zwei 4 fache Gelenke (1 und 2)	= 16 Stäbe
ein 1 faches Gelenk (3)	= 2 „
9 Umfangstäbe	= 9 „
	zusammen 27 Stäbe.

e) **Durch Einspannung verbundene Scheiben.** Die Verbindung von Tragscheiben kann außer durch ein zweistäbiges Gelenk auch noch durch eine feste Einspannung bewirkt werden. Während bei einem Fachwerk die Verbindung der in einem Knoten zusammenstoßenden

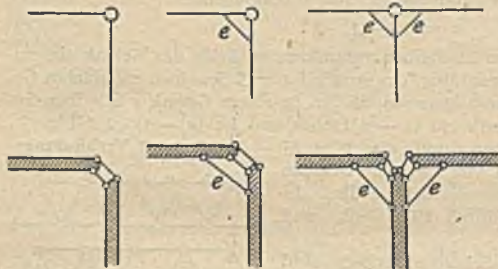


Fig. 32.

Fig. 33.

Fig. 34.

Stäbe gelenkig gedacht wird, erfolgt sie bei einem steifen Knoten mittels einer steifen Ecke. Im Fachwerkknoten (Fig. 32) können wir uns einen Stab an den anderen durch je zwei Verbindungs-

stäbe angeschlossen denken, im steifen Knoten durch je drei Stäbe (Fig. 33 u. 34). Der hier hinzukommende dritte Stab e möge als Eckstab bezeichnet werden. Dieser Eckstab bildet das Kennzeichen eines jeden steifen Knotens und ist wie jeder Stützstab als undehnbar anzusehen (vgl. 6).

5. Fachwerke.

Fachwerke sind gegliederte Stabwerke, die mit Stützstäben an die Erde angeschlossen sind und in deren Knotenpunkten die Lasten angreifen. Man unterscheidet ebene und räumliche, einfache und zusammengesetzte Fachwerke. Wir sprechen von einem ebenen Fachwerk, wenn sämtliche Stabachsen und Stablasten in einer Ebene wirken, von einem räumlichen Fachwerk, wenn die Stabachsen in verschiedenen Ebenen liegen und die Lasten in verschiedenen Richtungen angreifen. Einfache Fachwerke sind solche, die nur aus einer einfachen Tragscheibe oder einem einfachen Körper bestehen, zusammengesetzte Fachwerke solche, die aus mehreren durch Gelenke verbundenen Tragscheiben oder Körpern bestehen.

Grundlegende Annahmen für die Berechnung der Fachwerke: 1. Reibungslose Gelenke; 2. gewichtslose Stäbe; 3. Lasten in den Knotenpunkten angreifend. Voraussetzung für diese Berechnungsgrundlagen ist, daß die Fachwerke weder von unendlich kleiner noch von endlicher Beweglichkeit sind.

a) **Ebene Stabwerke.** Bei der Bildungsweise starrer Stabwerke gehen wir in der Ebene aus von einem Grunddreieck (Fig. 35 und 36). Dieses enthält drei Stäbe und drei Gelenke. Jeder neue ebene Knotenpunkt ist durch zwei Stäbe statisch bestimmt an das vorhandene Grunddreieck anzuschließen. Die Zahl n der erforderlichen Verbindungsstäbe für k ebene Knotenpunkte beträgt, da das Grunddreieck drei Stäbe enthält, jeder neue Knoten zwei Stäbe erfordert und $(k - 3)$ Knoten an das Grunddreieck anzuschließen sind:

$$n = 3 + (k - 3) \cdot 2$$

$$n = 2k - 3.$$



Fig. 35.

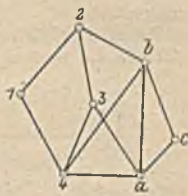


Fig. 36.

b) **Räumliche Stabwerke.** Bei der Bildungsweise räumlicher Fachwerke gehen wir aus von einem Grundtetraeder (Fig. 37 und 38). Dieses enthält vier Knotenpunkte und sechs Stäbe.

Jeder neue Knotenpunkt ist durch drei Stäbe statisch bestimmt an das Grundtetraeder anzuschließen. Die Zahl n der erforderlichen Verbindungsstäbe für k räumliche Knotenpunkte beträgt, da das Grundtetraeder sechs Stäbe enthält, jeder neue Knoten drei Stäbe erfordert und $(k - 4)$ Knoten an das Grundtetraeder anzuschließen sind:



Fig. 37.



Fig. 38.

$n = 6 + (k - 4) \cdot 3$
 $n = 3k - 6.$

c) **Erhöhung der Stützzahl durch Stabvertauschung.** Nach der Gleichung

$$s + t = 3k.$$

wenn mit s die Zahl der Stützstäbe bezeichnet wird, t die Zahl der eigentlichen Tragwerksstäbe ist, kann man, um die Anzahl der Stützstäbe größer als sechs zu erhalten, geeignete Stäbe des Tragwerkes austauschen und an ihrer Stelle ebenso viele Stützstäbe wieder einlegen, um die notwendige Gesamtzahl $n = s + t = 3k$ nicht zu ändern. Dieses Verfahren nennt man Stabvertauschung.

d) **Beispiel.**

Das Raumfachwerk eines Brückenüberbaues (Fig. 39) besitzt zwei Hauptträger, die Dreieckstabwerke mit je 6 Knoten sind. Zur räumlichen Verbindung der beiden Trägerscheiben müssen demnach $2 \cdot 6 = 12$ Stäbe eingezogen werden. Es sind jedoch nur 10 Stäbe eingezogen,

im oberen Querverbande die Stäbe (oder Tragkörper): $2-2', 4-4', 2'-4, 4-5', 5-5'$, im unteren Querverbande die Stäbe (oder Tragkörper): $1-1', 3-3', 6-6', 1-3', 3'-6.$

Die beiden noch fehlenden Stäbe könnte man als Wandstäbe der beiden Vierecke ($1-2-2'-1$ und $6-5-5'-6'$) einlegen. Dadurch würde aber die auf den drei unteren Tragkörpern ($1-1', 3-3', 6-6'$) angebrachte Fahrbahn F unbenutzbar werden. Man legt deshalb für die beiden noch fehlenden Stäbe zwei Stützstäbe ein. Das Raumfachwerk besitzt dann:

$$2 \cdot 9 = 18 \text{ Hauptträgerstäbe,}$$

$$5 + 5 = 10 \text{ Stäbe der Querverbandesebenen,}$$

$$6 + 2 = 8 \text{ Stützstäbe,}$$

macht 36 Stäbe,

was der notwendigen Stabzahl $n = 3k = 3 \cdot 12 = 36$ entspricht. Knoten 6 hat ein dreistabiges Gelenk erhalten. Im Knoten 1 und 6' ist je eine zweistabige Pendelstütze vorgesehen, von denen die erste eine elastische Verschiebung des Knotens 1 in der Richtung $1-6$, die zweite eine

dergleichen in der Richtung $\delta-\delta$ ermöglicht. Im Knoten $1'$ ist eine einstäblige Pendelstütze angebracht, so daß dieser Knoten sich nach jeder Richtung elastisch verschieben kann. (Über die unendlich kleine Beweglichkeit einer räumlichen Stützung ist unter δ , f nachzulesen.)

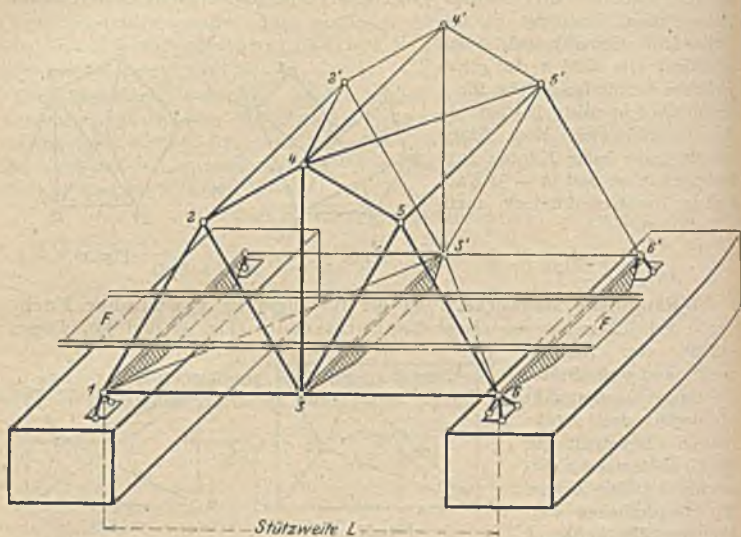


Fig. 39.

e) **Bildung von räumlichen Fachwerken aus ebenen Stabgebilden.** Eine andere Art zur Bildungsweise räumlicher Fachwerke besteht darin, daß man mehrere Fachwerkebenen durch Stäbe miteinander verbindet (Fig. 40). Es

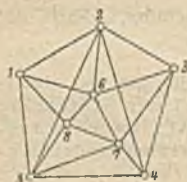


Fig. 40.

bezeichne k_u die Anzahl der Knotenpunkte des unteren ebenen Fachwerks; k_o die des oberen; $k = k_u + k_o$ die sämtlicher Knotenpunkte des räumlichen Fachwerkes. Dann beträgt die Zahl der Verbindungsstäbe für die beiden ebenen Tragscheiben

$$\begin{aligned} n_u &= 2k_u - 3 \\ n_o &= 2k_o - 3. \end{aligned}$$

Zur räumlichen Verbindung der beiden Ebenen brauchen wir

$$n = 3k - 6.$$

Es fehlen also eine Anzahl von a -Verbindungsstäben, für die die Bedingungs-

$$a + n_u + n_o = n$$

besteht. Daraus folgt, da $k_u + k_o = k$ ist,

$$\begin{aligned} a &= n - n_u - n_o \\ &= (3k - 6) - (2k_u - 3) - (2k_o - 3) \\ &= 3k - 2(k_u + k_o) \\ a &= k. \end{aligned}$$

Zur Verbindung von ebenen Fachwerken zu einem räumlichen Fachwerk sind also ebensoviel Stäbe erforderlich, als Knotenpunkte vorhanden sind.

f) **Die Beweglichkeit der Fachwerke.** Δ) Die unendlich kleine Beweglichkeit. Beweglichkeit der Fachwerke tritt dann ein, wenn man einem starren Fachwerk durch Beseitigen eines seiner Stäbe eine Bewegungsfreiheit erteilt

und es dadurch in eine zwangläufige Kette verwandelt (Fig. 41). Eine zwangläufige Kette ist daher beweglich und zwar derart, daß bei der Verschiebung irgendeines ihrer Knotenpunkte alle übrigen Knoten geometrisch bestimmte, sogenannte zwangläufige Bahnen beschreiben. Durch Beseitigung z. B. des Stabes $m n$ (Fig. 41) sei das Gleichgewicht im Fachwerk gestört. In den Knotenpunkten m und n werden nun Stabkräfte S angebracht, um das Gleichgewicht der Kräfte wieder herzustellen. Für ein derartiges Gebilde besteht die Arbeitsgleichung: Arbeit der inneren Kräfte = Arbeit der äußeren Kräfte.

Die Arbeit der inneren Kräfte oder Stabkräfte wird bestimmt durch

$$A_i = S \cdot \Delta s_m + S \cdot \Delta s_n.$$

Die Arbeit der äußeren Kräfte ist

$$A_a = \Sigma P \cdot \delta.$$

Aus der Bedingungsleichung folgt:

$$S \cdot (\Delta s_m + \Delta s_n) = \Sigma P \cdot \delta$$

$$S = \frac{\Sigma P \cdot \delta}{\Delta s_m + \Delta s_n}$$

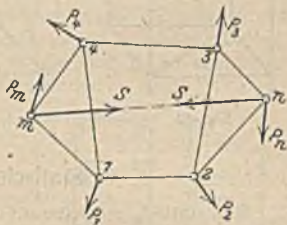


Fig. 41

Ist nun zufällig $\Delta s_m + \Delta s_n = 0$ oder mit anderen Worten, werden die Punkte m und n festgehalten, so ergibt sich:

$$S = \frac{\Sigma P \cdot \delta}{0} = \infty.$$

Es müßte also eine unendlich große Stabkraft vorhanden sein, um eine unendlich kleine Beweglichkeit zu verhindern. Hat man für eine bestimmte Lage eines Fachwerkes die unendlich kleine Beweglichkeit festgestellt und findet man für eine zweite Lage nochmals eine unendlich kleine Beweglichkeit, so ist das Fachwerk endlich beweglich.

β) Der Ausnahmefall bei der Anordnung von sechs Stützstäben. Ist ein Tragkörper (in drei bis sechs Punkten) durch sechs Stäbe gestützt, so sind zur Vermeidung der unendlich kleinen Beweglichkeit der Stützung hauptsächlich diejenigen Anordnungen zu vermeiden, in denen nicht mehr als drei der gewählten Stabrichtungen sich in einem und demselben Punkte schneiden oder in einer gemeinsamen Ebene liegen. Wird dies vermieden, so läßt sich keine Gerade finden, die alle sechs Stabrichtungen durchschneidet, es würde also der Ausnahmefall vermieden, in welchem das auf jene Gerade bezogene statische Moment jeder der sechs Stabkräfte Null ist.

Baulich macht die sechsstäbige Stützung eines Tragkörpers Schwierigkeiten, wenn dabei nur vier Stützpunkte zur Verfügung stehen. Wollte man einen dieser Punkte dreistäbig festlegen, so bliebe für jeden der drei übrigen Punkte nur ein Stützstab übrig. Diese, den baulichen Bedingungen gemäß, so anzuordnen, daß keine unendlich kleine Beweglichkeit entsteht, ist nach obigem unmöglich. Es bleibt in diesem Falle nur die Möglichkeit, zwei räumliche Pendelstützen aufzustellen, deren Schwingungsebenen zueinander senkrecht stehen, und dazu noch zwei einfache Stützstäbe derart gerichtet anzuordnen, daß kein Ausnahmefall entsteht.

γ) Die endliche Beweglichkeit. Sie tritt ein, wenn die für eine bestimmte Lage eines Fachwerkes angegebenen Kennzeichen unendlich kleiner Beweglichkeit für weitere Fachwerkslagen bestehen bleiben. Endliche Beweglichkeit kann auch selbst dann eintreten, wenn die Stabzahl größer als die notwendige ist. Die ebene Fig. 42 besitzt z. B. bei 8 Knoten einen überzähligen Stab und ist doch beweglich. Denn die obere Viereckscheibe läßt sich gegen die untere beliebig verdrehen, ohne daß die Längen der vier lotrechten Stäbe sich dabei ändern. Dagegen ist

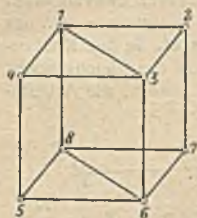


Fig. 42.

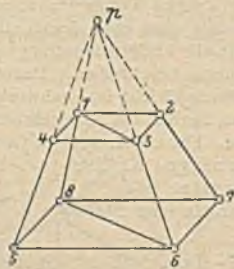


Fig. 43.

die Fig. 43 von unendlich kleiner Beweglichkeit, weil die vier Verbindungsstäbe zwischen der oberen und unteren Scheibe einen gemeinsamen Pol p besitzen. Endliche Bewegung ist aber nicht vorhanden, weil nach erfolgter unendlich kleiner Verschiebung jene Verbindungsstäbe sich nicht mehr in einem und demselben Punkte schneiden.

6. Statisch unbestimmte Fachwerke.

Ein statisch unbestimmtes Fachwerk, das m überzählige Stäbe aufweist, kann durch Beseitigen von m Stäben in ein statisch bestimmtes Hauptnetz übergeführt werden. Diese beseitigten m Stabkräfte werden die Überzähligen genannt. Zu ihrer Berechnung gebraucht man m Elastizitätsgleichungen, außerdem die Gleichgewichtsbedingungen für die Ebene oder den Raum. Man spricht von innerer statischer Unbestimmtheit, wenn nur Fachwerkstäbe überzählig sind; von äußerer statischer Unbestimmtheit in der Ebene, wenn mehr als drei Stützstäbe vorhanden sind, endlich von gleichzeitiger innerer und äußerer statischer Unbestimmtheit, wenn sowohl überzählige Fachwerkstäbe als auch überzählige Stützstäbe vorhanden sind. Als

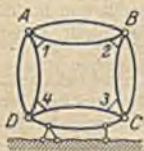


Fig. 44 a.

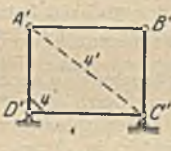


Fig. 44 b.

Beispiel für die Bestimmung der Überzähligen statisch unbestimmter Bauwerke mögen einige Rahmenfälle dienen¹⁾.

Beseitigt man bei dem vierseitigen, geschlossenen Rahmen $ABCD$ der Fig. 44 a sämtliche Eckstäbe 1—4 (vgl. 4, e), so würden an allen vier Ecken gelenkige Knoten entstehen und der Rahmen zu einer Gelenkkette mit endlicher Beweglichkeit werden.

Um diese Beweglichkeit zu verhindern, genügt es einen Eckstab (z. B. 4) beizubehalten, oder auch an seiner Stelle einen Ersatzstab $4'$ einzuschalten, so daß ein einfaches Dreiecksfachwerk entstände.

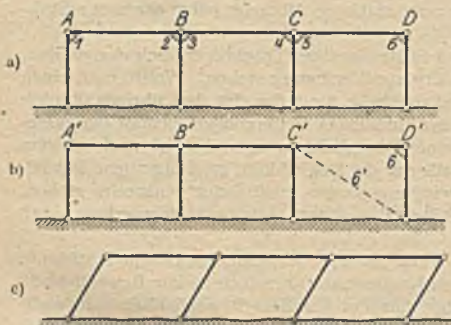


Fig. 45.

Dieses Gebilde (Fig. 44 b) nennen wir das statisch bestimmte Hauptnetz des Rahmens. Der Vergleich der Fig. 44 a. und Fig. 44 b ergibt, daß die übrigen drei Stäbe 1, 2 und 3 überzählig sind. Die Ermittlung ihrer Stabkräfte kann nicht mit den einfachen Mitteln der Statik erfolgen, sondern erfordert drei Elastizitätsgleichungen. Wir nennen daher dieses Gefach dreifach statisch unbestimmt.

¹⁾ Nach dem vom Verfasser angegebenen Verfahren (s. Gehler, Der Rahmen, Berlin, W. Ernst & Sohn: II. Auflage 1919.)

Beim mehrstieligen Rahmen der Fig. 45a, dessen Zwischenstützen am Kopf im Rahmenriegel fest eingespannt, am Fuße dagegen ebenso wie die Endpfosten gelenkig gelagert sind, erhält man das statisch bestimmte Hauptnetz dadurch, daß man die Eckstäbe 1—5 an den Knoten *A*, *B* und *C* beseitigt, also nur den Eckstab 6 bei *D* beibehält (Fig. 45b). Die Grundform ist somit fünfmal statisch unbestimmt. Würde man dagegen auch den letzten Eckstab 6 noch weglassen, so würde das Gebilde (Fig. 45c) zusammenklappen, also eine zwangsläufige, kinematische Kette entstehen.

Sind, wie Fig. 46a zeigt, auch sämtliche Pfosten in der Erdscheibe fest eingespannt, so müssen in jedem Felde drei Eckstäbe beseitigt werden. Da von den zehn vorhandenen Eckstäben nur einer, z. B. der Stab 10 im Hauptnetz bleibt, ist diese Grundform neunmal statisch unbestimmt.

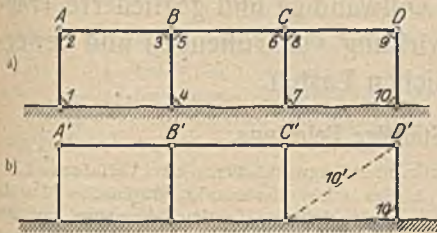


Fig. 46.



Fig. 47 a.

Fig. 47 b.

Bezeichnet man mit *n* die Anzahl der Eckstäbe, so zeigt sich bei den mehrstieligen Rahmen der Fig. 45 und 46, bei denen in jedem Felde der untere Stab durch die Erdscheibe ersetzt wird, daß die Anzahl der Überzähligen ($n - 1$) ist. Es genügt hier die Einfügung eines einzigen Eckstabes oder Ersatzstabes, um die Beweglichkeit zu verhindern.

Im Falle der Fig. 47a sind in jedem Viereckgefache vier Eckstäbe vorhanden und im Hauptnetz je ein Eckstab oder Ersatzstab, durch den der mehrfeldrige Rahmen in ein Dreiecksfachwerk (Fig. 47b) übergehen würde. Von den $4 \times 4 = 16$ Rahmenstäben verbleiben demnach im Hauptnetz nur 4 Stäbe, so daß die Grundform $16 - 4 = 12$ mal statisch unbestimmt ist. Im Gegensatz zu den mehrfeldrigen Rahmen der Fig. 45 und 46 ist das Stabgebilde der Fig. 47 ein geschlossener Träger, der nur an zwei Punkten auf der Erdscheibe gestützt ist. Dieser Rahmen ist somit bei *m* Feldern innerlich $3m$ mal statisch unbestimmt. Das gleiche gilt für die sogenannten Vierendeel- oder Pfostenfachwerkträger. Hierzu treten gegebenenfalls noch weitere Überzählige, falls die Stützung des Rahmenträgers auf der Erdscheibe durch mehr als drei Stützstäbe erfolgt.

Allgemein empfiehlt es sich jedoch immer, die Rahmengrundform mit den Eckstäben, daneben das Hauptnetz aufzuskizzieren und die Anzahl der Überzähligen abzuzählen. Das statisch bestimmte Hauptnetz erkennt man stets leicht daran, daß bei Beseitigung noch eines weiteren Eckstabes ein Gebilde mit endlicher Beweglichkeit, also eine zwangsläufige, kinematische Gelenkkette entstehen würde.

Statik der Baukonstruktionen.

Von

Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden.

I. Statisch bestimmte vollwandige und gegliederte Tragwerke unter der Einwirkung von ruhenden und beweglichen Lasten.

1. Ständige Belastung.

Zur Berechnung statisch bestimmter Tragwerke dienen zwei Verfahren: 1. das rechnerische oder analytische, 2. das zeichnerische oder graphische. Da die Tragwerke unter der Einwirkung von äußeren Lasten, abgesehen von den elastischen Formänderungen, keine Bewegungen ausführen dürfen, so muß Gleichgewicht zwischen den Kräften bestehen. Dieser Gleichgewichtszustand ist nur möglich, wenn keine Bewegungsfreiheiten der Stützen vorhanden sind. Die rechnerischen Gleichgewichtsbedingungen können sein: 1. zwei Projektionsgleichungen und eine Momentengleichung, 2. eine Projektionsgleichung und zwei Momentengleichungen, 3. drei Momentengleichungen. Die graphischen Gleichgewichtsbedingungen bestehen darin, daß die Kraft- und die Seilecke geschlossen sein müssen.

2. Bewegliche Belastung.

a) Einflußlinien für unmittelbare Belastung.

Die Einflußlinien dienen zur Darstellung innerer und äußerer Kräfte der Tragwerke. Auf einem Träger (Fig. 1) sei die wandernde, lotrecht gerichtete Einzellast $P = 1\text{ t}$ im Punkte m angekommen. Diesen Lastpunkt m bezeichnet man auch als den augenblicklichen Einflußpunkt der Einzellast. Es wird nun für die Lage der wandernden Last $P = 1\text{ t}$ im Punkte m eine im festen Schnitt n infolge der Einwirkung von P auftretende Größe gesucht; sei es eine Stützkraft, Querkraft, ein Moment, eine Spannung, Durchbiegung usw. Dann gelten folgende Bezeichnungen:

Der augenblickliche Angriffspunkt der wandernden Einzellast ist der Lastpunkt oder Fußpunkt.

Eine von der im Lastpunkte m ruhenden Einzellast erzeugte Querschnittsgröße in n ist eine Einflußgröße.

Stellt man die Einflußgröße eines bestimmten Schnittes bei n als eine Strecke η dar und trägt diese als Ordinate im Lastpunkte m auf, so liegen bei der Wanderung der Einzellast die Endpunkte aller Strecken η in einer Linie, die man Einflußlinie nennt (Fig. 2).



Fig. 1.



Fig. 2.

Die von der Trägerlinie, den Endordinaten und der Einflußlinie begrenzte Fläche heißt Einflußfläche. Sie setzt sich im allgemeinen aus positiven und negativen Teilflächen zusammen.

Zweckmäßig zeichnet man eine Einflußlinie für eine wandernde Last $P = 1t$, die Lasteinheit genannt. Dann erhält man den Einfluß jeder Last P_m von beliebiger Größe aus dem Produkte $P_m \eta_m$, wenn η_m die im Lastpunkte m aufgetragene Einflußgröße für $P = 1t$ ist.

Fällt der Lastpunkt m mit dem Fußpunkte der größten Ordinate η_m der Einflußlinie zusammen, so nennt man die dazugehörige Stellung der wandernden Einzellast die gefährlichste Lastlage.

Für irgendeine Stellung eines gegebenen Lastenzuges (Fig. 3) kann man dann dessen Gesamteinfluß — die sog. Summeneinflußgröße Z — berechnen, wenn man für jeden Lastpunkt und die dazugehörige Last P die erhaltenen Produkte $P \eta$ addiert. Dann ist

$$Z = P_1 \eta_1 + P_2 \eta_2 + \dots + P_m \eta_m = \sum P \eta. \quad (1)$$

Diejenige Lage des Lastenzuges ist die gefährlichste, für welche die gesuchte Summeneinflußgröße ihren Grenzwert erreicht.

Stetig verteilte Lasten kann man als eine Gruppe von unendlich kleinen Einzellasten $P = p dz$ auffassen, die in unendlich kleinen Abständen dz aufeinanderfolgen (Fig. 4). Danach ist

$$Z = \int p dz \eta. \quad (2)$$



Fig. 3.

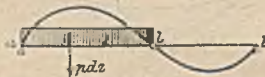


Fig. 4.

worin p — die Last für die Längeneinheit — veränderlich oder unveränderlich sein kann und das Integral über die Trägerlänge zu erstrecken ist. Für gleichmäßig stetige Lasten erhält man

$$Z = p \int \eta dz. \quad (3)$$

Für eine gleichmäßig stetige Vollbelastung ist die Summeneinflußgröße gleich dem Inhalte der Einflußfläche, multipliziert mit der Last p für die Längeneinheit.

Ein Lastpunkt, für welchen die Einflußgröße η verschwindet, ist eine Lastscheide.

b) Einflußlinien für mittelbare Belastung.

Für lotrechte Lasten und wagerechte Fahrbahn liegen die Querträgerpunkte bei Fachwerken in Knotenlotrechten. Der Abstand zweier Querträger, die Feldweite, sei a (Fig. 5). 1 und 2 seien die Querträgerpunkte, in denen die Last P übertragen wird. P übt in diesen Punkten die Stützkräfte P_1 und P_2 aus. Der Gesamteinfluß von P_1 und P_2 muß für das betrachtete Feld ebenso groß sein wie der Einfluß von P selbst. Daraus folgt

$$\eta_m = \eta_1 \frac{z}{a} + \eta_2 \frac{a-z}{a}. \quad (4)$$

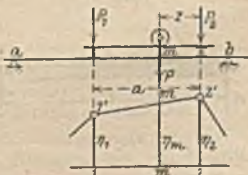


Fig. 5.

d. h. in jedem Querträgerfelde ist die Einflußlinie eine Gerade.

II. Vollwandiger und gegliederter Balken auf zwei Stützen unter der Einwirkung von ruhenden und beweglichen Lasten.

3. Ständige Belastung bei vollwandigen Balken.

a) Stützkräfte.

α) Die in zwei Punkten gestützte Scheibe. Größe und Lage der Mittelkraft R einer beliebigen, stetig verteilten oder aus Einzelkräften bestehenden Belastung wird mit Hilfe von Kräfteck und Seileck gefunden (Mechanik, S. 108). Die Richtung der Stützkraft B ist durch die Stellung der Pendelstütze (Fig. 6) gegeben. Sie schneidet die Richtung der Kraft R in n . Auch die Richtung der Gelenkkraft A muß durch n verlaufen, damit das Gleichgewicht der drei äußeren Kräfte gewahrt wird. Die unbekanntenen Stützkräfte folgen aus dem Kräfte-dreieck (Fig. 7), worin die Mittelkraft aus A und B ebenso groß, aber entgegengesetzt gerichtet ist wie R . Der Maßstab der Strecke für R bestimmt die Größen A und B .

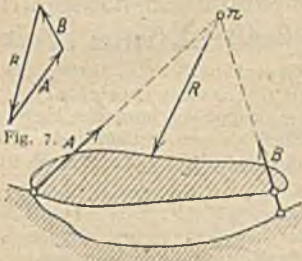


Fig. 6.

Haben wir es insbesondere mit senkrechten Lasten P zu tun, so ergeben sich die Stützkräfte mit Hilfe der drei Gleichgewichtsbedingungen. Für eine Einzellast in beliebiger Lage (Fig. 8) ist:

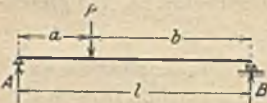


Fig. 8.

$$\left. \begin{aligned} A &= P \cdot \frac{b}{l} \\ B &= P \cdot \frac{a}{l} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

und, wenn insbesondere die Einzellast in der Mitte liegt,

$$A = B = \frac{P}{2} \quad (6)$$

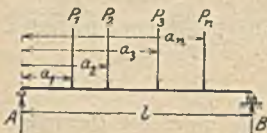


Fig. 9.

Für mehrere Einzellasten P_1, P_2, \dots, P_n , die in den Abständen a_1, a_2, \dots, a_n von der linken Stütze gerechnet wirken, erhalten wir als Stützkräfte (Fig. 9):

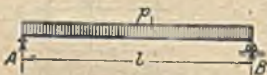


Fig. 10.

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{\sum_1 P(l - a)}{l} \\ B &= \frac{\sum_1 P \cdot a}{l} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

Bei gleichmäßig verteilter Belastung p ergibt sich (Fig. 10):

$$A = B = p \cdot \frac{l}{2} \quad (8)$$

Bei der Bestimmung der Stützkkräfte ist es gleichgültig, ob wir unmittelbare oder mittelbare Lastübertragung voraussetzen; in beiden Fällen erhalten wir das gleiche Ergebnis.

β) Die in drei Punkten gestützte Scheibe. Bei vier im Gleichgewicht befindlichen Kräften ist die Mittelkraft von zwei beliebig zu wählenden Kräften gleich groß und entgegengesetzt gerichtet wie die Mittelkraft der beiden anderen Kräfte. Mit Hilfe dieses Satzes lassen sich für die mit R belastete Scheibe (Fig. 11) drei Kraftvierecke zeichnen, aus denen dreimal die Strecken der unbekanntenen Stützkkräfte A , B , C entnommen werden können.

Man setze z. B. R und B zusammen, die sich in b schneiden, während die andere Gruppe (A und C) in b' ihren Schnittpunkt findet (Fig. 11). Die Richtung der Mittelkraft jeder dieser beiden Kräftegruppen ist dadurch in der Geraden bb' gegeben. Man zeichne zuerst ein Kraftdreieck aus der bekannten Strecke von R und den Parallelen zu den Kräftegruppen Bb und bb' . Daraus ist bereits die Größe der Stützkraft B zu entnehmen. Vervollständigt man dann das

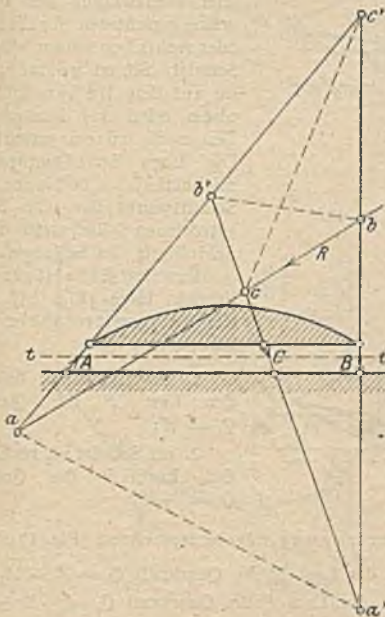


Fig. 11.



Fig. 12.



Fig. 13.

Kraftviereck (Fig. 12) durch die Parallelen zu den Richtungen von A und C , so erhält man damit auch die Größen A und C . L ist eine Hilfslinie, in welche die beiden einander entgegengesetzt gerichteten Mittelkräfte — einerseits von R und B , andererseits von A und C — fallen.

Die Vorzeichen der Stützkkräfte folgen aus dem Richtungssinn des Kraftvierecks. Dabei denke man sich die Stützstäbe durch einen Schnitt tt (Fig. 11) von der Erdscheibe getrennt und — behufs Wiederherstellung des Gleichgewichtes — die Stützkkräfte mit vorläufig beliebiger Pfeilrichtung angebracht. Dann ist aus dem Vergleich der Pfeilrichtungen von A , B , C im Krafteck der Fig. 12

mit den in der Fig. 11 vorläufig angenommenen Richtungen zu sehen, welches der Vorzeichen zutrifft. Danach ergibt sich die Kraft C als eine Zugkraft, während A und B Druckkräfte sind, weil ihre Richtungen im Krafteck und an der Scheibe in verschiedenem Sinne laufen.

In der Fig. 13 sind auch noch die beiden anderen Kraftvierecke gezeichnet, worin R zuerst mit C , dann mit A verbunden wurde. In beiden Fällen liegen aber die Schnittpunkte c, c' und a, a' (Fig. 11) etwas ungünstiger als bei der Darstellung des Krafteckes der Fig. 12. Die beste Lösung werden immer diejenigen Schnittpunkte geben, für welche die betreffenden Hilfslinien bequem liegen.

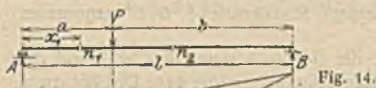


Fig. 14.

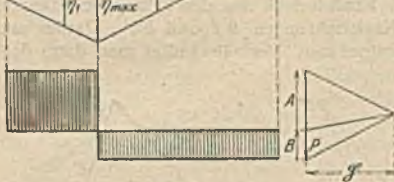


Fig. 15.

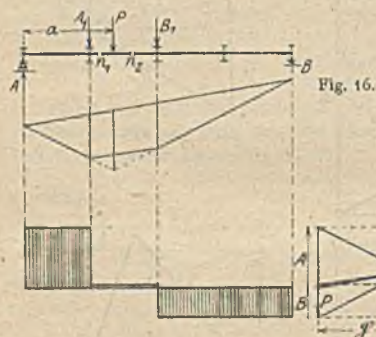


Fig. 16.



Fig. 17.

b) Querkraft.

Unter Querkraft verstehen wir die Projektionssumme aller rechtwinklig zur Balkenachse gerichteten Kräfte links oder rechts von einem beliebigen Schnitt. Sie ist positiv, wenn sie auf dem linken Teil nach oben oder auf dem rechten Teil nach unten gerichtet ist. Die Lage der Querkraft ist zeichnerisch bestimmt als Schnittpunkt der vom Schnitt getroffenen Seilecksseite und der Schlußlinie des Seilzuges.

Für eine Einzellast in beliebiger Lage (Fig. 15) ergibt sich bei unmittelbarer Lastübertragung:

1. Im Schnitt n_1 links von der Last P die Querkraft $Q_l = A$;
2. im Schnitt n_2 rechts von der Last P die Querkraft $Q_r = -B$.

Bei mittelbarer Lastübertragung folgt entsprechend (Fig. 17):

1. Im Schnitt n_1 links von der Last P die Querkraft $Q_l = A - A_1$;
2. im Schnitt n_2 rechts von der Last P die Querkraft $Q_r = -B + B_1$.

Für mehrere lotrechte Einzellasten wird die Querkraft für jeden Schnitt zwischen zwei Einzellasten rechnerisch als Summe der Projektion aller Kräfte links vom Schnitt auf die Lotrechte bestimmt und ihre Lage zeichnerisch als Schnitt zweier Seilzugsseiten. Dies gilt sowohl für unmittelbare (Fig. 19) als für mittelbare Lastübertragung (Fig. 21).

Bei gleichmäßig verteilter Belastung ist die Querkraft bei unmittelbarer Lastübertragung für einen beliebigen Schnitt x vom Auflager a bestimmt durch (Fig. 23):

$$Q_n = A - p \cdot x = p \cdot \frac{l}{2} - p \cdot x = p \left(\frac{l}{2} - x \right).$$

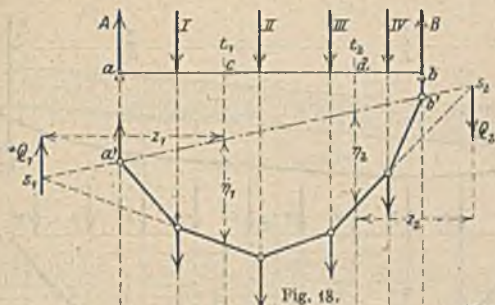


Fig. 18.

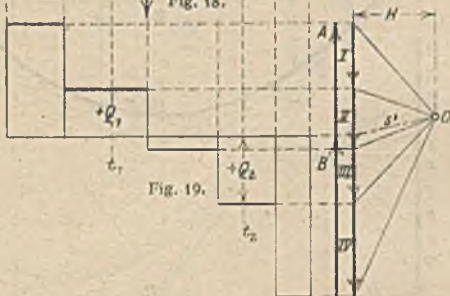


Fig. 19.

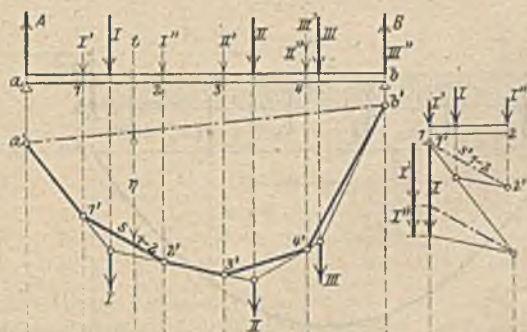


Fig. 20.

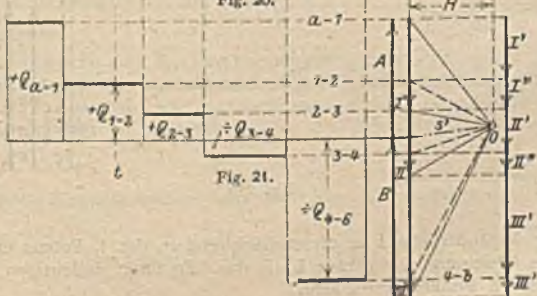


Fig. 21.

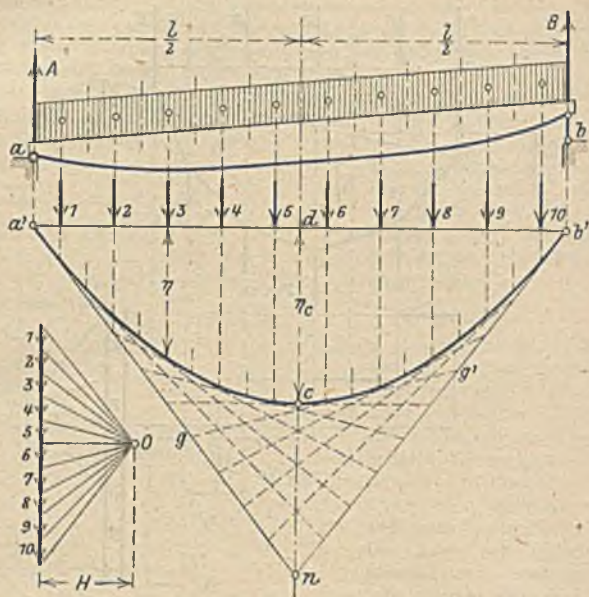


Fig. 22.

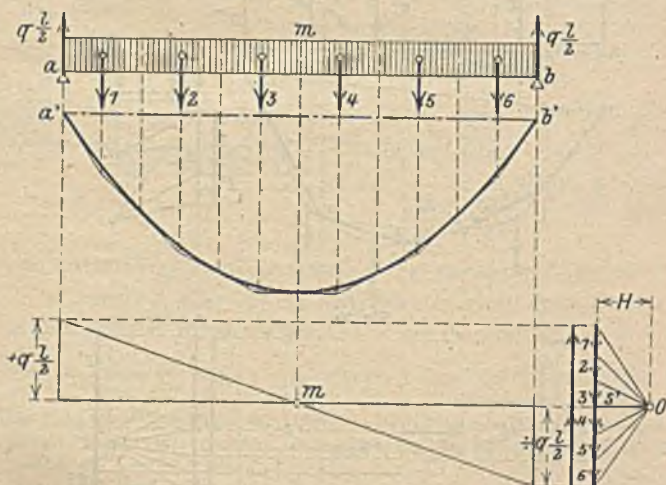


Fig. 23.

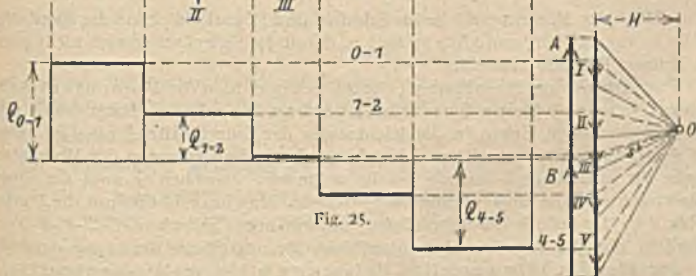
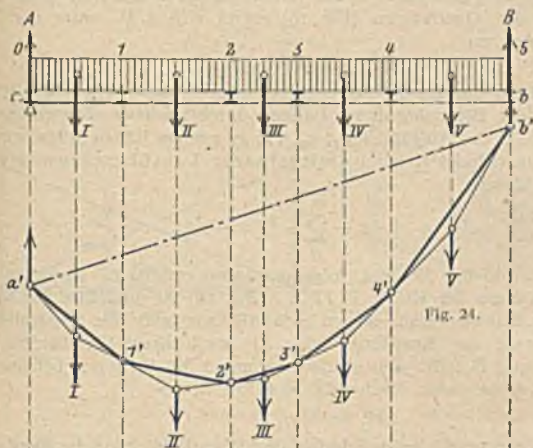
Da die Veränderliche x in dieser Gleichung in der 1. Potenz erscheint, so stellt obige Gleichung eine gerade Linie dar. Zu ihrer eindeutigen Festlegung sind die beiden Punkte hinreichend

für $x = 0$: $Q_0 = p \cdot \frac{l}{2} = A$,

für $x = l$: $Q_l = -p \cdot \frac{l}{2} = -B$.

Außerdem ist der Symmetrie wegen

für $x = \frac{l}{2}$ die Querkraft $Q = 0$.



Bei mittelbarer Belastung (Fig. 25) findet die Lastübertragung nur an den Querträgerpunkten statt, so daß die Querkraftlinie keine Gerade ist, sondern wie für mehrere Einzellasten gefunden wird.

c) Momente.

Die Größtwerte der Biegemomente treten stets dort auf, wo die Abgeleitete des Biegemomentes, d. h. die Querkraft Null wird. Im Falle einer Einzellast in beliebiger Lage ergibt sich für den Schnitt n_1 (Fig. 14) das Biegemoment bei unmittelbarer Lastübertragung zu

$$M = A \cdot x_1.$$

Das größte Biegemoment tritt unter der Last P selbst auf und hat den Wert

$$M_{\max} = A \cdot a = P \cdot \frac{b}{l} \cdot a = P \cdot \frac{ab}{l}. \tag{9}$$

Zeichnerisch wird das Biegemoment mit Hilfe von Kräfte- und Seilzug bestimmt durch die Beziehung (vgl. Mechanik, S. 112).

$$M = H \cdot \eta. \quad (10)$$

Liegt die Einzellast in der Mitte des Balkens, so wird das größte Biegemoment:

$$M_{\max} = P \cdot \frac{l}{4}. \quad (11)$$

Bei mittelbarer Lastübertragung sind die Biegemomente an den Querträgerpunkten die gleichen wie bei unmittelbarer Belastung. Für einen Schnitt zwischen den Querträgern (Fig. 16) ergibt sich z. B. unter der Last das Biegemoment zu

$$M = A \cdot a - A_1 \cdot b,$$

wenn b den Abstand der Last P vom linken Querträger A_1 bezeichnet.

Für den Fall der Belastung dieses Balkens durch mehrere Einzellasten P_1, P_2, \dots, P_n , die in den Abständen a_1, a_2, \dots, a_n von der linken Stütze wirken, ist das Moment im Schnitt t_1 bei unmittelbarer Lastübertragung rechnerisch bestimmt durch

$$M_t = A \cdot x - \sum_0^n P(x - a). \quad (12)$$

Zeichnerisch wird das Moment folgendermaßen ermittelt. Zwischen den (lotrechten) Richtungen der Kräfte $I, II \dots$ (Fig. 18) ist mit Hilfe des Kräftecks (Fig. 19) ein Seileck gelegt, dessen Schlußlinie $a'b'$ als s' parallel ins Kräfteck übertragen, die Kraftlinie I bis IV nach dem Verhältnisse der Stützkräfte A und B teilt. Das statische Moment M_1 für einen beliebig geführten Schnitt $t_1 t_1$ ist (nach Mechanik, S. 112)

$$M_1 = H \eta_1;$$

η_1 = Höhe der Momentenfläche im Schnitte und H = Polabstand des Kräftecks. H ist in runder Zahl und klein zu halten, damit die Seilecksseiten sich nicht unter zu spitzen Winkeln schneiden.

Für mittelbare Belastung (Fig. 20) zeichnet man die Momentenfläche zuerst so, als ob keine Querträger vorhanden wären. Dann erhält man ein Seileck, dessen Ecken in die Richtungen der Einzelkräfte I bis III fallen. An den Querträgerpunkten 1 bis 4 sind damit die Ordinaten der Momentenfläche für mittelbare Belastung bereits gefunden. Zwischen je zwei Querträgerpunkte ist die Momentenlinie eine Gerade. Man braucht also nur die Punkte 1 bis 4 in das Seileck herunterzuloten, um ein neues Seileck $a'-1'-2'-3'-4'-b'$ zu erhalten, das die gesuchte Momentenfläche für mittelbare Belastung darstellt.

Für gleichmäßig verteilte Belastung bildet die Momentenfläche bei unmittelbarer Lastübertragung eine Parabelfläche, deren Sehne $a'b'$ (Fig. 22) die Schlußlinie des zugehörigen umschriebenen Seilecks vorstellt. Im Scheitelpunkte c ist das größte Moment

$$M_c = H \eta_c = \frac{q l^2}{8}. \quad (13)$$

Die Parabel $a'c b'$ zeichnet man mit Hilfe der Geraden na' und nb' in bekannter Weise. Will man die Momente unmittelbar als Höhen η der Parabelfläche abgreifen, so muß $H = 1$ und

$$\eta_c = \frac{q l^2}{8}$$

gemacht werden.

Bei mittelbarer Lastübertragung (Fig. 24) zeichnet man zunächst die Parabelfläche der unmittelbaren Belastung, lotet die Querträgerpunkte herunter, die man durch Gerade miteinander verbindet und erhält auf diese Weise die endgültige Momentenfläche.

4. Bewegliche Belastung bei vollwandigen Balken.

A. Die Einflußlinien der äußeren Kräfte für eine wandernde Einzellast.

a) Stützkräfte.

Mit unseren Gleichgewichtsbedingungen ergeben sich für die beiden Stützkräfte A und B (Fig. 26) bei $P = 1 t$

$$\left. \begin{aligned} A &= P \cdot \frac{l-z}{l} = 1 \cdot \frac{l-z}{l}, \\ B &= P \cdot \frac{z}{l} = 1 \cdot \frac{z}{l}. \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

z ist die in 1. Potenz erscheinende Veränderliche. Beide Einflußlinien sind durch je zwei Punkte festgelegt.

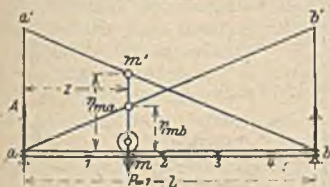


Fig. 26.

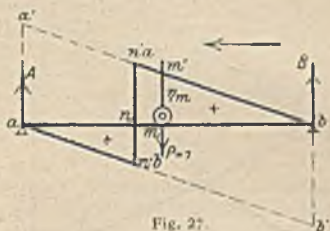


Fig. 27.

Für $z = 0$ ist $A = 1 t$; $B = 0$,
 „ $z = l$ „ $A = 0$; $B = 1 t$.

Man trage also auf den beiden Stützenlotrechten auf

$$a a' = 1 t; \quad b b' = 1 t$$

und verbinde die Punkte jeweils mit den beiden anderen Auflagerpunkten. Beide Stützlinien gelten sowohl für un mittelbare wie für mittelbare Belastung.

b) Querkraft.

Bei un mittelbarer Belastung erhält man die Querkraft Q_n für den Schnitt n

$$\left. \begin{aligned} \text{innerhalb } b \text{ und } n: Q_n &= +A, \\ \text{„ } n \text{ „ } a: Q_n &= A - P = -B. \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

Die Einflußlinie für Q_n ist in Fig. 27 gezeichnet. Die Strecken $b a'$ und $a b'$ sind Einflußlinien für A und B . In n liegt die Lastscheide. Es gibt also in n stets ein $\max + Q_n$ und $\max - Q_n$, je nachdem die positive oder die negative Einflußteilfläche voll belastet wird.

Bei mittelbarer Belastung verändert die Einflußfläche ihre Gestalt innerhalb des Querträgerfeldes $e f$, in welchem der fragliche Querschnitt liegt, für den die Einflußlinie gezeichnet werden soll (Fig. 28). Die sonstigen Grundlagen der Darstellung aus den Fig. 27 bleiben bestehen. Für den betrachteten Trägerteil $a n$ erhält man:

innerhalb b und f :

$$Q_n = +A.$$

innerhalb e und a :

$$Q_n = -B.$$

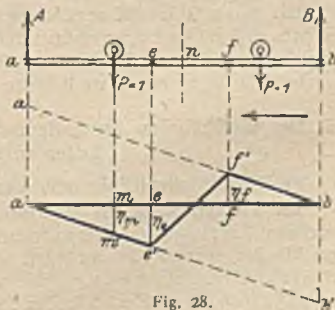


Fig. 28.

Innerhalb des Schnittfeldes ef ist die Einflußlinie eine Gerade. Ihre Gestalt ist unabhängig von der Lage des Schnittes n im Felde. Der Grenzwert der Querkraft fällt deshalb für jeden Schnitt im Felde gleich groß aus.

c) Momente.

Bezeichnen bei unmittelbarer Lastübertragung x und x' die Abstände eines beliebigen Schnittes n (Fig. 29), für den die Einflußlinie des Biegemomentes gezeichnet werden soll, so ist, wenn die Last P rechts vom Schnitt liegt und im Abstände z von der rechten Stütze wirkt:

$$M_n = A \cdot x = P \cdot \frac{z}{l} \cdot x = 1 \cdot \frac{z}{l} \cdot x, \quad (16)$$

$$\text{für } z = 0: M_n = 0,$$

$$\text{.. } z = x'; M_n = 1 \cdot \frac{x'}{l} \cdot x,$$

$$\text{.. } z = l; M_n = 1 \cdot x.$$

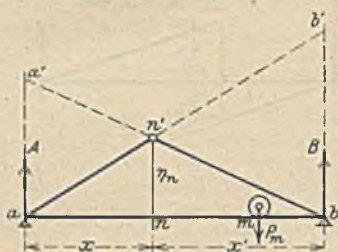


Fig. 29.

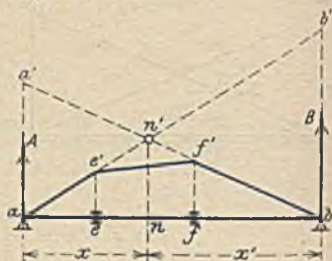


Fig. 30.

Liegt die wandernde Einzellast $P = 1$ t links vom Schnitt n , so ist:

$$M_n = B \cdot x' = P \cdot \frac{l-x}{l} \cdot x' = 1 \cdot \frac{l-x}{l} \cdot x',$$

$$\text{für } z = 0 \text{ ist } M_n = 1 \cdot x'.$$

$$\text{.. } z = x' \text{ .. } M_n = 1 \cdot \frac{l-x'}{l} \cdot x' = 1 \cdot \frac{x}{l} \cdot x'.$$

$$\text{.. } z = l \text{ .. } M_n = 0.$$

Auch hier bilden die Einflußlinien der Stützkkräfte A und B Grundlagen der Einflußfläche für M_n : Man mache $aa' = 1 \cdot x$, $bb' = 1 \cdot x'$, verbinde a' mit b , sowie b' und a durch je eine Gerade. Diese beiden Geraden schneiden sich auf der Schnittlotrechten n . $an'b$ ist die gesuchte Einflußlinie.

Bei mittelbarer Lastübertragung werden die Einflußlinien des Momentes an den Querträgerpunkten durch Dreiecksfiguren dargestellt. Für Schnitte zwischen zwei Querträgerpunkten (Fig. 30) zeichnet man die Einflußlinie zunächst wie für unmittelbare Belastung und fügt die Querträgergerade $e'f'$ hinzu.

B. Die Einflußlinien der äußeren Kräfte für mehrere wandernde Einzelasten in festem Abstand.

a) Die Stützkraftlinie oder das A-Polygon.

Die Stützkraftlinie als Summeneinflußlinie. Wenn man für einen wandernden Lastenzug die Summeneinflußgröße der Stützkraft immer im Fußpunkte der ersten Last aufträgt, so erhält man eine Summeneinflußlinie, die Stützkraftlinie genannt werden soll. Handelt es sich um die Stützkraft A , so trage man die Zuglasten in der Reihenfolge, wie sie bei der Linksfahrt nach-

einander von der Stütze b bis a rollen, in beliebigem Maßstabe als eine Strecke ak der Stützensenkrechten in a auf (Fig. 31). Jetzt zeichne man mit Hilfe der von b aus nach den Teilpunkten c bis k der Kraftlinie gezogenen Strahlen die Einflußlinie jeder Last für sich und addiere ihre zusammengehörigen Einflußgrößen. Dadurch erhält man die gesuchte Summeneinflußlinie für A .

Dreieck abc ist die Einflußfläche der Stützkraft A für eine wandernde Last I für mittelbare oder unmittelbare Lastübertragung. Desgleichen ist irgendein anderes, durch die Strahlen erhaltenes Dreieck die Einflußfläche der Stützkraft A für die zugehörige wandernde Zuglast.

Die Addition der Einflußgrößen wird wie folgt bewirkt: Der Lastenzug ist in umgekehrter Fahrtrichtung so aufzutragen, daß die erste Last senkrecht über b zu stehen kommt. Dann liegen die Eck-

punkte der gesuchten Stützkraftlinie in den durch die Abstände (m bis r) der Lasten gegebenen Ordinaten. Auf der Strecke m wird die Stützkraft A nur von I beeinflusst. Die erste Seite $b-1$ der Stützkraftlinie ist damit gefunden. Auf der Strecke n kommt der Einfluß der Last II hinzu. Deren Addition erfolgt durch Ziehen der Seite $1-2$ parallel zum Strahl bd . Nun folgt die Strecke o mit dem Einfluß der Last III usw., bis endlich die letzte Last ($VIII$) die Stütze b überschreitet und deren Einfluß durch die zu bk parallel gezogene Seite $7-8$ eingetragen worden ist. Bei Darstellung der Stützkraftlinie wird die Summeneinflußgröße an der ersten Last aufgetragen, und dort ist für jede Lastlage die zugehörige Stützkraft gleich der Ordinate der Stützkraftlinie.

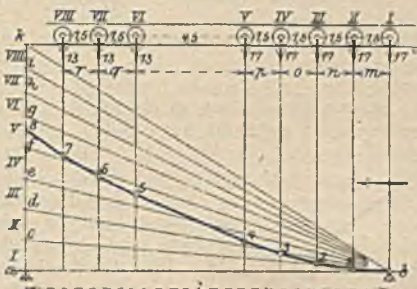


Fig. 31.

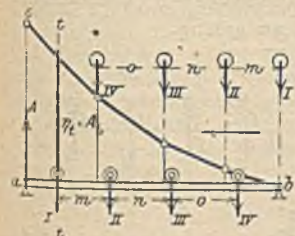


Fig. 32.

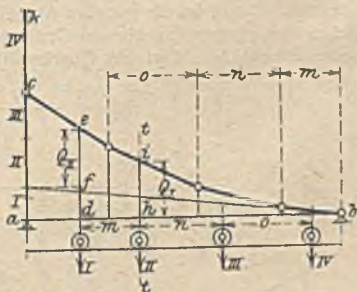


Fig. 33.

b) Querkraft.

Maßgebend für die Bestimmung der Querkraft ist die sog. Grundstellung, die im Falle unmittelbarer Lastübertragung mit dem betrachteten Schnitt und im Falle mittelbarer Belastung mit einem Querträger zusammenfällt.

Bei unmittelbarer Belastung ist für den Schnitt $t-t$ der Fig. 32, der die Grundstellung kennzeichnet, $Q = A_t$, wenn A_t die im Schnitte $t-t$ abgegriffene Ordinate der Stützkraftlinie bc ist. Beim Überschreiten der Grundstellung ermittelt man zuerst die Querkraft Q_I bei der Grundstellung und untersucht, ob bei deren Überschreitung etwa Q_{II} oder Q_{III} usw. größer werden, wobei die Zeiger I, II, III diejenige Last bezeichnen sollen, die im Schnitte $t-t$ liegt (Fig. 33).

ist danach die gesuchte größte Querkraft im Felde $d e$. Dabei stellt die Strecke $s h$ die Querträgerstützkraft D_{II} in d dar, bei der in Fig. 35 (unten) gezeichneten gefährlichsten Lastlage (mit II in e).

c) Momente.

Für die Bestimmung des größten Momentes für einen Schnitt u ist die Kenntnis der gefährlichsten Lastlage des gegebenen Lastenzuges wichtig.

α) Summeneinflußlinien. Die gefährlichste Lage stetiger Lasten ist in jedem Falle unmittelbar aus der Gestalt der Einflußlinie zu erkennen. Hierbei sind die Lastscheiden allein maßgebend. Wenn es sich um einen Lastenzug handelt, so geben zwar auch hier vorhandene Lastscheiden einen Anhalt für die gefährlichste Lage des Zuges, im allgemeinen aber geht es dabei nicht ohne Probieren ab.

Ein nur scheinbar einfaches Mittel bietet eine Summeneinflußlinie. Eine solche erhält man durch Auftragen der Summeneinflußgrößen $Z = \sum P \eta$ in irgendeinem Lastpunkte des wandernden Zuges. Aus der Summeneinflußlinie erkennt man den Größtwert von Z unmittelbar und dadurch auch die gefährlichste Lage des Zuges. Ein Beispiel dazu bietet die weiterhin verwendete Summeneinflußlinie einer Stützkraft. Aus einer mit Hilfe einer Einflußlinie gezeichneten Summeneinflußlinie folgt die Regel:

Bei der gefährlichsten Lastlage liegt stets eine der Lasten des Zuges an einer ausspringenden Ecke der Einflußlinie.

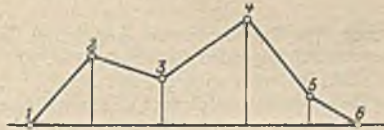


Fig. 36.

Ausspringende Ecken sind solche, deren in der Einflußfläche liegende Winkel kleiner als zwei Rechte sind. In der Fig. 36 sind 2 und 4 ausspringende, 1, 3, 5 und 6 einspringende Ecken.

β) Der Normalenzug und Parallelenzug. Die Einflußlinie sei ein beliebiges Vieleck (Fig. 37). Die gezeichnete Lastlage ist nicht die gefährlichste, weil keine der Lasten des Zuges an einer ausspringenden Ecke der Einflußlinie liegt. Der Zug muß also entweder durch L in k - oder Rechtsfahrt verschoben werden, bis eine der Lasten an der Ordinate einer ausspringenden Ecke zu stehen kommt. Die Änderung der Summeneinflußgröße Z bei einer Zugverschiebung e (Fig. 37) ist

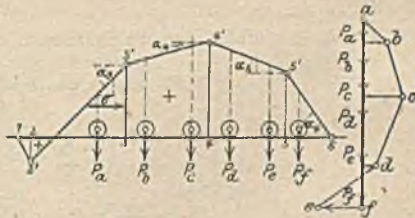


Fig. 37.

Fig. 38.

$$\Delta Z = e \sum R \operatorname{tg} \alpha,$$

wenn (nach erfolgter Zugverschiebung) R je eine Mittelkraft der zwischen zwei benachbarten Ecken liegenden Lastgruppe vorstellt und wenn α die betreffenden Neigungswinkel der Vieleckseiten mit der Wagerechten bezeichnen.

$\sum R \operatorname{tg} \alpha$ ist in der Fig. 38 graphisch dargestellt: Über der in beliebigem Maßstabe gezeichneten Kraftlinie af ist ein Normalenzug $abcde$ gezeichnet, dessen Seiten rechtwinkelig zu den betreffenden Seiten der Vieleckeinflußlinie stehen, wobei die durch b , c , d und e gezogenen Wagerechten auf der Kraftlinie af alle in Frage kommenden Mittelkräfte R begrenzen. Es ist

$$ef = \sum R \operatorname{tg} \alpha.$$

ef ist positiv oder negativ, je nachdem das Ende e des Normalenzuges auf der nämlichen Seite liegt, wo diese angefangen hat oder

Aus
$$\frac{\partial M}{\partial x} = \frac{R}{l} (l - 2x - c) = 0$$

folgt die Abszisse des gefährlichsten Schnittes mit

$$x = \frac{l - c}{2} = \frac{l}{2} - \frac{c}{2} \quad (20)$$

In Worten: Der gefährlichste Trägerschnitt und die Mittelkraft R aller Lasten des Zuges liegen gleich weit von der Trägermitte.

Bei mittelbarer Lastübertragung sind in erster Linie maßgebend die Momente an den Querträgerpunkten. Die Momente für Schnitte zwischen den Querträgern sind für die Dimensionierung weniger wichtig.

Momente an den Querträgerpunkten. Zuerst ist hier für jeden Querträger die gefährlichste Lastlage zu bestimmen. Die zugehörigen Momente können dann rechnerisch oder zeichnerisch ermittelt werden. Das Seileck zeichnet man nur einmal und legt die verschiedenen Schlußlinien durch entsprechendes Verschieben der Trägerlinie fest. Dies Verfahren ist als Beispiel in der Fig. 41 durchgeführt.

Auf einem 15 m weit frei gestützten Träger ab rollt ein Zug in der gezeichneten Stellung. Es sind vier Querträgersfelder vorhanden mit den Weiten 4, 5, 3,5 und 2,5 m. Die Kraftlinie ac ist unter der Stütze a angetragen und benutzt worden, um die gefährlichsten Lastlagen zu ermitteln. Danach muß liegen:

- Last II über dem Querträger 2.
- „ III „ „ „ 3.
- „ IV „ „ „ 4.

Der Lastenzug ist auf der Trägerlinie ab gleich anfangs so gestellt, daß III in 3 zu liegen kommt. Für diese Lastlage ist mit Hilfe des Kräftecks Oac das Seileck SS mit der Schlußlinie $a'b'$ gezeichnet. Die Schlußlinie hat die besondere Bezeichnung III 3 erhalten, um dadurch anzudeuten, daß sie nur für die Lage von III in 3 gilt. Die Ordinate η_3 entspricht dem größten Momente in 3.

Jetzt wurde die Trägerlinie ab so weit verschoben, daß die Last II in 2 zu liegen kam, darauf die Schlußlinie II 2 und η_2 festgelegt. Schließlich wurde die Trägerlinie nochmals verschoben, um die Last IV in 4 zu legen. Das gab die Schlußlinie IV 4 und die Ordinate η_4 .

Damit waren die größten Momente für jeden Querträgerpunkt gefunden. Es fand sich durch Abgreifen in Fig. 41:

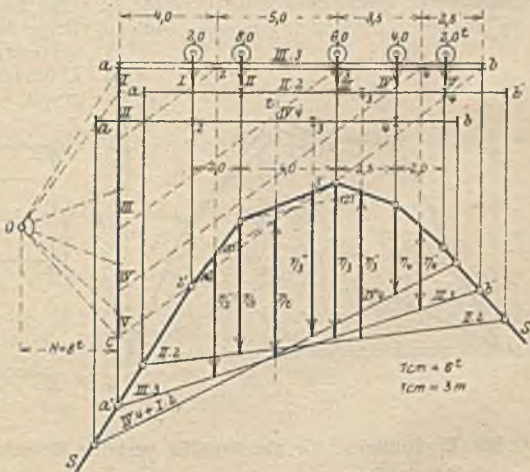


Fig. 41.

$$M_2 = H \cdot \eta_2 = 8 \cdot 5,45 = 43,6 \text{ mt.}$$

$$M_3 = H \cdot \eta_3 = 8 \cdot 6,28 = 50,2 \text{ ,,}$$

$$M_4 = H \cdot \eta_4 = 8 \cdot 3,58 = 28,6 \text{ ,,}$$

Für Schnitte zwischen den Querträgern. Aus den Momentenflächen der Fig. 41 wurden außer den Ordinaten η_2, η_3, η_4 , auch alle diejenigen Ordinaten abgegriffen, die (links und rechts von jenen) an den Nachbarquerträgern auftreten:

η'_2	für Querträger 2	aus der Momentenfläche	III 5,
η'_3	"	3 "	II 3,
η''_3	"	3 "	IV 4,
η'_4	"	4 "	III 3.

Die danach erhaltenen Momente sind in der Fig. 42 besonders aufgetragen und bezeichnet worden. Daraus ergeben sich die Sätze: Die Momentenlinie ist in beiden Endfeldern des Trägers eine Gerade. Zwischen den Querträgern ist die Momentenlinie ein Vieleck, in welchem jede Seite einer besonderen gefährlichsten Lastlage entspricht.

Hat man alle in Frage kommenden Lagen — in denen immer eine Last an einem Querträger des betrachteten Feldes liegen muß — ermittelt, so zeichnet man dafür die Momentenfläche und entnimmt daraus alle Ordinaten η , die zur Darstellung der Momentenlinie erforderlich sind. Zwischen den Querträgern (in Fig. 42) schneiden sich im Felde 2—3 die beiden aus den Momentenflächen III 3 und II 2 (der Fig. 41) entnommenen Geraden im Schnitte tt . Die Frage, ob außer den beiden genannten Momentenflächen noch eine (oder auch mehrere) andere gezeichnet werden können, die für den Schnitt tt des Feldes 2—3 ein größeres Moment liefern als das dafür mit Hilfe der Schlußlinien III 3 und II 2 bisher berechnete, kann man durch Probieren oder mit Hilfe einer Einflußlinie für den Schnitt tt beantworten. Das ist in Fig. 42 geschehen. Die aus der Einflußfläche gefundene größte Ordinate f/g ergab sich jedoch kleiner als die im gleichen Schnitte tt gemessene Ordinate f/f' , so daß die Momentengrenzwerte des Feldes 2—3 durch den Linienzug $2'-f'-3'$ richtig begrenzt worden sind.

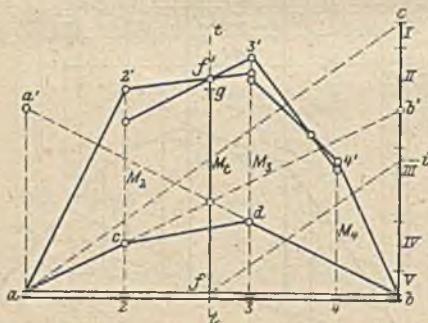


Fig. 42.

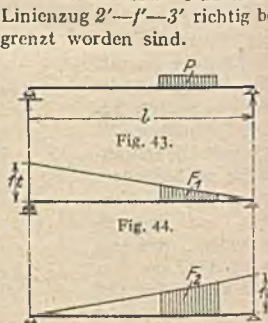


Fig. 45.

C. Die Einflußlinien für gleichmäßig verteilte Belastung p .

a) Stützkräfte.

Die Stützkräfte können bestimmt werden mit Hilfe der Einflußfläche für die Stützkräfte A und B einer wandernden Einzellast $P = 1 \text{ t}$ oder mit der Summeneinflußlinie oder dem A -Polygon. Benutzt man die Einflußlinie, so ergibt sich für (Fig. 43—45)

$$\left. \begin{aligned} A &= p \cdot F_1, \\ B &= p \cdot F_2. \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

Haben wir es mit einer gleichmäßig verteilten Vollast zu tun, so erhalten wir als Grenzwerte für die Stützkkräfte

$$\left. \begin{aligned} A &= p \cdot \frac{1 \cdot l}{2} = p \cdot \frac{l}{2}, \\ B &= p \cdot \frac{1 \cdot l}{2} = p \cdot \frac{l}{2}. \end{aligned} \right\} (22)$$

Zu den gleichen Ergebnissen gelangen wir auch mit der Stützkraftlinie als Seillinie. Für gleichmäßig stetige Lasten geht das Seileck der Stützkraftlinie in eine Seillinie über. Diese ist (bei der Linksfahrt) eine Parabel (Fig. 46) mit der Scheitelgleichung:

$$A = \frac{lz^2}{l^3} = \frac{pz^2}{2l} \quad (23)$$

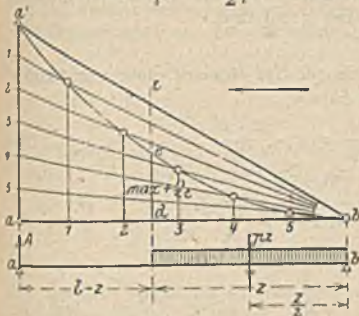


Fig. 47.

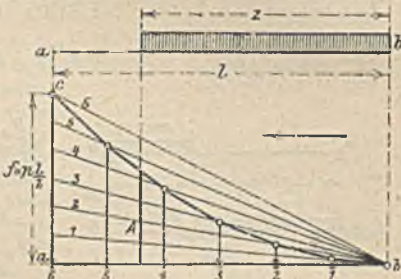


Fig. 46.

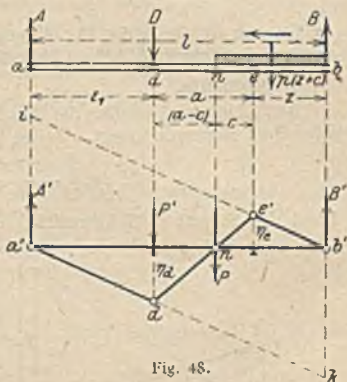


Fig. 48.

b) Querkraft.

Unmittelbare Übertragung. Aus der parabolischen Stützkraftlinie folgt für den Schnitt ll (Fig. 47)

$$\left. \begin{aligned} \text{bei der Linksfahrt: } \max +Q &= A = \frac{+pz^2}{2l}, \\ \text{bei der Rechtsfahrt: } \max -Q &= B = \frac{-p(l-z)^2}{2l}. \end{aligned} \right\} (24)$$

Die Werte von $\max +Q$ folgen danach (für $z=l$ und $z=0$) mit $+pl/x$.

Mittelbare Übertragung. Für einen beliebigen Schnitt im Felde de (Fig. 48) erhält man bei der Linksfahrt $\max Q = A - D$, wenn D die Stützkraft des Querträgers d vorstellt, verursacht durch die im Felde de , der Weite a bis zur Lastscheide vorgerückte Last pc . Man findet

$$\left. \begin{aligned} \max +Q &= \frac{+p(z+c)z}{2} = \frac{+p(z+c)z}{2l}, \\ c &= \frac{az}{l-a} \text{ und für } z, = l-a-z, \\ \max +Q &= \frac{+pz^2}{2(l-a)}, \\ \max -Q &= \frac{-p(l-a-z)^2}{2(l-a)}. \end{aligned} \right\} (25)$$

Bei mittelbarer Lastübertragung sind in einem Felde der Weite a die Grenzwerte der Querkraft ebenso groß wie bei einem unmittelbar belasteten Träger der Stützweite $(l - a)$ und für einen im Abstände z und $(l - a - z)$ von den Stützen liegenden Schnitt (Fig. 49).

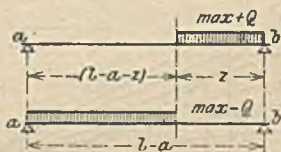


Fig. 49.

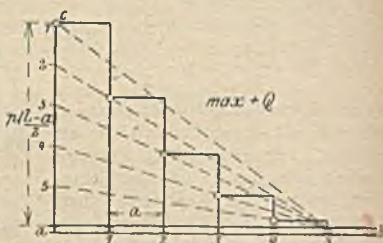


Fig. 50.

Danach ist die in der Fig. 50 gegebene Darstellung der Grenzwerte bequem, solange die Trägerfeldweiten überall gleich groß sind.

c) Momente.

Auch hier wird wieder die Einflußlinie für das Moment einer wandernden Einzellast zugrunde gelegt. Es ist (Fig. 51):

$$M = p \cdot \frac{x \cdot x'}{l} \cdot \frac{l}{2} = p \cdot \frac{x \cdot x'}{2} \quad (26)$$

Liegt der Schnitt in Trägermitte, so ist (Fig. 52)

$$M_{\text{max}} = p \cdot \frac{l}{4} \cdot \frac{l}{2} = p \cdot \frac{l^2}{8} \quad (27)$$



Fig. 51.

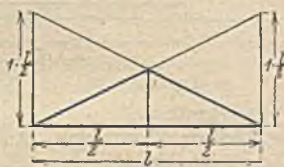


Fig. 52.

5. Ständige Belastung bei gegliederten Balken.

a) Übersicht über die Berechnungsweisen.

Bei der Berechnung von statisch bestimmten Fachwerken kommt das rechnerische (analytische) oder das zeichnerische (graphische) Verfahren in Betracht. Das zeichnerische Verfahren bietet eine bessere Übersicht, besonders bei statisch unbestimmten Grundformen; ferner häufig willkommene Proben, die in dem Schließen der Kräftepläne bestehen. Die Nachteile der zeichnerischen Verfahren bestehen in geringerer Genauigkeit, die jedoch für die Praxis meist ausreicht, ferner aber darin, daß beim Nachprüfen einzelner Teile das ganze Verfahren durchlaufen werden muß. Bei der Anwendung des zeichnerischen Verfahrens empfiehlt es sich, einzelne Ergebnisse rechnerisch nachzuprüfen, besonders um Fehlern im Maßstab vorzubeugen.

b) Die rechnerischen Verfahren.

α) Allgemeines Verfahren. In der Ebene sind Kräfte, die an einem gemeinsamen Punkt angreifen, dann im Gleichgewicht, wenn zwei Bedingungen, z. B. zwei Projektionsgleichungen, erfüllt sind. Besitzt das Fachwerk k ebene Knotenpunkte, so sind für den Gleichgewichtszustand des ebenen

Fachwerkes 2 k Gleichungen erforderlich, aus denen sämtliche Stabkräfte errechnet werden können. Dieses verwickelte allgemeine analytische Verfahren wird nur selten angewendet, bildet jedoch die Grundlage sämtlicher anderen Berechnungsweisen.

β) Das Rittersche Schnittverfahren. Bei diesem Verfahren wird ein ebener Schnitt tt durch das Fachwerk (Fig. 53) derart gelegt, daß drei Stäbe getroffen werden, die sich nicht in einem Punkte schneiden. Dieses rechnerische Verfahren, die Stabkräfte zu bestimmen, ist begründet durch den Satz (siehe Mechanik, S. 110): Im Gleichgewichtszustand muß für einen durch einen Schnitt abgetrennten Teil die algebraische Summe der Momente der äußeren (angreifenden) und der inneren (widerstehenden) Kräfte in bezug auf einen beliebigen Drehpunkt (Pol) gleich Null sein. Als Drehpunkt wählen wir jeweils den Schnittpunkt zweier Stabkräfte. Um X zu bestimmen (Fig. 53) suchen wir den Schnittpunkt m_1 der beiden anderen Kräfte, also von Y und Z , und nehmen ihn als Momentenpunkt an. Die Momentengleichung für m_1 lautet:

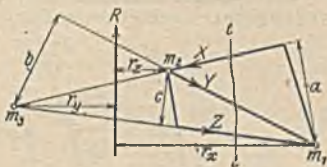


Fig. 53.

$$\left. \begin{aligned} -X \cdot a + Y \cdot 0 + Z \cdot 0 + R \cdot r_x &= 0, \\ X &= \frac{R \cdot r_x}{a}. \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

Zur Berechnung von Z wählen wir als Drehpunkt den Schnittpunkt m_2 von X und Y . Für diesen erhält man die Momentengleichung

$$\left. \begin{aligned} X \cdot 0 + Y \cdot 0 - Z \cdot c + R \cdot r_y &= 0, \\ Z &= \frac{R \cdot r_y}{c}. \end{aligned} \right\} \quad (29)$$

Endlich ergibt zur Berechnung von Y die Momentengleichung für m_3 als Schnittpunkt von X und Z

$$\left. \begin{aligned} X \cdot 0 + Y \cdot b + Z \cdot 0 - R \cdot r_z &= 0, \\ Y &= \frac{R \cdot r_z}{b}. \end{aligned} \right\} \quad (30)$$

Bei der Berechnung der Stabkräfte ist der Drehsinn der Momente zu beachten, und zwar bezeichnen wir das Moment als positiv, wenn die Kraft links vom Schnitt im Uhrzeigersinn dreht; dagegen als negativ, wenn die Kraft links vom Schnitt entgegen dem Uhrzeigersinn dreht. Umgekehrt ist für Kräfte rechts vom Schnitt das Moment positiv, wenn die Kraft entgegen dem Uhrzeigersinn dreht und negativ, wenn sie im Uhrzeigersinn dreht. Diese Vorzeichenregel wird dadurch bedingt, daß die gleiche Krümmung der Stabachse, also die gleiche Wirkung durch im Vorzeichen gleichartige Momente hervorgerufen werden muß.

γ) Das Mohrsche Verfahren. Dieses Verfahren zur Bestimmung der Stabkräfte gründet sich auf den Satz von der virtuellen Arbeit der Kräfte.

Der Satz der gedachten Verschiebungen lautet (vgl. Trägerlehre 5 f.):

$$\sum P \delta = 0, \quad (31)$$

wenn P irgendeine in einem Stabwerksknoten angreifende äußere Kraft vorstellt und δ den Weg in der Richtung dieser Kraft.

c) Die zeichnerischen Verfahren zur Bestimmung der Stabkräfte.

α) Das Verfahren von Culmann in der Ebene.

1. Die Grundlagen. (Mechanik, S. 110). Für den links vom Schnitte tt liegenden Trägerteil (Fig. 54) sei R die Mittelkraft aller auf diesem Teile wirkenden äußeren

Kräfte (Lasten und Stützkkräfte), X, Y, Z seien die unbekanntenen Schnitt- oder Stabkräfte. Ihr Richtungssinn ist noch unbekannt. In der Fig. 54 ist er vorläufig positiv angenommen worden. Culmann bestimmte (1864) die Unbekannten aus folgendem Satze, der für die Ebene und auch für den Raum gilt:

In einer Gleichgewichtsgruppe von vier Kräften (R, X, Y, Z) müssen die Mittelkräfte von je zweien der Kräfte gleich groß und entgegengesetzt gerichtet sein.

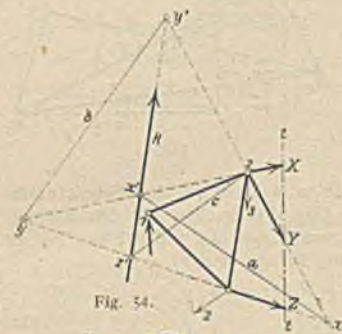


Fig. 54.

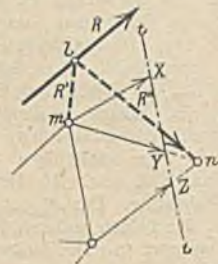


Fig. 56.



Fig. 55.

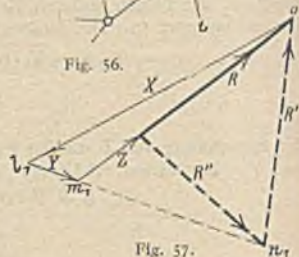


Fig. 57.

In Fig. 55 sind zwei Culmann-Vieracke gezeichnet, in denen aus der Strecke für R die drei Unbekannten X, Y, Z durch die Hilfsstrecken a' und b' , welche den betreffenden Linien a und b der Fig. 54 parallel laufen, dargestellt wurden. In die Richtung a' fallen die Mittelkräfte von R und X einerseits, sowie Y und Z andererseits. In die Richtung b' fallen die Richtung von R und Y , sowie von X und Z . Die Kraftvierecke sind richtig gezeichnet, wenn die Strecke c' der Fig. 55 zur Linie c der Fig. 54 parallel läuft. Wie die Pfeilrichtungen der geschlossenen Kraftvierecke angeben, sind Z und Y positiv, X negativ.

2. Sonderfälle. Wenn der Schnittpunkt der Richtungen von zwei der zu verbindenden Kräfte ungünstig liegt — wie in Fig. 56 —, so zerlegt man R in einem passenden Punkte in zwei Seitenkräfte R' und R'' , von denen die eine durch den Knoten m und die andere durch den Knoten n führt. Dann muß einerseits die Mittelkraft von R' und X in m und andererseits von R'' und Z in n mit der Richtung von Y zusammenfallen. Danach ist das gesuchte Kraftviereck (Fig. 57) gegeben: X und Z findet man unmittelbar und Y als Unterschied der Strecken von Y' und Y'' , die sich aus den Kraftdreiecken einerseits von R' und X in m und andererseits von R'' und Z in n ergeben. Es ist $Y' = +l_1 n_1$ und

$$Y'' = -m_1 n_1, \quad \text{also} \quad Y = Y' - Y'' = +l_1 m_1.$$

β) Kräfteplan nach Maxwell und Cremona. Die Stabkräfte des Dreiecksfachwerkes ermittelt man ohne Anwendung des Schnittverfahrens aus einem Kräfteplane, in welchem alle Kraftecke der einzelnen Stabwerksknoten zu einem einzigen geschlossenen Kraftecke derart vereinigt werden, daß jede Stabkraft und jede äußere Kraft nur einmal darin vorkommt.

Die Grundlage des Planes ist das geschlossene Krafteck der äußeren Kräfte, von dessen Ecken Strahlen ausgehen, die zu den Umfangstäben des Stabwerkes parallel laufen, und zwischen denen ein den Wandstabrichtungen entsprechender Parallelenzug alle Kraftecke der Einzelknoten zum Schluß bringt. Dabei gelten folgende Regeln (Fig. 58—60):

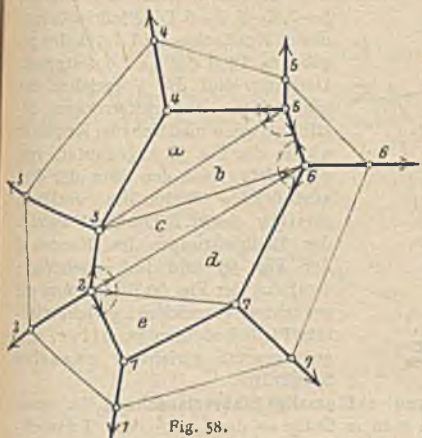


Fig. 58.

1. Im Krafteck der äußeren Kräfte sind die Kräfte der Reihe nach so aufzutragen, wie sie am Umfange des Stabwerkes aufeinanderfolgen.

Um nachzuprüfen, ob die Lastengruppe 1 bis 7 auch wirklich im Gleichgewicht steht, wurde in Fig. 59 ein beliebiger Pol O gewählt und zu den Polstrahlen zwischen den Lastrichtungen in Fig. 58 das zugehörige Seileck gezeichnet, das sich genau geschlossen hat.

2. Zu jedem Umfangsstabe ist eine Parallele zu zeichnen. Diese verläuft im Krafteck durch den Trennungspunkt der beiden in den Knoten des Umfangsstabes angreifenden äußeren Kräfte (Fig. 60).

In Fig. 58 liegt zwischen den Lasten 6 und 7 der Umfangsstab 6—7. Zu dessen Richtung ist in der Fig. 60, zwischen den Lasten 6 und 7, eine Parallele 6—7 gezogen. Ebenso die übrigen Parallelen.

3. Der den Krafteck schließende Parallelenzug zu den Wandstäben beginnt in einem Eckpunkte des zuerst gezeichneten Kraftdreiecks und endet in einem Eckpunkte des zuletzt gezeichneten Kraftvierecks.

In der Fig. 60 beginnt der Parallelenzug im Eckpunkte a , von welchem die drei dem Dreiecke a der Fig. 58 entsprechenden Parallelen ausgehen, und er endet in dem Endpunkte e , von welchem die dem Dreiecke e entsprechenden Parallelen auslaufen. Jedem Dreiecke (a bis e) der Stabwerksfigur entspricht danach eine Ecke (a bis e) des Krafteckes.

4. Die Kräfte in den einzelnen Kraftecken des Planes sind der Reihe nach, wie sie im zugehörigen Stabknoten aufeinanderfolgen.

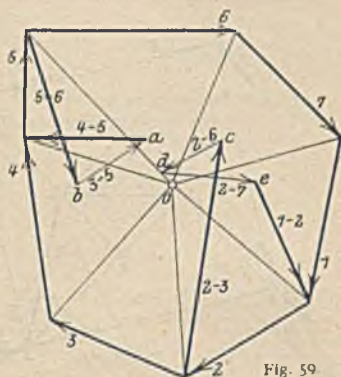


Fig. 59.

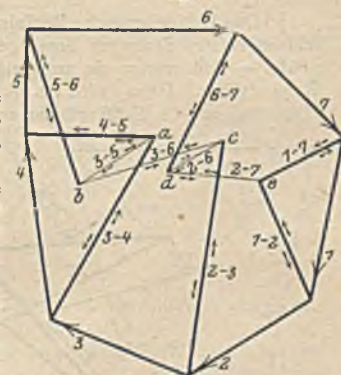


Fig. 60.

zusammensetzen, wobei alle äußeren Kräfte (Lasten und Stützkkräfte) als außerhalb des Stabwerkumfanges liegend anzusehen sind. Hierbei ist der Umfassungssinn, der durch die gewählte Lastfolge im Krafteck bestimmt ist, auch für die Reihenfolge der Stäbe an jeden Knoten beizubehalten.

Z. B. ist die Reihenfolge der im Knoten 6 angreifenden Kräfte im betreffenden Krafteck der Fig. 60 die folgende: Stabkraft 5—6, äußere Kraft 6, Stabkräfte 6—7, 2—6, 3—6. Die Pfeilrichtungen dieses Krafteckes sind durch den gegebenen Pfeil der Last 6 festgelegt.

Dadurch sind die Vorzeichen der ermittelten Stabkraftstrecken bestimmt, wenn man sich den Knoten 6, wie in der Fig. 58 angedeutet, ausgeschnitten und den Sinn der dort anstoßenden Stabkräfte vorläufig positiv denkt. Durch Vergleich der Pfeilrichtungen im Knoten 6 der Fig. 58 und im zugehörigen Krafteck der Fig. 60 findet man die gesuchten Vorzeichen: gleichgerichtete Pfeile bedeuten positive, entgegengesetzt gerichtete negative Stabkräfte.

γ) Das Hennebergsche Verfahren. a) Einmalige Stabvertauschung. In einem starren ebenen Stabwerk beseitigt man m Stäbe — die Last- oder Tauschstäbe — und ersetzt sie an geeigneten Stellen durch m andere Stäbe — die Ersatzstäbe. Dann wird es möglich, die Stabkräfte des Stabwerkes mit Hilfe von $m + 1$ Kräfteplänen zu ermitteln.

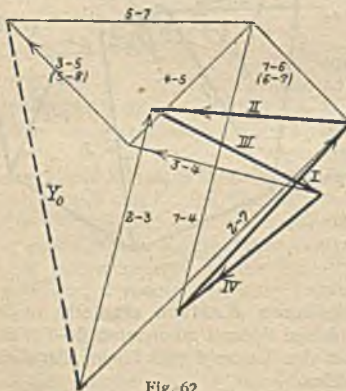


Fig. 62.



Fig. 63.

In Fig. 61 ist der Stab 1—2 beseitigt und dafür der Ersatzstab 3—7 eingezeichnet worden. Die unter der Wirkung der Knotenlasten I bis IV entstehende Stabkraft 1—2 sei X . Für den Ersatzstab 3—7 sei sie Y . Man zeichne nun zwei Kräftepläne (Fig. 62 und 63).

1. Plan für den Belastungszustand „ $X = 0$ “. Die dann für die Belastung I—IV ermittelten Stabkräfte seien S_0 , für den Ersatzstab Y_0 .

2. Plan für den Belastungszustand „ $X = 1$ “, wobei die Belastung I bis IV beseitigt gedacht wird. Die hierfür ermittelten Stabkräfte seien S_1 , die Ersatzstabkraft Y_1 . Eine beliebige Stabkraft S ist dann bestimmt durch

$$S = S_0 + X S_1, \tag{32a}$$

de Ersatzstabkraft durch

$$Y = Y_0 + XY_1 \tag{32b}$$

bestimmt. Aus der Bedingung $Y = 0$ findet man

$$X = -\frac{Y_0}{Y_1} \tag{33}$$

Dies in Gleichung (32a) eingesetzt, gibt jede andere Stabkraft S des Grundrecks.

Der Maßstab des Planes für „ $X = 1$ “ ist derart gewählt worden, daß Y_0 des ersten gleich Y_1 des zweiten Planes wurde. Das gab

$$X = -1$$

$$S = S_0 - S_1,$$

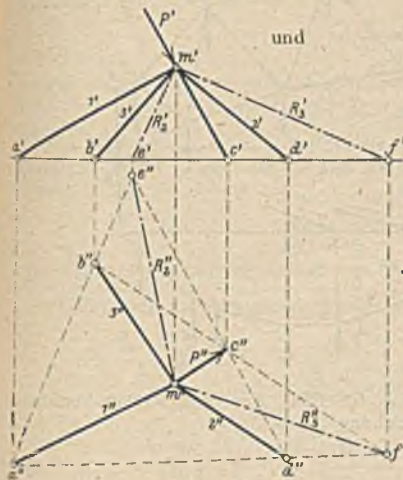


Fig. 64.

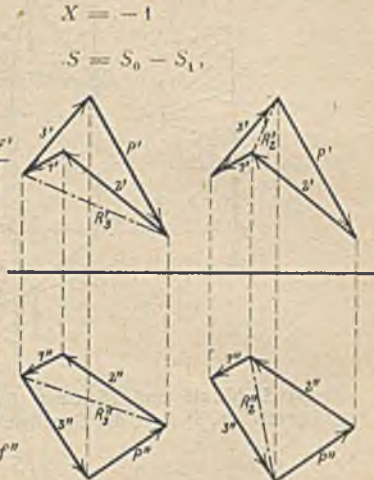


Fig. 65.

Fig. 66.

wobei die Strecke für $X = 1$ t im zweiten Plane als Maßstab für die Größen S_0 und S_1 gilt.

b) Kennzeichen der unendlich kleinen Beweglichkeit (Trägerlehre 5 f, S. 1588). Wenn (bei der Darstellung des zweiten Planes) Y_1 sich gleich Null ergäbe, so müßte nach der Gleichung (32b) für $Y = 0$ auch Y_0 gleich Null werden. Das gäbe für X aus der Gleichung (33) keinen eindeutigen endlichen Wert. In diesem Falle wäre das untersuchte Stabwerk von unendlich kleiner Beweglichkeit.

d) Das Culmann-Verfahren im Raume. Die äußere Kraft P (Fig. 64—66) greift im Schnittpunkt von drei Stäben an. Eine Zerlegung in der Ebene ist nur möglich, wenn die drei Kräfte durch einen Punkt gehen. Hier im Raume kommt außerdem noch dazu, daß die Kräfte in einer Ebene liegen und durch einen Punkt gehen müssen. Anstatt der Hilfskraft L , die durch die zwei Schnittpunkte des ebenen Culmann-Vierecks geht, haben wir hier eine Hilfskraft R , die die Schnittlinie zweier Ebenen darstellt. Es sind vier Kräfte vorhanden, die im Gleichgewicht sein müssen. Diese Gleichgewichtsgruppe besteht in den Kräften $P, 1, 2$ und 3 .

Man lege eine Ebene I ($b c f$) durch die Kraft P und den Stab 3 ; ferner eine Ebene II ($a d f$) durch die Stäbe 1 und 2 . Diese beiden Ebenen schneiden sich in dem Grat R , d. h. der Schnittlinie $m f$. Nunmehr zerlege man die Kraft P in die Hilfskraft R und die Stabkraft 3 durch Grundriß- und Aufrißprojektion und zwar in der Ebene I . Sodann zerlege man die Hilfskraft R in die beiden Richtungen 1 und 2 , was wiederum möglich ist, weil die drei Kräfte in der

Ebene *II* liegen. Da diese Zerlegungen sämtlich in Grundriß und Aufriß vorgenommen werden, so ergibt sich dann der endgültige Wert mit Hilfe der Vektorgleichung, z. B.

$$2 = \sqrt{(2')^2 + (2'')^2}.$$

d) Beziehungen der Stabkräfte zu den äußeren Kräften.

Die allgemeine Gestalt eines gegliederten einfachen Balkenträgers zeigt der Vieleckträger, dessen beide Gurte gebrochen sind und dessen Wand ein einfaches Strebenfachwerk besitzt (Fig. 67).

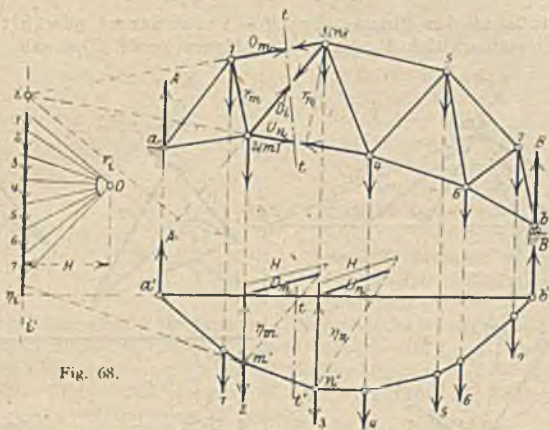


Fig. 68.

a) Stabkraft und Moment (Fig. 67—68). Aus dem Ritter-Verfahren (Baustatik 5b, β) folgt die Grundgleichung

$$S = \frac{M}{r} \tag{34}$$

in Worten: Stabkraft gleich Moment dividiert durch Hebelsarm. Dabei gilt als Momentenpunkt für jede der Stabkräfte der Schnittpunkt der beiden andern. Das Moment ist gleich der Summe der statischen Momente der Stützkraft und der Knotenlasten des betrachteten, links oder rechts vom Ritter-Schnitte liegenden Trägereiles. Es folgt (vgl. Mechanik, S. 112) aus:

$$\begin{aligned} M &= H \eta, \\ \frac{S}{H} &= \frac{\eta}{r}. \end{aligned} \tag{35}$$

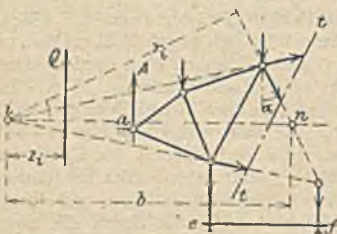


Fig. 69.

Danach wurden in der Fig. 67 bis 68 die Stabkräfte O_m und U_n für beliebige lotrecht gerichtete Lasten des Vieleckträgers ermittelt.

Auf den betreffenden Knotenlotrechten ist der betreffende Hebelarm r und in dessen Endpunkten (in beliebiger Richtung) die Polweite H des Kräftecks aufgetragen worden. In den Kräfte dreiecken liegen die Strecken für O_m und U_n parallel zu H .

β) Stabkraft und Querkraft (Fig. 69).

1. Für irgendeinen Punkt der Ebene ist das Moment der Querkraft gleich dem Moment M der äußeren Kräfte des betrachteten Trägereiles

$$M = +Q z_i.$$

wenn s_i der Hebelarm von Q für den Momentenpunkt i bedeutet. Daraus folgt

$$S = \pm Q \frac{s_i}{r_i} \quad (36)$$

Für Wandstäbe benutzt man diese Gleichung in der Form

$$D_i = \pm \frac{s_i}{b} \frac{Q}{\cos \alpha} \quad (37)$$

b ist der wagerechte Abstand des Momentenpunktes i von der Stabachse (Fig. 69), α der Winkel, den der Stab mit der Lotrechten einschließt.

2. Für den Sonderfall paralleler Gurte des Schnittfeldes liegt i in unendlicher Ferne. Das gibt

$$D_i = \pm \frac{Q}{\cos \alpha} \quad (38)$$

Für einen Ständer ist $\alpha = 0$ und die Ständerkraft

$$V = \mp Q \quad (39)$$

Auf einen durch einen Ritter-Schnitt getrennten unbelasteten linken Trägereil wirkt allein die Stützkraft. Man erhält dafür also aus der Gleichung (37) für $Q = A$

$$D = \pm \frac{c}{b} \frac{A}{\cos \alpha}$$

c ist Abstand des Stützpunktes a vom Momentenpunkte i (Fig. 70).

γ) Fallende und steigende Wandstäbe.

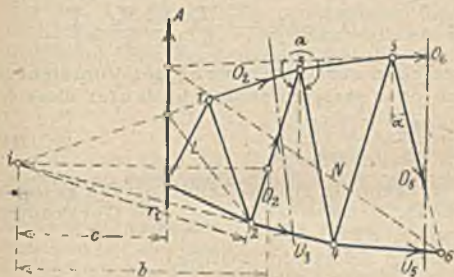


Fig. 70.

1. Je nachdem im betrachteten Trägereile, links oder rechts vom Schnitte, ein Wandstab vom Obergurt oder Untergurt ausläuft, heißt er ein fallender oder ein steigender Stab. Ein fallender (oder steigender) Wandstab des einen Trägereiles ist im andern Teile steigend (oder fallend). Strebe D_2 in Fig. 70 ist steigend, D_3 fallend. Strebe D_4 in Fig. 71 ist fallend. Aus dem Ritter- oder Culmann-Verfahren (Fig. 70—71) ebenso auch aus der Gestalt der Einflußflächen sind folgende Eigenschaften der fallenden und steigenden Wandstäbe abzuleiten:



Fig. 71.

2. Bei außerhalb der Stützen liegenden Momentenpunkte erfährt im unbelasteten Trägereile ein fallender Wandstab Zug, ein steigender dagegen Druck. Fällt der Momentenpunkt mit einem Stützpunkte des unbelasteten Trägereiles zusammen, so verschwindet die zugehörige geschnittene Wandstabkraft.

3. Nach erfolgtem Übergange der Belastung von einem Trägerteile auf den andern erfährt der geschnittene Wandstab, wenn der zugeordnete Momentenpunkt außerhalb der Stützen liegt, einen Spannungswechsel.

4. Bei innerhalb der Stützweite fallendem Momentenpunkte (Fig. 72) erfährt ein und derselbe Wandstab bei beliebiger ständiger oder veränderlicher Belastung einerlei Spannung, entweder Zug oder Druck.

Je nachdem der zugeordnete Momentenpunkt außerhalb oder innerhalb der Stützweite liegt, besitzt die Einflußfläche der Wandstabskraft (2b) eine Lastscheide oder nicht.

5) Das Vorzeichen einer Wandstabskraft. Bei einem beliebig belasteten Träger folgt aus den Gleichgewichtsbedingungen der betreffenden Knoten (4 bis 6 in Fig. 73)

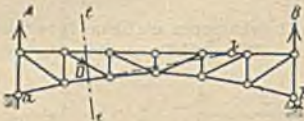


Fig. 72.

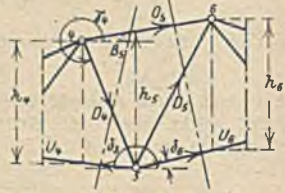


Fig. 73.

$$\left. \begin{aligned} \text{für die fallende Strebe: } D_4 \cdot \cos \gamma_4 &= \frac{M_5}{h_5} - \frac{M_4}{h_4} \\ \text{„ „ „ steigende „ } D_5 \cdot \cos \gamma_5 &= \frac{M_5}{h_5} - \frac{M_8}{h_8} \end{aligned} \right\} \quad (40)$$

Das allgemeine Kennzeichen zur Bestimmung des Vorzeichens einer beliebigen fallenden oder steigenden Strebe lautet danach:

$$\text{Ist } \frac{M_{m+1}}{h_{m+1}} > \frac{M_m}{h_m} \quad (41)$$

so wird im betrachteten Trägerteile eine fallende Strebe gezogen und eine steigende gedrückt, wenn m und $m+1$ die Gurtknoten bezeichnen, zwischen denen der Stab liegt.

Die Strebekraft eines beliebigen Feldes wird Null für

$$\frac{M_{m+1}}{h_{m+1}} = \frac{M_m}{h_m} \quad (42)$$

Setzt man allgemein $M = H \eta$, so gibt das

$$\frac{h_m}{h_{m+1}} = \frac{\eta_m}{\eta_{m+1}} \quad (43)$$

in Worten: Wenn die in den Knoten gemessenen senkrechten Trägerhöhen den zugehörigen Momenten proportional sind, so verschwinden die Stabkräfte aller Streben, die zwischen den Knoten liegen.

6. Bewegliche Belastung bei gegliederten Balken.

a) Die Einflußlinien der Stabkräfte eines Fachwerkes.

c) Grundlagen der Darstellung. Eine Stabkraft S eines einfachen Dreiecksfachwerkes berechnet man aus der Gleichung (34):

$$S = \frac{M}{r}$$

Darin ist M statisches Moment der äußern Kräfte des betrachteten durch das Schnittverfahren hergestellten Trägerteiles, bezogen auf den dem Stabe zugeordneten Momentenpunkt. r ist Hebelarm von S für diesen Punkt. Die Einflußlinie einer Stabkraft S ist gleich der Einflußlinie des zugehörigen Momentes M , deren Ordinaten mit der Ziffer $1/r$ multipliziert sind. Für die Einflußlinie des Momentes wurden (4 A c) auf den Stützenlotrechten die Strecken $\overline{aa'} = 1 \cdot x$; $\overline{bb'} = 1 \cdot x'$ aufgetragen. Dafür ist bei der Darstellung der Einflußlinie einer Stabkraft S aufzutragen

$$\overline{aa'} = \frac{1 \cdot x}{r}; \quad \overline{bb'} = \frac{1 \cdot x'}{r}$$

Die Strecken $1 \cdot x/r$ und $1 \cdot x'/r$ bedeuten analytisch die im betrachteten Stabe durch eine Stützkraft „ $A = 1$ “ oder „ $B = 1$ “ erzeugte Stabkraft. Bezeichnet man diese Stabkräfte allgemein

$$\text{für } A = 1 \text{ mit } S' \quad \text{für } B = 1 \text{ mit } S'',$$

so läßt sich sagen: Die Einflußlinie einer Stabkraft S kann mit Hilfe eines Kräfteplanes für $A = 1$ und $B = 1$, aus welchem die Strecken der Stabkräfte S' oder S'' zu entnehmen sind, gezeichnet werden.

Für die gesuchten Einflußlinien sämtlicher Stabkräfte des Fachwerkes zeichnet man vorher einen Cremona-Plan. Für einzelne Schnittfelder genügt ein Culmann-Plan. Schließlich folgt: Die für $A = 1$ und $B = 1$ gezeichneten Grenzlinien der Einflußfläche einer Stabkraft schneiden sich auf der Momentenpunktlotrechten.

β) Gurtstabkräfte. In einfachen Balkenfachwerken erfährt ein Obergurtstab stets Druck, ein Untergurtstab stets Zug, während ein Wandstab, je nach seiner Richtung, entweder Druck oder Zug erleidet. Die Fig. 74—77 veranschaulichen die Darstellung der Einflußflächen für die Stabkräfte O_4 und U_5 eines Dreiecksfachwerkes mit wagerechtem Lastgurt (Fabrbahn). Für das Schnittfeld 6 sind in Fig. 76 zwei Culmann-Vierecke gezeichnet, aus denen

$$\text{für } A = 1: O'_4, \quad U'_5, \quad D'_1;$$

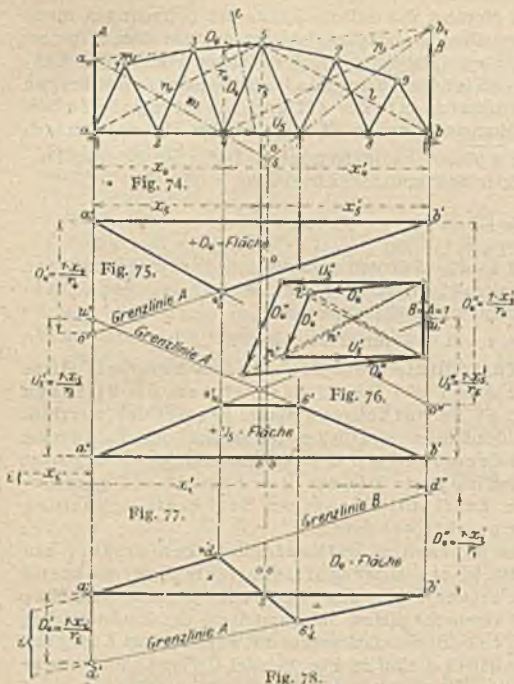
$$\text{für } B = 1: O''_4, \quad U''_5, \quad D''_1$$

zu entnehmen sind. Die Nachprüfung der Richtigkeit dieser Kraftvierecke wurde in der Weise bewirkt, daß $A = 1$ einmal mit U'_5 über der Hilfsgeraden n und außerdem mit O'_4 über der Hilfsgeraden m zusammengesetzt wurde. Ebenso wurde $B = 1$ zweimal verbunden, einmal mit O''_4 über der p und zum zweiten Male mit U''_5 über der l .

Die O_4 -Fläche bildet ein Dreieck, weil die Momentenpunktlotrechte 4 mit dem Querträgerpunkt 4 des Lastgurtes zusammenfällt. Dagegen bildet die U_5 -Fläche ein Viereck, weil die Momentenpunktlotrechte 5 zwischen die Querträger 4 und 6 fällt. Alles übrige ist aus den Bezeichnungen in den Fig. 74—77 zu ersehen.

γ) Wandstabkräfte. Hier ist zuerst die Lage des zugeordneten Momentenpunktes i zu beachten. Liegt i innerhalb der Stützpunkte a und b , so hat eine Wandstabkraft bei jeder Lage von P einerlei Vorzeichen, entweder Druck oder Zug. Ihre Einflußfläche wird daher ebenso gekennzeichnet wie für eine Gurtstabkraft. Liegt jedoch der Momentenpunkt i (wie dies bei einfachen Balkenträgern in der Regel der Fall ist) außerhalb der Stützweite, so erhält die Einflußfläche für die Wandstabkraft eine Lastscheide. Die Lastscheide für die Einflußfläche eines Wandstabes findet man folgendermaßen:

Verlängere im Schnittfelde die Richtung desjenigen Gurtes, der nicht Lastgurt ist, bis sie die Stützenlotrechten schneidet, und ziehe von den beiden Schnittpunkten je eine Gerade durch die betreffenden Knoten im Felde des Lastgurtes. Dann treffen sich beide Gerade auf der Lastscheide.



In Fig. 74 ist die Lastscheide $s-s$ für die Einflußfläche der Stabkraft D_4 ermittelt worden: a_1 und b_1 liegen in der Verlängerung des Obergurtes O_4 . Die Geraden a_1-4 und b_1-6 treffen sich auf der Lastscheidenlotrechten. Zeichnet man dazu (in Fig. 78) eine der Grenzlinien für A oder für B, so ist damit die Gestalt der D_4 -Fläche festgelegt. Die dazu nötigen Größen D'_i oder D''_i findet man aus den Culmann-Vierecken der Fig. 76. Wenn der Momentenpunkt i als Schnittpunkt der beiden Grenzlinien bequem festgelegt werden kann, so hat man dadurch noch ein Hilfsmittel zur Nachprüfung der Darstellung.

Wenn im Schnittfelde die Stabachsen des Obergurtes und

Untergurtes parallel laufen, so schneiden sich die Grenzlinien für A und B in unendlicher Ferne, d. h. sie sind zueinander parallel.

b) Die Grenzwerte der Stabkräfte.

α) Die Gurtstabkräfte. Es empfiehlt sich, die Stabkräfte aus dem Eigengewichte und der Verkehrslast je besonders darzustellen, erstere (wenn es Einzellasten sind) am besten mit Hilfe eines Kräfteplanes (5, c), letztere nach einem noch zu beschreibenden Momentenverfahren. Einflußlinien

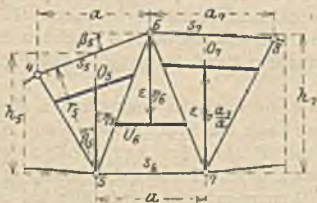


Fig. 79.

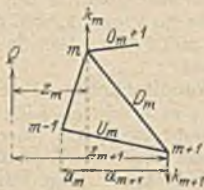


Fig. 80.

zu zeichnen ist hier in der Regel zeitraubender und ungenauer. Legt man der Berechnung gleichmäßig stetig verteilte Verkehrslasten zugrunde, so treten die Grenzwerte der Gurtstabkräfte bei voller Belastung ein und sind dann durch einen Kräfteplan zu ermitteln.

1. Das allgemeine Momentenverfahren. Wenn die Feldweite a des Trägers überall gleich groß ist, so sind die Stabkraftstrecken unmittelbar in das Trägernetz einzutragen (Fig. 79):

Man setzt den Polabstand $H = \varepsilon a$, worin ε eine beliebige ganze Zahl bedeutet. Nach Fig. 79 ist

$$a = s \cdot \cos \beta; \quad r = h \cdot \cos \beta,$$

wenn s die Länge des geschnittenen Gurtstabes ist, und

$$S = \frac{M}{r} = \frac{H \eta}{r} = \frac{\varepsilon \eta s}{h}, \quad \frac{S}{s} = \frac{\varepsilon \eta}{h} \quad (44)$$

Danach sind in der Fig. 79 einige Grenzwerte von O und U dargestellt. In Dreiecksfeldern, deren Weite nicht gleich a ist, muß η entsprechend vergrößert oder verkleinert aufgetragen werden. In Fig. 79 ist deshalb die Gurtstabkraft O_1 gleich einer Strecke

$$\varepsilon \eta \frac{a_1}{a}$$

2. Das Momentenverfahren von Zimmermann (Fig. 80). Dieses Verfahren ist theoretisch beachtenswert, wird jedoch weniger angewendet. Man ersetzt die Querkraft Q durch zwei ihr gleichwertige und parallele äußere Kräfte K_m und K_{m+1} , von denen die eine im Obergurtknoten, die andere im Untergurtknoten des Schnittfeldes angreift.

Die Größe der beiden Kräfte finden wir durch eine Projektionsgleichung und zwei Momentengleichungen. Es lauten:

1. die Projektionsgleichung:

$$Q = K_m - K_{m+1}, \quad (45 a)$$

2. die Momentengleichung für den Punkt m :

$$M_m = Q \cdot z_m = K_m \cdot 0 + K_{m+1} \cdot a_{m+1} \quad (45 b)$$

3. die Momentengleichung für den Punkt $(m + 1)$:

$$M_{m+1} = Q \cdot z_{m+1} = K_m \cdot a_{m+1} + K_{m+1} \cdot 0 \quad (45 c)$$

Aus diesen beiden Gleichungen folgt:

$$K_m = \frac{M_{m+1}}{a_{m+1}}, \quad K_{m+1} = \frac{M_m}{a_{m+1}} \quad (46)$$

Wählt man hier ähnlich, wie beim allgemeinen Momentenverfahren, den Polabstand H zu

$$H = \varepsilon \cdot a_{m+1},$$

so werden die Kräfte auch bestimmt durch

$$\left. \begin{aligned} K_m &= \frac{H \cdot \eta_m}{a_{m+1}} = \frac{\varepsilon \cdot a_{m+1} \cdot \eta_m}{a_{m+1}} = \varepsilon \cdot \eta_m \\ K_{m+1} &= \frac{H \cdot \eta_{m+1}}{a_{m+1}} = \frac{\varepsilon \cdot a_{m+1} \cdot \eta_{m+1}}{a_{m+1}} = \varepsilon \cdot \eta_{m+1} \end{aligned} \right\} (47)$$

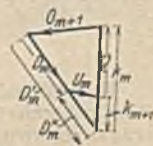


Fig. 81.

Aus unserer Figur ergibt sich nun folgende Betrachtung. Bezeichnet man mit D' diejenige Stabkraft, die auftritt, wenn K_m allein wirken würde und K_{m+1} also nicht vorhanden wäre und umgekehrt mit D'' diejenige Stabkraft, wenn K_{m+1} allein wirken würde, so erhält man drei Gleichgewichtsgruppen (Fig. 81):

- 1. die Kräfte im Punkte m
 - $K_m, \quad O_{m+1} \quad \text{und} \quad D'_m,$
- 2. die Kräfte im Punkte $m + 1$
 - $K_{m+1}, \quad U_m \quad \text{und} \quad D''_m$
- 3. sowie $Q, \quad U_m, \quad D_m \quad \text{und} \quad O_{m+1}$ (wirklicher Zustand).

Diesen drei Gleichgewichtsgruppen entsprechen die drei geschlossenen Vielecke im Kräfteplan (Fig. 81). Das Verfahren ist also folgendes: Man bestimme in der Momentenlinie η_m und η_{m+1} , also die Ordinaten unter den Knoten. Man berechne $K_m = \varepsilon \cdot \eta_m$ und $K_{m+1} = \varepsilon \cdot \eta_{m+1}$, wobei ε der Beiwert ist, den wir durch die Wahl von $H = \varepsilon \cdot a_{m+1}$ festgelegt haben. Das gibt

$$Q = K_m - K_{m+1}.$$

Man trage nach der Abbildung des Kräfteplanes (Fig. 81) die beiden Hilfskräfte K_m und K_{m+1} auf. Man zerlege K_m in O_{m+1} und D'_m , sowie K_{m+1} in U_m und D''_m . Dann ist auch D_m gefunden.

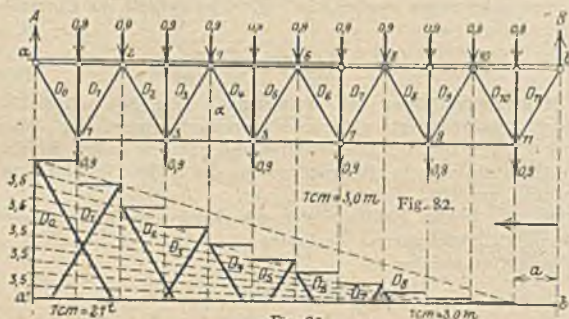


Fig. 83.

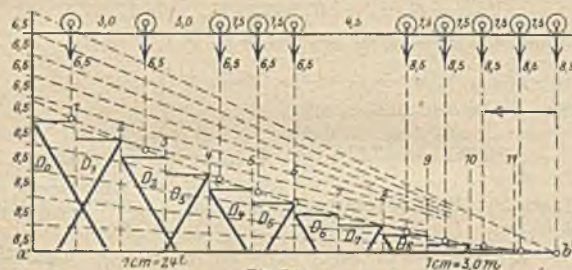


Fig. 84.

β) Die Wandstabkräfte. Wie die Einflußflächen (6 a, γ)¹ ergeben, erreichen Wandstabkräfte ihre Grenzwerte in der Regel bei Teilbelastung. Für Parallelträger ermittelt man $\max D$ und $\max V$ am besten unmittelbar aus den Querkraften. Für Vieleckträger empfehlen sich Einflußlinien.

1. Für Parallelträger gelten die Gleichungen

$$D = \pm \frac{Q}{\cos \alpha}; \quad V = \mp Q. \quad (48)$$

Der in Fig. 82 dargestellte Parallelträger hat 21 m Stützweite, 3 m Höhe und 1,75 m Feldweite. Seine Wandstabkräfte sind zuerst (in Fig. 83) für eine gleichmäßige Verkehrslast von 4,0 t/m und darauf in Fig. 84 für einen Lastenzug berechnet worden. Fig. 85 gibt einen Kräfteplan für ein Eigengewicht von 0,75 t/m. Zwei Drittel davon fielen auf den Lastzug und der Rest auf den Untergurt. Das ergab abgerundet für jeden Knoten eine Eigenlast von 0,9 t.

Jede Ständerstabkraft ist der größten Knotenlast im Obergurt gleich. Man erhält aus dem Eigengewicht:

$$V = -0,9 \text{ t},$$

aus der gleichmäßigen Verkehrslast:

$$V = -1.75 \cdot 4.0 = -7.0 \text{ t.}$$

aus dem Lastenzuge (Fig. 86):

$$V' = -8.5 \left(1 + 2 \frac{0.25}{1.75} \right) = \text{rd. } -11 \text{ t.}$$

Im Kräfteplane (Fig. 85) wurden deshalb die Untergurtnoten I—II (Fig. 82) mit $2 \cdot 0.9 = 1.8 \text{ t}$ belastet.

Für die Strebenstabkräfte aus der gleichmäßigen Verkehrslast ist

$$A = + \frac{p(l-a)}{2} = \frac{4(21-1.75)}{2} = 38.5 \text{ t.}$$

Mit Hilfe des erläuterten Verfahrens wurden danach die größten Querkräfte für die Stützweite $l-a$ in Fig. 83 dargestellt. Dabei ergab sich für die 11 Felder der Strecke $l-a$ die Teilung der Stützenlotrechten in a' zu $38.5/11 = 3.5 \text{ t}$. Die Division von Q durch $\cos \alpha$ wurde zeichnerisch ausgeführt.

Dadurch ergaben sich die Strecken D_1 bis D_{11} der Strebenstabkräfte. D_{11} wird für die betrachtete Links-

fahrt gleich Null. Für die Rechtsfahrt erhält man, bei vorliegender Symmetrie des Trägers und der Lasten, der Größe nach die nämlichen Werte von Q , jedoch mit umgekehrten Vorzeichen, weil dabei immer der oben betrachtete linke Trägerteil beizubehalten ist.

Die fallende Strebe D_4 hat bei der Linksfahrt einen größten Zug von etwa 18,3 t, wie aus der Fig. 83 abgegriffen werden kann. Sie erhält ihren größten Druck bei der Rechtsfahrt, und dieser ist ebenso groß wie der größte Druck der zum Stabe D_4 symmetrisch liegenden Strebe D_6 . D_7 ist mit 6,3 t abzugreifen. Aus der Verkehrslast erhält Strebe D_4 folgende Stabkräfte:

$$\begin{aligned} \max + D_4 &= +18.3 \text{ t.} \\ \max - D_4 &= \max - D_7 = -6.3 \text{ t.} \end{aligned}$$

Um zu erkennen, ob Spannungswechsel vorliegt, sind die Stabkräfte D_4 aus dem Eigengewicht zu bestimmen. Aus Fig. 86 ist D_4 mit +2,7 abzugreifen. Danach ist Spannungswechsel vorhanden, denn es ist

$$\begin{aligned} \max + D_4 &= 18.3 + 2.7 = +21.0 \text{ t.} \\ \max - D_4 &= -6.3 + 2.7 = -3.6 \text{ t.} \end{aligned}$$

In gleicher Weise berechnet sich z. B. D_1 : Bei der Linksfahrt ist $\max - D_1 = -37.1$; bei der Rechtsfahrt ist $+D_1 = +D_{10} = +0.7 \text{ t}$. Aus dem Eigengewicht erhält D_1 die Stabkraft -6.8 t . Demnach ist

$$\begin{aligned} \max - D_1 &= -37.1 - 6.8 = -43.9 \text{ t.} \\ \max + D_1 &= +0.7 - 6.8 = -6.1 \text{ t.} \end{aligned}$$

In D_1 ist kein Spannungswechsel zu erwarten.

Die Strebenkräfte aus dem Lastenzuge wurden in Fig. 84 dargestellt. Hier war in allen Feldern die Grundstellung die gefährlichste. Somit konnten

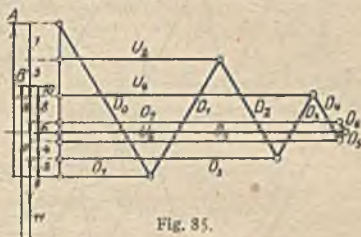


Fig. 85.

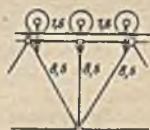


Fig. 86.

die Grenzwerte von Q unmittelbar als Ordinaten der Stützkraftlinie abgegriffen werden. Aus den Fig. 84 und 85 erhält man:

$$\max +D_4 = +23,2 + 2,7 = +29,9 \text{ t,}$$

$$\max -D_4 = -9,6 + 2,7 = -6,9 \text{ t,}$$

$$\max -D_1 = -41,6 - 6,8 = -48,4 \text{ t,}$$

$$\max +D_1 = +1,2 - 6,8 = -5,6 \text{ t.}$$

2. Für Vieleckträger bei der Grundstellung. Bei der Grundstellung wirkt auf den betrachteten Trägerteil allein die Stützkraft und diese bildet mit den drei Schnittkräften ein Kraftviereck. Zeichnet man also eine Stützkraft-

linie und dazu einen Kräfteplan für die Stützkrafteinheit, so ist für die Verkehrslast allgemein

$$\left. \begin{aligned} \max D &= A \cdot D' = B \cdot D'', \\ \max V &= A \cdot V' = B \cdot V'', \end{aligned} \right\} (49)$$

wenn A, B, D', D'' die frühere Bedeutung haben. Dabei sind die für das betreffende Schnittfeld geltenden Werte von A aus der Stützkraftlinie zu entnehmen.

Um irgendeine Stützkraft bestimmt bezeichnen zu können, sollen A , oder B diejenige Knotennummer als Zeiger erhalten, die der Querträgerlotrechten der betreffenden Grundstellung entspricht. Für den in der Fig. 87 dargestellten Vieleckträger und den dazu in Fig. 88 gezeichneten Kräfteplan für $A = 1$ erhält man z. B.:

$$\text{für den Obergurt als } \left\{ \begin{aligned} \max +D_2 &= A_4 \cdot D'_2; & \max -D_3 &= A_4 \cdot D'_3; \\ \text{Lastgurt} & \left\{ \begin{aligned} \max +D_4 &= A_8 \cdot D'_4; & \max -D_5 &= A_8 \cdot D'_5. \end{aligned} \right. \end{aligned} \right.$$

Bei symmetrischer Trägergestalt erhält man den Plan für $B = 1$ als Spiegelbild des Planes für $A = 1$, weil darin

$$D''_1 = D'_6; \quad D''_2 = D'_5; \quad D''_3 = D'_4; \quad D''_4 = D'_3$$

werden. Symmetrie vorausgesetzt, erhielte man dann

$$\text{für den Obergurt } \left\{ \begin{aligned} \max -D_2 &= B_2 \cdot D''_2 = A_5 \cdot D'_7. \\ \max +D_3 &= B_2 \cdot D''_3 = A_5 \cdot D'_6. \\ \text{als Lastgurt} & \left\{ \begin{aligned} \max -D_4 &= B_4 \cdot D''_4 = A_6 \cdot D'_5. \\ \max +D_5 &= B_4 \cdot D''_5 = A_6 \cdot D'_4. \end{aligned} \right. \end{aligned} \right.$$

3. Für Vieleckträger bei Überschreitung der Grundstellung. Am bequemsten ist hier das erläuterte Verfahren der Darstellung von Einflußlinien. Jedoch kann auch die Stützkraftlinie in Verbindung mit einem Plane für die Stützkrafteinheit angewendet werden, wenn man in denjenigen Feldern, wo die Grundstellung nicht die gefährlichste ist, den Einfluß der im Schnittfelde liegenden Lasten besonders in Rechnung zieht.

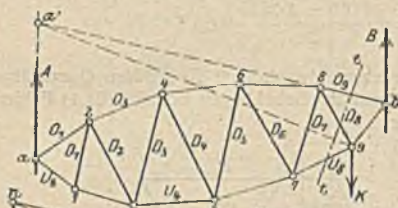


Fig. 87.

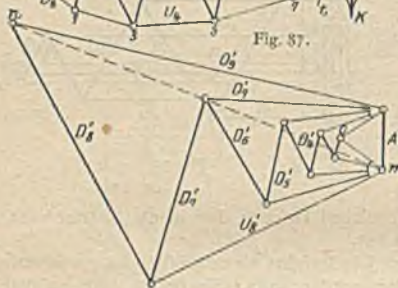


Fig. 88.

c) Grundfachwerke mit Hilfsstäben.

Die Hilfsstäbe dienen 1. zum Einschalten von Querträgern bei großen Feldweiten, 2. zum Unterstützen von Druckstäben in deren Mitte gegen Ausknicken. Die Grenzwerte der Stabkräfte des Grundfachwerkes sind durch Einflußlinien zu bestimmen, wobei zu beachten ist, daß die Hilfsstäbe (abgesehen von ihrem Eigengewichte) spannungslos bleiben, solange die wandernde Einzellast außerhalb ihres Schnittfeldes bleibt.

III. Vollwandiger und gegliederter Gerberträger unter der Einwirkung von ruhenden und beweglichen Lasten.

7. Ständige Belastung bei vollwandigen Gerberträgern.

Ein Träger über n Stützen, der in eine statisch bestimmte Grundform übergeführt werden soll, braucht zunächst eine feste, zweistäbige Stütze; alle übrigen Stützen können einstäbig sein. Man hat somit $(n + 1)$ unbekannte Stützkräfte. Zur Bestimmung in der Ebene sind drei Gleichgewichtsbedingungen erforderlich. Daher beträgt die Anzahl der einzulegenden Gelenke

$$z = (n + 1) - 3 = n - 2,$$

wenn der Träger statisch bestimmt gemacht werden soll. Werden diese Gelenke nicht eingelegt, so ist der Träger $(n - 2)$ fach statisch unbestimmt. Hinsichtlich

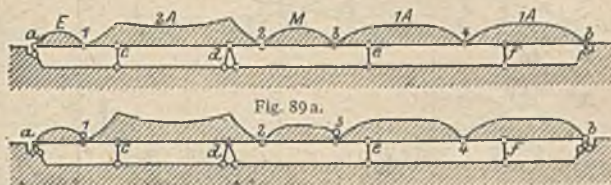


Fig. 89 b.

der Lage der Gelenke der Gerberträger ist nur zu beachten, daß in einer Öffnung nicht mehr als zwei Gelenke vorkommen dürfen. Ferner hat man bei der Anordnung der festen Stützen die Wärmeschwankungen zu berücksichtigen. Man wird den festen Stützpunkt möglichst nach der Mitte zu legen, um die Bewegungen infolge der Wärme nach beiden Seiten hin zu ermöglichen und damit einzuschränken. Um der Bedingung zu genügen, daß die Verschiebungen infolge der Wärme klein werden sollen, ordnet man an Stelle einzelner Scheibengelenke (Fig. 89a) nur einfache Pendelstäbe an (Fig. 89b) und ersetzt die fehlenden Stäbe bei den äußeren Stützpunkten, z. B. bei a und b . Man kann also mit Hilfe des Verfahrens der Stabvertauschung mehrere feste Stützpunkte schaffen und dadurch die Gesamtanordnung hinsichtlich des Wärmeinflusses wesentlich günstiger gestalten.

Die statische Bedeutung der Gelenke liegt darin, daß für jeden Gelenkpunkt in der Ebene die Summe der Momente der äußeren Kräfte Null sein muß. Für den Gerberträger mit $(n - 2)$ Gelenken haben wir also im ganzen $(n - 2)$ solcher Momentengleichungen. Hierzu kommen noch die drei Gleichgewichtsbedingungen der Ebene, so daß insgesamt $n + 1$ Gleichungen zur Bestimmung der durch $(n + 1)$ Stützstäbe dargestellten Stützkräfte vorhanden sind.

a) Stützkräfte. Man zeichne (bei a' oder b' anfangend) für jede der drei Öffnungen I, II, III ein Seilck mit einem und demselben Polabstande H und die zugehörigen drei Kräftecke I', II', III' (Fig. 91). Die Schlußlinie s_1 des Seilcks der ersten Öffnung (Fig. 93) verläuft durch den Punkt s'_1 der Gelenk-

lotrechten für g_1 und schneidet die Stützenlotrechte für C in c' . Das Seileck selbst schneidet diese Lotrechte in c . Von c aus zeichnet man das Seileck für die zweite Öffnung, bis es die Stützenlotrechte für D in d schneidet. Die zugehörige Schlußlinie s_2 verläuft durch g'_2 . An d schließt sich das Seileck der letzten Öffnung an. Dessen Schlußlinie s_3 ist somit als Gerade $b'd'$ gegeben.

Um die übersichtlichere Darstellung der Momentenverteilung nach Fig. 92 in einer Wagerechten zu erhalten, sind die schräg gerichteten Schlußlinien s_1, s_2, s_3 des Kräfteplanes (Fig. 91) und des Seilzuges (Fig. 93) in die wagerechte Lage zu bringen, wodurch der Kräfteplan Fig. 94 entsteht. Für diesen ist der Seilzug Fig. 92 zu zeichnen.

Die Stützkkräfte findet man durch Übertragen der Parallelen zu den Schlußlinien s_1, s_2, s_3 in die betreffenden Kräftecke der Fig. 91 oder 94. Die Stützkkräfte A, B, C, D sind damit gegeben. Nach der Fig. 91 und 94 ist

$$C = C_1 + C_2; \quad D = D_1 + D_2.$$

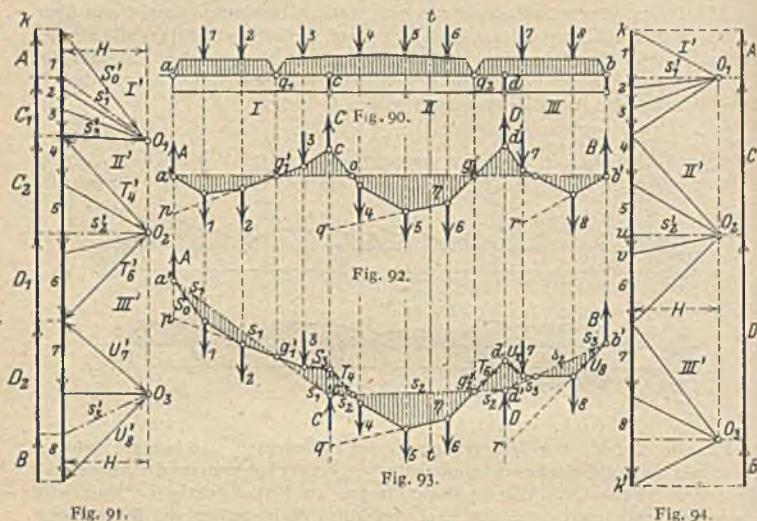


Fig. 91.

Fig. 94.

b) Querkkräfte. Für den Schnitt tt (Fig. 90), der die Seilecksseite zwischen den Lasten 5 und 6 der Mittelöffnung trifft, ist die Querkraft für den linken Teil der Scheibenverbindung

$$Q_t = A + C - (1 + 2 + 3 + 4 + 5),$$

was in Fig. 94 graphisch auf der Kraftstrecke kk' abzulesen ist. In Fig. 94 ist

$$Q_t = -uv.$$

Das Minuszeichen gilt, weil die Schlußlinienparallele s'_2 oberhalb der Parallelen zu derjenigen Seilkraft liegt, welche vom Schnitte tt getroffen wird. Für den rechten Teil der Scheibenverbindung erhält man ebenfalls:

$$Q_t = -uv.$$

c) Momente. Das Moment für einen beliebigen Schnitt tt ist auch hier durch Kräfte- und Seilzug mittels der Gleichung

$$M = H \cdot \eta$$

bestimmt.

8. Bewegliche Belastung bei vollwandigen Gerberträgern.

Die rechnerische Bestimmung für die Einflußlinien der äußeren Kräfte werde an einem bestimmten Beispiel durchgeführt. Für jeden anderen zusammengesetzten Gerberträger ergeben sich die gleichen Ableitungen.

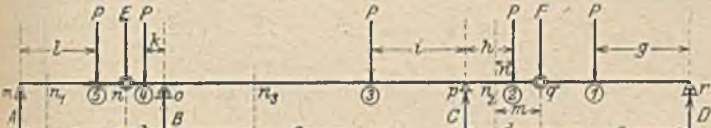


Fig. 95.

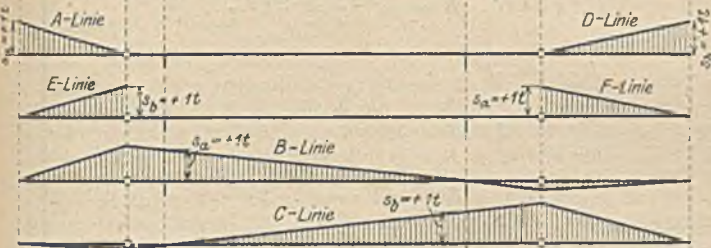


Fig. 96.

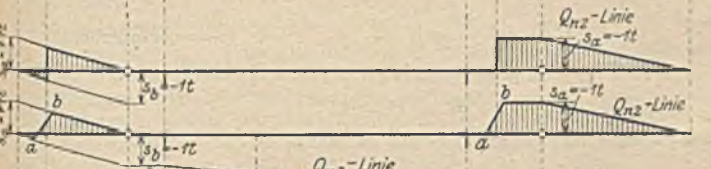


Fig. 98 a.

Fig. 98 b.

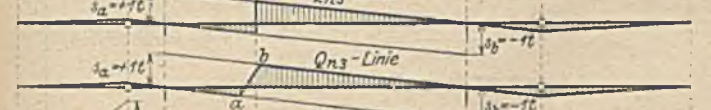


Fig. 99 a.

Fig. 99 b.

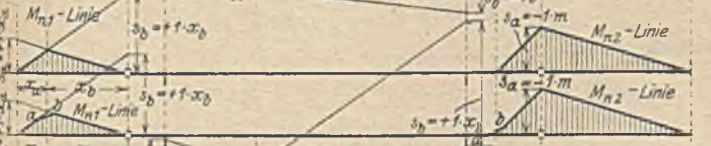


Fig. 101 a.

Fig. 101 b.

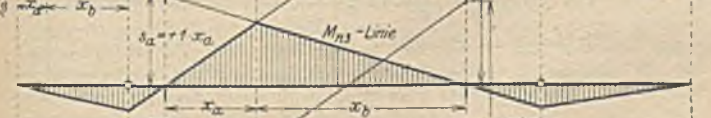


Fig. 102 a.

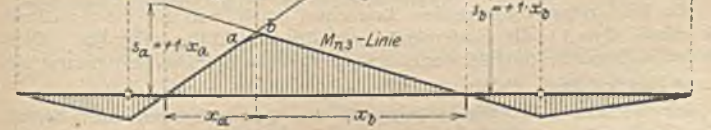


Fig. 102 b.

a) Stützkräfte (Fig. 95).

Die Schwebeträger mn und qr sind einfache Balken auf zwei Stützen. Ihre Stützkräfte A und E bzw. D und F , in den Auflagerpunkten und in den Scheibengelenken wirkend, sind, wie S. 1601 angegeben, zu bestimmen. Somit fehlt nur die Bestimmung der Einflußlinie für B bzw. C . Als Beispiel sei hier die Bestimmung der Einflußlinie für B gewählt.

Laststellung 1:

$$B \cdot c = -F \cdot d, \text{ wobei } F = P \cdot \frac{g}{e} = 1 \cdot \frac{g}{e}$$

$$B = -P \cdot \frac{g}{e} \cdot \frac{d}{c} = -1 \cdot \frac{g}{e} \cdot \frac{d}{c} \quad (g = \text{veränderlich})$$

für $g = 0$ ist $B = 0$

$$,, \quad g = e \quad ,, \quad B = -P \cdot \frac{d}{c} = -1 \cdot \frac{d}{c}$$

Laststellung 2:

$$B \cdot c = -P \cdot h$$

$$B = -P \cdot \frac{h}{c} = -1 \cdot \frac{h}{c} \quad (h = \text{veränderlich})$$

für $h = 0$ ist $B = 0$

$$,, \quad h = d \quad ,, \quad B = -P \cdot \frac{d}{c} = -1 \cdot \frac{d}{c}$$

Laststellung 3:

$$B \cdot c = P \cdot i$$

$$B = P \cdot \frac{i}{c} = 1 \cdot \frac{i}{c} \quad (i = \text{veränderlich})$$

für $i = 0$ ist $B = 0$

$$,, \quad i = c \quad ,, \quad B = P = 1 t.$$

Laststellung 4:

$$B \cdot c = P \cdot (c + k)$$

$$B = P \cdot \frac{c + k}{c} = 1 \cdot \frac{c + k}{c} \quad (k = \text{veränderlich})$$

für $k = 0$ ist $B = P = 1 t$

$$,, \quad k = b \text{ ist } B = P \cdot \frac{c + b}{c} = 1 \cdot \frac{c + b}{c}$$

Laststellung 5: -

$$B \cdot c = E(b + c), \text{ wobei } E = P \cdot \frac{l}{a} = 1 \cdot \frac{l}{a}$$

$$B = P \cdot \frac{l}{a} \cdot \frac{b + c}{c} = 1 \cdot \frac{l}{a} \cdot \frac{b + c}{c} \quad (l = \text{veränderlich})$$

für $l = 0$ ist $B = 0$

$$,, \quad l = a \text{ ist } B = P \cdot \frac{b + c}{c} = 1 \cdot \frac{c + b}{c}$$

Mit Hilfe dieser rechnerischen Ergebnisse erhält man für die wandernde Einzellast $P = 1 t$ die Einflußlinien für die Stützkräfte (Fig. 96). Diese Einflußlinien gelten sowohl für unmittelbare als für mittelbare Lastübertragung.

b) Querkräfte.

Zur Herleitung der Einflußlinien für die Querkraft, und zwar bei unmittelbarer und mittelbarer Lastübertragung, mögen drei Schnitte in dem

Gerberträger (Fig. 95) dienen. Schnitt n_1 im Schwebeträger (Balkenträger $m-n$, Fig. 97 a), Schnitt n_2 im Kragträger pq (Fig. 98 a) und Schnitt n_3 im Balkenträger mit überstehenden Enden op (Fig. 99 a). Da der Schwebeträger $m-n$ ein Balken auf zwei Stützen ist, so werden die Einflußlinien für Schnitte n_1 erhalten, indem man nach S. 1601 die Stützenlote $s_a = 1$ t und $s_b = -1$ t aufträgt (Fig. 97 a und b). Für den Schnitt n_2 ergibt sich auf rechnerische Weise bei unmittelbarer Lastübertragung folgende Einflußlinie (Fig. 98 a):

Laststellung 1:

$$Q_{\text{rechts}} = -F = -P \cdot \frac{g}{e} = -1 \cdot \frac{g}{e},$$

$$\text{für } g = 0 \text{ ist } Q_r = 0; \quad \text{für } g = e \text{ ist } Q_r = -1 \text{ t.}$$

Laststellung 2:

$$Q_r = -P = -1 \text{ t.}$$

Laststellung 3, 4 usw.:

$$Q_{\text{links}} = 0.$$

(51)

Auf Grund dieser rechnerischen Ergebnisse erhält man die in Fig. 98 a dargestellte Einflußlinie. Haben wir es mit mittelbarer Lastübertragung zu tun, so wird zunächst die Einflußlinie wie für unmittelbare Lastübertragung gezeichnet und die Querträgergerade eingefügt (Fig. 98 b). Endlich ist für den Schnitt n_3 auch wieder die Einflußlinie für den einfachen Balken auf zwei Stützen zugrunde zu legen (4 A, b). Die Einflußlinien sind dann wie bei denen für die Stützkräfte nur zu verlängern. Danach ergeben sich für unmittelbare Lastübertragung (Fig. 99 a) und für mittelbare Lastübertragung (Fig. 99 b) die nachstehenden Einflußlinien:

c) Momente.

Die Schnitte n_1 , n_2 und n_3 der Fig. 95 mögen wiederum zugrunde gelegt werden. Für den Schnitt n_1 ergibt sich die Einflußlinie wie für einen einfachen Balkenträger, indem wir als Stützenlote auftragen $s_a = 1 \cdot x_a$ und $s_b = 1 \cdot x_b$ (Fig. 100 a und b). Für mittelbare Lastübertragung ist jeweils die Querträgergerade einzuführen. Für den Schnitt n_2 des Kragträgers erhält man auf Grund der Rechnung folgende Punkte für die Einflußlinie:

$$\text{Laststellung 1:} \quad M = -F \cdot m, \text{ wobei } F = P \cdot \frac{g}{e},$$

$$M = -P \cdot \frac{g}{e} \cdot m = -1 \cdot \frac{g}{e} \cdot m,$$

$$\text{für } g = 0 \text{ ist } M = 0; \quad \text{für } g = e \text{ ist } M = -1 \cdot m.$$

$$\text{Laststellung 2:} \quad M = -P \cdot n = -1 \cdot n,$$

$$\text{für } n = 0 \text{ ist } M = 0; \quad \text{für } n = m \text{ ist } M = -1 \cdot m.$$

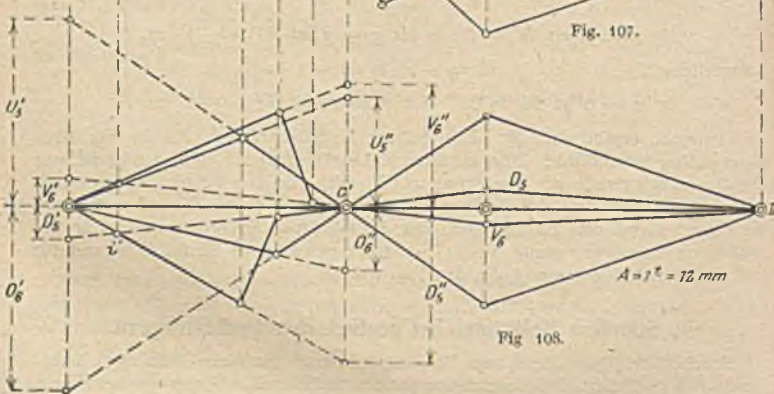
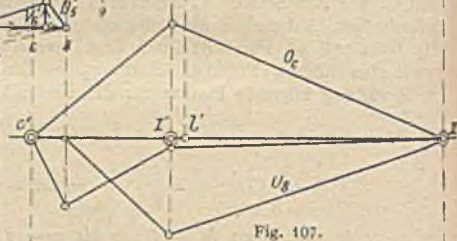
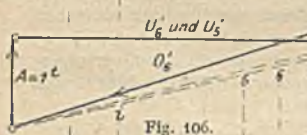
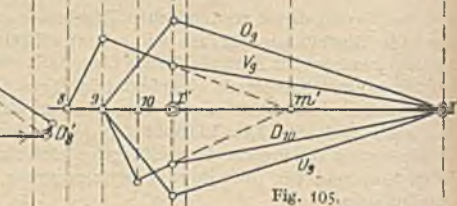
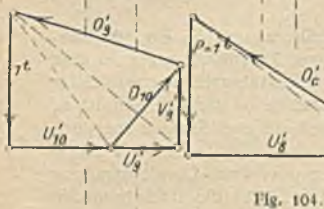
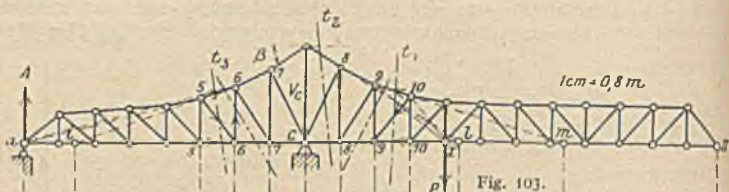
(52)

Demnach ergibt sich für unmittelbare Lastübertragung die in Fig. 101 a dargestellte Einflußlinie. Für mittelbare Lastübertragung (Fig. 101 b) ist nur die Querträgergerade ab einzuschalten. Endlich für den Schnitt n_3 legen wir wieder die Einflußlinie des Balkens auf zwei Stützen zugrunde und verlängern sie entsprechend den Einflußlinien der Stützkräfte. So erhalten wir für unmittelbare Lastübertragung die in Fig. 102 a gezeichnete Einflußlinie und für mittelbare Lastübertragung die der Fig. 102 b.

9. Ständige Belastung bei gegliederten Gerberträgern.

Stützkräfte, Querkräfte und Biegemomente für einen beliebigen Drehpunkt des gegliederten Gerberträgers werden auf dieselbe Weise wie beim vollwandigen Gerberträger mittels Kräfte- und Seilzug ermittelt (7 b, c, d).

Für die Ermittlung der Stabkräfte kommen die unter 5, b und c angegebenen Verfahren in Betracht. Auch hier empfiehlt sich wie bei gegliederten Balkenträgern eine möglichst weitgehende Verwendung der Cremonaschen Kräftepläne.



10. Bewegliche Belastung bei gegliederten Gerberträgern.

Da eine jede Stabkraft bestimmt ist durch [vgl. Gleichung (34)] $S = \frac{M}{r}$.

so werden für die Einflußlinien der Gurt- und Fachwerkstäbe die Einflußlinien für die Momente des vollwandigen Gerberträgers zugrunde gelegt.

Die Gestalt der Einflußflächen zwischen den beiden Stützen eines Auslegerträgers stimmt im allgemeinen mit derjenigen eines einfachen Trägers (6 a) überein. Man beginnt die Darstellung zwischen den Stützen, weil damit der Verlauf einer Einflußlinie auch außerhalb der Stützen gegeben ist. Fig. 103 bis 107 erläutern dies.

1. Schnitt t_1 und ein Schnitt t_2 im Ausleger. Es sind in Fig. 103 zwei Schnitte t_1 und t_2 gelegt und dazu, sowohl für Wandstäbe als auch für Gurtstäbe, Einflußlinien dargestellt (Fig. 105). Zu diesem Zwecke wurden für die Lage von $P = 1$ im Lastpunkte des Gelenkes I (und im Maßstabe $1 t = 18$ mm) zwei Culmann-Vierecke gezeichnet (Fig. 104 u. 106). Darin sind die Stabkräfte durch den Zeiger ihres Momentenpunktes und ein Häkchen bezeichnet.

Der Einfluß der wandernden Einzellast P beginnt, sobald diese von rechts her im Gelenk II des Mittelträgers angelangt ist, und er erreicht seinen größten Wert für die Gurtstabkräfte, wenn P das Gelenk I betritt. Die Gurtstabkräfte nehmen ab, je mehr sich P dem zugeordneten Momentenpunkte nähert, und verschwinden im Augenblicke, wo P diesen erreicht hat. Eine Änderung der Einflußlinie in den Querträgerfeldern entfällt hier, weil Momenten- und Querträgerpunkte zusammenfallen. Danach bildet die Grundlage der Darstellung für die Einflußlinien O_9 und U_9 das Auftragen der Werte O_9' und U_9' auf der Gelenklotrechten in I (Fig. 105 in halber Größe).

Für die Einflußlinien der Wandstabkräfte der beiden Schnitte t_1 wurden zuerst die Strecken V_9' und D_9' auf der Gelenklotrechten in I aufgetragen. Die Fortsetzung der Einflußlinien über I hinaus ergab sich dann einerseits unter Benutzung des zugeordneten Momentenpunktes m und andererseits aus dem Umstande, daß der Einfluß verschwindet, sobald P die zugehörige Feldgrenze (bei Querträger 8 und 9) überschreitet.

Für den Schnitt t_2 sind in Fig. 107 die Einflußlinien der Stabkräfte O_c , U_a und D_3 gezeichnet. Dazu gehört das aus $P = 1$, O_c' , U_a' und D_3' gebildete Culmann-Viereck (Fig. 104). Die Einflußlinie der Ständerkraft V_c stimmt mit derjenigen von O_c überein, wenn in dieser alle Ordinaten mit $2 \cdot \sin \beta$ multipliziert werden. V_c und O_c werden Null, wenn die Einzellast zwischen den Stützen a und c wandert, weil dann das dem Gurtstabe zugeordnete Moment $M_c = 0$ ist.

2. Schnitt t_3 zwischen den Stützen. Der Schnitt ist durch zwei Felder (5—6 und 6—7) gelegt, und dafür sind in Fig. 108 die Einflußlinien der Stabkräfte O_6 , U_5 , U_6 , D_a , V_6 dargestellt worden. In dem zugehörigen für $A = 1$, im Maßstabe $1 t = 12$ mm, gezeichneten Culmann-Viereck (Fig. 106) wurde danach O_6' zweimal bestimmt. Die Werte U_5' , U_6' und O_6' wurden in halber Größe, die Werte D_a' , V_6' in ganzer Größe aufgetragen, was bei der Berechnung der betreffenden Grenzwerte zu berücksichtigen ist.

IV. Vollwandiger und gegliederter Dreigelenkbogenträger unter der Einwirkung von ruhenden und beweglichen Lasten.

II. Ständige Belastung beim vollwandigen Dreigelenkbogenträger.

a) Stützkräfte.

Die einfachste Berechnung des Dreigelenkbogens für ständige Lasten oder für bestimmte Laststellungen erfolgt durch Zeichnen der Stützlinsen. Diese werden gefunden, indem man durch die drei Gelenke ein Seileck legt, dessen Kräfte

sich mit den gegebenen Lasten im Gleichgewicht befinden. Bei beliebig gerichteten Lasten führt das in Fig. 109—112 dargestellte Verfahren rasch zum Ziele.

Belastung einer der beiden Scheiben. R sei die Mittelkraft der beliebigen Belastung der linken Scheibe. Jeder Bogenteil (Fig. 110) muß für sich im Gleichgewicht sein. Die rechte Scheibe erfährt in b und c je eine Gelenkkraft B derart, daß deren Mittelkraft gleich Null wird. Die Richtung von B verläuft also durch bc . Damit sind auch die auf die linke Scheibe wirkenden Gelenkkräfte gegeben. A und B müssen sich auf der Richtung von R in einem und demselben Punkte schneiden. Daraus folgt das Kräfteck von A , B und R (Fig. 109) sowie Größe und Sinn der beiden Kämpferkräfte A und B . Die Gelenkkraft B in c ist gleich groß, aber entgegengesetzt gerichtet, wie die Kämpferkraft B .

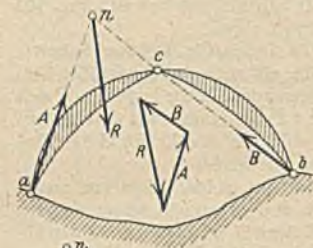


Fig. 109.

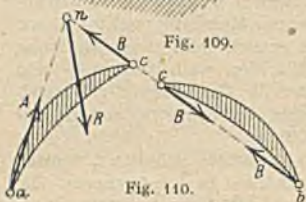


Fig. 110.

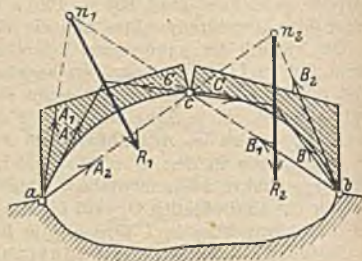


Fig. 111.

Belastung beider Scheiben. Sind R_1 und R_2 die Mittelkräfte der beliebigen Belastungen der linken und rechten Scheibe, so findet man die Kämpferkräfte wie folgt: Man ermittelt Größe und Richtung von A und B für jede der beiden Mittelkräfte besonders und vereinigt die für jede Kämpferkraft erhaltenen beiden Sonderwerte zu je einer Mittelkraft A und B (Fig. 111 und 112). Im Kräfteck der Fig. 112 sind danach vier Kräfte dreiecke vereinigt:

$$\begin{aligned} &A_1, B_1 \text{ und } R_1; \quad A_2, B_2 \text{ und } R_2; \\ &A_1, A_2 \text{ und } A; \quad B_1, B_2 \text{ und } B. \end{aligned}$$



Fig. 112.

Die Gelenkkraft C erhält man zweimal als Mittelkraft aus A_2 und B_1 , für jede Bogenscheibe gleich groß, aber entgegengesetzt gerichtet. Die Richtungen von A , B und C sind in Fig. 111 eingetragen. Der Kräfteplan ist richtig, wenn A und C sich auf R_1 , sowie B und C sich auf R_2 schneiden, und wenn die Gelenkkräfte C durch das Mittलगelenk c verlaufen, denn der von A , C , C , B gebildete Kräftezug ist eine Mittelkraftlinie (s. Mechanik, S. 132 u. 163).

Falls die Schnittpunkte n_1 und n_2 der Fig. 111 ungünstig zu liegen kommen, zerlegt man R_1 und R_2 je in zwei Seitenkräfte, deren Richtungen einerseits durch ein Kämpfergelenk, andererseits durch das Mittलगelenk führen (Fig. 113). Es sind dies

$$\begin{aligned} &\text{für } R_1: \quad A_1 \text{ und } C_1, \\ &\text{für } R_2: \quad B_2 \text{ und } C_2. \end{aligned}$$

C_1 und C_2 werden zu einer Mittelkraft zusammengesetzt. Sie ist in Fig. 114 punktiert und in die nach den zugehörigen Kämpferpunkten a und b gerichteten Seitenkräfte C'_1 und C'_2 zerlegt. Vereinigt man in O einerseits A_1 und C'_1 , anderer-

seits B_2 und C'_2 zu je einer Mittelkraft A und B so sind damit Größe und Richtung der gesuchten Kämpferkräfte und der Mittgelenkkraft OO' gefunden.

Will man die äußeren Kräfte rechnerisch bestimmen, so verfährt man folgendermaßen. Zunächst möge der allgemeine Fall eines Dreigelenkbogens unter der Einwirkung lotrechter Lasten P behandelt werden (Fig. 115). Das Scheitelgelenk habe von den beiden Kämpfergelenken die wagerechten Abstände w_1 und w_2 und über der sie verbindenden Sehne die Höhe f . Wir denken uns die beiden Kämpferkräfte K_a bzw. K_b in je eine senkrechte Kraft A bzw. B und in eine in Richtung der Kämpfersehne wirkende Kraft $H' = H \cdot \cos \alpha = H \cdot \sec \alpha$ zerlegt. Es ist dann:

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{1}{l} \cdot \sum_0^l P(l - u); \\ B &= \frac{1}{l} \cdot \sum_0^l P \cdot u. \end{aligned} \right\} (53 a)$$

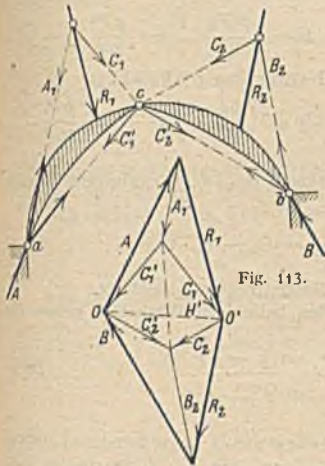


Fig. 113.

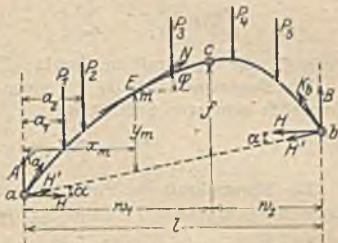


Fig. 115.

Die Kräfte A und B stimmen sonach mit den Auflagerkräften eines in gleicher Art belasteten Balkens von der Stützweite l überein. Zur Bestimmung der Größe der Kraft H ist zu beachten, daß in den Gelenken, von Bewegungswiderständen abgesehen, das Moment M gleich Null ist. Stellen wir daher in bezug auf das Scheitelgelenk c die Momentengleichung auf und bezeichnet M_c das Moment der senkrechten Kräfte auf den Punkt c bezogen, so erhalten wir $0 = M_c - H \cdot f$, woraus

$$H = \frac{M_c}{f} \quad (53 b)$$

folgt. Damit ist die wagerechte Bogenkraft des Dreigelenkbogens für beliebige lotrechte Belastung bestimmt.

Für eine gleichmäßige Vollbelastung mit p für die Längeneinheit wird

$$H_p = \frac{1}{2} \cdot \frac{p \cdot w_1 \cdot w_2}{f} \quad (53 c)$$

Nach Gl. (53a bis c) sollen einige Sonderfälle für den symmetrischen Parabelbogen (Fig. 116) mit der Achsengleichung

$$y = \frac{4}{l^2} \cdot x(l - x) \quad (54)$$

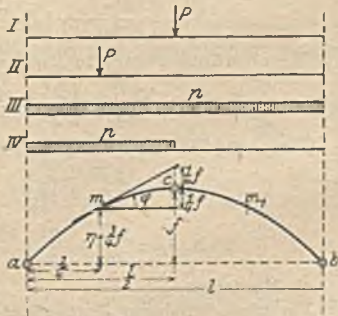


Fig. 116.

bestimmt werden. Im Viertelpunkt m der Parabel ist die Ordina $\eta = f/4$.

Einzellast P im Scheitel (Fall I):

$$\text{Für } A = B = \frac{P}{2} \quad \text{wird} \quad H = \left(\frac{P}{2} \cdot \frac{l}{2} \right) \cdot \frac{1}{f} = \frac{Pl}{4f}$$

Einzellast im Viertelpunkt m (Fall II):

$$\text{Für } A = \frac{1}{4}P; \quad B = \frac{3}{4}P \quad \text{wird} \quad H = \left(\frac{P}{4} \cdot \frac{l}{2} \right) \cdot \frac{1}{f} = \frac{Pl}{8f}$$

Gleichmäßig verteilte Volllast p (Fall III):

$$\text{Für } A = B = p \cdot \frac{l}{2} \quad \text{wird} \quad H = \frac{pl^2}{8} \cdot \frac{1}{f} = \frac{pl^2}{8f}$$

Gleichmäßig verteilte einseitige Belastung p (Fall IV):

$$\text{Für } A = \frac{3}{8}pl; \quad B = \frac{1}{8}pl \quad \text{wird} \quad H = \left(\frac{pl}{8} \cdot \frac{l}{2} \right) \cdot \frac{1}{f} = \frac{pl^2}{16f}$$

b) Querkraft.

Die senkrechte Querkraft Q in einem Punkte E des Dreigelenkbogens beträgt nach Fig. 115:

$$Q = \left(A - \sum_0^x P \right) - H \cdot \operatorname{tg} \varphi = \mathfrak{Q}_x - H \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (55a)$$

wenn \mathfrak{Q}_x die Querkraft im Punkte E des Balkenträgers bezeichnet.

Die Bogenquerkraft Q_b für einen um den beliebigen Winkel φ gegen die Lotrechte geneigten Schnitt ist

$$Q_b = \mathfrak{Q}_x \cdot \cos \varphi - H \cdot \frac{\sin(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha}. \quad (55b)$$

Die Normalkraft im Punkt m beträgt:

$$N_m = H + \mathfrak{Q} \cdot \operatorname{tg} \varphi. \quad (55c)$$

Für den symmetrischen Parabelbogen (Fig. 116) mit der Gleichung (54) ergeben sich folgende Sonderfälle.

Einzellast in der Mitte (Fall I):

$$N_m = \frac{Pl}{4f} + \frac{P}{2} \cdot \frac{2f}{l} = P \left(\frac{l}{4f} + \frac{f}{l} \right).$$

Einzellast im Viertelpunkt (Fall II):

$$N_m = \frac{Pl}{8f} + \frac{3}{4}P \cdot \frac{2f}{l} = \frac{P}{2} \left(\frac{l}{4f} + \frac{3f}{l} \right).$$

$$N_{m_1} = \frac{P \cdot l}{8f} + \frac{1}{4}P \cdot \frac{2f}{l} = \frac{P}{2} \left(\frac{l}{4f} + \frac{f}{l} \right).$$

Gleichmäßig verteilte Vollbelastung mit p (Fall III):

$$N_m = \frac{pl^2}{8f} + \left(\frac{pl}{2} - \frac{pl}{4} \right) \cdot \frac{2f}{l} = \frac{p}{2} \left(\frac{l^2}{4f} + f \right).$$

Gleichmäßige einseitige Belastung mit p (Fall IV):

$$N_m = \frac{pl^2}{16f} + \left(\frac{3}{8}pl - \frac{pl}{4} \right) \cdot \frac{2f}{l} = \frac{p}{4} \left(\frac{l^2}{4f} + f \right).$$

$$N_{m_1} = \frac{pl^2}{16} + \frac{pl}{8} \cdot \frac{2f}{l} = \frac{p}{4} \left(\frac{l^2}{4f} + f \right).$$

c) Momente.

Für einen beliebigen Bogenpunkt E mit der Höhe y über der Sehne AB berechnet sich das Angriffsmoment für Einzellasten zu

$$M_m = A \cdot x - \sum_0^x P(x - a) - H \cdot y = \mathfrak{M}_x - H \cdot y. \quad (56a)$$

Bei gleichmäßig verteilter Belastung p ergibt sich für denselben Punkt E

$$M_m = \frac{pl}{2} \cdot x - \frac{px^2}{2} - H \cdot y = M_x - H \cdot y. \quad (56b)$$

M_x bezeichnet in beiden Gleichungen das Moment im Punkte E des gleichbelasteten Balkenträgers, das aus den gegebenen Lasten zu berechnen ist.

Für halbseitige gleichmäßig verteilte Belastung ergibt sich in der belasteten Bogenhälfte

$$M_{m_1} = \frac{3}{8} pl \cdot x - \frac{px^2}{2} - H \cdot y = \frac{1}{2} p \cdot x(3l - 4x) - \frac{1}{16} \frac{pl^2}{f} \cdot y. \quad (57a)$$

in der unbelasteten Bogenhälfte

$$M_{m_1} = \frac{1}{2} pl \cdot x - \frac{1}{16} \frac{pl^2}{f} \cdot y. \quad (57b)$$

Für den symmetrischen Parabelbogen (Fig. 116) mit der Gleichung (54) ergeben sich folgende Sonderfälle:

Einzellast P im Scheitel (Fall I):

$$M_m = \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{4} - \frac{Pl}{4f} \cdot \frac{3}{4}f = -\frac{Pl}{16}.$$

Einzellast im Viertelpunkt m (Fall II):

$$M_m = \frac{1}{4}P \cdot \frac{l}{4} - \frac{Pl}{8f} \cdot \frac{3}{4}f = +\frac{3}{32}Pl,$$

$$M_{m_1} = \frac{1}{4}P \cdot \frac{l}{4} - \frac{Pl}{8f} \cdot \frac{1}{4}f = -\frac{1}{16}Pl.$$

Gleichmäßige Vollbelastung mit p (Fall III); Sämtliche Momente M_m gleich Null.

Gleichmäßige einseitige Belastung mit p (Fall IV):

$$M_m = \frac{3}{8}pl \cdot \frac{l}{4} - \frac{pl}{4} \cdot \frac{l}{8} - \frac{pl^2}{16f} \cdot \frac{3}{4}f = +\frac{pl^2}{64}.$$

$$M_{m_1} = \frac{1}{8}pl \cdot \frac{l}{4} - \frac{pl^2}{16f} \cdot \frac{1}{4}f = -\frac{pl^2}{64}.$$

12. Bewegliche Belastung bei vollwandigen Dreigelenkbogenträgern.

a) Stützkräfte.

Die wandernde lotrechte Einzellast $P = 1t$ möge auf der rechten Tragfläche des Dreigelenkbogens (Fig. 117) wirken und augenblicklich im Lastpunkt m_1 angekommen sein. Dann ergeben sich die senkrechten Stützkräfte mit Hilfe der Projektionsgleichung und einer Momentengleichung z. B. in bezug auf das Kämpfergelenk b :

$$\left. \begin{aligned} A &= P \cdot \frac{x}{l}, \\ B &= P \cdot \frac{l-x}{l}. \end{aligned} \right\} (58)$$

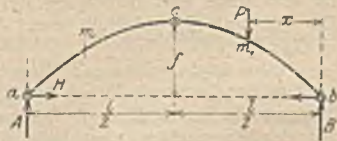


Fig. 117.

Die lotrechten Seitenkräfte der Kämpferkräfte sind demnach genau so groß wie die Auflagerkräfte bei einem Balken auf 2 Stützen von der Stützweite l . Die Momentengleichung in bezug auf das Scheitelgelenk c lautet:

$$A \cdot \frac{l}{2} - H \cdot f = 0, \quad \text{also} \quad H = \frac{P \cdot x}{2f}. \quad (59a)$$

Für $x = 0$ ist $A = 0$; $B = 1t$; $H = 0$,

„ $x = \frac{l}{2}$ „ $A = \frac{1}{2}t$; $B = \frac{1}{2}t$; $H = 1 \cdot \frac{l}{4f}$ (in t),

„ $x = l$ „ $A = 1t$; $B = 0$; $H = 1 \cdot \frac{l}{2f}$ (in t).

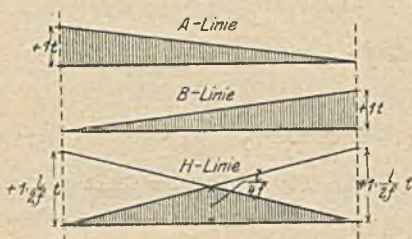


Fig. 118.

Für $x = 0$ ist $A = 0$; $B = 1t$; $H = 1 \cdot \frac{l}{2f}$ (in t),

„ $x = \frac{l}{2}$ „ $A = \frac{1}{2}t$; $B = \frac{1}{2}t$; $H = 1 \cdot \frac{l}{4f}$ (in t),

„ $x = l$ „ $A = 1t$; $B = 0$; $H = 0t$.

Die Einflußlinien der äußeren Kräfte haben demnach die in Fig. 118 dargestellte Form.

b) Querkraft.

Die senkrechte Querkraft in einem Punkte E des Dreigelenkbogens ist bestimmt nach der Gleichung (55 a):

$$Q_m = Q_m - H \cdot \operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} \varphi \left(\frac{Q_m}{\operatorname{tg} \varphi} - H \right). \quad (60)$$

Das Auftragen der Einflußlinie geschieht somit derart, daß man als Stützenlote aufträgt $s_a = +\frac{1}{\operatorname{tg} \varphi}$; $s_b = -\frac{1}{\operatorname{tg} \varphi}$. Damit erhält man die $\left(\frac{Q_m}{\operatorname{tg} \varphi}\right)$ -Fläche, von der die H -Fläche abzuziehen ist. Um den endgültigen Wert für die Querkraft zu bekommen, wird dann noch mit dem Multiplikator $\operatorname{tg} \varphi$ multipliziert (Fig. 119). Diese Einflußlinie ist für unmittelbare Lastübertragung dargestellt, für mittelbare Lastübertragung ist wieder die Querträgergerade einzuführen. Die Querkraft Q wird Null, wenn der Klammerwert Null wird, d. h. für $\operatorname{tg} \varphi = \frac{Q_m}{H}$.

Daraus folgt nachstehende Konstruktion der Belastungsscheide für die Einflußlinie der Querkraft. Durch den Kämpferpunkt a ziehe man eine Parallele zur Tangente im Punkte E an die Bogenachse, also eine Linie, welche den Winkel φ mit der Wagerechten einschließt. Diese Linie bringt man mit der Linie bc zum Schnitt; der Schnittpunkt J gibt die Belastungsscheide. Dann eine in der Lotrechten von J liegende Last erzeugt zwei Kämpferkräfte K_a und K_b , von denen K_a parallel zur Tangente im Punkte E , also in der Linie aJ wirkt. Demnach ist für die Lage dieser Last $\operatorname{tg} \varphi = \frac{Q_m}{H}$ und nach Gl. (60) $Q_m = 0$.

c) Momente.

Für die Bestimmung der Momente möge bezeichnen \mathfrak{M}_m das Balkenmoment, d. h. die Summe der lotrechten äußeren Kräfte, bezogen auf einen beliebigen Punkt E der Dreigelenkbogenachse (Fig. 119), M_m das Bogenmoment, d. h.

das Moment einer Kämpferkraft, bezogen auf den gleichen Punkt m . Dann ist das Bogenmoment bestimmt durch:

$$M_m = \mathfrak{M}_m - H \cdot y_m = y_m \cdot \left(\frac{\mathfrak{M}_m}{y_m} - H \right). \quad (61)$$

Die Ermittlung der Einflußlinie geschieht dadurch, daß man an Stelle der Einflußlinie für das Balkenmoment \mathfrak{M}_m jetzt die $\left(\frac{\mathfrak{M}_m}{y_m}\right)$ -Linie zeichnet.

von der die H -Linie abzuziehen ist. Das Bogenmoment wird Null für diejenige Lastlage, bei der der Klammerausdruck $(\mathfrak{M}_m - H \cdot y_m)$ zu Null wird, d. h. für Lagen der Last rechts vom Schnitt, wenn $A \cdot x_m - H \cdot y = 0$ oder wenn $A : H = y_m : x_m$ ist. Man verbinde a mit E , bringe diese Linie mit bc im Punkte J_1 zum Schnitt, so ist J_1 die Belastungsscheide für das Moment im Querschnitt E . Liegt die Last in J_1 , so erzeugt sie die Kämpferkräfte K_a und K_b ; für den Schnitt unmittelbar links von E geht die Kämpferkraft K_n durch den Punkt E , es ist also $A : H = y_m : x_m$. Die Ergebnisse der Einflußordinaten sind dann noch jeweils mit dem Multiplikator $\mu = y_m$ zu multiplizieren.

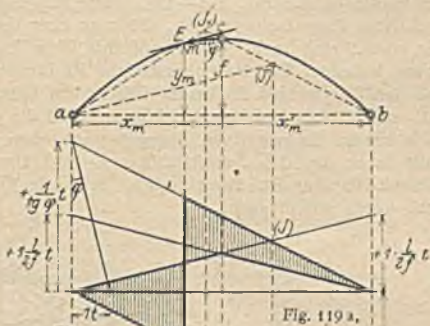


Fig. 119 a.

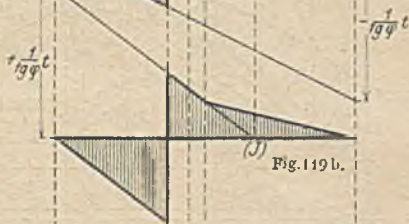


Fig. 119 b.

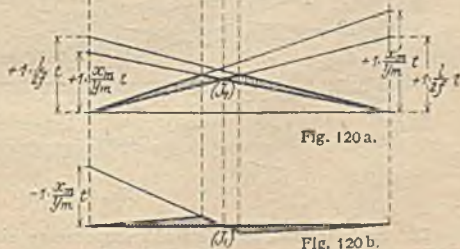


Fig. 120 a.



Fig. 120 b.

13. Ständige Belastung bei gegliederten Dreigelenkbogenträgern.

Für das Eigengewicht, wie überhaupt für ruhende Belastung, wird man auch bei gegliederten Dreigelenkbogen zunächst die Kämpferkräfte nach dem unter 11, a angegebenen Verfahren bestimmen. Hat man somit die äußeren Kräfte, d. h. sowohl die senkrechten wie wagerechten ermittelt, so bestimmt man die Stabkräfte am einfachsten mit Hilfe eines Kräfteplanes.

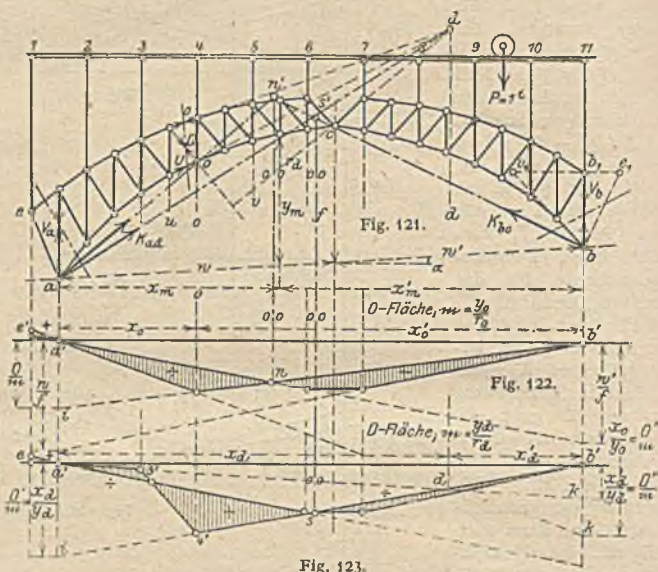
14. Bewegliche Belastung bei gegliederten Dreigelenkbogenträgern.

a) Einflußlinien der Stabkräfte unter Verwendung der Bogenkraftfläche. Für eine beliebige Stabkraft S_m folgt

$$S_m = \frac{M_m}{r_m} = \frac{y_m}{r_m} \left(\frac{\mathfrak{M}_m}{y_m} - H \right). \quad (62)$$

Der Multiplikator y_m/r_m ist in jedem Falle gegeben und rechnerisch oder zeichnerisch zu bestimmen. Das Vorzeichen von S_m bestimmt sich aus dem Vorzeichen des Klammerwertes der Gl. (62).

Wie die Einflußlinien für S_m gezeichnet und nachgeprüft werden, veranschaulichen die Fig. 121—123, worin die Flächen für O und D dargestellt sind. Das Bogenfachwerk Fig. 121 ragt über den Stützpunkt a auslegerartig vor, so daß eine im Felde 1—2 rollende Einzellast auch den Knoten e (des Auslegers) belastet. Die Bogenkraftfläche ist immer nach unten aufgetragen. Um also den Unterschied der beiden Glieder des Klammerwertes der Grundgleichung (62) unmittelbar zeichnen zu können, sind die positiven M_m -Flächen ebenfalls nach unten, die negativen dagegen nach oben aufgetragen. Im vorliegenden Falle lagen die den Schnittkräften O und U zugeordneten Momentenpunkte innerhalb der Stützweite $a b$, d. h. die M_m -Flächen waren positiv und nach unten aufzutragen.



Die Einflußlinien für die Balkenmomente sind (nach 4, A, c) dargestellt worden. Dabei wurden auf den Stützlotrechten die Strecken

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{m} \frac{x_0}{y_0} &= \frac{O'}{m}; & \frac{1}{m} \frac{x'_0}{y_0} &= \frac{O''}{m}; \\ \frac{1}{m} \frac{x_d}{y_d} &= \frac{D'}{m}; & \frac{1}{m} \frac{x'_d}{y_d} &= \frac{D''}{m} \end{aligned} \right\} \quad (63)$$

aufgetragen, weil alle Ordinaten der Einflußflächen nachträglich noch mit $m = y_0/r_0$ und $m = y_d/r_d$ zu multiplizieren sind. Die Grenzlinien der so erhaltenen Flächen für

$$\frac{M_0}{y_0} \quad \text{und} \quad \frac{M_u}{y_u}$$

schnitten sich auf der Momentenpunktlotrechten. Die durch die Vereinigung dieser Flächen mit der Bogenkraftfläche erhaltenen Lastscheidenpunkte wurden durch Lastscheidenlotrechte nachgeprüft. Diese verlaufen für die O -Fläche

durch den Schnittpunkt n' der Kämpferkräfte K_{a_0} und K_{b_0} , für die D -Fläche durch den Schnittpunkt s' von K_{a_d} und K_{b_d} .

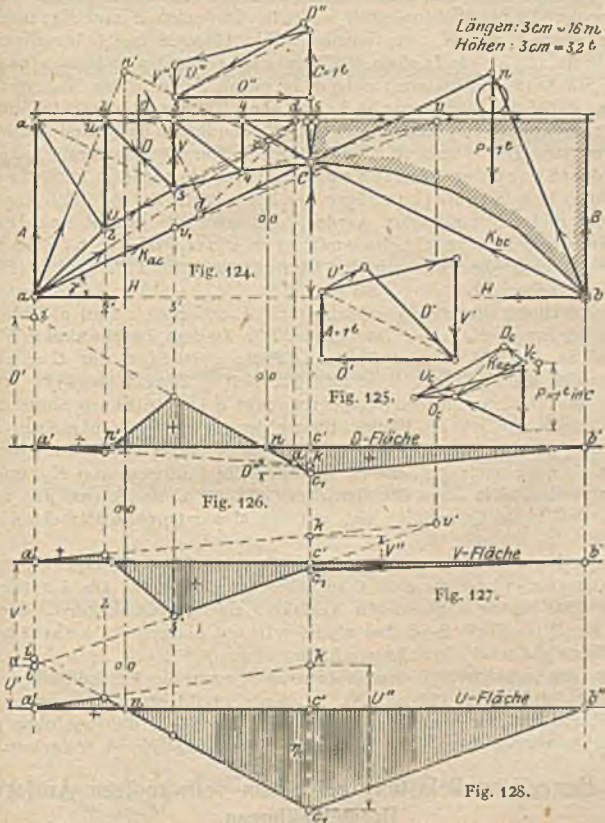
Die Grenzwerte der Stabkräfte berechnen sich aus den schraffierten Teilflächen der Einflußflächen. Für ein Eigengewicht des Trägers von g t/m und eine gleichmäßig verteilte Verkehrslast von p t/m, und wenn $\cos \alpha$ genau genug gleich 1 gesetzt wird, erhält man z. B. aus der D -Fläche

$$\text{für das Eigengewicht: } D_c = +m(f_1 - f_2)g,$$

$$\text{für die Verkehrslast: } +D_o = m f_1 p; \quad -D_c = m f_2 p,$$

wenn f_1 der Inhalt beider positiven und f_2 der Inhalt beider negativen Teilflächen bedeutet. Das gibt

$$\max +D = D_c + D_r; \quad \max -D = D_c + (-D_c). \quad (64)$$



b) Einflußlinien der Stabkräfte durch unmittelbare Darstellung der Einflußflächen. Für jede Lage der Einzellast P zwischen einer Kämpfer- und der Gelenklotrechten (Fig. 124) erfährt der nicht belastete Bogenschenkel eine in die Richtungslinie fallende Kämpferkraft (K_{a_0} oder K_{b_0}). Das ist die einzige auf den durch P nicht belasteten Teil wirkende äußere Kraft. Dazu ist sie proportional der Bogenkraft und jeder Stabkraft.

Ihr Einfluß auf eine Stabkraft S läßt sich demnach durch ein Dreieck darstellen, dessen Spitze in der Gelenklotrechten liegt. Die Einflußlinie für S ist gegeben, sobald man für die Lage von $P = 1$ in c die zugehörige Stabkraft S_c als Ordinate η_c auf der $a'b'$ in c aufträgt. So wurden in der Fig. 125 aus einem Culmann-Viereck für $P = 1$ in c die von der Kämpferkraft K_{ac} hervorgerufenen Stabkräfte U_c , V_c und D_c entnommen und als Ordinaten η_c in der Gelenklotrechten aufgetragen. Sobald die Last P — z. B. von rechts her (Fig. 124) — das Gelenk überschreitet, wirkt auf den rechten Bogensehenkel als einzige äußere Kraft die Kämpferkraft K_{bc} , die in c einen Gelenkdruck K_{bc} erzeugt, dessen alleiniger Einfluß auf eine Stabkraft S durch die Einflußlinie $b'c_1$ (Fig. 126—128) bestimmt ist. Außer K_{bc} wirkt im Stützpunkte a noch die Kämpferkraft K_a , deren Richtung von der Lage der Einzellast abhängig ist. Man zerlege nun sowohl K_a als auch K_{bc} je in zwei Seitenkräfte, von denen eine lotrecht ist und die andere in die Richtungslinie ac fällt. Das seien A und K_{ac} im Stützpunkte a , sowie C und K_{ac} im Gelenke c (Fig. 124). A und C berechnen sich aus P wie für einen einfachen Balkenträger auf den Stützen a und c .

Jede Stabkraft S wird nach obigem in einem Schnitte des Bogenteils ac , wenn man dabei den von P nicht belasteten Trägerteil betrachtet, nur von zwei äußeren Kräften beeinflusst. Das sind für den linken Trägerteil A und K_{ac} , für den rechten Teil C und K_{ac} . Der Einfluß von K_{ac} ist bereits gefunden; man addiert dazu den Einfluß von A oder C , je nachdem man den linken oder rechten Teil eines Balkenträgers ac betrachtet. Die Addition kann unmittelbar dadurch ausgeführt werden, daß man die für A gezeichnete Grenzlinie der Einflußfläche anstatt in c' im Punkte c_1 , also um η_c vergrößert, einträgt, wie es in den Einflußflächen für D , V und U (Fig. 126 bis 128) geschehen ist.

Die Grenzlinien für die Wanderung von P zwischen c und a findet man mit Hilfe der Strecken $a'i = S'$ und $c'k = S''$. Zu dem Zwecke sind in Fig. 124 oben und in Fig. 125 zwei Culmann-Pläne gezeichnet, für $C = 1t$ und $A = 1t$. Für die D -Fläche (Fig. 126) hat sich $\eta_c = c_1c'$ negativ ergeben, weil K_{ac} und D beide um den Momentenpunkt d in gleichem Sinne drehen. $a'i = D'$ ergab sich, wie die Pfeilrichtungen des zugehörigen Culmann-Planes ausweisen, positiv, war also oberhalb der $a'b'$ aufgetragen. Die Grenzlinie für A ist als ic_1 eingetragen, um die Addition des Einflusses von K_{ac} unmittelbar darzustellen. Die Lage der Grenzlinie $a'k$ für C findet sich aus der Bedingung, daß beide Grenzlinien sich auf der Momentenpunktlotrechten (in d') schneiden.

Bei der Nachprüfung muß sich die Strecke $c'k = D''$ ergeben, was aus dem Culmann-Plane für $C = 1$ zu sehen ist (Fig. 124). Die Lastscheide ist nach dem bereits angegebenen Verfahren nachgeprüft worden. Die Lastscheide für D im Felde 2—3 (bei n') ist wie bei einem Balkenträger auf den Stützen a und c nachzuprüfen.

Nach den entwickelten Grundsätzen sind auch die Einflußflächen für V und U dargestellt (Fig. 127 u. 128). $\eta_c = c_1c'$ ergibt sich auch hier negativ. Die V -Fläche hat nur eine Lastscheide im Felde 2—3, die (wie oben gesagt) nachgeprüft werden kann. Die Lastscheide der U -Fläche ist festgelegt.

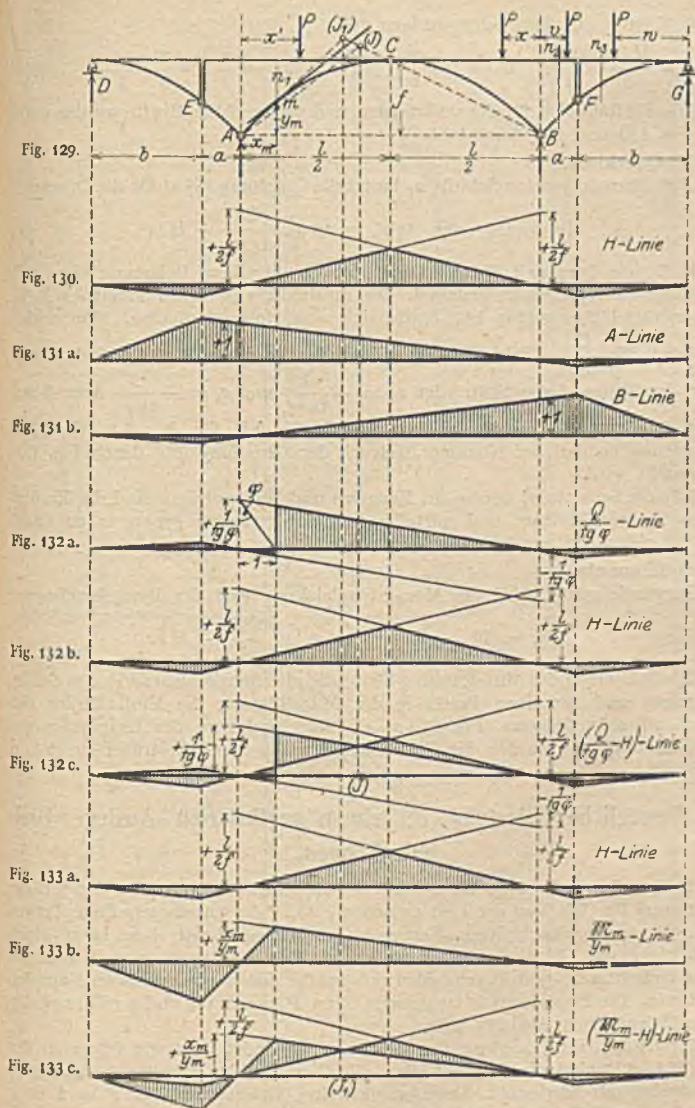
15. Bewegliche Belastung bei einem vollwandigen Ausleger-Dreigelenkbogen.

Man geht bei Ermittlung der Einflußlinien zweckmäßig von dem Dreigelenkbogen aus.

a) Stützkräfte.

1. Last P in der Mittelloffnung auf der rechten Bogenhälfte (Fig. 129):

$$A = \frac{P \cdot x}{l}; \quad B = \frac{P(l-x)}{l}; \quad H = \frac{Px}{l} \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{1}{l} = \frac{Px}{2l} \quad (65a)$$



2. Last P in der Mittelöffnung auf der linken Bogenhälfte:

$$A = \frac{P(l-x')}{l}; \quad B = \frac{P \cdot x'}{l}; \quad H = \frac{P \cdot x'}{2f}. \quad (65b)$$

3. Last P auf dem Ausleger \overline{BF} :

$$A = -\frac{P \cdot v}{l}; \quad B = \frac{P \cdot (l+v)}{l}; \quad H = -\frac{P \cdot v}{l} \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{1}{f} = -\frac{P \cdot v}{2f}. \quad (65c)$$

4. Last P auf dem Schleppträger \overline{FG} :

$$A = -\frac{P \cdot w}{b} \cdot \frac{a}{l}; \quad B = P \cdot \frac{w}{b} \cdot \frac{l+a}{l}; \quad H = -P \cdot \frac{w}{b} \cdot \frac{a}{2f}. \quad (65d)$$

Die Einflußlinien für die senkrechten und wagerechten Kräfte werden durch die Fig. 130 und 131 dargestellt.

b) Querkraft.

Für einen lotrechten Schnitt n_1 lautet die Gleichung (55 a) für die Querkraft:

$$Q_n = \mathfrak{Q}_n - H \cdot \operatorname{tg} \varphi_n = \operatorname{tg} \varphi_n \left(\frac{\mathfrak{Q}_n}{\operatorname{tg} \varphi_n} - H \right), \quad (66)$$

worin \mathfrak{Q}_n die Querkraft für unmittelbare und mittelbare Belastung eines vollwandigen Auslegerträgers bedeutet. Die Einflußlinie für einen Schnitt, z. B. n_1 , in der Mittelöffnung (Fig. 132) ergibt sich somit folgendermaßen. Man zeichne

zunächst die $\frac{\mathfrak{Q}_n}{\operatorname{tg} \varphi_n}$ -Linie für die wandernde Einzellast $P = 1$ t, indem man über der Stütze A das Stützenlot $s_a = +\frac{1}{\operatorname{tg} \varphi_n}$ und $s_b = -\frac{1}{\operatorname{tg} \varphi_n}$ über B aufträgt (Fig. 132a). Von dieser Linie ist die H -Linie für $P = 1$ t (Fig. 132b) abzuziehen, so daß der Klammerausdruck der Gleichung (66) durch Fig. 132c dargestellt wird.

Für die Schnitte n_2 und n_3 im Kragarm und Schleppträger sind die Einflußlinien für unmittelbare und mittelbare Lastübertragung genau so zu finden wie bei einem vollwandigen Auslegerträger (8, b).

c) Momente.

Zugrunde gelegt wird die Momentengleichung (61) des Dreigelenkbogens:

$$M_m = \mathfrak{M}_m - H \cdot y_m = y_m \cdot \left(\frac{\mathfrak{M}_m}{y_m} - H \right).$$

Die Einflußlinie in der Mittelöffnung bleibt die gleiche wie bisher. In den Seitenöffnungen sind für einen Punkt m der Mittelöffnung die Einflußlinien entsprechend zu verlängern (Fig. 133 a—c). Für Punkte m des Kragarmes und des Schleppträgers werden die Einflußlinien wie beim Gerberträger (nach 8, c) ermittelt.

16. Bewegliche Belastung bei einem gegliederten Ausleger-Dreigelenkbogen.

1. Von der rechten Stütze e her rolle eine Einzellast P über den Träger. Dann muß für den Lauf der Last zwischen e und f der unbelastete linke Träger teil $a f$ spannungslos bleiben. Ferner bleibt die Stützkraft A so lange gleich Null, bis P das Gelenk b überschritten hat. Die Richtungen von P und den Kämpferkräften K_f und K_g schneiden sich auf der durch e verlaufenden Kämpferkraftlinie. Die Bogenkraft H ist positiv, wenn P zwischen f und g rollt, negativ, wenn P auf einen Ausleger tritt.

2. Die Einflußflächen der Stabkräfte findet man wie folgt: In den Fig. 134—137 sind die Einflußflächen für O und D im Schnitte t_1 des linken Bogenschenkels dargestellt. Dazu wurden drei Kräftepläne, für $P = 1$ in c , f_1 und b_1 gezeichnet (Fig. 134) oben und Fig. 137).

In c haben P und K_{fc} eine Mittelkraft K_{fc} , die mit den Stabkräften S_c und O_c in c angreift. Die Kräftegruppe K_{fc} , S_c , O_c muß den beiden im Momentenpunkte o angreifenden Stabkräften U_c und D_c das Gleichgewicht halten. Deshalb muß einerseits die Mittelkraft von K_{fc} ; S_c , O_c und andererseits die Mittelkraft von U_c , D_c gleich groß sein und beide müssen in die mit m bezeichnete Gerade $o c$ fallen. Sobald S_c bestimmt ist, lassen sich die erforderlichen Kraftecke mit Hilfe einer Parallelen zur Geraden m zeichnen.

Die im Pfeilerknoten r (Fig. 134) angreifenden Kräfte S und R haben (bei jeder Lage von P) eine nach dem Kämpfergelenke f gerichtete Mittelkraft. Aus dieser Bedingung erhält man S_r , wenn man über der Kraftstrecke K_{r_c} die Parallelen zu den Richtungen von K und S zusammensetzt.

Für $P = 1$ in f_1 verschwinden die Kämpferkräfte. Es verbleibt in f nur eine lotrechte Stützkraft von der Größe P . Also erhält man S_r aus einem Dreieck, das aus den Parallelen zu den Richtungen von R und S über $P = 1$ gebildet wird. Mit Hilfe der Parallelen zur Geraden m ergeben sich dann auch O_r und D_r . Liegt $P = 1$ in b , so erhält man S_b aus dem Kraftdreiecke, das mit K_{r_b} und den Parallelen zu den Richtungen von R und S gezeichnet wird. Damit sind auch O_b und D_b gegeben. Liegt P über der Stütze g , so verschwinden die Bogenkräfte und die lotrechte Stützkraft in f . Also verschwinden auch sämtliche Stabkräfte des linken Trägeteiles zwischen a und c . Zwischen den Gelenklotrechten e und d sind die Einflußlinien Gerade.

3. Die Nachprüfung der nach obigen gezeichneten Einflußflächen erfolgt am einfachsten mit Hilfe der Lastscheiden:

Liegt K zwischen f_1 und c , so wird O gleich Null, wenn die Mittelkraft von K_r , S , U und D durch den Momentenpunkt o läuft (Fig. 134). U und D greifen bereits in o an. Also muß die Mittelkraft von K_r und S noch durch o laufen. Diese Mittelkraft hat aber eine zur Kraft R parallele Richtung. Verlängert man danach die zu R parallele Richtung von D , bis diese die S -Richtung in s schneidet, so wird die Kämpferkraft K_{r_s} durch einen Punkt t laufen, der lotrecht über der Lastscheide t' liegt.

Liegt P zwischen b und f_1 , so wird O für diejenige Kämpferkraftrichtung K_{r_k} gleich Null, für welche K_{r_c} und S_k mit der Hilfssparallelen m ein geschlossenes Kraftdreieck bilden. Man ziehe also (in Fig. 137) durch p eine Parallele zur Richtung von R , durch p' eine solche zur Hilfsgeraden m . Beide Parallelen treffen sich im Punkte m' . Wird dann die Gerade $m's'$ parallel zu S gezogen, so ist die Richtung $s'p$ parallel zur Kämpferkraft K_{r_k} , welche durch den Lastscheidepunkt h läuft.

Die Lastscheidepunkte k' und l' der D -Fläche (Fig. 136) findet man wie folgt: Man ziehe (Fig. 137) eine Parallele S_p zur S -Richtung derart, daß ihr oberes Ende in der durch p' laufenden Wagerechten zu liegen kommt. Dann bilden S_k und K_{r_c} eine Mittelkraft, die parallel zu O , also durch den in unendlicher Ferne liegenden Momentenpunkt von D läuft. Somit ist die Summe der statischen Momente aller am betrachteten Trägeteile angreifenden Kräfte in bezug auf den der Stabkraft D zugeordneten Momentenpunkt gleich Null. Demnach läuft die zu S_k gehörige Kämpferkraft K_{r_k} durch den lotrecht über h' liegenden Punkt k .

Der lotrecht über l' liegende Lastscheidenpunkt l ergibt sich aus dem Schnitte der Kämpferkraft K_{r_c} mit einer zur S -Richtung parallelen Linie l . Denn die Einflußgröße D wird (nach der Fig. 134) aus einem Kraftdreiecke gewonnen, in welchem außer D nur die beiden Kraftgrößen S und K_r vorkommen. Für eine Wanderung von P zwischen c und d wird D Null, wenn die Kämpferkraft K_r parallel zur Stabkraft S läuft. Damit ist l gegeben.

V. Vollwandiger und gegliederter durch einen Balken versteifter Dreigelenkbogenträger unter der Einwirkung von ruhenden und beweglichen Lasten.

17. Ständige Belastung bei vollwandigem durch einen Balken versteiften Dreigelenkbogenträger.

Die Bestimmung der Stützkkräfte, Querkkräfte und Biegemomente erfolgt wie beim Dreigelenkbogen.

18. Bewegliche Belastung bei vollwandigem durch einen Balken versteiften Dreigelenkbogenträger.

a) Stützkräfte.

Die zu ermittelnden äußeren Kräfte sind H, A_u, A_o, B_u, B_o (Fig. 138).1. Last P auf dem Teil rechts vom Gelenk C:

$$(A_o + A_u) \cdot l = P \cdot x'$$

$$(B_o + B_u) \cdot l = P \cdot x$$

$$\mathfrak{M}_o = \mathfrak{M}_{\text{innere}} = \frac{P \cdot x'}{l} \cdot \frac{l}{2} = (A_o + A_u) \cdot \frac{l}{2}$$

$$H = \frac{\mathfrak{M}_o}{f} = \frac{P \cdot x'}{2f}$$

$$\text{tg } \beta = \frac{A_u}{H}; \quad A_u = H \cdot \text{tg } \beta; \quad A_o = \frac{P \cdot x'}{2f} \cdot \text{tg } \beta$$

$$B_u = H \cdot \text{tg } \beta; \quad B_o = \frac{P \cdot x'}{2f} \cdot \text{tg } \beta$$

$$A_o = \frac{P \cdot x'}{l} - A_u = \frac{P \cdot x'}{l} - \frac{P \cdot x'}{2f} \cdot \text{tg } \beta; \quad A_o = P \cdot x' \left(\frac{1}{l} - \frac{1}{2f} \cdot \text{tg } \beta \right)$$

$$B_o = \frac{P \cdot x}{l} - B_u = \frac{P \cdot x}{l} - \frac{P \cdot x'}{2f} \cdot \text{tg } \beta = P - \frac{P \cdot x'}{l} - \frac{P \cdot x'}{2f} \cdot \text{tg } \beta$$

$$B_o = P - P \cdot x' \cdot \left(\frac{1}{l} + \frac{1}{2f} \cdot \text{tg } \beta \right)$$

$$H = \frac{P \cdot x'}{2f}; \quad A_u = B_u = \frac{P \cdot x'}{2f} \cdot \text{tg } \beta$$

$$A_o = P \cdot x' \cdot \left(\frac{1}{l} - \frac{1}{2f} \cdot \text{tg } \beta \right); \quad B_o = P - P \cdot x' \cdot \left(\frac{1}{l} + \frac{1}{2f} \cdot \text{tg } \beta \right) \quad (67a)$$

2. Last P auf dem Teil links von C:

$$H = \frac{P \cdot x}{2f}; \quad A_u = H \cdot \text{tg } \beta = \frac{P \cdot x}{2f} \cdot \text{tg } \beta = B_u$$

$$A_o = \frac{P \cdot x'}{l} - A_u = \frac{P \cdot x'}{l} - \frac{P \cdot x}{2f} \cdot \text{tg } \beta = P - P \cdot x \left(\frac{1}{l} + \frac{1}{2f} \cdot \text{tg } \beta \right) \quad (67b)$$

$$B_o = \frac{P \cdot x}{l} - \frac{P \cdot x}{2f} \cdot \text{tg } \beta; \quad B_o = P \cdot x \left(\frac{1}{l} - \frac{1}{2f} \cdot \text{tg } \beta \right)$$

Die Einflußlinie für H stimmt mit der überein, die für den Dreigelenkbogen gefunden wurde. Dabei sind die Punkte A_u und B_u als Kämpfergelenke und D als Scheitgeltenk für die Berechnung einzuführen. Die Einflußlinien für die äußeren Kräfte findet man aus den Gleichungen (67). Last rechts von C.

für $x' = 0$ ist $H = 0$; $A_u = B_u = 0$; $A_o = 0$; $B_o = 1$... $x = l$.. $H = \frac{l}{2f}$; $A_u = B_u = \frac{l}{2f} \cdot \text{tg } \beta$; $A_o = 1 - \frac{l}{2f} \cdot \text{tg } \beta$;

$$B_o = -\frac{l}{2f} \cdot \text{tg } \beta$$

Last links von C:

für $x = 0$ ist $H = 0$; $A_u = B_u = 0$; $A_o = 1$; $B_o = 0$... $x = l$.. $H = \frac{l}{2f}$; $A_u = B_u = \frac{l}{2f} \cdot \text{tg } \beta$; $A_o = -\frac{l}{2f} \cdot \text{tg } \beta$;

$$B_o = 1 - \frac{l}{2f} \cdot \text{tg } \beta$$



Fig. 138.



Fig. 139 a.



Fig. 139 b.

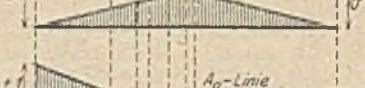


Fig. 139 c.



Fig. 139 d.

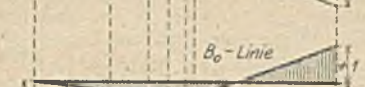


Fig. 140.



Fig. 141.

Die beiden Zweige für jede Einflußlinie schneiden sich stets auf der Lotrechten durch das Scheitलगelenk. Auf Grund dieser Ergebnisse erhalten wir die in Fig. 139 a—d dargestellten Einflußlinien. Die Lastscheide J ergibt sich wie folgt: Jede Last auf der linken Bogenhälfte erzeugt in B_u einen Kämpferdruck, der durch D gehen muß. Liegt die Last etwa bei K, so muß die Kämpferkraft von A_u aus durch den Schnittpunkt L der Last P mit R_B , der rechtsseitigen Kämpferkraft, gehen. Die Kämpferkraft R_A setzt sich aus der Stabkraft S_A des Kämpferstabes und A_o zusammen. Je weiter die Last nach rechts rollt, desto weniger weicht die Richtung der Kämpferkraft R_A von derjenigen des Kämpferstabes ab, desto kleiner wird die Seitenkraft A_o . Wenn die Last bei J liegt, so fällt die Kämpferkraft R_A mit der Richtung des Kämpferstabes zusammen, und sie übernimmt die ganzen Kämpferkraft. Damit ist ein einfacher Weg gefunden, um die Lastscheide J zu erhalten und damit die Einflußlinie für A_o und B_o zu bestimmen.

Man verlängere die Richtung des Kämpferstabes bis zum Schnitt mit der Linie $B_u D$, d. h. bis zu J, der Belastungs-

scheide, projiziere Punkt J auf die Abszissenachse der Einflußlinie. Man trage dann über dem Kämpferpunkte A_u die Kraft 1 als Ordinate auf, verbinde deren Endpunkt mit J_1 , verlängere diese Linie bis zur Scheitलगelenkabszisse; der Endpunkt der für den Scheitel gefundenen Ordinate wird mit dem Nullpunkt über dem Kämpfer B_u verbunden.

b) Querkraft.

Für einen beliebigen Querschnitt ist die Querkraft im Versteifungsbalken (Fig. 138):

$$Q = (A_o + A_u) - P - V.$$

V bedeutet die lotrechte Seitenkraft der Stabkraft des vom Querschnitt getroffenen Bogenstabes. Mit $A = A_o + A_u$ wird

$$Q = A - P - V.$$

$A - P$ ist die Querkraft für einen frei aufliegenden Balken AB ; es sei $\Omega = A - P$; so wird: $Q = \Omega - V$ und weil $V = H \cdot \operatorname{tg} \varphi$ ist

$$Q = \operatorname{tg} \varphi \left(\frac{\Omega}{\operatorname{tg} \varphi} - H \right). \quad (68)$$

Fig. 140 zeigt die Einflußlinie für Q . Der Multiplikator ist $\operatorname{tg} \varphi$. Die Lage der Lastscheide ist genau so zu finden wie beim Dreigelenkbogen (12, b).

c) Momente.

Für einen Punkt E ist das Moment am Versteifungsbalken

$$M_E = \mathfrak{M}_E - H \cdot y = y \cdot \left(\frac{\mathfrak{M}_E}{y} - H \right). \quad (69)$$

Die Ermittlung der Einflußlinie (Fig. 141) ist also genau so vorzunehmen wie beim Dreigelenkbogen, ebenso die Bestimmung der Lastscheide J_2 nach IV, 12, c.

19. Ständige Belastung bei gegliedertem durch einen Balken versteiften Dreigelenkbogenträger.

Für ruhende Belastung wird nach Ermittlung des Horizontalschubes H und der Stützkraften A_o, A_u, B_o, B_u am zweckmäßigsten ein Kräfteplan gezeichnet.

20. Bewegliche Belastung bei gegliedertem durch einen Balken versteiften Dreigelenkbogenträger.

Die Stäbe der oberen und der unteren Gurtung (Fig. 142) haben die Spannung $\pm \frac{M}{h}$, wenn M das Moment für den maßgebenden Momentenpunkt des Stabes ist. Die Einflußlinien für die Gurtstäbe werden demnach erhalten, indem man statt der Ordinaten $\frac{a}{y}$ der Fig. 141 in der Lotrechten des linken Kämpferpunktes $\frac{a}{h \cdot y}$ aufträgt. Auch die Belastungsscheide ist dieselbe wie für das zugehörige Moment. Schrägstäbe bei Versteifungsträgern mit parallelen und wagerechten Gurten. Die Spannung eines Schrägstabes Y_2 ist, wenn α der Winkel des Stabes mit der Lotrechten ist:

$$Y_2 = \frac{Q_2}{\cos \alpha} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\cos \alpha} \left(\frac{\Omega_2}{\operatorname{tg} \varphi} - H \right). \quad (70)$$

Die Einflußlinie von Q_2 stimmt also mit derjenigen von Ω_2 überein. Der Multiplikator ist $\mu = \operatorname{tg} \varphi : \cos \alpha$.

Die Stabkraft O_6 , im Felde 5—7 (Fig. 143), findet sich unter Benutzung der Bogenkraftfläche wie folgt: Es ist $O_6 = M_6/h$ oder

$$O_6 = \frac{y_6}{h} \left(\frac{\mathfrak{M}_6}{y_6} - H \right).$$

Danach ist (in Fig. 145) die O_6 -Fläche zweimal gezeichnet mit und ohne Multiplikator m . Dazu gehören die beiden Culmann-Vierecke für $P = 1$ in c und $A = 1$ (Fig. 144). In Fig. 146 ist auch noch die D_c -Fläche nach dem unmittelbaren Verfahren gezeichnet.

Für die Nachprüfung der Lastscheide n in Fig. 145 wurden die Kämpferkraftlinien benutzt. Im Punkte o des durch den Knoten 6 geführten Schnittes greift die Bögenkraft H an. Sie wird in ihrer Richtung, nach beiden

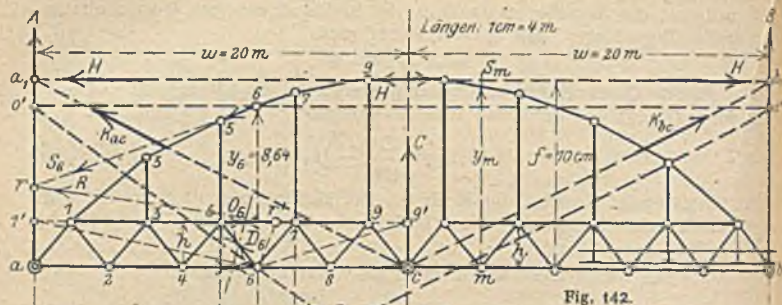


Fig. 142.

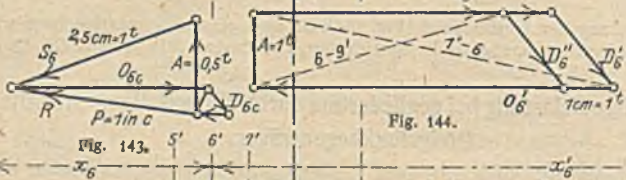


Fig. 144.

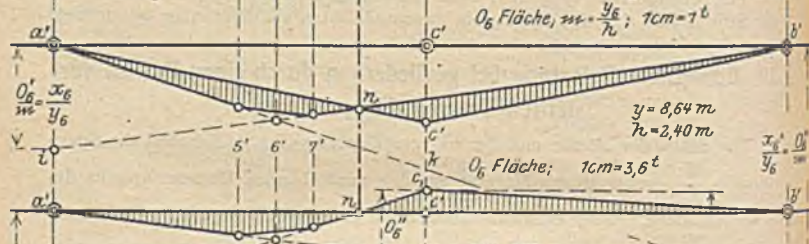


Fig. 145.

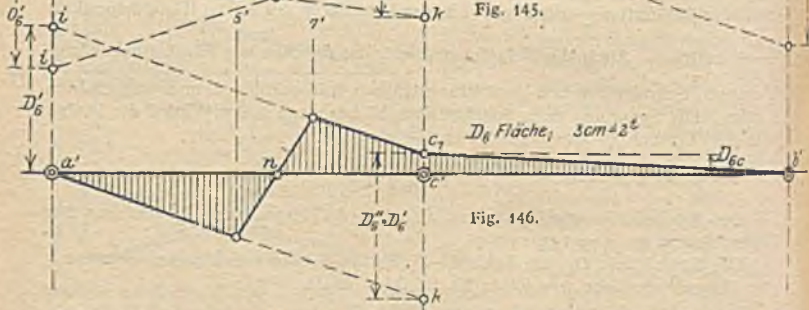


Fig. 146.

Seiten hin, wagerecht verschoben, bis sie die Richtungen der Stützkkräfte A und B in o' und o'' trifft. Falls die Mittelkraft aus H und A durch den Knoten 6 verläuft, wird $M_6 = 0$. Der rechte Trägerteil (bc) ist dann unbelastet, weshalb für einen durch das Mittelgelenk geführten lotrechten Schnitt die in b_1 angreifende Mittelkraft aus H und B durch das Gelenk c laufen muß. Für jede beliebige Lage von P zwischen a und c muß also die Mittelkraft aus H und B parallel zur Kämpferkraftlinie b_1c laufen. Die gesuchte Lastscheide geht demnach durch den Schnittpunkt l der Mittelkraftrichtungen $o'l$ und $o''l$.

4. Für $P = 1 \text{ t}$ im Gelenke c laufen die Kämpferkräfte nach den Richtungslinien $a_1 c$ und $b_1 c$. Für die Stützkräfte $A = B = 0,5 \text{ t}$ erhält man

$$H = \frac{A w}{f} = \frac{0,5 \cdot 20}{10} = 1,0 \text{ t.}$$

Damit ist im Schnittfelde auch die Bogenstabskraft S_0 gegeben. S_0 und A wurden im Punkte r (Fig. 143) zu einer Mittelkraft R zusammengesetzt, deren Richtung den Obergurt im Punkte r' trifft. Der Maßstab der Einflußflächen für O_0 ist so gewählt worden, daß deren Ordinaten gleiche Größe erhielten. Deshalb wurden die Ordinaten der unmittelbar gezeichneten O_0 -Fläche durch den Multiplikator der andern O_0 -Fläche dividiert, d. h. durch

$$m = \frac{y'_0}{h} = \frac{8,64 \text{ m}}{2,40 \text{ m}} = 3,6.$$

VI. Vollwandiger und gegliederter Hängeträger unter Einwirkung von ruhenden und beweglichen Lasten.

Da die Hängeträger grundsätzlich nichts anderes als ungekehrte Bogenträger sind, so sei auf diese hingewiesen.

VII. Die Berechnung von Formänderungen bei vollwandigen und gegliederten Tragwerken.

21. Biegelinie der Vollwandträger.

a) Analytische Ermittlung der Gleichung der Biegelinie.

Die Differentialgleichung der elastischen Linie oder Biegelinie lautet (vgl. Festigkeitslehre, S. 180)

$$EJ \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} = M.$$

Durch zweimalige Integration erhält man die Gleichung der Biegelinie in der Form

$$y = \iint \frac{M}{EJ} dx + \int U_1 dx + U_2, \quad (71)$$

wobei U_1 und U_2 feste Werte sind.

b) Zeichnerische Ermittlung der Biegelinie nach Mohr.

Darstellung der elastischen Linie als Seillinie. Die Differentialgleichung einer Seillinie für parallele stetige Lasten lautet (vgl. Mechanik, S. 133 u. 134)

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{q}{H}, \quad (72)$$

q ist die veränderliche stetige Last für die Einheit der Stablänge und H die unveränderliche Polweite des Kräftecks, das zur Darstellung der Seillinie verwendet wurde. Stellt man der Gleichung (72) die Gleichung (71) der elastischen Linie gegenüber, so folgt der Satz: Man erhält die elastische Linie eines geraden Stabes als eine Seillinie, wenn man jede Längeneinheit des Stabes entweder mit

M (oder mit $\frac{M}{J}$, oder mit $\frac{M}{EJ}$) belastet denkt und je nachdem die Polweite des Kräftecks, mit dessen Hilfe die Seillinie zu zeichnen ist, gleich EJ (oder gleich E , oder gleich der Einheit) macht.

22. Formänderungsarbeit nach Castigliano bei Vollwandträgern.

a) Formänderung eines geraden Stabes.

Wird der Einfluß der Querkraft, die bekanntlich Scherspannungen hervorruft, vernachlässigt, so ergibt sich die Beanspruchung in einem Querschnitt (s. Festigkeitslehre, S. 214)

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W},$$

wobei N die Längskraft rechtwinklig zum Schnitt wirkend und M das Biegemoment bedeutet. Der Satz von der Formänderungsarbeit nach Castigliano (s. Festigkeitslehre, S. 165) lautet

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{2} X \cdot \delta \quad (73)$$

wobei X eine Kraft bedeutet, deren Wert von Null bis zu einer bestimmten Größe wächst und δ den Weg des Angriffspunktes bezeichnet. Im allgemeinen Falle ist die Arbeit bei einem Biegemoment M und einem Drehwinkel $d\varphi$, sowie bei einer Längskraft N und einer Zusammendrückung dr bestimmt durch

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{2} \int M \cdot d\varphi + \frac{1}{2} \int N \cdot dr. \quad (74)$$

Werden die Werte für $d\varphi$ und dr nach Festigkeitslehre, S. 214 in (74) eingesetzt, so folgt:

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{2} \int \frac{M^2}{EJ} \cdot dx + \frac{1}{2} \int \frac{N^2}{EF} \cdot dx. \quad (75)$$

Im allgemeinen ist J und F veränderlich, mitunter kann z. B. bei Beton auch E veränderlich sein. Differenziert man diesen Ausdruck nach irgendeiner beliebig gewählten Kraft $P = X$, so ergibt sich

$$\delta = \frac{\partial \mathfrak{A}}{\partial X} = \int \frac{M}{EJ} \cdot \frac{\partial M}{\partial X} \cdot dx + \int \frac{N}{EF} \cdot \frac{\partial N}{\partial X} \cdot dx. \quad (76)$$

b) Temperaturänderung.

Die Temperatur ist unabhängig vom Moment und von der Längskraft. Sie bewirkt aber zweifellos Formänderungen, wobei sich die Zusammendrückungen dr und die Drehwinkel $d\varphi$ ändern. In der oberen Faser möge eine Temperaturerhöhung oder Temperaturerniedrigung von t_o eintreten; in der unteren Faser desgleichen von t_u ; in der Nulllinie von t_m . Wird angenommen, daß die Querschnitte nach der Verbiegung eben bleiben, so beträgt die Temperaturerhöhung in irgendeiner Faser im Abstand v über der Nulllinie (Fig. 148)

$$t = t_m + v \cdot \text{tg} \beta,$$

wobei

$$\text{tg} \beta = \frac{t_o - t_u}{h} \text{ ist, oder}$$

$$t = t_m + v \cdot \frac{t_o - t_u}{h}.$$

Somit ist die Verdrehung um den Winkel $d\varphi_t$,

$$d\varphi_t = \frac{\alpha(t_o - t_u)}{h} \cdot dx,$$

wenn α die Ausdehnungsziffer des Baustoffes bedeutet. Weiter ist

$$dr_t = \alpha \cdot t_m \cdot dx.$$

Somit ergibt sich die Formänderungsarbeit für die Temperatur zu

$$\mathfrak{A}_t = \int M \cdot d\varphi_t + \int N \cdot dr_t = \int M \cdot \frac{\alpha(t_o - t_u)}{h} dx + \int N \cdot \alpha \cdot t_m \cdot dx. \quad (77)$$



Fig. 147.



Fig. 148.

23. Prinzip der virtuellen Verschiebungen nach Mohr.

a) Die Sätze von der gedachten Formänderungsarbeit. Bezeichnen $P_a, P_b, P_c, \dots, P_m$ Kräfte, unter deren Einwirkung ein Molekül, ein Punkt, ein Körper oder eine Gruppe von Körpern sich im Gleichgewicht befinden; ferner $v_a, v_b, v_c, \dots, v_m$ unendlich kleine Verschiebungen, die bei irgendeiner gedachten möglichen Längenänderung die Angriffspunkte jener Kräfte erfahren können, so muß bei jeder Lagenänderung die Arbeitssumme der Kräfte gleich Null sein.

Bezeichnet man die in der Richtung einer Kraft P genommenen Verschiebungen mit δ und deutet durch die Schreibweise \bar{P} an, daß die P von den δ unabhängig sind, so erhält man den obigen Satz in der Gestalt

$$\sum \bar{P} \delta = 0. \quad (78)$$

Die δ brauchen dem Elastizitätsgesetz nicht unterworfen zu sein.

Für einen Körper oder eine Körpergruppe, die unter der Einwirkung von äußeren Kräften \bar{P} und den dadurch verursachten inneren Kräften \bar{S} im Gleichgewicht steht, erhält man die Gleichung (Trägerlehre 5, f)

$$\sum \bar{P} \delta - \sum \bar{S} (\Delta s_1 + \Delta s_2) = 0.$$

Darin ist \bar{S} eine zwischen den Molekülen 1 und 2 zweier Nachbarquerschnitte (Fig. 149) tätige positiv oder negativ gerichtete innere Kraft. Δs_1 und Δs_2 sind die elastischen Verschiebungen der Punkte 1 und 2 in der Richtung von \bar{S} . Für $\Delta s_1 + \Delta s_2 = \Delta s$ gibt das

$$\sum \bar{P} \delta = \sum \bar{S} \Delta s. \quad (79)$$

In Worten: Im Falle des elastischen Gleichgewichts ist die gedachte Arbeit der äußeren Kräfte ebenso groß wie diejenige der inneren Kräfte.

Unter den äußeren Kräften \bar{P} sind auch die durch diese hervorgerufenen Stützkkräfte einbegriffen. Deren Arbeit verschwindet, wenn (wie gewöhnlich) Stützpunkte vorausgesetzt werden, die in der Richtung der zugehörigen Stützkraft unverschieblich sind. In Ausnahmefällen, wo etwa elastische Verschiebungen von Stützpunkten in Frage kämen, können diese als Längenänderungen entsprechend angeordneter Stützstäbe (Trägerlehre 2) eingerechnet werden.

Die \bar{P} und \bar{S} bilden eine gedachte, willkürlich zusammengesetzte Gleichgewichtsgruppe, die von den δ und Δs unabhängig ist und worin \bar{P} fortan „die gedachte Belastung“ genannt werden soll. δ und Δs sollen „die wirklichen Verschiebungen“ genannt werden. Diese sind insofern voneinander abhängig, als beide durch eine gleiche Ursache, z. B. durch Temperaturänderungen oder durch eine beliebige Gleichgewichtsgruppe \bar{P}, \bar{S} hervorgerufen werden. In besonderen Fällen kann an die Stelle der gedachten Gruppe \bar{P}, \bar{S} die Gruppe \bar{P}, \bar{S} treten, von welcher die wirklichen Verschiebungen verursacht werden.

Besteht die gedachte Belastung aus einer Lasteinheit, so folgt

$$1 \cdot \delta = \sum \bar{S} \cdot \Delta s. \quad (80)$$

Für eine Momenteneinheit bedeutet δ den zugehörigen Verdrehungswinkel in Bogenmaß. Durch Division mit der Krafteinheit erhält man

$$\delta = \sum \bar{S} \Delta s,$$

wobei \bar{S} eine unbenannte Zahl vorstellt.

b) Bezeichnung von Verschiebungen und ihren Ursachen. Eine Verschiebung δ wird mit einem Doppelzeiger versehen. Der erste Buchstabe des

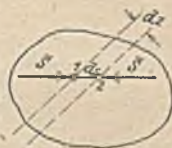


Fig. 149.

Zeigers nennt den Ort, der zweite die Ursache der Verschiebung. Danach bedeutet δ_{kr} : Verschiebung des Punktes k durch eine Ursache in r .

Um verschiedene Ursachen einer Verschiebung kurz und klar auszudrücken, führt man sog. Kräfteinheiten ein: Die Kräfteinheit der Verschiebung eines Punktes, eines Punktepaars, der Verdrehung einer Geraden, der Winkeländerung zwischen einem Geradenpaare u. dgl. m. Für solche Kräfteinheiten bedeutet z. B. δ_{kr} : Verschiebung des Punktes k , verursacht durch eine Kräfteinheit im Punkte r .

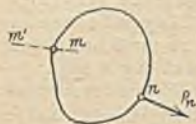


Fig. 150.

Ferner bedeutet (mit Bezug auf Fig. 150) $\delta_m = P_n \delta_{mn}$: Verschiebung des Punktes m in der beliebigen Richtung mm' , verursacht durch die in n angreifende Kraft P_n .

Eine unter dem Einflusse der Einzellastengruppe $P_a, P_b \dots P_r$ bewirkte Verschiebung eines Punktes c ist mit

$$\delta_c = P_a \delta_{ca} + P_b \delta_{cb} + P_r \delta_{cr} + \dots + P_m \delta_{cm} + \dots + P_r \delta_{cr}$$

anzuschreiben.

c) Die Gegenseitigkeit der Verschiebungen (Satz von Maxwell).

1. Begreift man allgemein unter Verschiebungen sowohl Punktverschiebungen als auch Verlängerungen oder Verdrehungen von Geraden und bedeuten „Eins“ die in m und n angreifenden Kräfteinheiten, so ist für Fachwerke

$$1 \cdot \delta_{mn} = \sum S_m S_n k, \quad (81a)$$

wenn S_m und S_n diejenigen Stabkräfte vorstellen, die je durch eine Kräfteinheit verursacht werden, und zwar

$$\begin{array}{l} S_m \text{ durch die Kräfteinheit in } m \\ S_n \text{ „ „ „ „ „ „ „ „ } \\ S_n \text{ „ „ „ „ „ „ „ „ } \end{array}$$

und wenn k das gegebene Dehnungsvermögen (Festigkeitslehre, S. 158) jedes Stabes bedeutet. Ebenso ist.

$$1 \cdot \delta_{nm} = \sum S_n S_m k. \quad (81b)$$

Daraus folgt der Satz von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen

$$\delta_{mn} = \delta_{nm}. \quad (82)$$

in Worten: Die in der Richtung mm' erfolgende Verschiebung von m , verursacht durch die in der Richtung nn' wirkende Kräfteinheit in n , ist ebenso groß wie die in der Richtung nn' erfolgende Verschiebung von n , verursacht durch die in der Richtung mm' wirkende Kräfteinheit in m .

2. Betti gibt die Beziehungen zwischen je zwei elastischen Formänderungen eines Fachwerkes in der allgemeinsten Form:

„Wenn p und q zwei gleich gegliederte und gestützte Fachwerke sind, von denen das erste die Lastgruppe P und das zweite die Lastgruppe Q trägt, so leistet die Lastgruppe P bei der Belastung des Fachwerkes q eine ebenso große gedachte Arbeit wie die Lastgruppe Q bei der Belastung des Fachwerkes p .“

24. Biegelinien der Fachwerke.

a) Allgemeines. Die aus irgendeiner Ursache entstehende Stablängenänderung Δs berechnet sich aus

$$\Delta s = S \frac{s}{EF} = S k,$$

worin k das Dehnungsvermögen (Festigkeitslehre, S. 158) vorstellt. Die aus den Δs ermittelten Verschiebungen sind sehr kleine elastische Größen und lassen

sich nur mit Hilfe von besonderen Hilfsmitteln genau genug darstellen. Aus dem gesamten Formänderungsbilde eines Fachwerkes entnimmt man in der Regel nur diejenigen gebrochenen Linien, als welche sich die Gurte darstellen. Das sind die Biegelinien. Gewöhnlich werden nur die in lotrechter Richtung erfolgenden Knotenverschiebungen — Senkungen genannt — dargestellt, obwohl jeder Knoten sich im allgemeinen in beliebiger Richtung verschieben kann. Um nach erfolgter Formänderung die wirkliche Lage eines Knotens zu bestimmen, muß man zwei Biegelinien, jede für eine andere feste Verschiebungsrichtung, zeichnen.

Neben den Biegelinien werden Pläne gebraucht, in denen man jeden wirklichen Knotenweg unmittelbar erhält. Das sind Verschiebungspläne. Aus ihnen können beliebige Biegelinien abgeleitet werden. Biegelinien und Verschiebungspläne dienen hauptsächlich für die Berechnung statisch unbestimmter Träger.

b) Längenänderungen der Gurtstäbe.

1. In einem unmittelbar und beliebig belasteten Fachwerke seien allein die Gurtstäbe elastisch, während die Wandstäbe starr bleiben. Dann erhält man den Einfluß der elastischen Dehnung eines der Gurtstäbe (nach 23 a) für die lotrechte Senkung y_m des dem betrachteten Stabe gegenüberliegenden Knotens m (Fig. 151) aus der Arbeitsgleichung

$$1_m \cdot y_m = S_m \Delta s_m \tag{83 a}$$

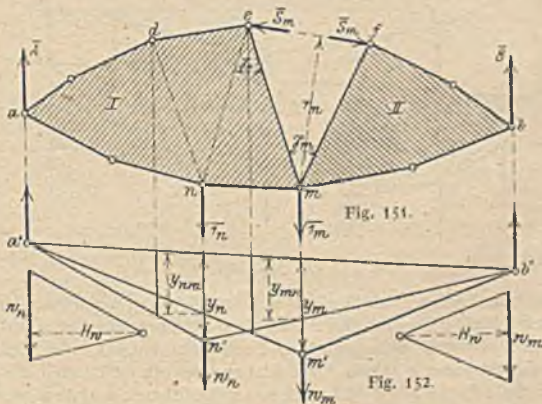


Fig. 151.

Fig. 152.

Das von der Krafteinheit 1_m erzeugte Moment M_m berechnet sich mit

$$M_m = \bar{S}_m \cdot r_m.$$

Zu bestimmen ist die Größe einer im Knoten m anzubringenden lotrechten, sog. elastischen Kraft w_m , deren Moment nicht etwa gleich $\bar{S}_m \cdot r_m$, sondern vielmehr gleich $\bar{S}_m \cdot \Delta s_m$ ist. Man erhält sie nach (83 a) aus der Bedingung $w_m : 1 = (\bar{S}_m \cdot \Delta s_m) : (\bar{S}_m \cdot r_m)$, also zu

$$w_m = \frac{\Delta s_m}{r_m} \tag{83}$$

Zeichnet man mit Hilfe eines Kräftecks (Fig. 152), in welchem die Kraftlinie gleich w_m , die Polweite $H_w =$ „Eins“ gemacht wird, ein Seileck $a' m' b'$, so stellt dessen Ordinate y_m die gesuchte Senkung y_m des Knotens m dar. Das Seileck $a' m' b'$ ist die Einflußlinie der Senkung des Knotens m für

eine wandernde Einzellast w_m . Für irgendeinen zweiten Gurtstab, der z. B. dem Knoten n gegenüberliegt, erhält man die elastische Kraft

$$w_n = \frac{\Delta s_n}{r_n}.$$

Denkt man sich nacheinander alle Gurtstäbe elastisch werden, so erhält man eben so viele Seilecke, und auf irgendeiner Ordinate, z. B. auf y_m , findet man dann alle Strecken abgeschnitten, deren Summe die Gesamt-senkung δ_m des Knotens m unter der gegebenen wirklichen Trägerbelastung darstellt. Die Summierung dieser Teilstrecken erfolgt gemeinsam für alle Gurtknoten:

Man bringe in jedem Gurtknoten (I bis i) die zugehörige elastische Kraft (w_1 bis w_i) an und zeichne zwischen den Kraftrichtungen ein Seileck, dessen Seiten den Strahlen eines Kräftecks parallel laufen, in welchem die Kraftlinie die Summe der aufeinanderfolgenden Kräfte w_1 bis w_i darstellt und die Polweite gleich „Eins“ ist.

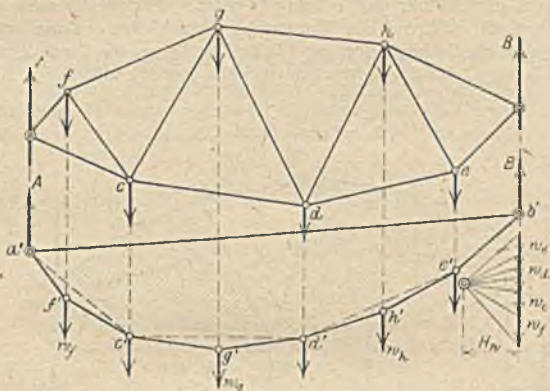


Fig. 153.

Dies Seileck und seine Schlußlinie $a' b'$ (Fig. 153) begrenzen eine Momentenfläche, die gleichzeitig Biegefläche ist, insofern als irgendeine ihrer Ordinaten δ_g , die bei unmittelbarer Belastung des Fachwerks entstehende Senkung des zugehörigen Gurtknotens g angibt. Das untere Seileck ist danach die gesuchte Biegelinie. Soll diese für den Lastgurt gezeichnet werden, so ändern sich die Senkungen in den Querträgerlotrechten nicht und zwischen zwei Querträgerknoten ist die Biegelinie eine Gerade. Macht man die Polweite gleich H_w , so gibt die Biegefläche jede Knotensenkung in einer Vergrößerung $t : H_w$, wenn die Stablängen in t -facher Verkleinerung gezeichnet worden sind.

2. Aus den bekannten Beziehungen findet man für eine elastische Kraft

$$w = \frac{\Delta s}{r} = \frac{S \cdot s}{E F \cdot r^2} = \frac{M}{r} \cdot \frac{k}{r}. \quad (84)$$

Darin ist M das Moment der beliebigen Belastung, bezogen auf den zugeordneten Momentenpunkt. Für einfache Träger sind daher alle w positiv, d. h. lotrecht nach unten gerichtet. Für zusammengesetzte Fachwerke wird eine elastische Kraft negativ, wenn das auf den zugeordneten Momentenpunkt des betrachteten Gurtstabes bezogene Moment M negativ ist.

Der Einfluß der Gurtlängenänderungen auf die Formänderung überwiegt denjenigen der Wandstablängenänderungen.

c) Längenänderungen der Wandstäbe.

1. Nur ein einziger Wandstab sei elastisch und der Untergurt sei Lastgurt (Fig. 154). Für die Senkung y_c im Untergurtnoten c erhält man die Arbeitsgleichung

$$\bar{1}_c \cdot y_c = \bar{S} \cdot \Delta s$$

und daraus die elastische Kraft

$$w_1 = \frac{\Delta s}{r} = \pm \frac{M k}{r^2}$$

Die Einflußfläche der Senkung y_c für eine wandernde Einzellast w_1 ist danach gegeben (Fig. 154). Sie wird in gleicher Weise gezeichnet wie die Einflußfläche des Momentes M oder der Stabkraft S .

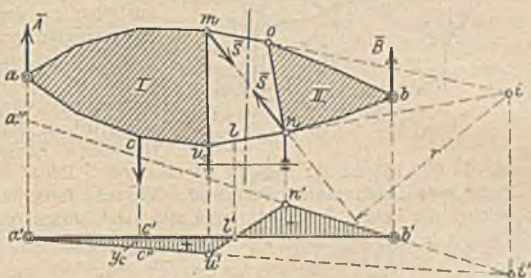


Fig. 154.

2. Ob der zugeordnete Momentenpunkt i einer Stabkraft S außerhalb oder innerhalb der Stützpunkte a und b zu liegen kommt, in jedem Falle empfiehlt es sich, eine elastische Kraft w in zwei ihr gleichwertige Ersatzkräfte zu zerlegen, von denen eine im Knoten u , die andere im Knoten n des

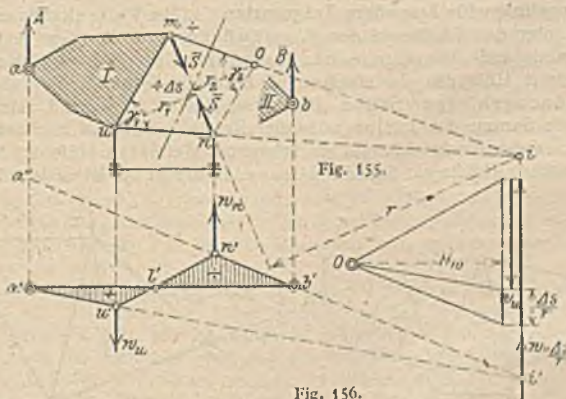


Fig. 155.

Fig. 156.

Schnittfeldes angreift. Aus den Gleichgewichtsbedingungen erhält man mit Bezug auf die Fig. 155:

$$w_u = \frac{\Delta s}{r_1} = \pm \frac{M k}{r_1 r} \quad w_n = \frac{\Delta s}{r_2} = \mp \frac{M k}{r_2 r} \quad (85)$$

und daraus

$$\frac{1}{r} = \pm \frac{1}{r_1} \mp \frac{1}{r_2}$$

r_1 und r_2 sind zwei Senkrechte (Fig. 156), von denen r_1 von u aus, r_2 von v aus auf die Richtung des Schnittstabes gefällt werden. o ist der Schnittpunkt einer Parallelen aus n zum Stabe um und der Geraden mi .

Graphisch erhält man die Ersatzstücke w_u und w_n aus dem Kräftecke, das zur Einflußfläche der Senkung gehört, ganz gleich in welchem Maßstabe diese gezeichnet worden ist. Das wird durch die Fig. 156 und 157 veranschaulicht.

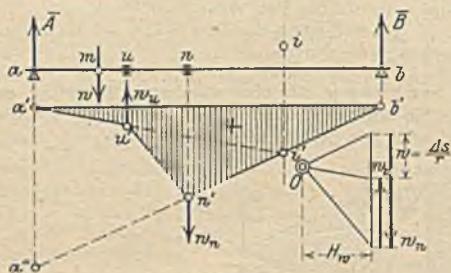


Fig. 157.

3. Die Vorzeichen der Ersatzkräfte bestimmt man am einfachsten unmittelbar aus der Bewegung der zwangsläufigen Kette des Vierecks $umon$ (Fig. 154). Dabei ist das bekannte Vorzeichen der aus der wirklichen Belastung herrührenden Längenänderung

Δs maßgebend. In Fig. 154 ist Δs negativ angenommen. Denkt man sich die zwei dem Lastgurt gegenüberliegenden Punkte des Vierecks festgehalten, so erkennt man, welcher der beiden Lastgurtknoten sich nach unten (positiv) oder nach oben (negativ) bewegt.

w_u und w_n haben stets verschiedene Vorzeichen. Es ist

$$\text{für fallende Stäbe: } w_u = -\frac{\Delta s}{r_1}; \quad w_n = +\frac{\Delta s}{r_2} \quad (87)$$

$$\text{für steigende Stäbe: } w_u = +\frac{\Delta s}{r_1}; \quad w_n = -\frac{\Delta s}{r_2} \quad (88)$$

wobei Δs mit seinem Vorzeichen einzusetzen ist.

d) Biegelinien für besondere Trägerarten. 1. Bei Vieleckträgern erhält man die unter den Einflüssen der Formänderungen der Gurte und der Wand entstehende Biegelinie des Lastgurtes für eine gegebene Trägerbelastung mit Hilfe der elastischen Kräfte für jedes Schnittfeld und für alle dazugehörigen Stäbe. Darauf stellt man für jeden Lastknoten die algebraische Summe der dort angreifenden Kräfte w fest und zeichnet schließlich zwischen den Krafrichtungen (in bekannter Weise) mit Hilfe des Kräftecks aller elastischen Kräfte ein Seileck. Dieses ist die gesuchte Biegelinie.

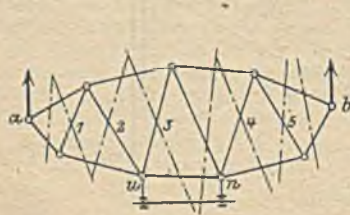


Fig. 158.

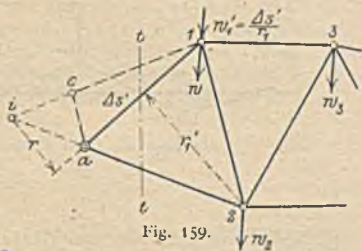


Fig. 159.

Auf die beiden Lastknoten eines Feldes (un in Fig. 158) entfallen die Ersatzkräfte w von 6 Wandstäben: für die Stäbe 1 und 2 je ein elastisches Gewicht auf Knoten u , für die Stäbe 4 und 5 je eins auf Knoten n , während für den Stab 3 und den unbezeichneten Stab das eine elastische Gewicht in u , das andere in n angreift.

Ist kein Ständer vorhanden (Fig. 159), so denke man sich an einen der Gurtstäbe zwei starre Stäbe $a-c$ und $1-c$ geschlossen, von denen der erste parallel zu $1-2$ läuft. Dann erhält man durch den Ritterschnitt 11

$$w_1 = \frac{\Delta s'}{r'}$$

Wäre der Stab ac als Endständer vorhanden, so erzeugt eine in dem Untergurtnoten angreifende Last im Ständer und jedem dort anstoßenden Obergurtstabe keine Spannungen, diese Stäbe sind also für die Biegelinie des Untergurtes ohne Einfluß. Die Biegelinie des Obergurtes zeichne man zuerst so, als ob beide Ständer starr wären. Dann lege man die Schlußlinie der Biegefläche derart fest, daß die Senkung der Obergurtendknoten gleich der elastischen Längenänderung der zugehörigen Endständer ausfällt.

2. Bei Ständerfachwerken zeichne man, wenn man den Einfluß der Wandstäbe mit berücksichtigen will, zuerst die Biegelinie desjenigen Gurtes, der in den Stützpunkten endigt. Die Biegelinie des anderen Gurtes findet man dann aus den elastischen Längenänderungen der Ständer, durch welche die gegenseitige Verschiebung der Ständerknoten bedingt ist.

3. Bei Parallelträgern von der Höhe h ist

$$w = \frac{\Delta s}{h} = \frac{S h}{r} = \frac{Q h}{r \cos \alpha} \quad (89)$$

Die elastischen Kräfte eines Schnittfeldes sind (abgesehen von ihrem verschiedenen Vorzeichen) gleich groß. Sie bilden für jeden Wandstab ein Kräftepaar, das einer unendlich kleinen, in unendlich großer Ferne wirkenden elastischen Kraft gleichwertig ist.

e) **Biegelinien für beliebige, nicht lotrechte Verschiebungsrichtungen.**

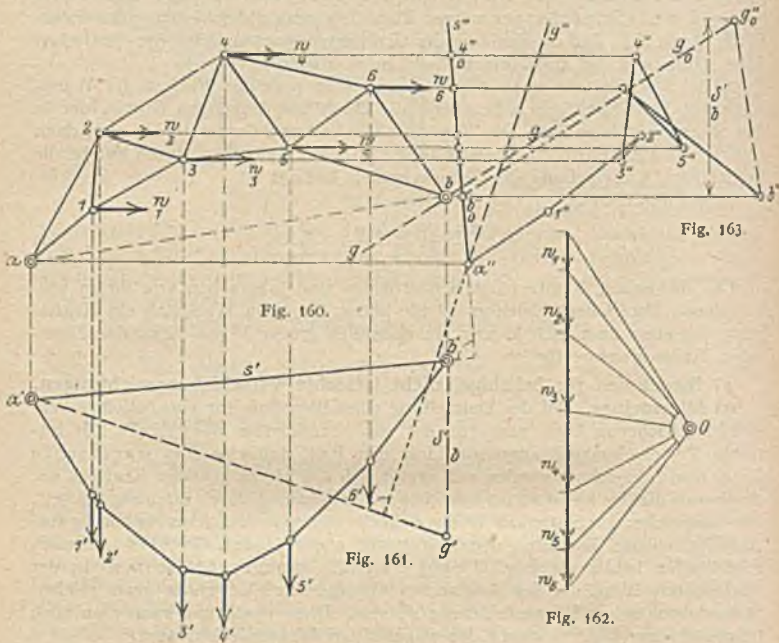
α) **Allgemeines.** Bei der Darstellung einer Biegelinie für eine beliebige Verschiebungsrichtung kann man von der sog. lotrechten Biegelinie (für lotrechte Verschiebungen) ausgehen. Für den Fall, daß eine sog. wagerechte Biegelinie gezeichnet werden soll, ergibt sich das hierzu gehörige Krafteck der elastischen Kräfte aus dem für lotrechte w gezeichneten durch Drehung um 90° . Die entsprechenden Seiten der beiden Seilecke stehen demnach rechtwinklig aufeinander, ebenso die durch den Stützpunkt a des festen Gelenkes laufenden Schlußlinien beider Gebilde. Liegen Gurtstäbe wagerecht, so muß in der wagerechten Biegelinie der wagerechte Abstand der Endpunkte eines solchen Stabes gleich seiner Längenänderung Δs sein. Diese Beziehung kann man auch umgekehrt zur Darstellung der wagerechten Biegelinie benutzen.

Sucht man nicht die Biegelinie für lotrechte und wagerechte Verschiebungen, sondern in beliebigen Richtungen, die den Winkel ψ miteinander einschließen, so hat man auch die Kräfte w in diesen Richtungen anzunehmen und die Schlußlinien der beiden Biegeflächen müssen den Winkel ψ miteinander bilden.

β) **Eine wagerechte Biegelinie.** In den Fig. 160—163 ist eine wagerechte Biegelinie für den Obergurt eines Sichelfachwerks dargestellt, wobei zuerst der Stützpunkt b (Fig. 160) wagerecht beweglich angenommen worden ist. Fig. 161 stellt die lotrechte, Fig. 163 die wagerechte Biegelinie dar, Fig. 162 das für beide benutzte Krafteck der lotrecht gerichteten w . Wie man die beiden Schlußlinien der Biegelinien findet, wenn sich der Stützpunkt b auf einer schrägen Gleitbahn gg verschiebt, ist in Fig. 160 gestrichelt angegeben.

Die Reihenfolge der elastischen Kräfte, so wie sie durch die Knotennummern angegeben wird, muß beim Zeichnen der Seilecke innegehalten werden. Ist b''_0 die wagerechte Projektion des Stützpunktes b auf die durch a'' laufende (zur Schlußlinie $a'b'$ senkrecht stehende) Schlußlinie $a''s''$, so ist die wagerechte Verschiebung des Stützpunktes b gleich $b''_0 - b''$, ferner die Verschiebung des Knotens 4 gleich $4''_0 - 4''$.

Ist die Gleitbahn des Punktes b in der Geraden gg (Fig. 160) geneigt, so ziehe man zur bg eine Parallele g_0 durch den Punkt b'_0 (Fig. 163); ferner durch b'' eine Senkrechte zur Stützpunktlinie ab , welche die vorige Parallele im Punkte g'_0 schneiden möge. Dann ist die lotrechte Projektion der Senkrechten $b''g''$ gleich der lotrechten Verschiebung δ'_b des Stützpunktes b nach a aufwärts. Macht man also in der lotrechten Biegefläche (Fig. 161) $b'g' = \delta_b$ (abwärts), so ist $a'g'$ ihre Schlußlinie und somit ist die Schlußlinie der wagerechten Biegefläche eine durch a'' zur $a'g'$ gezogene Senkrechte $a''g''$.



γ) Rechnerische Bestimmung einer Stützpunktverschiebung. Die Verschiebung δ_b von b in der Richtung ab ist

$$\delta_b = \sum w y, \tag{90}$$

wenn y den Hebelarm einer w -Kraft in bezug auf die ab vorstellt. Ist die Polweite des Kräftecks der elastischen Kräfte gleich H_n , so ist

$$\delta_b = \frac{\sum w y}{r_{1n}}. \tag{91}$$

In ähnlicher Weise kann man auch irgendeine zur Abszisse a gehörige Ordinate η einer lotrechten Biegelinie rechnerisch darstellen. Man erhält

$$\eta = A_w \cdot a - \sum_n w(a-x) = \frac{a}{l} \sum_n w(l-x) - \sum_n w(a-x). \tag{92}$$

25. Biegelinien elastischer Stabzüge.

a) Elastische Kräfte.

1. In einem beliebigen Stabzuge seien lm und mn zwei aufeinanderfolgende Stäbe (Fig. 164); ferner

$$\Delta s_m, \Delta s_{m+1}; \varphi_m, \varphi_{m+1};$$

Längenänderungen und Neigungswinkel der Stäbe, die Winkel gegen eine durch das linke Stabende gelegte Waagrechte gemessen,

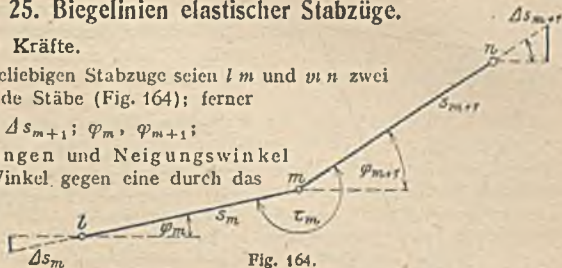


Fig. 164.

$$\tau_m, \Delta \tau_m:$$

unterer Randwinkel des Knotens m und die Änderung dieses Winkels.

Bei gleichzeitiger Wirkung von $\Delta \tau_m, \Delta s_m$ und Δs_{m+1} berechnet sich die im Knoten m anzubringende, lotrecht gerichtete elastische Kraft w_m aus

$$E w_m = +E \Delta \tau_m + \sigma_{m+1} \operatorname{tg} \varphi_{m+1} - \sigma_m \operatorname{tg} \varphi_m. \tag{93}$$

2. Die Randwinkeländerung $\Delta \tau_m$ ist aus den Winkeländerungen eines Dreiecks abc (Fig. 165) zu berechnen. Sind $\sigma_a, \sigma_b, \sigma_c$ die Spannungen in den Stäben der Länge s_a, s_b, s_c , die den Ecken a, b, c und den dortigen Winkeln α, β, γ gegenüber liegen, so erhält man für irgendeinen dieser Winkel z. B. für a graphisch die Winkeländerung

$$\Delta \alpha = \frac{\Delta s_a}{r_a} - \frac{\Delta s_b}{r_b} - \frac{\Delta s_c}{r_c}, \tag{94}$$

worin r_a, r_b, r_c drei durch a verlaufende Hilfsgerade vorstellen, die der Reihe nach auf s_a, s_b, s_c senkrecht stehen. Rechnerisch erhält man daraus:

$$E \Delta \tau_m = (\sigma_a - \sigma_c) \operatorname{cotg} \beta - (\sigma_a - \sigma_b) \operatorname{cotg} \gamma. \tag{95}$$

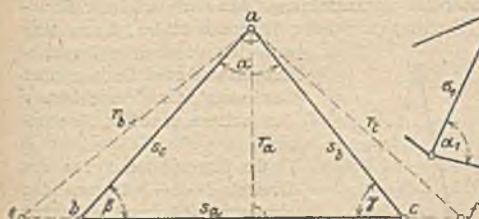


Fig. 165.



Fig. 166.

Die Winkel der cotg sind zwischen den zugehörigen σ eingeschlossen. Für den Randwinkel τ_m des Untergurtes im Fachwerk erhält man (Fig. 166)

$$\begin{aligned} E \Delta \tau_m &= E(\Delta \alpha_2 + \Delta \alpha_4 + \Delta \alpha_2) \\ &= (\sigma_1 - \sigma_3) \operatorname{cotg} \alpha_3 - (\sigma_1 - \sigma_2) \operatorname{cotg} \alpha_1 \\ &\quad + (\sigma_4 - \sigma_6) \operatorname{cotg} \alpha_6 - (\sigma_4 - \sigma_2) \operatorname{cotg} \alpha_5 \\ &\quad + (\sigma_7 - \sigma_8) \operatorname{cotg} \alpha_8 - (\sigma_7 - \sigma_6) \operatorname{cotg} \alpha_9. \end{aligned} \tag{96}$$

Führt man den Wert von $E \Delta \tau_m$ aus Gl. (93) in obige Gleichung ein, so ist dessen Vorzeichen umzukehren. Man erhält dann für Fig. 166

$$E w_m = \sigma_{m+1} \operatorname{tg} \varphi_{m+1} - \sigma_m \operatorname{tg} \varphi_m - E \Delta \tau_m. \tag{97}$$

Mit Hilfe der Gl. (96) und (97) läßt sich, unter Beachtung der entsprechenden Vorzeichen für τ und φ , die Biegelinie für einen Gurtstabzug (Obergurt

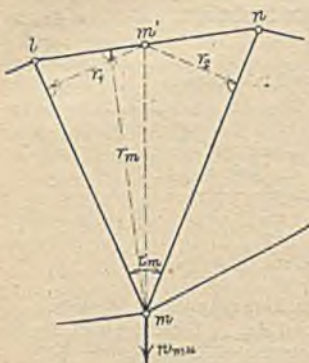


Fig. 167.

oder Untergurt) darstellen. Dabei ist das Kräfteck der elastischen Kräfte für die Polweite „Eins“ zu zeichnen. Zeichnet man die w_m um E mal größer als sie wirklich sind, so ist die Polweite gleich „E“ zu machen.

b) **Biegelinie eines Wandstabzuges.** Diese Biegelinie enthält die Senkungen aller Knotenpunkte eines Fachwerkes. In dem Stabdreieck lmn (Fig. 167) seien die Längenänderungen

$$\Delta l m = \Delta s_m; \quad \Delta m n = \Delta s_{m+1};$$

$$\Delta l n = \Delta o_m.$$

r_m, r_1, r_2 sind drei Senkrechte, gefällt von m und m' aus auf die betreffenden Dreiecksseiten. m' ist der Schnittpunkt des Obergurtstabes mit der m -Lotrechten.

Man erhält dann für eine elastische Kraft

$$\text{des Untergurtes: } w_{m n} = -\frac{\Delta o_m}{r_m} + \frac{\Delta s_m}{r_1} + \frac{\Delta s_{m+1}}{r_2} \quad (98)$$

$$\text{des Obergurtes: } w_{m n} = +\frac{\Delta u_m}{r_m} - \frac{\Delta s_m}{r_1} - \frac{\Delta s_{m+1}}{r_2}$$

Sind die Δs gegeben, so können die w für jedes zu einem Obergurt- oder Untergurtnode gehörende Stabdreieck berechnet und dazu die Biegelinie des Wandstabzuges gezeichnet werden.

26. Verschiebungspläne für einfache Fachwerke.

a) **Die Grundaufgabe.** Unter der Voraussetzung, daß nach erfolgter Formänderung alle Dreiecke eines Fachwerkes wieder Dreiecke bilden, kann man aus den gegebenen Verschiebungen von zwei Knoten eines Dreieckes die Verschiebung des dritten Knotens bestimmen.

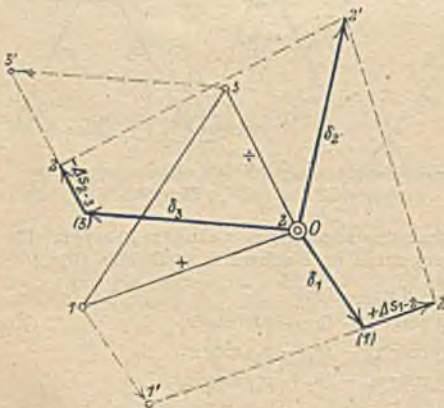


Fig. 168.

In Fig. 168 sind für das Dreieck $1-2-3$ die von den elastischen Längenänderungen Δs der Fachwerkstäbe verursachten Verschiebungen δ_1 und δ_3 der Knoten 1 und 3 gegeben. Gesucht wird die Verschiebung δ_2 des Knotens 2 .

Von einem beliebigen Pole O aus (Fig. 168) lege man die gegebenen Verschiebungen der Knoten 1 und 3 als Strecken $O-1$ und $O-3$ nach Größe und Richtung fest. In die Enden (1) und (3) dieser Strecken trage man in den betreffenden Stabrichtungen die Längenänderungen Δs_{1-2} und Δs_{2-3} an. Man gewinnt dann zwei Punkte 2 , in denen auf die Stabrichtungen je eine Senkrechte zu fallen ist.

Größe und Richtung fest. In die Enden (1) und (3) dieser Strecken trage man in den betreffenden Stabrichtungen die Längenänderungen Δs_{1-2} und Δs_{2-3} an. Man gewinnt dann zwei Punkte 2 , in denen auf die Stabrichtungen je eine Senkrechte zu fallen ist.

Deren Schnittpunkt $2'$ gibt den gesuchten Ort der Verschiebung des Knotens 2 , und der Polstrahl $O-2'$ stellt deren Größe und Richtung dar.

Durch wiederholte Anwendung der gegebenen Lösung der Grundaufgabe ist jeder Verschiebungsplan zu zeichnen.

Wären die gegebenen Verschiebungen δ_1 und δ_2 von erheblicher endlicher Größe, so müßte man an Stelle der beiden Senkrechten $2-2'$ von den Punkten $3'$ und $1'$ mit den elastisch geänderten Stablängen $3'-2$ und $1'-2$ je einen Kreisbogen schlagen, deren Schnitt den gesuchten Punkt $2'$ geben würde. Verschiebungen von Fachwerksknoten stellen aber in der Regel sehr kleine, nahezu als unendlich klein zu betrachtende Strecken vor. Für diese dürfen die Kreisbogen $2-2'$ mit den Senkrechten $2-2'$ vertauscht werden.

b) Der erste Verschiebungsplan. Denkt man die Fachwerkscheibe von ihren Stützen gelöst und darauf ihr Formänderungsbild in beliebiger Lage in der Ebene dargestellt, so erhält man den sog. ersten Verschiebungsplan. Für das in Fig. 169 gezeichnete Stabwerk sind die Stabkräfte und elastischen Änderungen der Stablängen berechnet worden. Die eingeschriebenen Vorzeichen geben den Sinn der zugehörigen Stabkräfte an. Um die Verschiebungen eines der Dreiecke zeichnen zu können, schreibt man einem Knoten die Verschiebung „Null“ zu und nimmt die Richtung eines der von diesem Knoten ausgehenden Stäbe während der Formänderung als unveränderlich an. Damit sind zwei Verschiebungen eines Stabes gegeben, und somit liegt der ganze erste Verschiebungsplan fest.

Knoten 3 wurde als unverschieblich und die Stabrichtung $3-4$ als unveränderlich angenommen. Daher ist der Pol O (Fig. 170) des Planes mit „ $3''$ “ zu beschreiben, damit (wie angenommen) der Polstrahl $O-3'$ verschwindet, d. h. die Verschiebung des Knotens 3 gleich Null ausfällt. Der Punkt $4'$ ist unmittelbar nach erfolgtem Auftragen der Strecke $O-4' = \Delta s_{3-4}$ gegeben, weil eine Drehung des Stabes $3-4$ nicht vorausgesetzt wurde. Durch Auftragen der Verschiebungen $3'-5$ und $4'-5$, von $3'$ und $4'$ aus, erhält man zwei Punkte 5 . In diesen ist je eine Senkrechte zu den betreffenden Stabrichtungen ($3-5$ und $4-5$) zu errichten. Deren Schnittpunkt gibt $5'$ und den Strahl $O-5'$, d. h. Größe und Richtung der Verschiebung des Knotens 5 . Auf gleiche Art erhält man die beiden Punkte 2 und daraus $2'$, sowie schließlich die beiden Punkte 1 und den letzten Punkt $1'$ des Verschiebungsplanes. Damit ist das Formänderungsbild des Stabwerkes gegeben, wenn auch noch nicht in derjenigen Lage, in welcher es bei gegebenen Stützenbedingungen erscheint.

c) Die Stützenbedingungen im zweiten Verschiebungsplan.

1. Die Stützenbedingungen schreiben in der Regel vor, daß ein Stützpunkt während der Formänderung in unveränderter Lage bleibt. Man kann diese Bedingungen gleich im ersten Plane erfüllen, indem man den Pol O mit a' beschreibt, wenn a der erwähnte Stützpunkt ist. Dann ist a' zugleich ein Punkt des zweiten Planes und deshalb auch noch mit a'' zu beschreiben. Hat man aber nicht a , sondern einen beliebigen anderen Knoten im ersten Plane festgehalten gedacht, so wird darin der Strahl $O-a'$ (Fig. 171) als Verschiebung

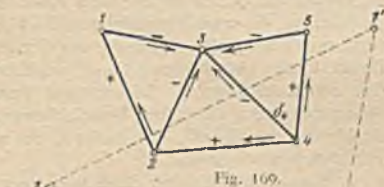


Fig. 169.



Fig. 170.

von a erscheinen. Die wirkliche Verschiebung von a ist aber Null. Um deshalb den Punkt a' des Formänderungsbildes mit a zusammenfallen zu lassen, muß man das Bild nochmals verschoben denken. Das geschieht durch eine augenblickliche Drehung um einen Pol, wobei die zweite Verschiebung von a gleich groß, aber entgegengesetzt der ersten Verschiebung $O-a'$ ausfallen muß, wie dies in der Fig. 171 durch die beiden Pfeile angedeutet ist. Um dies im Plane deutlich zu machen, bezeichnet man den Punkt a' auch noch als a'' . Somit ist zu sehen, wie sich die Verschiebungen $O-a''$ und $O-a'$ gegenseitig zu Null aufheben, d. h. die wirkliche Verschiebung von a ist gleich dem Abstände $a'-a''$ oder gleich Null.

In der nämlichen Weise kann man, um die wirkliche Verschiebung $b'-b''$ zu erhalten, die erste Verschiebung $O-b'$ eines beweglichen Stützpunktes mit einer augenblicklichen Drehung des Formänderungsbildes verbinden, wobei der Punkt b' die Verschiebung $O-b''$ ausführt (Fig. 172). b'' ist hier ein Punkt des zweiten Planes. Die übrigen Punkte dieses Planes erhält man durch Zusammensetzen der ersten Verschiebungen $O-m'$ je mit einer augenblicklichen Drehbewegung $O-m''$, um dadurch die wirkliche Verschiebung $m'-m''$ eines Punktes m festzulegen.

2. Wenn ein beliebiger Stab mn einer Fachwerksscheibe den Stützenbedingungen entsprechend um den Pol P gedreht wird, so sind die augenblicklichen

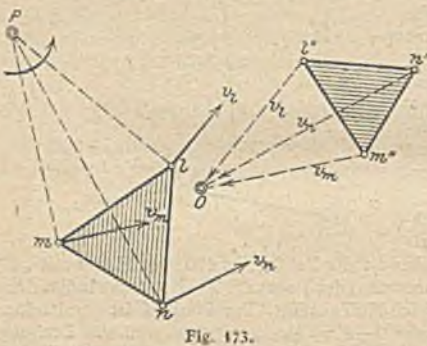


Fig. 173.

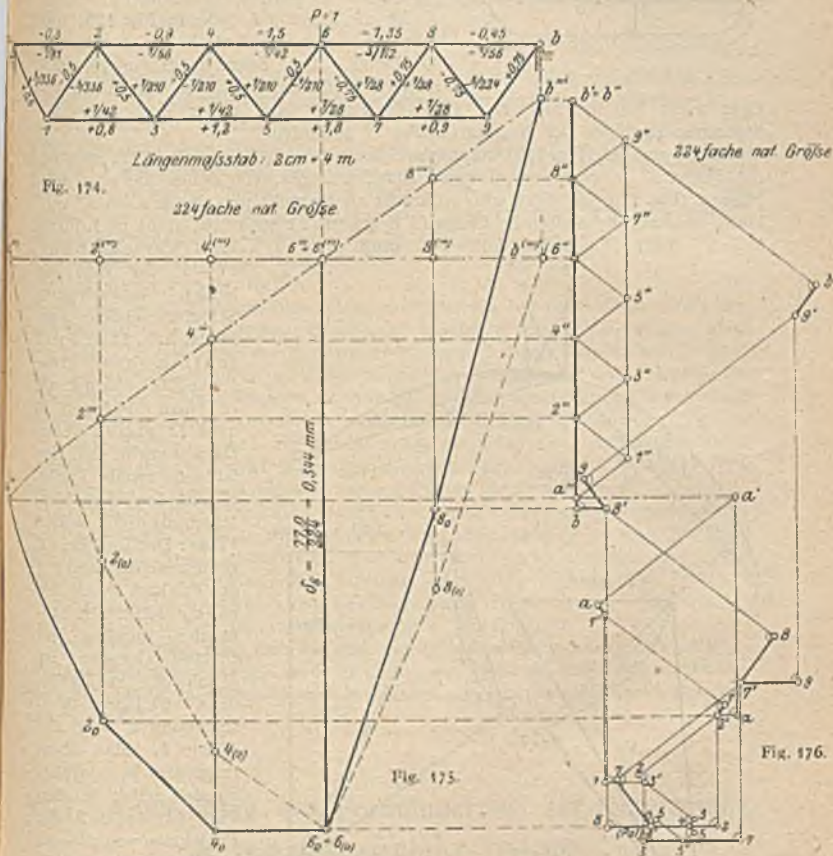
Verschiebungen v_m und v_n der Knoten m und n den betreffenden Polhalbmessern proportional. Trägt man diese Verschiebungen nach ihrer Richtung und Größe als Strahlen $O-m''$ und $O-n''$ auf, die vom Pole O des ersten Verschiebungsplanes ausgehen (Fig. 173), so muß die Gerade mn rechtwinkelig zur Geraden $m''n''$ stehen. Das gilt für jeden Stab des Fachwerkes. Daraus folgt: Wenn durch die Stützenbedingungen für zwei Knoten des Fachwerkes

die zweiten Verschiebungen gegeben sind, so läßt sich eine dem Fachwerkbilde ähnliche Verschiebungsfigur zeichnen, deren Seiten rechtwinkelig zu den betreffenden Stabrichtungen des Fachwerkes stehen. Diese Figur ist der zweite Verschiebungsplan. Jede erste Verschiebung ist vom Pole O nach auswärts gerichtet, während jede zweite Verschiebung ihren Pfeil dem Pole zukehrt.

d) Beispiel eines Verschiebungsplanes. Stabkräfte, sowie Vorzeichen und Größe der Stabänderungen eines Parallelträgers sind in der Fig. 174 eingezeichnet. Fig. 176 gibt den gesamten Verschiebungsplan mit dem Pole O . Zuerst wurde Knoten b und die Stabrichtung $b-4$ festgehalten gedacht. Pol O fällt danach mit b' zusammen. Von den beiden Punkten b des ersten Planes wurden je eine Senkrechte zu den Verschiebungen $8'-b$ und $9'-b$ gezogen. Ihr Schnittpunkt gibt den Punkt b' des ersten Planes, zugleich aber — weil b ein fester Stützpunkt ist — auch den Punkt b'' des zweiten Planes. Der noch nötige zweite Punkt des zweiten Planes folgte aus der Stützenbedingung bei a , wonach a sich in einer Wagerechten verschiebt. Eine Wagerechte durch a'

des ersten Planes trifft die durch b'' gelegte Lotrechte in a'' . Durch b'' und a'' ist der zweite Plan gegeben.

In Fig. 175 wird die Biegefläche des Lastgurtes dargestellt. Ihre schräge Schlußlinie $a''' - b'''$ findet man durch die Schnittpunkte a''' und b''' der lotrechten und wagerechten Projektionen der Punkte a, b und b'', a'' . Ebenso



ergeben sich die Eckpunkte 2_0 bis 8_0 der Biegelinie aus den betreffenden lotrechten Projektionen der Knoten 2 bis 8 und den wagerechten Projektionen der Punkte $2''$ bis $8''$ des zweiten Planes. Die gesuchte Durchbiegung des Knotens 6 stellte sich dabei auf 0,344 mm. Schließlich ist in der Fig. 175 die Biegelinie noch auf eine wagerechte Schlußlinie $a''' - b'''$ bezogen worden.

27. Verschiebungspläne für zusammengesetzte Fachwerke.

a) Balken- oder Bogenträger mit zwei Scheiben. Man zeichnet für jede Scheibe (Trägerlehre 4, b) einen ersten Verschiebungsplan. Sodann stellt man, von der ersten und letzten Scheibe anfangend, für jede Scheibe den zweiten

Verschiebungsplan fest. Liefern dabei die Stützenbedingungen der ersten Scheibe gleich zwei Punkte der dieser Scheibe ähnlichen Verschiebungsfigur, so ist damit ihr gesamter Plan bestimmt. Das wird immer der Fall sein, wenn die erste Scheibe (I) schon mit drei Stäben an die Erdscheibe geschlossen ist (Fig. 177).

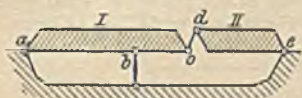


Fig. 177.

Ist die Scheibe I (wie in Fig. 178) nur zweistäbig an die Erdscheibe geschlossen, so liefern ihre Stützenbedingungen den zweiten Punkt der ähnlichen Verschiebungsfigur nicht unmittelbar. Der fehlende Punkt wird unter Beachtung der Stützenbedingungen der Nachbarscheibe II gefunden.

Sind I und II (Fig. 178) durch ein Gelenk c zweistäbig verbunden, so muß der Punkt c'' in zwei verschiedenen Geraden liegen, von denen die eine dem Plane I (Fig. 179) angehört, also senkrecht zu ac steht und durch a' = a'' verläuft, während die andere im Plane II liegt, zur bc senkrecht steht und durch b' = b'' führt (Fig. 180). Außerdem muß die wirkliche Verschiebung c'' - c' für jede der beiden betrachteten Scheiben gleich ausfallen, d. h. ihre Projektion auf eine feste Richtung muß in den Plänen I und II gleich sein. Daraus ergibt sich der fehlende zweite Punkt c'' der ähnlichen Verschiebungsfigur beider Pläne: Der im Plane I gemessene Abstand p_{ac} des Punktes c' von der zu ac senkrecht stehenden, durch a' geführten Geraden ist gleich der Projektion der wirklichen Verschiebung c'' - c' des Planes I. Man übertrage also p_{ac} parallel zu sich selbst in den Plan II, so daß die Projektion von c'' - c', auf eine zur ac parallelen Richtung, auch hier gleich p_{ac} wird. Damit ist der zweite Punkt c''

gegeben. Das Verfahren wiederhole man, indem man in gleicher Weise, den im Plane II gemessenen Abstand p_{bc} in den Plan I überträgt. Dadurch findet man in diesem Plane den fehlenden zweiten Punkt c''.

In den Fig. 179—180 sind die Pole O_a und O_b der beiden Pläne I und II angegeben, ebenso die ersten und zweiten Verschiebungen der Punkte a, b, c der Scheiben. Die eingezeichneten Pfeilrichtungen veranschaulichen die Art der Zusammensetzung der Verschiebungen.

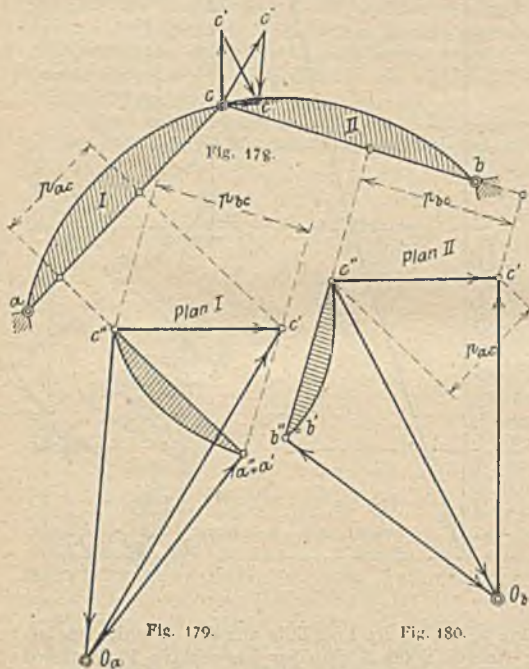


Fig. 179.

Fig. 180.

b) Träger mit mehr als zwei Scheiben. Die gegebenen Stützenbedingungen genügen, um für jede Scheibe zwei Punkte der ihr ähnlichen Verschiebungsfigur und damit ihren gesamten Verschiebungsplan festzulegen (Fig. 181). Es werden zu unterscheiden sein:

- zweiständige Stützen in Verbindung mit der Erdscheibe (a).
- einständige " " " " " " (b),
- zweiständige Zwischengelenke (c).

Zweiständige Stützen in Verbindung mit der Erde geben unmittelbar einen Punkt $a' = a''$ des zweiten Verschiebungsplanes der betreffenden Scheibe. Einständige Stützen gleicher Art geben eine der Bahn ihres Stützpunktes b parallele Gerade, die durch b' des ersten Planes der zugehörigen Scheibe verläuft. Besitzt eine Scheibe drei solcher Stützen, deren Richtungen sich nicht in einem Punkte treffen,

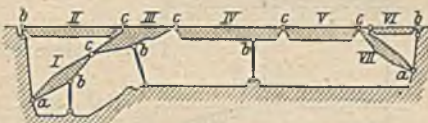


Fig. 181.

so ist ihr Gesamtverschiebungsplan unmittelbar gegeben. Jeder der drei Stützpunkte a, b, c gibt eine Gerade, in welcher a'', b'', c'' zu suchen sind. Das geschieht mit Hilfe der weiteren Bedingung, wonach das Dreieck $a'' b'' c''$ dem betreffenden Dreieck abc des Fachwerks ähnlich sein muß. Liegen die Punkte a, b, c in einer Geraden, so muß die zu dieser senkrecht stehende Gerade $a'' - b'' - c''$ mit der $a - b - c$ proportionale Teilung haben.

Zweiständige Zwischengelenke geben für jeden zweiten Plan der Nachbarscheiben einen Punkt ihrer Verschiebungsfigur, weil die wirkliche Verschiebung $c'' - c'$ des Gelenks in beiden Plänen gleich sein muß.

Ein ohne die Erdscheibe n Scheiben zählendes zusammengesetztes Fachwerk besitzt mindestens $3n$ Stützstäbe, so daß für jede Scheibe drei Stützenbedingungen zur Verfügung stehen. Diese genügen, um in jedem Falle in beschriebener Weise zwei Punkte einer der Scheibe ähnlichen Verschiebungsfigur des zweiten Planes und damit die Gesamtverschiebungen festzulegen.

In vielen Fällen kann man das zusammengesetzte Fachwerk in eine zwangsläufige Kette verwandeln und für diese zwei Pläne zeichnen, von denen der eine die ersten (elastischen) und der andere die zweiten (starren) Verschiebungen enthält.

VIII. Anwendung der Formänderung zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme.

28. Berechnung statisch unbestimmter Systeme mit Hilfe der Biegelinie.

a) Verfahren. Man denke sich sämtliche überzähligen Größen beseitigt und als äußere Kräfte wieder eingeführt. Dann bestimme man die Durchbiegung dieses so erhaltenen statisch bestimmten Hauptsystems infolge der gegebenen Lasten und ferner seine Durchbiegungen infolge der Überzähligen allein. Bei starrer Stützung muß die Summe dieser beiden so ermittelten Durchbiegungen gleich Null sein.

b) Beispiele. 1. Am einen Ende fest eingespannter, am anderen Ende frei beweglich gelagerter Balken mit gleichmäßig verteilter Belastung (Fig. 182).

Durch Beseitigung des Stützpunktes A entsteht das statisch bestimmte Hauptnetz des Kragträgers. Die nach unten gerichtete Durchbiegung δ_p an seinem Ende unter Einwirkung der gleichmäßig verteilten Last (s. Fig. 182b) beträgt nach XV, Anhang:

$$\delta_p = \frac{p \cdot l^4}{8 E J}.$$

Die nach oben gerichtete Durchbiegung des Kragträgers infolge der Überzähligen A allein ist nach Fig. 182c:

$$\delta_A = \frac{A \cdot l^3}{3 E J}.$$

Da die starre Stütze in Wirklichkeit ihre Höhenlage nicht ändert, muß

$$\delta_p - \delta_A = 0$$

sein, also:

$$\frac{p l^4}{8 E J} - \frac{A \cdot l^3}{3 E J} = 0$$

und

$$A = \frac{3}{8} p l. \quad (99)$$

Das Moment in einem beliebigen Schnitt beträgt

$$M_x = A \cdot x - p \cdot \frac{x^2}{2}$$

Das größte positive Moment tritt für $x = \frac{2}{3} l$ auf und hat den Wert

$$M_{+max} = \frac{9}{128} p l^2. \quad (100)$$

Der Momentennullpunkt liegt bei $x = \frac{3}{4} l$. Das größte negative Moment an der Einspannstelle beträgt

$$M_{-max} = -\frac{p l^2}{8}. \quad (101)$$

2. Durchlaufender Träger auf 3 Stützen mit gleichmäßig verteilter Last p (Fig. 183).

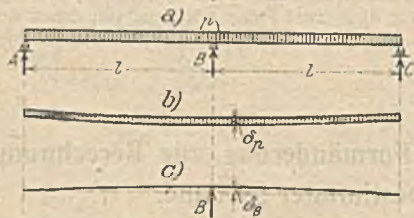


Fig. 183.

Das statisch bestimmte Hauptnetz eines Balkens auf 2 Stützen wird durch Beseitigung der Stütze B erzeugt.

Die Durchbiegung des Balkens AC in der Mitte unter Einwirkung der gleichmäßig verteilten Last (s. Fig. 183b) beträgt:

$$\delta_p = \frac{5}{384} \frac{p \cdot (2l)^4}{E J} = \frac{5}{24} \frac{p l^4}{E J}.$$

Die Durchbiegung des Balkens AB unter Einwirkung der Überzähligen B als Einzellast in der Mitte (Fig. 183c) ist:

$$\delta_B = \frac{B(2l)^3}{48 E J} = \frac{B l^3}{6 E J}.$$

Die Bedingung $\delta_p - \delta_B = 0$ ergibt:

$$\frac{5}{24} \frac{p l^4}{E J} - \frac{B l^3}{6 E J} = 0.$$

also

$$B = \frac{5}{4} p l. \quad (102)$$

Die Stützkkräfte A und C sind wegen der Symmetrie

$$A = C = \frac{1}{2} \left[p \cdot 2l - \frac{5}{4} pl \right] = \frac{3}{8} pl. \quad (103)$$

29. Berechnung statisch unbestimmter Systeme mit Hilfe der Formänderungsarbeit nach Castigliano.

a) **Verfahren.** Sobald nur reine Biegebungsbeanspruchung infolge der Belastung vorliegt, also Längskräfte und Temperatur nicht wirken, ergibt sich nach (76):

$$\delta = \int_0^l \frac{M}{EJ} \cdot \frac{\partial M}{\partial X} \cdot dx. \quad (104)$$

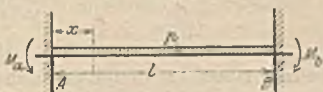


Fig. 184.

b) **Beispiele.** 1. Beiderseits fest eingespannter Balken mit gleichmäßig verteilter Last p (Fig. 184). Die Stützkkräfte A und B sind wegen der Symmetrie einander gleich: $A = B = p \cdot \frac{l}{2}$. Die Momentengleichung für einen beliebigen Punkt x lautet:

$$M_x = A \cdot x - p \cdot \frac{x^2}{2} - M_a = \frac{pl}{2} \cdot x - p \cdot \frac{x^2}{2} - M_a. \quad (105a)$$

Die statisch unbestimmte Größe ist M_a , so daß der Differentialquotient

$$\frac{\partial M}{\partial X} = \frac{\partial M_x}{\partial M_a} = -1 \quad (105b)$$

ist.

Da in Wirklichkeit eine Verschiebung δ der Stützen nicht eintritt, ist $\delta = 0$ zu setzen. Folglich erhält man unter Einsetzen von (105a) und (105b) in die Gleichung (104):

$$E \cdot J \cdot \delta = \int_0^l \left(p \cdot \frac{l}{2} \cdot x - p \cdot \frac{x^2}{2} - M_a \right) \cdot (-1) \cdot dx$$

$$-p \cdot \frac{l^3}{4} + p \cdot \frac{l^3}{6} + M_a \cdot l = 0.$$

Daraus folgt

$$M_a = \frac{pl^2}{12} = M_b. \quad (105)$$

Die Momentengleichung lautet demnach

$$M_x = p \cdot \frac{l}{2} \cdot x - \frac{px^2}{2} - \frac{pl^2}{12}.$$

Das größte positive Moment tritt für $x = \frac{l}{2}$ auf und hat den Wert

$$M_{+max} = \frac{pl^2}{24} \quad (106)$$

Die beiden Nullpunkte der Momentenlinie, die zugleich auch die Wendepunkte der Biegelinie sind, liegen bei $x = 0,2113l$ von der Stütze A gemessen und symmetrisch dazu.

2. Beiderseits fest eingespannter Balken mit einer Einzellast in beliebigem Abstand a (Fig. 185).



Fig. 185.

Die drei statisch unbestimmten Größen seien A , M_a und M_b . Die Momentengleichungen im Schnitt x_1 lauten:

$$M_{x_1} = A \cdot x_1 - M_a = (P - A)(l - x_1) - P(a - x_1) - M_b$$

$$M_{x_2} = A \cdot x_2 - P(x_2 - a) - M_a = (P - A)(l - x_2) - M_b$$

Die Differentialquotienten nach den statisch unbestimmten Größen ergeben sich aus diesen beiden Gleichungen:

$$\frac{\partial M_{x_1}}{\partial A} = x_1; \quad \frac{\partial M_{x_1}}{\partial M_a} = -1; \quad \frac{\partial M_{x_1}}{\partial M_b} = -1$$

$$\frac{\partial M_{x_2}}{\partial A} = x_2; \quad \frac{\partial M_{x_2}}{\partial M_a} = -1; \quad \frac{\partial M_{x_2}}{\partial M_b} = -1$$

Danach lauten die drei Elastizitätsgleichungen, wenn der Reihe nach A , M_a und M_b für X gewählt wird:

$$a) \quad 0 = \int_0^a [A \cdot x_1 - M_a] \cdot x_1 \cdot dx + \int_a^l [A \cdot x_2 - P(x_2 - a) - M_a] \cdot x_2 \cdot dx$$

$$b) \quad 0 = \int_0^a [A \cdot x_1 - M_a] \cdot (-1) dx + \int_a^l [A \cdot x_2 - P(x_2 - a) - M_a] \cdot (-1) \cdot dx$$

$$c) \quad 0 = \int_0^a [(P - A)(l - x_1) - P(a - x_1) - M_b] \cdot (-1) dx + \int_a^l [(P - A)(l - x_2) - M_b] \cdot (-1) \cdot dx$$

Die Auflösung dieser Gleichungen ergibt:

$$a) \quad A \cdot \frac{l^3}{3} + M_a \cdot \frac{l^2}{2} - P \cdot \frac{l^3}{3} - P \cdot \frac{a^3}{6} + P \cdot \frac{a l^2}{2} = 0$$

$$b) \quad A \cdot \frac{l^2}{2} + M_a \cdot l + P \cdot \frac{l^2}{2} + P \cdot \frac{a^2}{2} - P \cdot a l = 0$$

$$c) \quad A \cdot \frac{l^2}{2} + M_b \cdot l - P \cdot \frac{l^2}{2} + P \cdot \frac{a^2}{2} = 0$$

Aus den Gleichungen a) und b) folgt:

$$M_a = \frac{P a}{l^2} (l - a)^2 = \frac{P \cdot a b^2}{l^2} \quad (107a)$$

$$A = \frac{P}{l^3} (l^3 + 2a^3 - 3a^2 l); \quad B = \frac{P a^2}{l^3} (3l - 2a) \quad (107b)$$

und aus Gleichung c):

$$M_b = \frac{P \cdot a^2}{l^2} (l - a) = \frac{P \cdot a^2 b}{l^2} \quad (107c)$$

Damit sind die Überzähligen ermittelt.

30. Berechnung statisch unbestimmter Grundformen mit Hilfe der Knotenpunktverschiebungen.

a) Mit Hilfe der Arbeitsgleichungen.

1. Die überzähligen Stäbe des Tragwerks, sowie auch etwaige überzählige Stützstäbe, werden derart ausgewählt, daß nach erfolgter Beseitigung jener Stäbe ein statisch bestimmtes oder Hauptsystem zurückbleibt. Es bedeuten

$X_a, X_b, X_c \dots X_r$, die Stabkräfte der überzähligen Stäbe des Tragwerks und der an Stelle der Stützen gedachten Stützstäbe.

In dem durch die Lasten P beanspruchten, statisch unbestimmten Systeme und dem durch die P und X belasteten Hauptsysteme treten einerlei Formänderungen ein, und diese werden durch die elastischen Längenänderungen Δs der notwendigen Stäbe des Hauptsystems eindeutig bestimmt. Dabei beeinflussen die Überzähligen X die Formänderung nur insoweit, als sie die Stabkräfte der notwendigen Stäbe des Hauptsystems verändern. Bestimmt man also die elastischen Verschiebungen derjenigen Knoten des statisch unbestimmten Systems, in denen die Überzähligen angreifen, so gewinnt man dadurch die zu deren Berechnung notwendige Zahl von Elastizitätsgleichungen (Trägerlehre 5f).

Für ein ebenes oder räumliches statisch unbestimmtes System bilde man einen Belastungszustand, wie er in der Fig. 186 veranschaulicht wird, worin X_a die vorläufig unbekannte Überzählige vorstellt und im übrigen noch die gegebenen Lasten P , sowie auch die dadurch erzeugten Stützkräfte tätig sind. X_a wird positiv gerechnet, wenn seine Pfeile nach dem Stabknoten gekehrt sind. Deshalb ist die Formänderungsarbeit von X_a negativ, denn die zugehörige Längenänderung Δs_a des beseitigten Stabes erfolgt der Richtung von X_a entgegengesetzt.

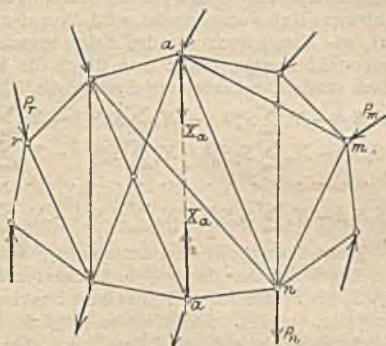


Fig. 186.

Den alleinigen Einfluß von X_a auf eine beliebige Stabkraft erhält man durch die Einführung der Kräfteinheit des Punktpaares $a-a$, die in der Richtung von Δs_a wirkt. Diese ist dem Einflusse einer Kraft $X_a = -1$ gleichwertig und wird die Kräfteinheit oder der Belastungszustand „ $X_a = -1$ “ genannt. Wie für X_a , so kann man für jede andere Überzählige eine Kräfteinheit bilden. Es heiße nun eine Stabkraft im statisch unbestimmten Systeme:

$$\begin{array}{ll}
 \text{Wenn sie allein von „} X_a = -1 \text{“ erzeugt wird: } & S_a \\
 \text{„ „ „ „ „} X_b = -1 \text{“ „ „ : } & S_b \\
 \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots & \dots \\
 \text{„ „ „ „ „} X_r = -1 \text{“ „ „ : } & S_r \\
 \text{„ „ „ „ „ den Lasten } P \text{ „ „ : } & S_0
 \end{array} \tag{108}$$

Wenn vorläufig vom Einflusse der Temperatur abgesehen wird, folgt für eine Stabkraft S des Systemes

$$S = S_0 - S_a X_a - S_b X_b - \dots - S_r X_r \tag{109}$$

2. Schreibt man für jeden Belastungszustand die Arbeitsgleichung an, und zwar für die gedachte Kräfteinheit und die wirklichen durch die gegebenen Lasten P verursachten Verschiebungen und Stabkräfte des statisch unbestimmten Systemes, so erhält man z. B. für den in der Fig. 186 veranschaulichten Fall „ $X_a = -1$ “ die Arbeitsgleichung

$$\bar{1}_a \cdot \delta_a = \sum S_a S k \tag{110}$$

in welcher das Summenzeichen alle (notwendigen und überzähligen) Stäbe des Fachwerks umfaßt, ausgenommen den beseitigten Stab X_a . Nach dem Elastizitätsgesetz ist

$$\bar{1}_a \cdot \delta_a = \bar{1} \cdot X_a \cdot k_a$$

Fachwerks nur das Grunddeck von Temperatureinflüssen berührt, gleichviel welche seiner überzähligen Stäbe im Hauptsystem beseitigt worden sind. Bei statisch unbestimmten Systemen ist es nach obigem aus Gründen der Sicherheit notwendig, die aus Temperatureinflüssen herrührenden Zusatzspannungen aller in Frage kommenden Tragwerkstäbe, Stützstäbe und Querschnitte zu berechnen.

d) Temperaturspannungen.

1. Den Einfluß der Lasten P und der Temperatur auf die Überzähligen kann man dadurch ausdrücken, daß man die bis jetzt betrachteten Belastungszustände „ $X = -0$ “, „ $X_a = -1$ “, „ $X_b = -1$ “, ... bis „ $X_r = -1$ “ noch durch die Temperaturbelastung vermehrt. Für einen der gedachten Belastungszustände „ $X_a = -1$ “ bis „ $X_r = -1$ “ bleibt die allgemeine Arbeitsgleichung unverändert, weil sie für jede beliebige wirkliche Belastung, eingeschlossen die Temperaturbelastung, angeschrieben werden kann. Die erste der Elastizitätsgleichungen erhält man danach aus der Arbeitsgleichung

$$\sum S_n S k = 0$$

Darin ist $S = S_0 - S_a X_a - S_b X_b - S_c X_c - \dots - S_r X_r + T$, (115)

wenn T die in irgend einem notwendigen oder überzähligen Stabe erzeugte Temperaturstabskraft bedeutet. Bei Druckstäben ist die Kälteverkürzung und bei Zugstäben die Wärmeverlängerung in Rechnung zu stellen. Es ist

$$T \cdot k = \alpha t E F k = \frac{\alpha t E F s}{E F} = \alpha t s,$$

wenn α die Temperaturdehnung für 1°C bezeichnet und t die Zahl der Grade angibt, um welche die Berechnungstemperatur von der mittleren Wärme ($+ 10^\circ \text{C}$) abweicht. Somit erhält man die erste Elastizitätsgleichung mit

$$\sum S_a S_0 k - X_a \sum S_a^2 k - X_b \sum S_a S_b k - \dots - X_r \sum S_a S_r k + \sum S_a \alpha t s = 0. \quad (116)$$

Will man die Elastizitätsgleichung (nach 30b) durch eine Summe von Verschiebungen ausdrücken, die je für einen Belastungszustand des Hauptsystemes gelten, so erhält man für eine wandernde Einzellast P im beliebigen Knoten m

$$\delta_m = P \delta_{m a} - X_a \delta_{m a} - X_b \delta_{m b} - X_c \delta_{m c} - \dots - X_r \delta_{m r} + \delta_{m t}.$$

$$\delta_r = P \delta_{m r} - X_a \delta_{m r} - X_b \delta_{m r} - X_c \delta_{m r} - \dots - X_r \delta_{m r} + \delta_{m t}.$$

2. Es ist zu empfehlen, die Temperaturspannungen besonders zu berechnen, damit man einen Vergleich darüber hat, ob und inwieweit sie gegenüber den von den Lasten P erzeugten inneren Kräften ins Gewicht fallen. Man setzt dann in den Elastizitätsgleichungen nur das erste, dem Belastungszustande „ $X = 0$ “ entsprechende Glied gleich Null und bezeichnet außerdem die von der Temperatur erzeugten überzähligen Größen X mit

$$X_{a t}, X_{b t}, X_{c t}, \dots X_{r t}.$$

Danach lauten die für den bloßen Einfluß einer Temperaturbelastung gültigen Elastizitätsgleichungen entweder

$$\sum S_a (\alpha t s) - X_{a t} \sum S_a^2 k - X_{b t} \sum S_a S_b k - \dots - X_{r t} \sum S_a S_r k = 0.$$

$$\sum S_r (\alpha t s) - X_{a t} \sum S_r S_a k - X_{b t} \sum S_r S_b k - \dots - X_{r t} \sum S_r^2 k = 0,$$

oder

$$\delta_m = \delta_{m t} - X_{a t} \delta_{m a} - X_{b t} \delta_{m b} - \dots - X_{r t} \delta_{m r},$$

$$\delta_r = \delta_{r t} - X_{a t} \delta_{m r} - X_{b t} \delta_{m r} - \dots - X_{r t} \delta_{m r}.$$

wobei $\delta_a = X_{a1} k_a; \quad \delta_b = X_{b1} k_b; \quad \dots; \quad \delta_r = X_{r1} k_r$

zu setzen ist. Für ein außen einfach statisch unbestimmtes System mit unbeweglichen Stützpunkten erhalte man z. B.

$$\delta_n = \delta_{a1} - X_{a1} \delta_{aa} = 0$$

$$X_{a1} = \frac{\delta_{a1}}{\delta_{aa}}$$

Für ein innen einfach statisch unbestimmtes Fachwerk gäbe das

$$\delta_a = \delta_{a1} - X_{a1} \delta_{aa} = X_{a1} k_a,$$

$$X_{a1} = \frac{\delta_{a1}}{\delta_{aa} + k_a}, \quad \text{wobei } k_a = \frac{s_a}{EF_a} \text{ ist.}$$

e) Einflüsse von Zwangsspannungen und Stützpunktverschiebungen.

a) Der spannungslose Anfangszustand eines Tragwerkes. Darunter versteht man dasjenige Bild des gewichtslos und unbelastet gedachten Tragwerkes, das sich mit seinem für eine unveränderliche mittlere Luftwärme aufgestellten Entwurfe deckt. Dies Bild ist nie genau herzustellen. Schon in der Werkstatt beginnen die Schwierigkeiten, und sie wachsen bei der Herstellung des Tragwerkes auf der Baustelle. Eine vorsichtige Baubehörde wird es zwar zu erreichen suchen, daß beim Einpassen der Schlußstücke das Gesamtbild des Tragwerkes möglichst genau mit der dann herrschenden, von der mittleren Temperatur abweichenden Luftwärme übereinstimmt. Das wird der Fall sein, wenn beim Wiederkehren der mittleren Temperatur die Lage aller Knotenpunkte nur insofern vom ursprünglichen Entwurfe abweicht, als dies durch den formändernden Einfluß des bereits in Tätigkeit getretenen Eigengewichtes bedingt ist. Aber selbst der gewissenhaftesten Bauleitung wird es nicht gelingen, gewisse sog. Anfangs- oder Zwangsspannungen, die im Entwurfe nicht vorgesehen waren, zu vermeiden. Sie entstehen hauptsächlich durch fehlerhaftes Ablängen von Stäben und Ungenauigkeiten in der Lage der Knoten und Stützpunkte. Ihr Einfluß ist bei statisch unbestimmten Systemen besonders schädlich.

β) Stützpunktverschiebungen. Sie werden dadurch in die Rechnung aufgenommen, daß man die Stütze (Trägerlehre 2, b) durch einen Stützstab ersetzt denkt und dessen Dehnungsvermögen k der in der Richtung der Stützkraft zu erwartenden Verschiebung anpaßt, ganz gleich, ob diese rein elastisch ist oder ob dabei auch noch eine durch örtliche Umstände verursachte — der Größe nach zu schätzende — Stützpunktsenkung zu berücksichtigen bleibt. Hat man z. B. festgestellt, daß von drei Stützpunkten a, b, c der Punkt a sich um $\pm \Delta a$, der Punkt c um $\pm \Delta c$ in der Richtung der zugehörigen Stützkraft verschieben wird, während b unwandelbar fest bleibt, so lauten die Arbeitsgleichungen (Temperatureinflüsse eingeschlossen) für eine wandernde Einzelast P :

$$\delta_a = \pm \Delta a = P \delta_{m_a} - X_a \delta_{a_a} - X_b \delta_{b_a} - \dots - X_r \delta_{r_a} + \delta_{a1}.$$

$$\delta_b = 0 = P \delta_{m_b} - X_a \delta_{a_b} - X_b \delta_{b_b} - \dots - X_r \delta_{r_b} + \delta_{b1}, \quad (121)$$

$$\delta_c = \pm \Delta c = P \delta_{m_c} - X_a \delta_{a_c} - X_b \delta_{b_c} - \dots - X_r \delta_{r_c} + \delta_{c1}.$$

Will man den alleinigen Einfluß der beiden Stützensenkungen auf die überzähligen Größen erhalten, so sind die Glieder mit P und die Glieder $\delta_{a1} \dots$ bis δ_{r1} gleich Null zu setzen. Die Gesamtverschiebungen $\delta_b, \delta_d \dots$ bis δ_r sind Null, soweit sie sich auf Stützpunkte beziehen, die in der Stützkraftrichtung als unbeweglich vorausgesetzt werden dürfen. Das sind Rollen- oder Stelzenlager, kurze Pendelstützen oder Pendelwalzen (Trägerlehre 2, b), sowie auch Kämpfergelenke. Für lange Stützstäbe oder Pfeiler ist ihr Dehnungsvermögen zu schätzen und dementsprechend in den Summengliedern der Elastizitätsgleichungen aufzunehmen.

2) **Zwangsspannungen.** Das sind die allein durch fehlerhafte Lage der Stützen oder falsches Ablängen von Stäben u. dgl. verursachten Stabspannungen. Fehler in der Lage der Stützen können eine Änderung der Stützweiten des Entwurfes zur Folge haben. Ändert sich dadurch auch das Entwurfsbild eines Fachwerks, so beeinflusst das alle Werte S_0, S_a bis S_r des Hauptsystems und dadurch auch die Überzähligen. Greift in dem fehlerhaft liegenden Stützpunkte eine Überzählige X an, so kann diese nur dann einen Einfluß äußern, wenn eine Stützenverschiebung in der Richtung von X erfolgt ist. Andernfalls liefert X keinen neuen Beitrag zur Formänderungsarbeit der Elastizitätsgleichungen.

Ist ein Stab unrichtig abgelängt, so muß man ihn abkühlen oder erwärmen, um ihn ohne Zwang einpassen und vernieten und verbolzen zu können. Seine richtige Länge galt für die mittlere Luftwärme. Müßte man den Stab nun um t Grad kühlen oder wärmen, um ihn passend zu machen, so wird er, wenn er die mittlere Temperatur wieder annimmt, Zwangsspannungen verursachen, die als Temperaturspannungen berechnet werden können. Nimmt man nämlich alle übrigen Stäbe als bei 10°C spannungslos an und schreibt dem um $\pm 1s$ unrichtig gelängten Stabe eine diesen Werte entsprechende Temperaturänderung zu, so ist damit auch die Längenänderung jedes anderen Stabes im Hauptsystem bestimmt. Temperaturspannungen können nur dann entstehen, wenn der fehlerhaft gelängte Stab ein überzähliger war. War es ein notwendiger Stab, so kann dieser zwar infolge seines Zwanges das Entwurfsbild ein wenig ändern, aber nie derart, daß nicht das elastische mit dem starren Gleichgewicht noch verwechselt werden dürfte.

Die allein durch fehlerhafte Länge eines überzähligen Stabes verursachte Änderung der überzähligen Größen berechnet sich wie folgt. Es sei $\pm \Delta s_a$ der Ablängungsfehler des Stabes X_a zwischen dem Knotenpaare a . Dann ist in Temperaturwirkung ausgedrückt

$$\Delta s_a = \alpha t s_a = \delta_{a1}.$$

Setzt man diesen Wert von δ_{a1} in die erste der Gl. (121) ein, so sind daraus die allein infolge der Zwangsspannung entstehenden überzähligen Größen zu berechnen. Wählt man die erste der Elastizitätsgleichungen (121), so ist darin

$$\sum S_a \alpha t s = S_a \alpha t s_a$$

zu setzen. Ist außer dem Stabe X_a kein anderer der überzähligen Stäbe falsch gelängt, so verschwinden in den übrigen Elastizitätsgleichungen alle die Temperaturbelastung betreffenden Glieder, also

$$\delta_{b1}, \dots \text{ bis } \delta_{r1} = 0 \quad \text{und} \quad \sum S_b \alpha t s, \dots \text{ bis } \sum S_r \alpha t s = 0.$$

Sind aber mehrere überzählige Stäbe mit Zwang eingesetzt, z. B. X_c und X_r , so ist an Stelle der sonst verschwindenden Glieder zu setzen

$$\delta_{c1} = \alpha t s_c, \quad \delta_{r1} = \alpha t s_r$$

oder

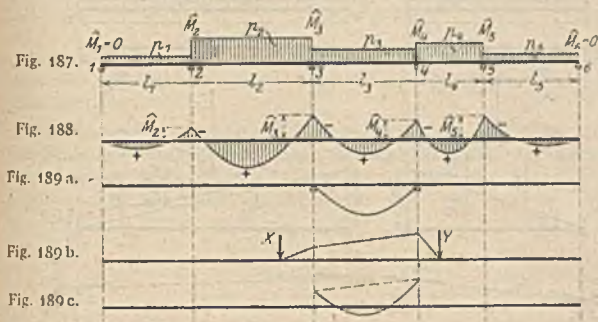
$$\sum S_c \alpha t s = S_c \alpha t s_c; \quad \sum S_r \alpha t s = S_r \alpha t s_r.$$

IX. Vollwandiger und gegliederter durchlaufender Träger auf starren Stützen für ruhende und bewegliche Lasten.

31. Vollwandiger und gegliederter durchlaufender Träger bei ständiger Belastung.

a) Die Dreimomentengleichung. Für die Berechnung des durchlaufenden Trägers nehmen wir zunächst den Querschnitt in allen Feldern gleich groß an; also konstantes Trägheitsmoment. Die Belastung sei gleichmäßig ver-

teilt und in jedem Feld verschieden groß, also p_1, p_2, \dots, p_n . Betrachten wir das Feld l_3 (Fig. 187), in dem p_3 wirkt, so ergibt diese Belastung beim einfachen Balken auf 2 Stützen die Momentenparabel (Fig. 189 a). Die Belastungen links von der Stütze 3 und rechts von der Stütze 4 kann man sich durch die Kräfte X und Y ersetzt denken (Fig. 189 b), deren Größe und Lage unbekannt ist. X ergibt ein Stützmoment M_3 über der Stütze 3 und Y ein



Stützmoment M_4 über der Stütze 4. Dadurch, daß beide Flächen (Fig. 189 a und Fig. 189 b) übereinander gelegt werden, erhält man die wirkliche Momentenfläche mit einem positiven und einem negativen Bereich (Fig. 189 c). Unsere Aufgabe ist nun, die unbekanntes Stützmomente zu bestimmen. Da hier M_1 und M_6 Null sind, bleiben bei 5 Feldern 4 unbekanntes Stützmomente. Zu ihrer Bestimmung dient der im folgenden herzuleitende Lehrsatz von den drei Momenten, d. h. von den drei Stützmomenten zweier aufeinanderfolgender Felder, also die Beziehung $f(M_3, M_4, M_5) = 0$. Die Momentenlinie für den einfachen Balken 3—4, der über den Stützen 3 und 4 geschnitten gedacht ist, ergibt das positive Größtmoment (Fig. 190 b)

$$\mathfrak{M}_m = p_3 \cdot \frac{l_3^2}{8}.$$

Die negativen Stützmomente seien \hat{M}_3 und \hat{M}_4 (Fig. 190), wenn die absoluten Werte, die also mit keinem Vorzeichen behaftet sind, mit einem gebrochenen Strich überstrichen werden. Man fasse nach Mohr diese beiden Momentenflächen als elastische Gewichte auf, die in den Schwerpunkten T_1, T_2, T_3 angreifen mögen (vgl. zeichnerische Darstellung der Biegelinie nach Mohr, S. 183 u. 21 b). Dann bilden die Kräfte $\hat{R}_I, \hat{R}_{II}, \hat{R}_{III}$ mit den Seilzugseiten \hat{S}_3 und \hat{S}_4 über den Stützen eine Gleichgewichtsgruppe. Von den Kräften \hat{S}_3 und \hat{S}_4 ist uns (nach S. 183 u. 21 b) die Eigenschaft bekannt, daß ihre wagerechte Seitenkraft $H = EJ$ ist.

Demnach ist:

$$\left. \begin{aligned} \hat{R}_I &= \frac{2}{3} \cdot l_2 \cdot \hat{\mathfrak{M}}_m = \frac{2}{3} l_2 \cdot \frac{p_2 \cdot l_2^2}{8} = \frac{1}{12} p_2 \cdot l_2^3 \\ \hat{R}_{II} &= \frac{1}{2} \hat{M}_3 \cdot l_3; \quad \hat{R}_{III} = \frac{1}{2} \hat{M}_4 \cdot l_3. \end{aligned} \right\} \quad (122 a)$$

Die Momentengleichung in bezug auf den Punkt 3 lautet:

$$0 = \hat{S}_3 \cdot 0 - \hat{R}_{II} \cdot \frac{l_3}{3} + \hat{R}_I \cdot \frac{l_3}{2} - \hat{R}_{III} \cdot \frac{2}{3} \cdot l_2 + \hat{S}_4 \cdot d. \quad (123 a)$$

Zerlegt man \hat{S}_4 in die lotrechte und wagerechte Seitenkraft V und H , wobei $H = EJ$ ist, so folgt nach Fig. 190 d und e:

$$\hat{S}_4 \cdot d = \hat{V} \cdot 0 + \hat{H} \cdot \{(y_4 - y_3) - l_2 \operatorname{tg} \alpha_4\} = EJ \cdot \{(y_4 - y_3) - l_2 \operatorname{tg} \alpha_4\}.$$

Setzt man die Werte \hat{R}_I , \hat{R}_{II} und \hat{R}_{III} ein, so lautet die Momentengleichung (123a) nach Multiplikation mit $(6 : l_3)$:

$$0 = -\hat{M}_3 \cdot l_3 - 2\hat{M}_1 \cdot l_3 + \frac{1}{2} p_3 \cdot l_3^2 + 6EJ \cdot \left\{ \frac{y_4 - y_3}{l_3} - \text{tg} \alpha_3 \right\}. \quad (124a)$$

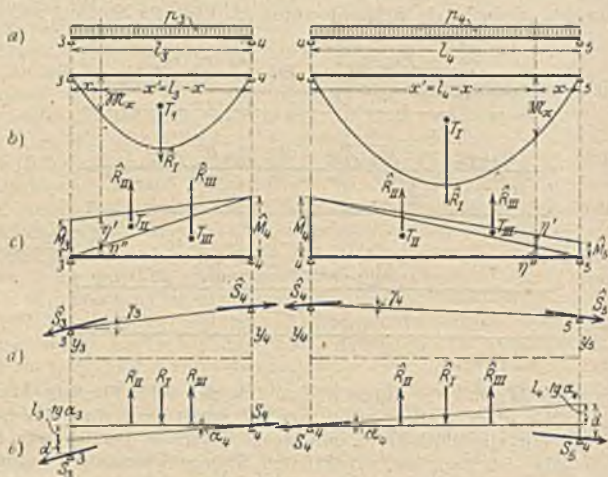


Fig. 190.

In gleicher Weise verfahren wir für das vierte Feld l_4 (Fig. 190 rechts). Die Momentenlinie des einfachen Balkens 4—5 ist wiederum eine Parabel mit dem größten Biegemoment:

$$\mathfrak{M}_m = p_4 \cdot \frac{l_4^2}{8}.$$

Die Momentenflächen sind bestimmt durch

$$\left. \begin{aligned} \hat{R}_I &= \frac{2}{3} l_4 \cdot p_4 \cdot \frac{l_4^2}{8} = \frac{1}{12} p_4 \cdot l_4^3 \\ \hat{R}_{II} &= \frac{1}{2} \hat{M}_4 \cdot l_4; \quad \hat{R}_{III} = \frac{1}{2} \hat{M}_5 \cdot l_4. \end{aligned} \right\} \quad (122b)$$

Die Gleichgewichtsgruppe besteht jetzt aus den Kräften \hat{R}_I , \hat{R}_{II} , \hat{R}_{III} , \hat{S}_4 , \hat{S}_5 . Die Momentengleichung in bezug auf den Punkt 5 lautet:

$$0 = \hat{S}_5 \cdot 0 + \hat{V}_4 \cdot 0 + \hat{H} \{ (y_4 - y_5) - l_4 \cdot \text{tg} \alpha_4 \} + \hat{R}_I \cdot \frac{l_4}{2} - \hat{R}_{II} \cdot \frac{2}{3} l_4 - \hat{R}_{III} \cdot \frac{l_4}{3}. \quad (123b)$$

Nach Einsetzung der Werte von \hat{H} , \hat{R}_I , \hat{R}_{II} und \hat{R}_{III} erhält man:

$$\begin{aligned} 0 &= -EJ \{ (y_5 - y_4) - l_4 \cdot \text{tg} \alpha_4 \} + \frac{1}{12} p_4 \cdot l_4^3 \cdot \frac{l_4}{2} - \frac{1}{3} \hat{M}_4 \cdot l_4 \cdot \frac{2}{3} l_4 - \frac{1}{3} \hat{M}_5 \cdot l_4 \cdot \frac{l_4}{3} \\ 0 &= 2\hat{M}_4 \cdot l_4 + \hat{M}_5 \cdot l_4 - \frac{1}{4} p_4 \cdot l_4^3 + 6EJ \cdot \left\{ \frac{y_5 - y_4}{l_4} - \text{tg} \alpha_4 \right\}. \end{aligned} \quad (124b)$$

Um eine Beziehung zwischen \hat{M}_3 , \hat{M}_4 , \hat{M}_5 zu erhalten, ist aus Gl. 124a und 124b $\text{tg} \alpha_4$ zu eliminieren, wodurch sich die Dreimomentengleichung

$$\left. \begin{aligned} \hat{M}_3 \cdot l_3 + 2\hat{M}_1 (l_2 + l_4) + \hat{M}_5 \cdot l_4 &= \frac{1}{4} (p_3 \cdot l_3^2 + p_4 \cdot l_4^2) \\ &+ 6EJ \cdot \left(\frac{y_4 - y_3}{l_3} - \frac{y_5 - y_4}{l_4} \right) \end{aligned} \right\} \quad (125)$$

ergibt. Bezeichnet man nun nach Fig. 190d mit $\text{tg}\gamma_3$ und $\text{tg}\gamma_4$ die Ausdrücke

$$\text{tg}\gamma_3 = \frac{y_4 - y_3}{l_3}, \quad \text{tg}\gamma_4 = \frac{y_5 - y_4}{l_4}$$

und führt diese in (125) ein, so geht das letzte Glied über in

$$6 EJ \cdot \left\{ \frac{y_4 - y_3}{l_3} - \frac{y_5 - y_4}{l_4} \right\} = 6 EJ \{ \text{tg}\gamma_3 - \text{tg}\gamma_4 \}.$$

Ein besonderer Fall der Gl. (125) entsteht, wenn γ_3 und γ_4 einander gleich sind, also die drei Stützpunkte in einer Geraden liegen. Dann fällt das letzte Glied fort.

b) Herleitung der Dreimomentengleichung mit Hilfe des Satzes von der Formänderungsarbeit unter Berücksichtigung der Temperatur. Man betrachte die beiden Felder 3—4 und 4—5. Für das Feld l_3 ist das Biegemoment nach Fig. 190b und c links:

$$\hat{M}_x = \hat{M}_x - \eta' - \eta''.$$

Dabei ist

$$\eta' = x' \cdot \frac{\hat{M}_3}{l_3}; \quad \eta'' = x \cdot \frac{\hat{M}_4}{l_3}.$$

Setzt man diese Werte ein, so folgt:

$$\hat{M}_x = \hat{M}_x - x' \cdot \frac{\hat{M}_3}{l_3} - x \cdot \frac{\hat{M}_4}{l_3}. \quad (126a)$$

Für das Feld l_4 ist entsprechend

$$\hat{M}_x = \hat{M}_x - x \cdot \frac{\hat{M}_4}{l_4} - x' \cdot \frac{\hat{M}_5}{l_4}. \quad (126b)$$

Man zeichne (Fig. 191) die Verbindungslinie ab und bc der Stützen, ferner die Tangente an die Biegelinie im Punkte b , das ist die Gerade be ; endlich bezeichne man $\sphericalangle cbe = \alpha_5$; $\sphericalangle ebd = \beta_4$; $\sphericalangle cbd = \beta_4 + \alpha_5 = \tau_5$. Angenähert ist nun $cd = l_4 \cdot \tau_5$ wegen der in Wirklichkeit sehr kleinen Verdrehung τ_5 . Alsdann ist:

$$cd : \delta_4 = (l_3 + l_4) : l_3$$

$$l_3 = \alpha_5 + \beta_4 = \delta_4 \cdot \frac{l_3 + l_4}{l_3 \cdot l_4}. \quad (127)$$

Nach der Mohrschen Arbeitsgleichung ist:

$$\sum \bar{P} \cdot \delta = \sum \bar{M} \cdot \varphi,$$

wobei hier die überstrichenen Werte die Kraftgrößen des gedachten Belastungszustandes darstellen, während die Verschiebungen dem wirklichen Zustand entsprechen. Man denke sich im Feld l_4 das Moment $\bar{M} = -1 \text{ tm}$ anzugreifen. Es wird erzeugt durch zwei gleich große und entgegengesetzt gerichtete Kräfte $\frac{1}{l_3}$ im Abstand l_3 voneinander, die also in den Stützen 3 und 4 wirken mögen. Da β_4 die wirkliche Verdrehung ist, so ist der zugehörige Weg $\delta = \beta_4 \cdot l_3$. Also lautet die linke Seite der Arbeitsgleichung

$$\sum \bar{P} \cdot \delta = \sum \bar{M} \cdot \varphi = -\frac{1}{l_3} \cdot (\beta_4 \cdot l_3) = -1 \cdot \beta_4.$$

Hierbei ist das negative Vorzeichen des gegen den Uhrzeigersinn drehenden Momentes zu beachten.

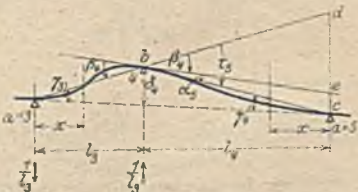


Fig. 191.

Für den Schnitt x ist das gedachte Moment

$$\bar{M}_x = P \cdot x = \left(\frac{1}{l_2} \right) \cdot x.$$

Da allgemein nach der Formänderungsarbeit $q = dx : \varrho$ ist und außerdem $l : \varrho = M_x : EJ$ (Festigkeitslehre, S. 180), so folgt für den wirklichen Verdrehungszustand

$$q = \frac{M_x}{EJ} \cdot dx.$$

Ferner gilt für eine Verdrehung, hervorgerufen durch Temperatur

$$q_t = \alpha \cdot \frac{t_u - t_o}{h} \cdot dx.$$

Die rechte Seite der Arbeitsgleichung lautet demnach

$$\sum \bar{M} \cdot q = \int_0^{l_2} \frac{1}{l_2} \cdot x \cdot \left[\frac{\hat{M}_x}{EJ} + \alpha \cdot \frac{t_u - t_o}{h} \right] \cdot dx$$

und somit die Arbeitsgleichung

$$-1 \cdot \beta_4 = \frac{1}{l_2} \cdot \int_0^{l_2} x \cdot \left[\frac{\hat{M}_x}{EJ} + \alpha \cdot \frac{t_u - t_o}{h} \right] \cdot dx. \quad (128a)$$

In derselben Weise ergibt sich für das andere Feld l_4

$$-1 \cdot \alpha_5 = \frac{1}{l_4} \int_0^{l_4} x \cdot \left[\frac{\hat{M}_x}{EJ} + \alpha \cdot \frac{t_u - t_o}{h} \right] \cdot dx. \quad (128b)$$

Beide Gleichungen ergeben umgeformt

$$-EJ \cdot \beta_4 = \frac{1}{l_2} \int_0^{l_2} \hat{M}_x \cdot x \cdot dx + \int_0^{l_2} x \cdot \frac{EJ \cdot \alpha (t_u - t_o)}{h \cdot l_2} \cdot dx. \quad (129a)$$

$$-EJ \cdot \alpha_5 = \frac{1}{l_4} \int_0^{l_4} \hat{M}_x \cdot x \cdot dx + \int_0^{l_4} x \cdot \frac{EJ \cdot \alpha (t_u - t_o)}{h \cdot l_4} \cdot dx. \quad (129b)$$

Setzen wir in die ersten Glieder der Gl. (129 a und b) die Ausdrücke für M_x aus Gl. (126) ein und addieren sie, so erhalten wir als Ergebnis

$$\begin{aligned} \frac{1}{l_2} \int_0^{l_2} \hat{M}_x \cdot x \cdot dx + \frac{1}{l_4} \int_0^{l_4} \hat{M}_x \cdot x \cdot dx &= \frac{\hat{L}_4}{l_2} + \frac{\hat{R}_4}{l_4} - \hat{M}_4 \cdot \frac{l_2}{6} \\ &\quad - \hat{M}_4 \cdot \frac{l_2 + l_4}{3} - \hat{M}_5 \cdot \frac{l_4}{6}. \end{aligned} \quad (130)$$

Hierin bedeuten

$$L_4 = \int_0^{l_2} \hat{M}_x \cdot x \cdot dx \quad \text{und} \quad R_4 = \int_0^{l_4} \hat{M}_x \cdot x \cdot dx$$

die statischen Momente der Momentenflächen der Öffnungen l_2 und l_4 in bezug auf die äußeren Stützen 3 und 5.

Aus (129 a und b) ergeben sich die Temperaturglieder zu

$$\frac{EJ \cdot \alpha (t_u - t_o) \cdot l_3}{2h} \quad \text{und} \quad \frac{EJ \cdot \alpha (t_u - t_o) \cdot l_4}{2h}$$

Bildet man die Summe der Gl. (129 a und b), so ergibt sich nach (130), wenn noch der Wert τ_2 nach Gl. (127) eingeführt wird:

$$\hat{M}_3 \cdot l_3 + 2 \hat{M}_4 (l_3 + l_4) + \hat{M}_5 \cdot l_4 = 6 \left\{ \frac{L_3}{l_3} + \frac{R_4}{l_4} \right\} + 6 EJ \cdot \left\{ \frac{y_4 - y_3}{l_3} - \frac{y_5 - y_4}{l_4} \right\} + \frac{3 EJ \cdot \alpha}{h} (t_u - t_o) \cdot (l_3 + l_4). \quad (130)$$

Bestimmung der Werte L und R für besondere Belastungsfälle, wobei zu beachten ist, daß sie die statischen Momente der Momentenflächen des einfachen Balkens, bezogen auf die beiden äußeren der drei betrachteten Stützen, bedeuten.

1. Gleichmäßig verteilte Belastung p_3 und p_4 . Es ist

$$L_3 = \int_0^{l_3} \left(p_3 \cdot \frac{l_3}{2} \cdot x_3 - p_3 \cdot \frac{x_3^2}{2} \right) \cdot x_3 \cdot dx_3 = p_3 \cdot \frac{l_3^3}{24}$$

und

$$R_4 = \frac{p_4 \cdot l_4^3}{24}$$

Somit ist

$$6 \cdot \left\{ \frac{L_3}{l_3} + \frac{R_4}{l_4} \right\} = \frac{1}{4} (p_3 \cdot l_3^2 + p_4 \cdot l_4^2).$$

2. Einzellast in beliebiger Lage (Fig. 192).

$$L_3 = \frac{1}{6} P_3 a_3 (l_3^2 - a_3^2); \quad R_4 = \frac{1}{6} P_4 a_4 (l_4^2 - a_4^2).$$

Somit ist:

$$6 \left(\frac{L_3}{l_3} + \frac{R_4}{l_4} \right) = P_3 \cdot \frac{a_3}{l_3} (l_3^2 - a_3^2) + P_4 \cdot \frac{a_4}{l_4} (l_4^2 - a_4^2).$$

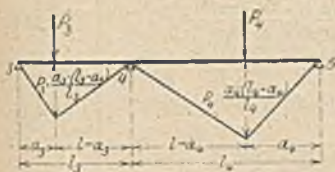


Fig. 192.

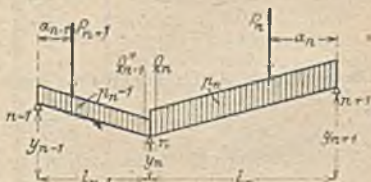


Fig. 193.

Die Dreimomentengleichung (131) lautet für den Fall einer gleichmäßig verteilten Last mit mehreren Einzellasten in der allgemeinen Form, wenn man anstelle der Zahlen 3, 4, 5 jetzt $(n - 1)$, n , $(n + 1)$ einführt (Fig. 193)

$$\hat{M}_{n-1} \cdot l_{n-1} + 2 \hat{M}_n (l_{n-1} + l_n) + \hat{M}_{n+1} \cdot l_n = \frac{1}{4} \cdot (p_{n-1} \cdot l_{n-1}^2 + p_n \cdot l_n^2) + \sum \cdot \frac{P_{n-1} \cdot a_{n-1}}{l_{n-1}} (l_{n-1}^2 - a_{n-1}^2) + \sum \cdot \frac{P_n \cdot a_n}{l_n} (l_n^2 - a_n^2) + 6 EJ \cdot \left(\frac{y_n - y_{n-1}}{l_{n-1}} - \frac{y_{n+1} - y_n}{l_n} \right) + \frac{3 EJ \cdot \alpha}{h} (t_o - t_u) (l_{n-1} + l_n). \quad (131a)$$

c) **Querkräfte und Stützkräfte.** Allgemein ist das Biegemoment in einem beliebigen Schnitt (Fig. 194)

$$\hat{M}_x = \hat{\mathfrak{M}}_x - \hat{M}_3 - (\hat{M}_4 - \hat{M}_3) \cdot \frac{x_3}{l_3},$$

oder wenn anstelle der absoluten die mit Vorzeichen behafteten algebraischen Werte eingeführt werden, also:

$$+\hat{\mathfrak{M}}_x = \mathfrak{M}_x, \quad -\hat{M}_3 = M_3, \quad -\hat{M}_4 = M_4;$$

$$M_x = \mathfrak{M}_x + M_3 + (M_4 - M_3) \cdot \frac{x_3}{l_3}. \quad (132)$$

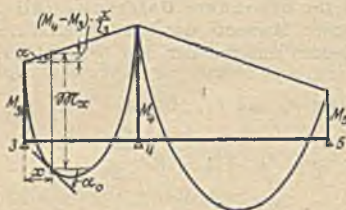


Fig. 194

Differenziert man diese Gleichung nach x , so erhält man damit die Querkraft

$$\hat{Q}_x = \frac{dM_x}{dx} = \frac{d\mathfrak{M}_x}{dx} + \frac{M_4 - M_3}{l_3},$$

$$\hat{Q}_x = \hat{Q}_x + \frac{M_4 - M_3}{l_3}. \quad (133)$$

Da $\hat{Q}_x = \text{tg } \alpha_0$ und $\frac{M_4 - M_3}{l_3}$

= $\text{tg } \alpha'$ ist, so ergibt sich die Stützskraft als die Summe der beiden Querkräfte unmittelbar links und rechts von der Stütze, also für lotrechte Belastung:

$$Q_x = \frac{1}{2} p_x \cdot l_x + \sum \frac{P_x \cdot a_x}{l_x}.$$

Für den Fall der Felder 3 und 4 wird

$$Q_3 = \frac{1}{2} p_3 l_3 + \frac{\sum P_3 \cdot a_3}{l_3} + \frac{M_4 - M_3}{l_3} \quad (134a)$$

$$Q_4 = \frac{1}{2} p_4 l_4 + \frac{\sum P_4 \cdot a_4}{l_4} + \frac{M_3 - M_4}{l_4} \quad (134b)$$

Die Stützskraft A_4 im Punkt 4 ist somit

$$A_4 = Q_3 + Q_4. \quad (135)$$

In allgemeiner Form ist nach (133) die Querkraft

$$Q_x = \hat{Q}_x + \frac{\hat{M}_n - \hat{M}_{n-1}}{l_{n-1}} \quad (136)$$

und die Stützskraft der mittleren Stütze

$$A_n = \frac{1}{2} p_{n-1} \cdot l_{n-1} + \frac{1}{2} p_n \cdot l_n + \frac{\sum P_{n-1} \cdot a_{n-1}}{l_{n-1}} + \frac{\sum P_n \cdot a_n}{l_n} + \hat{M}_n \cdot \left(\frac{1}{l_{n-1}} + \frac{1}{l_n} \right) - \frac{M_{n-1}}{l_{n-1}} - \frac{\hat{M}_n}{l_n}. \quad (137)$$

d) Momente und Querkräfte durchgehender Träger mit gleichen Öffnungen ¹⁾.

g ständige, p bewegliche Belastung, letztere in ungünstigster Stellung.

a) 2 Felder:

Entfernung von äußerer Stütze	Querkräfte			Entfernung von äußerer Stütze	Momente		
	Einfluß v. g	Einfluß von p			Einfluß v. g	Einfluß von p	
	Q	max (+Q)	max (-Q)		M	max (-M)	max (+M)
0	+0,375	0,4375	0,0625	0	0	0	0
0,1	+0,275	0,3437	0,0687	0,1	+0,0325	0,00625	0,03875
0,2	+0,175	0,2624	0,0874	0,2	+0,0550	0,01250	0,06750
0,3	+0,075	0,1932	0,1182	0,3	+0,0675	0,01875	0,08625
0,375	0	0,1491	0,1491	0,4	+0,0700	0,02500	0,09500
0,4	-0,025	0,1359	0,1609	0,5	+0,0625	0,03125	0,09375
0,5	-0,125	0,0898	0,2148	0,6	+0,0450	0,03750	0,08250
0,6	-0,225	0,0544	0,2794	0,7	+0,0175	0,04375	0,06125
0,7	-0,325	0,0287	0,3537	0,75	0	0,04688	0,04688
0,8	-0,425	0,0119	0,4369	0,8	-0,0200	0,05000	0,03000
0,9	-0,525	0,0027	0,5277	0,85	-0,0425	0,05773	0,01523
1,0	-0,625	0	0,6250	0,9	-0,0765	0,07361	0,00611
· l	· g l	· p l	· p l	0,95	-0,0950	0,09638	0,00138
	Stützkräfte:			1,0	-0,1250	0,12500	0
	max A = 0,3750 g l + 0,4375 p l;			· l	· g l ²	· p l ²	· p l ²
	max B = 1,25 (g + p) l.						

b) 3 Felder:

I. Feld				I. Feld			
0	+0,4	0,4500	0,0500	0	0	0	0
0,1	+0,3	0,3560	0,0563	0,1	+0,035	0,005	0,040
0,2	+0,2	0,2752	0,0752	0,2	+0,060	0,010	0,070
0,3	+0,1	0,2065	0,1065	0,3	+0,075	0,015	0,090
0,4	0	0,1496	0,1496	0,4	+0,080	0,020	0,100
0,5	-0,1	0,1042	0,2042	0,5	+0,075	0,025	0,100
0,6	-0,2	0,0694	0,2694	0,6	+0,060	0,030	0,090
0,7	-0,3	0,0443	0,3443	0,7	+0,035	0,035	0,070
0,8	-0,4	0,0280	0,4280	0,8	0	0,04022	0,04022
0,9	-0,5	0,0193	0,5191	0,85	-0,02125	0,04898	0,02773
1,0	-0,6	0,0167	0,6167	0,9	-0,04500	0,06542	0,02042
				0,95	-0,07125	0,08831	0,01706
				1,0	-0,10000	0,11667	0,01667
II. Feld				II. Feld			
0	+0,5	0,5833	0,0833	0	-0,10000	0,11667	0,01667
0,1	+0,4	0,4870	0,0870	0,05	-0,07625	0,09033	0,01408
0,2	+0,3	0,3991	0,0991	0,1	-0,05500	0,06248	0,00748
0,3	+0,2	0,3210	0,1210	0,15	-0,03625	0,05678	0,02053
0,4	+0,1	0,2537	0,1537	0,2	-0,020	0,050	0,030
0,5	0	0,1979	0,1979	0,2761	0	0,050	0,050
· l	· g l	· p l	· p l	0,3	+0,005	0,050	0,055
	Stützkräfte:			0,4	+0,020	0,050	0,070
	max A = 0,40 g l + 0,45 p l;			0,5	+0,025	0,050	0,075
	max B = 1,1 g l + 1,2 p l.			· l	· g l ²	· p l ²	· p l ²

¹⁾ Ausführlichere Tabellen vgl. Anwendung des Eisenbetons, S. 756—777.

c) 4 Felder.

Entfernung von äußerer Stütze	Querkräfte			Entfernung von äußerer Stütze	Momente		
	Einfluß v. g		Einfluß von p		Einfluß v. g		Einfluß von p
	Q	max (+ Q)	max (- Q)		M	max (- M)	max (+ M)
I. Feld				I. Feld			
0	+0,3929	0,4464	0,0535	0	0	0	0
0,1	+0,2929	0,3528	0,0599	0,1	+0,03429	0,00536	0,03964
0,2	+0,1929	0,2717	0,0788	0,2	+0,05857	0,01071	0,06929
0,3	+0,0929	0,2029	0,1101	0,3	+0,07286	0,01607	0,08893
0,3929	0	0,1498	0,1498	0,4	+0,07714	0,02143	0,09857
0,4	-0,0071	0,1461	0,1533	0,5	+0,07143	0,02679	0,09822
0,5	-0,1071	0,1007	0,2079	0,6	+0,05572	0,03214	0,08786
0,6	-0,2071	0,0660	0,2731	0,7	+0,03000	0,02750	0,06750
0,7	-0,3071	0,0410	0,3481	0,757	0	0,04209	0,04209
0,8	-0,4071	0,0247	0,4319	0,8	-0,00571	0,04309	0,03738
0,9	-0,5071	0,0160	0,5231	0,85	-0,02732	0,05216	0,02484
1,0	-0,6071	0,0134	0,6205	0,9	-0,05143	0,06772	0,01629
				0,95	-0,07803	0,09197	0,01395
				1,0	-0,10714	0,12054	0,01340
II. Feld				II. Feld			
0	+0,5357	0,6027	0,6070	0	-0,10714	0,12054	0,01340
0,1	+0,4357	0,5064	0,0707	0,05	-0,08160	0,09323	0,01163
0,2	+0,3357	0,4187	0,0830	0,1	-0,05857	0,07212	0,01455
0,3	+0,2357	0,3410	0,1153	0,15	-0,03803	0,06340	0,02537
0,4	+0,1357	0,2742	0,1385	0,2	-0,02000	0,05000	0,03000
0,5	+0,0357	0,2190	0,1833	0,2661	0	0,04832	0,04882
0,5357	0	0,2028	0,2028	0,3	+0,00857	0,04821	0,05678
0,6	-0,0643	0,1755	0,2398	0,4	+0,02714	0,04643	0,07357
0,7	-0,1435	0,1435	0,3078	0,5	+0,03572	0,04464	0,08036
0,8	-0,2643	0,1222	0,3865	0,6	+0,03429	0,04286	0,07715
0,9	-0,3643	0,1106	0,4749	0,7	+0,02286	0,04107	0,06393
1,0	-0,4643	0,1071	0,5714	0,8	+0,00143	0,04027	0,04170
.1	$\cdot pl$	$\cdot pl$	$\cdot pl$	0,8053	0	0,04092	0,04092
				0,85	-0,01303	0,04754	0,03451
				0,9	-0,03000	0,06105	0,03105
				0,95	-0,04947	0,08120	0,03173
				1,0	-0,07143	0,10714	0,03571
				.1	$\cdot gl^2$	$\cdot pl^2$	$\cdot pl^2$
Stützkräfte:							
max $A = 0,3929 gl + 0,4464 pl$;							
max $B = 1,1428 gl + 1,2232 pl$;							
max $C = 0,9286 gl + 1,1428 pl$.							

e) Graphische Berechnung durchlaufender Balkenträger auf unverschiebbaren Stützpunkten.

α) Drittelslinien, Festpunkte und Festlinien.

1. Die 2. Öffnung eines Trägers auf 5 Stützen (Fig. 195) sei allein belastet. Die Stützkraft D ist dann negativ und das Stützenmoment M_d positiv. Die Momentenflächen sind:

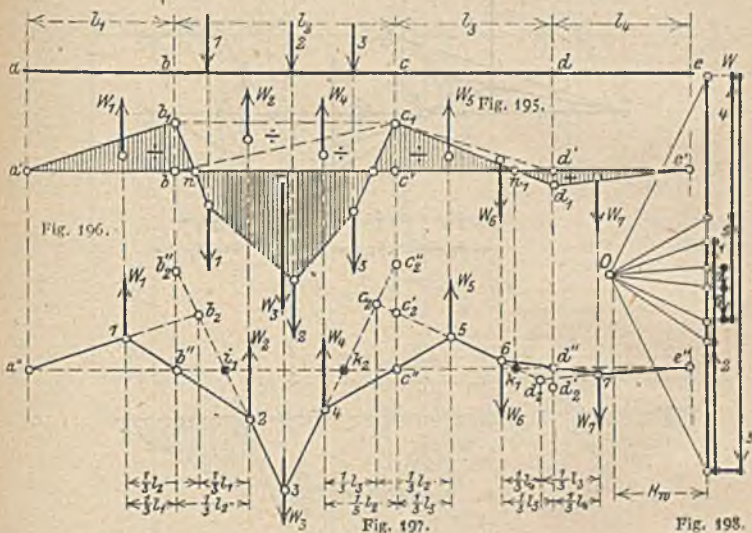
in der zweiten Öffnung: gleich der positiven Momentenfläche des einfachen Balkens $b c$, vermindert um das Trapez $b' b_1 c_1 c'$, das durch die $b' c_1$ in zwei Dreiecke zerlegt wird;

in der dritten Öffnung: gleich dem Unterschiede der beiden Dreiecksflächen $c_1 c' d'$ und $c_1 d_1 d'$;

In den Endöffnungen: immer je ein Dreieck.

Im Schwerpunkte der genannten Dreiecksflächen und der einfachen Momentenfläche der belasteten Öffnung denke man je eine elastische Kraft W positiv oder negativ angebracht und damit eine Biegelinie gezeichnet Fig. 196 und 197. Aus deren Gestalt folgen die Berechnungsgrundlagen:

Alle Angriffspunkte der W liegen in den nichtbelasteten Öffnungen in Drittelpunkten (Fig. 196). Der Schnittpunkt b_2 der Mittelkraft der an W_1 und W_2 stoßenden äußeren Seiten der Biegelinie liegt auf einer Lotrechten, die man erhält, wenn man die beiden Drittel ($l_1/3$ und $l_2/3$) der zugehörigen Stützweiten miteinander vertauscht oder verschränkt (Fig. 197). Diese Lotrechte heißt die verschränkte Drittellinie. In gleicher Art schneiden sich W_4 und W_5 im Angriffspunkte c_2 ihrer Mittelkraft usw.



Danach liegen sämtliche Ecken der Biegefläche, mit Ausnahme der Ecke bei W_3 , auf Drittellinien und die Mittelkräfte von W_1 und W_2 , W_4 und W_5 , W_6 und W_7 fallen in verschränkte Drittellinien, ganz gleich in welcher Art die 2. Öffnung belastet ist.

2. Fig. 199 ist der vergrößerte linke Teil der in Fig. 197 gezeichneten Biegefläche. Darin liegen die Eckpunkte des Dreiecks $1-2-b_2$ je auf einer festen Lotrechten und zwei seiner Seiten laufen durch feste Punkte. Deshalb muß auch die dritte Seite durch einen Festpunkt gehen, der mit den andern beiden festen Punkten auf einer und derselben Geraden liegt. In gleicher Art liegen die Verhältnisse in den übrigen Öffnungen, und es ist nachzuweisen:

In jeder Öffnung eines durchgehenden Trägers (Fig. 199) gibt es in der Trägerlinie zwei Festpunkte i und k , die von den Verhältnissen der Stützweiten zueinander, nicht aber von der Art der Belastung der Öffnungen abhängig sind. Das Moment in einem Punkte i ist für alle Belastungen der rechts davon liegenden Öffnungen gleich Null, ebenso auch in einem Punkte k für alle Belastungen der links davon liegenden Öffnungen. Der linke Stützpunkt a des Trägers wird hierbei als i -Punkt der ersten, der rechte Stützpunkt e als k -Punkt der letzten Öffnung angesehen. In den durch die so bestimmten Festpunkte verlaufenden Lotrechten

— den Festlinien — liegen die Momentennullpunkte und die Wendepunkte der Biegelinie.

3. Die Festpunkte. In allen Öffnungen (Fig. 200) zeichne man die Drittelllinien und ziehe vom Stützpunkt a eine beliebige Gerade, von welcher die zweite Drittelllinie der ersten Öffnung in 1 und die verschränkte Drittelllinie der zweiten Öffnung in b_2 getroffen wird. Weiter lege man eine Gerade durch die Punkte 1 und b und verlängere sie bis zu ihrem Schnittpunkte 2 mit der ersten Drittelllinie der zweiten Öffnung. Dann trifft die Gerade b_2-2 den ersten Festpunkt i_1 der zweiten Öffnung.

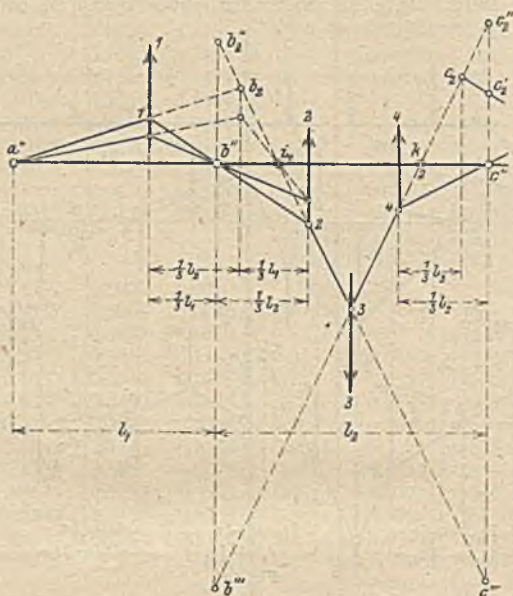


Fig. 199.

Vom Festpunkte i_1 ausgehend, wiederholt man das Verfahren und erhält so den zweiten Festpunkt i_2 der dritten Öffnung. Schließlich wird das Verfahren von i_2 aus nochmals durchgeführt, um den Festpunkt i_3 der vierten Öffnung zu erhalten. Die Festpunkte k_1 bis k_2 findet man in gleicher Weise, wenn man von c ausgeht (Fig. 200). Bei symmetrischer Anordnung der Stützweiten in bezug auf die Trägermitte liegen auch die Festpunkte symmetrisch.

β) Kreuzlinien und Momentenflächen.

1. Die Verbindungslinien zwischen den Punkten b_2'' und c''' einerseits und den Punkten c'' und b''' andererseits (Fig. 199), deren Schnittpunkt auf der Schwerlinie der einfachen Momentenfläche der belasteten Öffnung liegt, heißen Kreuzlinien.

Nachdem die Festpunkte bestimmt sind, berechnet man Inhalt und Schwerpunkt der einfachen Momentenfläche in der belasteten Öffnung. Inhalt multipliziert mit dem Schwerpunktsabstande von einer Stützenlotrechten und dividiert mit einem Sechstel des Quadrates der belasteten Stützweite gibt dann die Strecken $b''b'''$ und $c''c'''$ der Fig. 199.

Diese Strecken sind in der Fig. 201 von b und c aus aufgetragen. Dadurch erhält man die Kreuzlinien bc''' und cb''' . Treffen diese die Festlinien in

den Punkten i' und k' , so schneidet die Verlängerung der Geraden $i'k'$ auf den benachbarten Stützenlotrechten die Strecken der gesuchten Stützenmomente ab. Verbindet man dann deren Endpunkte b_1 und c_1 mit den Festpunkten der übrigen Öffnungen, so erhält man dadurch die gesamte Momentenfläche des durchgehenden Trägers (Fig. 201).

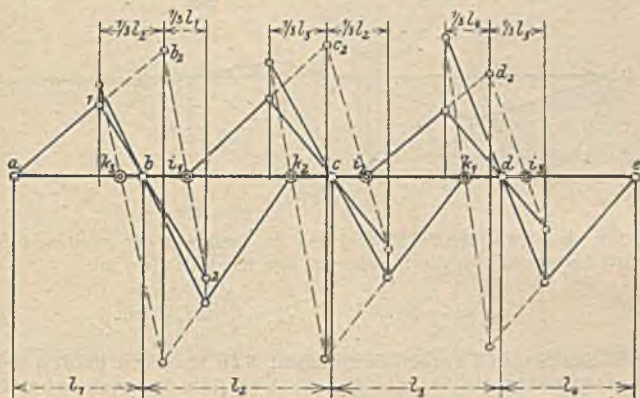


Fig. 200.

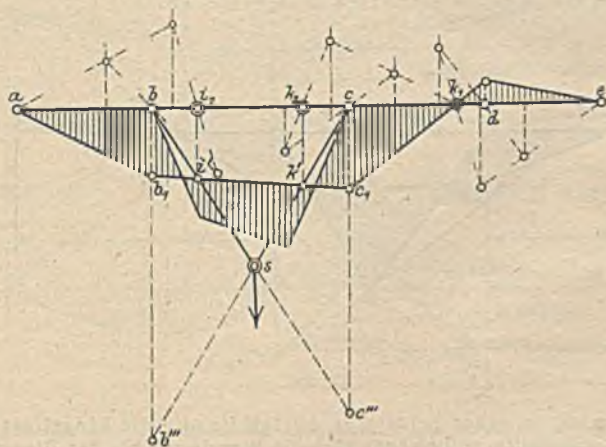


Fig. 201.

2. Für eine gleichmäßig voll belastete Öffnung (Fig. 202) fällt der Schnittpunkt s der Kreuzlinien in den Scheitelpunkt der Momentenparabel. Die gesamte Momentenfläche findet man danach wie folgt: Verbinde den Scheitelpunkt s der einfachen Momentenparabel durch Gerade mit den Stützpunkten der belasteten Öffnung, dann liefern die Schnittpunkte i' und k' dieser Geraden mit den Festlinien je einen Punkt der gesuchten Momentenfläche des Trägers (Fig. 202—203).

Bei Belastung mehrerer Öffnungen behandle man jede belastete Öffnung wie vor angegeben und summiere die erhaltenen Stützenmomente usw.

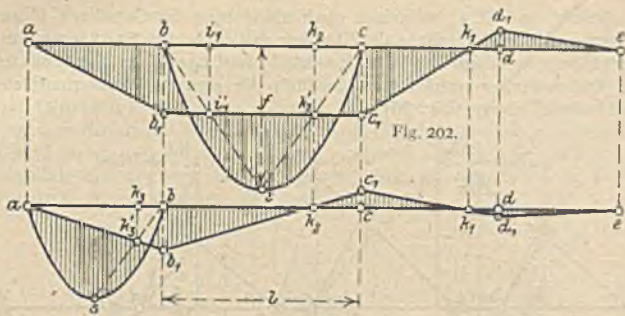


Fig. 203.

3. Für eine wandernde Einzellast im Punkte s der zweiten Öffnung (Fig. 204) berechnen sich die Strecken z_k der Kreuzlinien mit

$$z_{kb} = \frac{h}{l_2} (l_2 + x); \quad z_{kc} = \frac{h}{l_2} (2l_2 - x). \quad (138)$$

Diese Strecken sind bequem darzustellen: Man trage zu beiden Seiten des Lastpunktes die Strecke l_2 auf. Von den dadurch erhaltenen Punkten b' und c' lege man Gerade durch die Spitze s des Dreiecks bcs . Diese Geraden schneiden auf den Stützenlotrechten der belasteten Öffnung die gesuchten Strecken z_k ab.

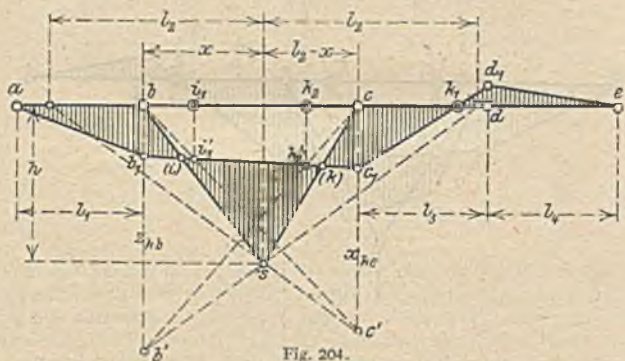


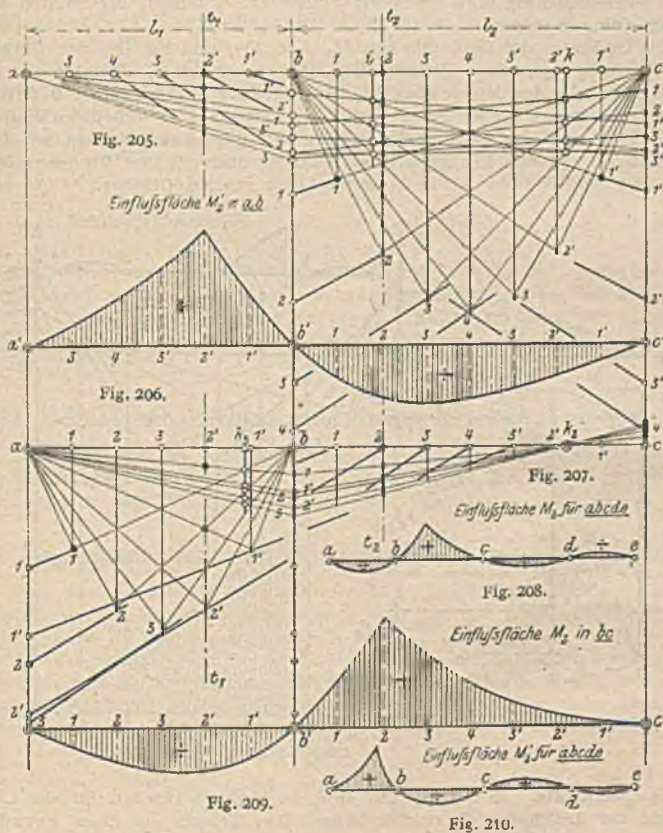
Fig. 204.

Wandert in einer belasteten Mittelöffnung die Einzellast von links nach rechts, so bewegen sich die Wendepunkte der Biegelinie (Nullpunkte des Momentes) (i) und (k) in gleicher Richtung, bleiben dabei aber immer innerhalb der belasteten Stützweite und außerhalb der Festlinienweite ik .

32. Vollwandiger durchlaufender Träger bei beweglicher Belastung.

a) Moment. Gesucht ist die Einflußlinie des Momentes M_2 für den Schnitt 2 der 2. Öffnung bc des in Fig. 205—210 dargestellten Trägers auf fünf Stützen. Die vier Öffnungen haben der Reihe nach 45 m—60 m—60 m—45 m Stützweite.

In der Fig. 205 wandert die Einzellast in der zweiten, in der Fig. 207 in der ersten Öffnung. Für jeden der Lastpunkte 1, 2, 3, 4, 3', 2' und 1' der zweiten Öffnung wurde zuerst die einfache Momentenfläche der Einzellast gezeichnet. Das gab lauter Dreiecke mit den Spitzen 1 bis 1'. Jetzt konnten auf der Stützenlotrechten die unteren Punkte 1, 2, 3, 4 der Kreuzlinien gefunden werden. So gab z. B. die Verbindung des Punktes 1 der ersten Öffnung mit der Spitze 1

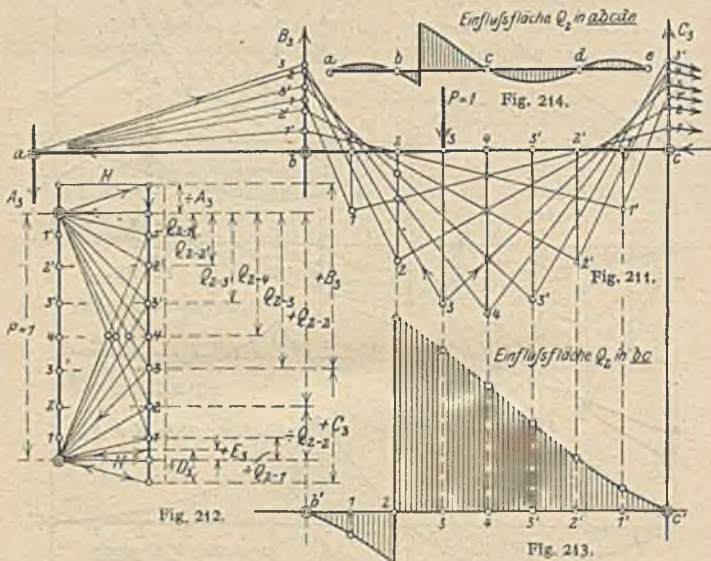


der einfachen Momentenfläche für Lastpunkt 1 den Endpunkt 1 der Kreuzlinien für die Lage der Einzellast in 1. Die Kreuzlinien treffen auf der Festlinie durch i diejenigen Punkte, durch welche der Schlußlinienzug der betreffenden Momentenfläche verlaufen muß. Weil die Lastpunkte in der Stützweite gleichweit voneinander entfernt sind, so liegen die Endpunkte 1, 2, 3, 4 der Kreuzlinien in der Stützenlotrechten b denjenigen in der Stützenlotrechten c wagerecht gegenüber. Dadurch sind auch alle Schnittpunkte der Festlinie durch k mit den Kreuzlinien 1 bis 4 gegeben. Damit fanden sich sämtliche sieben Schlußlinienstrecken der zweiten Öffnung, und dadurch war der über die vier Öffnungen reichende Schlußlinienzug für jede der sieben Momentenflächen festgelegt. Sämtliche Ordinaten der Einflußfläche M_2 für den Schnitt l_2 der zweiten Öffnung konnten jetzt in den Lastpunkten 1 bis 1' aufgetragen

werden, das ist in der Fig. 209 geschehen. Die zugehörigen Ordinatenstrecken sind im Schnitte t_2 der Fig. 205 durch schwarze Punkte begrenzt.

Um die Einflußfläche von M_2 auch für den J auf der Last in der ersten Öffnung zeichnen zu können, mußten vorerst (in der Fig. 207) die dazu nötigen Schlußlinienstrecken der zweiten Öffnung mit Hilfe der Kreuzlinien dargestellt werden. Hier kommen nur die Schnittpunkte der Festlinie durch k_2 in Frage. Jeder Schlußlinienzug muß durch die Festpunkte k_2 und k_1 der zweiten und dritten Öffnung geben.

Die Ordinaten der Einflußflächen M_2 (Fig. 209) sind für die erste Öffnung im Schnitte t_2 der zweiten Öffnung (Fig. 205) abzugreifen. — Fig. 206 gibt die Einflußfläche des Momentes M_2 im Schnitte t_1 der ersten Öffnung für alle Lastpunkte zwischen den Stützen a bis c . Wie diese Einflußfläche auch noch über die beiden letzten Öffnungen auszudehnen ist, veranschaulicht Fig. 210. Fig. 208 gibt ein Bild der über alle vier Öffnungen ausgedehnten Einflußfläche M_2 im Schnitte t_2 der zweiten Öffnung.



b) **Querkräfte.** In der Fig. 211 sind die Momentenflächen für alle Lastpunkte der 2. Öffnung des vorher behandelten Trägers auf einen geraden Schlußlinienzug übertragen. Zu den Seilecken dieser Momente sind in Fig. 212 die Kräftecke gezeichnet und aus diesen sind die gesuchten Querkraftgrößen unmittelbar abzulesen. Die Stützkräfte $-A, +B, +C, -D$ und $+E$ bilden mit der Einzellast eine geschlossene Kraftlinie. In Fig. 212 sind danach alle Stützkräfte für den Lastpunkt 3 und außerdem die Querkräfte in der zweiten Öffnung für alle Lastpunkte $1, 2, 3, 4, 3', 2', 1'$ dargestellt. H bedeutet die Polweite für alle Kraftdreiecke, die aus P und den beiden anstoßenden Seileckkräften gebildet sind. Je nachdem die Parallele zum wagerechten Schlußlinienzug oberhalb oder unterhalb der Parallelen zur betrachteten Seileckseite liegt, erhält Q negatives oder positives Vorzeichen.

Danach ist in Fig. 213 die Einflußfläche der Querkraft Q_2 im Schnitte 2 der zweiten Öffnung für die Strecke bc gezeichnet worden. Um sie über

die vier Öffnungen auszudehnen (Fig. 214), mußten noch die Momentenlinien für alle Lastpunkte der ersten Öffnung dargestellt werden.

c) Regeln für die gefährlichsten Lastlagen.

1. Um das größte positive Moment eines Schnittes innerhalb der Festpunkte einer Öffnung zu erhalten, ist diese voll zu belasten und die übrigen Öffnungen müssen abwechselnd unbelastet und voll belastet sein. Die umgekehrte Art der Belastung erzeugt das größte negative Moment.

2. Um das größte positive Moment eines Schnittes außerhalb der Festpunkte zu erhalten, ist nur die Strecke zwischen der Lastscheide l und der benachbarten Stütze voll zu belasten, die andere Strecke der Schnittöffnung unbelastet zu lassen. Außerdem müssen die übrigen Öffnungen abwechselnd unbelastet und voll belastet sein. Die umgekehrte Art der Belastung erzeugt das größte negative Moment.

3. Die positive Querkraft einer Schnittöffnung wird am größten, wenn sie links vom Schnitte unbelastet, rechts davon voll belastet ist und wenn die übrigen Öffnungen abwechselnd voll belastet und unbelastet sind, so daß an die unbelastete Strecke der Schnittöffnung eine belastete und an ihre voll belastete Strecke eine unbelastete Öffnung schließt. Für die negative Querkraft gilt das Umgekehrte.

33. Gegliederter durchlaufender Träger bei ständiger Belastung.

Der einfachste Weg zur Bestimmung der Stabkräfte besteht darin, daß man die Stützkräfte wie beim vollwandigen Träger bestimmt und dann einen Kräfteplan zeichnet oder auch rechnerisch die Bestimmung vornimmt.

34. Gegliederter durchlaufender Träger bei beweglicher Belastung.

Für den über drei in gleicher Höhe liegenden Stützen durchlaufenden Fachwerksträger (Fig. 215) sollen die Einflußflächen der Stabkräfte U_2 und D_2 dargestellt werden.

Als Überzählige gelte die Stützkraft X_c , die im Stützpunkte c des unbestimmten Systems durch eine im beliebigen Knoten m des Lastgurtes angreifende Einzellast $P = \text{„Eins“}$ erzeugt wird. Durch Beseitigen der zwei-ständigen Stütze c und Hinzufügen eines Stabes in der Stütze b gewinnt man ein Hauptsystem. Dafür erhält man

$$X_c = \frac{1 \cdot \delta_{mc}}{\delta_{cc}} = \frac{1}{\delta_{cc}} \delta_{mc}$$

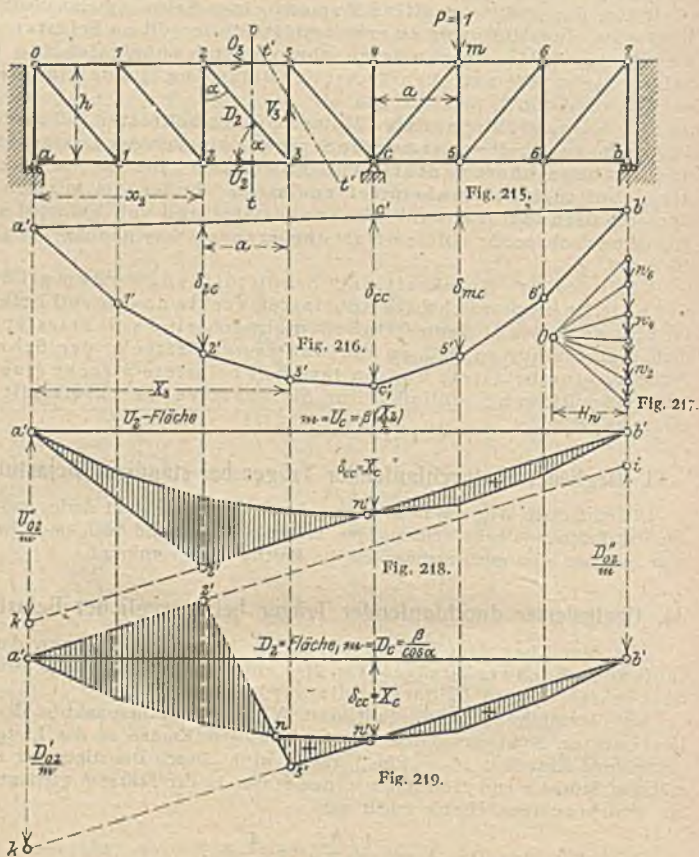
Die Verschiebungen δ_{mc} und δ_{cc} sind aus einer Biegelinie des Hauptsystems, gezeichnet für eine Lasteinheit „ $X_c = -1$ “, zu entnehmen (Fig. 216).

Der Maßstab der w -Kräfte, sowie auch die Polweite H_c des zugehörigen Kräftecks (Fig. 217) kann beliebig gewählt werden, weil X_c allein von dem Verhältnis zwischen δ_{mc} und δ_{cc} abhängig ist. Wählt man die Höhe δ_{cc} der Bogenkraftfläche als „Einheit“, so ist $X_c = \delta_{mc}$, d. h. die überzählige Größe kann unmittelbar aus der zugehörigen Einflußfläche abgegriffen werden. Aus den Stabkräften des Hauptsystems bestimmt man

$$X_c = \frac{\sum S_0 S_c k}{\sum S_c^2 k}$$

wobei S_0 und S_c diejenigen Stabkräfte sind, die man nacheinander für die Belastungszustände „ $X = 0$ “ und „ $X_c = -1$ “ ermittelt hat. Die Stabkräfte S_c

wurden bereits für die Darstellung der Biegelinie gebraucht. Die Ermittlung von S_0 und S_c für jeden Stab des Hauptsystems geschieht mit Hilfe eines Kräfteplanes oder nach einem anderen Verfahren.



Eine Stabkraft S des unbestimmten Systems ist durch

$$S = S_0 - X_c S_c \tag{139}$$

gegeben. Darin bedeutet S_0 irgendeine von der wandernden Einzellast im einfachen, bei a und b gestützten Parallelträger erzeugte Stabkraft. Für die Einflußfläche der S empfiehlt sich ein Multiplikator m

$$S = S_c \left(\frac{S_0}{S_c} - X_c \right) = m \left(\frac{S_0}{m} - X_c \right) \tag{140}$$

Für einen Gurtstab innerhalb der Stützweite l_1 bestimmt sich S_c rechnerisch aus dem Belastungszustande „ $X_c = -1$ “ mit

$$S_c = m = \frac{1 \cdot l_2 \cdot x}{l_1 + l_2 \cdot r} = \beta \frac{x}{r} \tag{141}$$

x : die von a aus gemessene Abszisse des zugeordneten Momentenpunktes;
 r : der darauf bezogene Hebelarm der Stabkraft;
 β berechnet sich aus dem gegebenen Verhältnisse der Stützweiten l_1 und l_2 des durchgehenden Trägers.

Für einen Wandstab erhält man innerhalb der Stützweite l_1 :

$$m = S_e = \frac{1 \cdot l_2}{(l_1 + l_2) \cos \alpha} = \frac{\beta}{\cos \alpha}.$$

Danach sind in den Fig. 218—219 die gesuchten Einflußflächen für U_2 und D_2 gezeichnet. U'_0, D'_0, V'_0 bedeuten die durch eine Stützkraft $A = \text{„Eins“}$ im Hauptsystem verursachten Stabkräfte, mit deren Hilfe diejenige Grenzlinie der Einflußflächen festgelegt wird, welche den Einfluß von A darstellt. Die beiden Grenzlinien jeder Einflußfläche treffen sich in einem Punkte der zugehörigen Momentenpunktlotrechten.

Die Vorzeichen der Teilflächen bestimmt man aus dem Vorzeichen der Stabkräfte des Hauptsystems. In diesem ist z. B. U_2 positiv. Deshalb wurde die Ordinate U'_{02}/m unterhalb der Trägerlinie $a'b'$ aufgetragen, um den Unterschied zwischen den Werten U_{02}/m und X_c unmittelbar graphisch zu erhalten. Die dabei verbleibende U_2 -Teilfläche $a'-2'-n'$ ist also positiv zu nehmen. In gleicher Weise erhält man ein positives Vorzeichen für die D_2 -Teilfläche.

Für $l_1 = 24$ m; $l_2 = 18$ m; $a = 6$ m; $h = 7$ m berechnet man in Tonnen

$$U'_{02} = \frac{1 \cdot 12}{7}; \quad m = \frac{l_2 \cdot x_2}{l_1 + l_2 \cdot h} = \frac{18 \cdot 12}{42 \cdot 7}.$$

$$\frac{U'_{02}}{m} = 2\frac{1}{2}; \quad \frac{D_{02}}{m} = \frac{1}{\beta} = \frac{7}{3} = 2\frac{1}{3}.$$

Für δ_{cc} gleich „Eins“ ist in Fig. 218—219 $a'k = 2\frac{1}{3}$ aufzutragen.

X. Vollwandiger und gegliederter Zweigelenkbogenträger für ruhende und bewegliche Lasten.

35. Vollwandiger Zweigelenkbogen bei ständiger Belastung.

a) Stützkräfte. Aus den Momentengleichungen für die beiden Kämpfergelenke ergeben sich die senkrechten Stützkräfte A und B wie beim Balken auf 2 Stützen. Die Bogenkraft H ist statisch nicht bestimmbar; deshalb ist zu ihrer Ermittlung eine Elastizitätsgleichung erforderlich.

Allgemein läßt sich die Verschiebung des freien Endes eines einseitig eingespannten Bogens nach irgendeiner Richtung x (Fig. 220) wie folgt bestimmen.

Die Normalkraft erzeugt die Verlängerung



Fig. 220.

$$\Delta dx = \Delta ds \cdot \cos \varphi = \frac{N \cdot ds}{EF} \cdot \cos \varphi = \frac{N \cdot dx}{EF}. \quad (142)$$

Das Biegemoment ruft, da der Drehungswinkel eines Querschnittes

$$d\tau = \frac{ds}{\rho} = \frac{M \cdot ds}{EJ}$$

ist, eine Verschiebung

$$y \cdot d\tau = \frac{M \cdot ds}{EJ} \cdot y \quad (143)$$

hervor. Infolge gleichmäßiger Erwärmung entsteht

$$\alpha \cdot t \cdot ds \cdot \cos \varphi = \alpha \cdot t \cdot dx. \quad (144)$$

Insgesamt beträgt somit die Verschiebung in der Richtung von x zunächst unter Ausschaltung der Wärmeänderung



Fig. 221.

$$\delta_x = \int_0^l \frac{N \cdot dx}{EF} + \int_0^l \frac{M \cdot y}{EJ} \cdot ds. \quad (145)$$

Nimmt man für den Zweigelenkbogen (Fig. 221) als x -Achse die Verbindungslinie der beiden Gelenke an und setzt $J' = J \cdot \cos \varphi$, so ist statt δ_x die Änderung Δl der Stützweite einzuführen:

man erhält dann die Elastizitätsgleichung des Zweigelenkbogens

$$\Delta l = \int_0^l \frac{N \cdot dx}{EF} + \int_0^l \frac{M \cdot y \cdot dx}{EJ'} + \alpha \cdot t \cdot l. \quad (146)$$

Bei Annahme starrer Widerlager ist $\Delta l = 0$ zu setzen. Man kann nun näherungsweise $N = -H : \cos \varphi$ einführen, ferner $F' = F \cdot \cos \varphi$ (J' und F' sind jetzt konstante Mittelwerte). Dann geht Gl. (146) bei Annahme starrer Widerlager über in

$$0 = - \int_0^l \frac{H \cdot dx}{EF'} + \frac{1}{EJ'} \int_0^l M \cdot y \cdot dx.$$

Für einen beliebigen Punkt der Bogenachse ist

$$M = \mathfrak{M} - H \cdot y.$$

Eingesetzt erhalten wir

$$0 = - \frac{H \cdot l}{EF'} + \frac{1}{EJ'} \int_0^l \mathfrak{M} \cdot y \cdot dx - \frac{H}{EJ'} \int_0^l y^2 \cdot dx$$

und

$$H = \frac{\int_0^l \mathfrak{M} \cdot y \cdot dx}{\int_0^l y^2 \cdot dx + \frac{J'}{F'} \cdot l} = \frac{\int_0^l \mathfrak{M} \cdot y \cdot dx}{\int_0^l y^2 \cdot dx} \cdot r,$$

worin

$$r = \frac{1}{1 + \frac{J'}{F' \int_0^l y^2 \cdot dx}}$$

den Korrektionskoeffizienten für den Einfluß der Längskräfte darstellt; werden diese vernachlässigt, dann ist $r = 1$ zu setzen.

Infolge gleichmäßiger Erwärmung um t° entsteht das Moment $M_t = H_t \cdot y$. Unter Vernachlässigung der Normalkräfte wird

$$\Delta l_t = \int_0^l y \cdot dx = \int_0^l \frac{M_t \cdot y \cdot dx}{EJ'} = \frac{H_t}{EJ'} \int_0^l y^2 \cdot dx = \alpha \cdot t \cdot l. \quad (149)$$

Aus diesen Gleichungen folgt

$$H_1 = \frac{\lambda \cdot E \cdot J' \cdot l \cdot l}{\int_0^l y^2 \cdot dx} \quad (150)$$

b) **Querkraft.** Die Querkraft in einem beliebigen Schnitt ist wie beim Dreigelenkbogen bestimmt durch die Gleichung

$$Q_x = Q_x - H \cdot \operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} \varphi \cdot \left(\frac{Q_x}{\operatorname{tg} \varphi} - H \right). \quad (151)$$

c) **Moment.** Die Momentengleichung für einen beliebigen Schnitt ist entsprechend der des Dreigelenkbogens

$$M_x = M_x - H \cdot y = y \cdot \left(\frac{M_x}{y} - H \right). \quad (152)$$

Für den Parabelbogen mit der Gleichung (Fig. 222)

$$y = \frac{4f \cdot x}{l^2} (l - x). \quad (153)$$

wird demnach der Ausdruck

$$\int_0^l y^2 \cdot dx = \frac{16}{3} f^2 l \quad (154)$$

und

$$r = \frac{1}{1 + \frac{15}{8} \cdot \frac{J'}{f^2 \cdot I'}} \quad (155)$$



Fig. 222.

Einfluß einer Einszellast. Der Zähler der Gl. (147) lautet:

$$\begin{aligned} \int_0^l M \cdot y \cdot dx &= \int_0^a P \cdot \frac{l-a}{l} \cdot x \cdot \frac{4f \cdot x}{l^2} (l-x) \cdot dx + \int_a^l P \cdot \frac{a}{l} \cdot (l-x) \cdot \frac{4f \cdot x}{l^2} (l-x) \cdot dx \\ &= \frac{P \cdot a \cdot f}{3l^2} (l^3 - 2a^2 \cdot l + a^3). \end{aligned} \quad (156)$$

Damit wird H , wenn wir $r = 1$ setzen:

$$H = \frac{5}{8} \frac{P \cdot a}{f l^3} \cdot (l^3 - 2a^2 l + a^3). \quad (157)$$

Damit ist die Gleichung der H -Linie für P gefunden; sie wird ersetzt durch eine Parabel gleicher Fläche mit der Pfeilhöhe Z , wenn in (157) H durch y und a durch x ersetzt wird:

$$\begin{aligned} \frac{2}{3} Z l &= \int_0^l y \cdot dx = \frac{5P}{8f l^3} \cdot \int_0^l (x \cdot l^3 - 2x^2 l + x^3) \cdot dx = \frac{P \cdot l^3}{8 \cdot f} \\ Z &= \frac{3}{16} \frac{P \cdot l}{f}. \end{aligned}$$

Daher lautet die Gleichung der Ersatzparabel

$$y = \frac{4Z \cdot a (l-a)}{l^2} = \frac{3}{4} \frac{P \cdot ab}{f l} = H. \quad (158a)$$

Für eine Einszellast in der Mitte ist

$$H = \frac{3}{16} \cdot \frac{P \cdot l}{f}. \quad (158b)$$

Für gleichmäßig verteilte Last p

$$H = \frac{pl^2}{8f} \tag{158c}$$

In den Gleichungen (158) ist der Einfluß der Normalkräfte vernachlässigt, indem $\nu = 1$ gesetzt wurde. Will man die Normalkräfte berücksichtigen, so erhalten die Gleichungen (158) die Form:

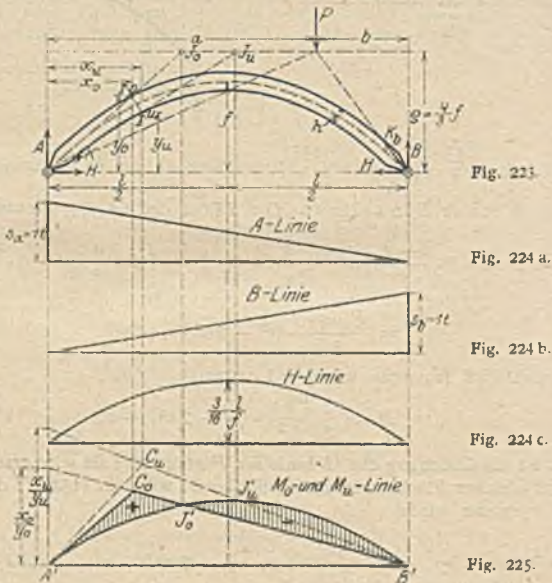
für eine Einzellast in beliebiger Lage $H = \frac{3}{4} \frac{P \cdot ab}{l \cdot f} \cdot \nu$ (159a)

für eine Einzellast in der Mitte $H = \frac{3}{16} \cdot \frac{Pl}{f} \cdot \nu$ (159b)

für eine gleichmäßig verteilte Last $H = \frac{pl^2}{8f} \cdot \nu$ (159c)

36. Vollwandiger Zweigelenbogen bei beweglicher Belastung.

a) Stützkräfte. Die Kämpferpunkte sollen gleichhoch liegen, die Bogenachse sei eine Parabel. Die Überzählige ist die wagerechte Seitenkraft H der



Kämpferkräfte. Eine Last P an beliebiger Stelle (Fig. 223) im Abstand a bzw. b von A bzw. B erzeugt die senkrechten Stützkräfte

$$A = P \cdot \frac{b}{l}; \quad B = P \cdot \frac{a}{l}$$

wie beim Balken auf zwei Stützen. H ergibt sich aus der Betrachtung der elastischen Formänderungen für den Blechbogen von nahezu konstanter Höhe zu

$$H = \frac{3}{4} \cdot \frac{P \cdot ab}{l \cdot f} \cdot \nu$$

In dem Ausdruck für H bedeutet nach (148)

$$r = \frac{1}{1 + \frac{15}{32} \frac{h^2}{f^2}}$$

Dieser Wert liegt meist sehr nahe bei 1; mit $P = 1$ und $r = 1$ wird

$$H = \frac{3}{4} \cdot \frac{ab}{l \cdot f} \quad (160)$$

Die Einflußlinie für H ist demnach eine Parabel mit der Mittelordinate $H = \frac{3}{16} \cdot \frac{l}{f}$.

Demnach ergeben sich für die Stützkräfte die nebenstehenden Einflußlinien (Fig. 224 a—c).

b) Querkraft. Wie im Falle des Dreigelenkbogens ist auch hier wieder

$$Q = Q - H \cdot \operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} \varphi \cdot \left(\frac{Q}{\operatorname{tg} \varphi} - H \right) \quad (161)$$

c) Moment. Das Moment ist, wenn \mathfrak{M}_{x_0} das Moment der lotrechten Kräfte für den oberen Kernpunkt bedeutet

$$M_o = \mathfrak{M}_{x_0} - H \cdot y_o = y_o \left(\frac{\mathfrak{M}_{x_0}}{y_o} - H \right) \quad (162a)$$

wobei y_o der Multiplikator ist. Die Einflußfläche für den Klammerfaktor wird durch algebraische Addition der Ordinaten beider Teile gefunden (Fig. 225). Für den unteren Kernpunkt ist das Moment

$$M_u = y_u \cdot \left(\frac{\mathfrak{M}_{x_u}}{y_u} - H \right) \quad (162b)$$

Mit Hilfe der Belastungsscheiden ist die Konstruktion der Einflußlinien für die Momente besonders einfach. Der Schnittpunkt E der Kämpferkräfte und der Einzellast P (Fig. 223) liege um q über der Verbindungslinie AB der Kämpfer; dann ist

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{q}{a} = \frac{A}{H} = \frac{Pb}{l} \cdot \frac{fl}{\frac{1}{2} ab P} = \frac{4}{3} \cdot \frac{f}{a \cdot r}$$

also

$$q = \frac{4}{3} \cdot \frac{f}{r} \quad (163)$$

mit $r = 1$ wird also $q = \frac{4}{3} f$ ein Festwert. Also bewegt sich während der Verschiebung der Last P der Schnittpunkt der Kämpferkräfte auf einer Wagerechten, die in der Höhe $\frac{4}{3} f$ über AB liegt. Diese Linie heißt die Kämpferkraftlinie. Für Punkt O ist das Moment gleich Null, wenn die Mittelkraft der an der einen Seite vom Schnitt $I-I$ wirkenden äußeren Kräfte durch o geht. Verbindet man A mit o , so ist der Schnittpunkt J_0 dieser Linie mit der Kämpferkraftlinie der Punkt, in welchem eine Einzellast liegen muß, um M_2 zu Null zu machen, d. h. J_0 ist die Belastungsscheide. Damit sind sofort die Längen der negativen und positiven Strecken der Einflußlinie gefunden; man projiziere J_0 auf die Einflußlinie von H , erhält J'_0 , ziehe $B'J'_0$ und bringe diese Linie mit der Lotrechten von o im Punkt C_0 zum Schnitt und ziehe $A'C_0$.

37. Gegliedertcr Zweigelenkbogen bei ständiger Belastung.

Sobald die statisch unbestimmte wagerechte Bogenkraft $H = X$ (Fig. 226) ermittelt ist, können sämtliche Stabkräfte leicht gefunden werden, da nunmehr H als bekannte äußere Kraft aufzufassen ist. Man erhält als statisch bestimmte Grundform einen Balken auf zwei Stützen, auf den außer den gegebenen Lasten

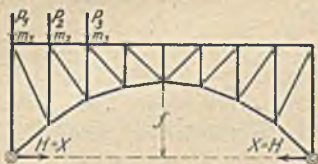


Fig. 226.

als äußere Kraft die Überzählige X wirkt. In einem beliebigen Stabe ist somit die Stabkraft S bestimmt durch

$$S = S_0 - X \cdot S_1. \quad (164)$$

S_0 bedeutet die Stabkraft des Stabes im statisch bestimmten Hauptnetz infolge der gegebenen Belastung; S_1 ist die in demselben Tragwerk durch $X = -1$ erzeugte Stabkraft; X ist die unbekannte Überzählige. Man erhält mit Hilfe des Prin-

zips der virtuellen Verschiebungen für die wagerechte Verschiebung der Punkte a

$$\begin{aligned} \delta_a &= \sum P_m \cdot \delta_{am} - X \cdot \delta_{aa} \\ &= \sum S_1 \cdot \Delta s_m - X \cdot \sum S_1 \cdot \Delta s_a \\ &= \sum S_1 \cdot \frac{S_0 \cdot s}{EF} - X \cdot \sum S_1 \cdot \frac{S_1 \cdot s}{EF}. \end{aligned} \quad (165)$$

Sind die beiden Kämpfjelenke a unverschieblich, so ist die Verschiebung δ_a Null, und die statisch unbestimmte Größe kann ermittelt werden durch die Gleichung

$$X = + \left[\sum \left(\frac{S_0 S_1 \cdot s}{EF} \right) : \sum \left(\frac{S_1^2 \cdot s}{EF} \right) \right]. \quad (166)$$

Die Summe im Zähler und Nenner erstreckt sich auf alle Stäbe; F bedeutet die Querschnittsfläche, E die Elastizitätsziffer des Stabes, s die Stablänge. Wenn alle Stäbe aus gleichem Material bestehen, so fällt E im Zähler und Nenner fort.

38. Gegliederter Zweigelenkbogen bei beweglicher Belastung.

a) Ermittlung der Überzähligen mittels der Knotenpunktverschiebungen.

Die statisch unbestimmte Größe X wird auch für bewegliche Belastung nach der Gleichung (166) ermittelt. Der Nennerwert ist von der Lage der bewegten Einzellast unabhängig, also ein Festwert. Bei der Ermittlung der Einflußlinie bedeutet S_0 im Zähler die durch die Last 1 t in den verschiedenen Knotenpunkten m_1, m_2, \dots der statisch bestimmten Grundform (Fig. 226) erzeugten Stabkraft. Vereinfachung der Rechenarbeit durch Anwendung des Satzes von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen. Bezeichnet man den Zähler der Gleichung (166) mit δ_m , so ist

$$1 \cdot \delta_m = \sum \frac{S_0 \cdot S_1 \cdot s}{EF} = \sum (\Delta s_1 \cdot S_0), \quad (167a)$$

wobei $\Delta s_1 = \frac{S_1 \cdot s}{EF}$ nach dem Hookeschen Gesetz (vgl. Festigkeitslehre II, 6)

die elastische Verlängerung eines Stabes infolge der durch $X = -1$ erzeugten Stabkraft S_1 ist. Die Stabkräfte S_0 werden durch die im Knotenpunkt m wirkende lotrechte Last $P = 1$ erzeugt; sie sollen multipliziert werden mit Δs_1 , d. h. den Verlängerungen, die infolge der im Punkt a wirkenden Kraft $X = 1$ entstehen. Nach Gleichung (167a) ist der Zählerwert gleich δ_m , d. h. gleich der lotrechten Verschiebung des Knotenpunktes m in der Richtung $P = 1$, welche durch die im Punkte a wirkende wagerechte Kraft $X = -1$ erzeugt wird, also in unserer Schreibweise (vgl. 23, c) $\delta_m = \delta_{ma}$. Man kann aber den Ausdruck δ_m auch schreiben:

$$1 \cdot \delta_m = \sum \left(\frac{S_0 \cdot s}{EF} \right) S_1 = \sum (\Delta s_0 \cdot S_1), \quad (167b)$$

wobei $\Delta s_0 = \frac{S_0 \cdot s}{EF}$ die elastische Verlängerung des Stabes infolge der Stabkraft

S_0 ist. Es ist also der Zählerwert δ_m auch die wagerechte Verschiebung δ_{am} des Angriffspunktes a der Kraft $X = -1$, hervorgerufen durch die Belastung des Punktes m mit $P = 1$.

Daraus folgt der bereits in 23 c bewiesene Maxwellsche Satz von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen $\delta_{ma} = \delta_{am}$ oder in Worten:

Durch die im Punkte a wirkende Kraft $X = -1$ wird der Knotenpunkt m lotrecht ebensoviel verschoben, wie durch die im Punkt m lotrecht wirkende Last $P = 1$ der Punkt a wagerecht verschoben wird.

Da der Knotenpunkt m beliebig gewählt war, gilt diese Beziehung also für beliebige Lastpunkte. Man nennt die erhaltene Linie der Senkungen die Biegelinie des Lastgurtes.

Der Nenner möge abkürzungsweise mit δ' bezeichnet werden. Dann ist

$$1 \cdot \delta' = \sum \frac{S_1^2 \cdot s}{EF} = \sum \left(\frac{S_1 \cdot s}{EF} S_1 \right) = \sum \Delta s_1 S_1. \quad (168)$$

Die Kraft $X = -1$ im Punkte a erzeugt die Stabspannungen S_1 ; ferner sind Δs_1 die Stabverlängerungen, welche durch die Stabkräfte S_1 , also durch $X = -1$ verursacht werden. Die Summierung der Produkte $S_1 \cdot \Delta s_1$ ergibt somit die wagerechte Verschiebung δ_{aa} des Punktes a durch die Kraft $X = -1$ im Punkte a . Damit ist gefunden:

Die Einflußlinie für die Überzählige X ist die Biegelinie des Fahrbahngurtes, welche sich für $X = -1$ ergibt; die Ordinaten sind noch durch den Festwert δ_{aa} zu teilen. Zeichnerisch ergibt sich die Einflußlinie als Seilzug für die elastischen Gewichte, wenn man die Polweite $H = \delta_{aa}$ macht.

b) Ermittlung der Überzähligen mittels der elastischen Gewichte. Nimmt man wiederum wie in 24 b an, daß nur ein Gurtstab, z. B. III II' elastisch ist und alle übrigen Stäbe starr sind, und greift in einem beliebigen Knotenpunkt (Fig. 227), z. B. $m = I$, eine Kraft $P = 1$ t an, so ist nach Gleichung (81 a u. b) die Verschiebung des Knotenpunktes $n = 2'$

$$1 \cdot \delta_{mn} = S_{mn} \cdot \Delta s_n = \frac{x_m}{l} \cdot \frac{x'_n}{r} \cdot \Delta s_n = \frac{\Delta s_n}{r} \cdot \frac{x_m \cdot x'_n}{l}$$

da sich aus der Momentengleichung für m

$$S = \frac{M}{r} = \frac{B x'_n}{r} = \frac{x_m}{l} \cdot \frac{x'_n}{r}$$

ergibt.

Bezeichnen wir abkürzungsweise $w_n = \frac{\Delta s_n}{r}$, so ist

$$\delta_{mn} = w_n \cdot \frac{x_m \cdot x'_n}{l}. \quad (169)$$

Belastet man einen Balken von der Stützweite l in $n = 2'$ mit dem elastischen Gewicht w_n , so ist die Stützkraft $A = w_n \cdot \frac{x'_n}{l}$ und das Moment im Punkte m

$$\mathfrak{M}_m = \frac{w_n \cdot x'_n}{l} \cdot x_m = \delta_{mn}. \quad (170)$$

Hieraus folgt der Satz: Um die Senkung eines Knotenpunktes m zu finden, die durch irgend eine Verkürzung Δs_n des Stabes S verursacht wird, belaste man den zum Stabe S gehörigen Momentenpunkt n mit dem elastischen Gewicht

$w_n = \frac{\Delta s_n}{r}$. Das Moment, das durch diese Last im Knotenpunkt m erzeugt wird, ist die gesuchte Durchbiegung.

Will man diese Biegelinie mittels der elastischen Gewichte zur Berechnung der Überzähligen X des Zweigelenkbogens verwenden, so muß noch durch die Verschiebung δ_{aa} der Kämpferpunkte dividiert werden. Macht man nun die Annahme, daß E und F sämtlicher Stäbe gleich sind, so kann man den Balken AB anstatt mit dem Gewicht $w_n = \frac{S \cdot s}{EF \cdot r}$, mit $EF \cdot w_n = \frac{S \cdot s}{r}$ belasten, erhält dann freilich Momentenwerte, also Durchbiegungen der Lastgurtung, die EF mal zu groß sind; man erhält also die Zähler $EF \cdot \mathfrak{M}$. Für die Einflußlinie für X braucht man dann den Nenner $\delta_{aa} = \sum \left(\frac{S^2 \cdot s}{EF} \right)$ nur mit

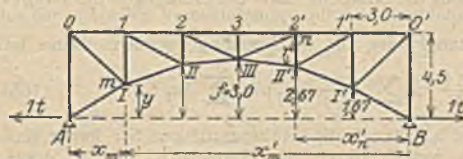


Fig. 227.

dem gleichen Wert zu multiplizieren, also als Nenner einzuführen

$$\sum (S^2 \cdot s).$$

Demnach wird:

$$X = \frac{\mathfrak{M}}{\sum S^2 \cdot s} \quad (171)$$

Beispiel: (Fig. 227). Berechnung zweckmäßig mittels einer Tabelle:

Momentenpunkt	S_t	r_m	r_m	$\frac{S_t \cdot s}{r}$	S^2	$S^2 \cdot s$
0	1,125	3,4	4,0	0,96	1,27	4,32
1	1,67	3,2	2,7	1,98	2,79	8,93
2	2,5	3,02	1,8	4,2	6,25	18,88
3	0	0	0	0	0	0
I.	-0,6	3,0	2,83	-0,64	0,36	1,08
II.	-1,46	3,0	1,8	-2,43	2,13	6,39
III.	-2,0	3,0	1,5	-4,0	4,0	12,00
						51,60

Der mit den Werten $EF \cdot w_n$ belastete Balken (Fig. 228) ergibt die Stützkraften \mathfrak{M} und \mathfrak{B}

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{B} = 2,62 + 6,63 + 4,0 = 13,25 \text{ t}$$

und die Momente

$$M_I = 13,25 \cdot 3,0 = 39,75 \text{ tm}$$

$$M_{II} = 13,25 \cdot 6,0 - 2,62 \cdot 3,0 = 71,64 \text{ tm}$$

$$M_{III} = 13,25 \cdot 9,0 - 2,62 \cdot 6,0 - 6,63 \cdot 3,0 = 83,64 \text{ tm.}$$

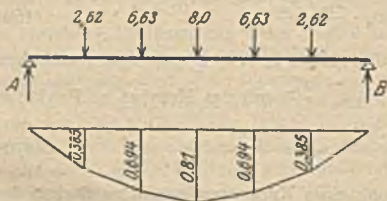


Fig. 228 u. 229.

Also ist

$$X_1 = \frac{39,75}{103,2} = 0,385 \text{ t} = X_1$$

$$X_2 = \frac{71,64}{103,2} = 0,694 \text{ t} = X_2$$

$$X_3 = \frac{83,64}{103,2} = 0,81 \text{ t.}$$

Dabei ist die Voraussetzung gemacht, daß der Querschnitt von Ober- und Untergurt durchgängig gleich groß ist und daß nur die Gurtstäbe einen Einfluß ausüben, weil in der Regel der Einfluß der Wandstäbe auf die Formänderung sehr gering ist.

XI. Beiderseits fest eingespannter Bogen unter der Einwirkung von ruhenden und beweglichen Lasten.

39. Eingespannter Bogen bei ständiger Belastung.

a) Stützkkräfte. Wendet man die Gleichung (145) für die Verschiebung des freien Endes eines einseitig eingespannten Bogens nicht nur in bezug auf die x -Achse, sondern auch in bezug auf eine zweite senkrecht zur x -Achse stehende Richtung y an, und setzt man ferner den Drehungswinkel τ des Stabendes sowie seine Verschiebungen δ_x und δ_y gleich Null, so erhält man die drei Elastizitätsbedingungen für den beiderseitig eingespannten Bogen

$$\tau = 0; \delta_x = 0; \delta_y = 0. \tag{172}$$

Unter Vernachlässigung der Wärmeänderungen lauten die drei Elastizitätsgleichungen

$$\left. \begin{aligned} \int \frac{M \cdot ds}{EJ} &= 0 \\ \int \frac{N \cdot dx}{EF} + \int \frac{M \cdot y \cdot ds}{EJ} &= 0 \\ -\int \frac{N \cdot dy}{EF} + \int \frac{M \cdot x \cdot ds}{EJ} &= 0. \end{aligned} \right\} \tag{173}$$

wobei der einfacheren Schreibweise halber zunächst die Grenzen A und B der Integrale weggelassen sind. Vernachlässigt man den Einfluß der Normalkräfte und setzt ferner, da

$$ds = dx : \cos \varphi \text{ ist, } J' = J \cdot \cos \varphi = \text{const.}$$

so gehen die Gleichungen über in

$$\int M \cdot dx = 0; \int M \cdot x \cdot dx = 0; \int M \cdot y \cdot dx = 0. \tag{174}$$

Die Gleichungen (174) gelten für jedes beliebige Koordinatensystem. Das Achsenkreuz wird nun zweckmäßig so angenommen, daß die y -Achse Symmetrieachse und die x -Achse die sog. Ausgleichslinie $L_1 L_2$ ist.

Der Einfluß einer Einzellast P läßt sich wie folgt ermitteln: Nach Fig. 230 stellt das Dreieck $A'B'C$ mit der Schußlinie $A'B'$ die Momentenfläche für den einfachen Balken AB mit der Polweite H dar. Es ist also für einen Bogenpunkt m mit den Koordinaten x und y das Balkenmoment

$$\mathfrak{M}_0 = (\eta + y + z) \cdot H. \tag{175}$$

Ferner ist für denselben Punkt das Bogenmoment

$$M = \mathfrak{M}_0 - H \cdot (z + y). \tag{176}$$

Mit $z = z_0 + x \cdot \text{tg} \alpha$

wird $M = \mathfrak{M}_0 - H \cdot z_0 - H \cdot x \cdot \text{tg} \alpha - H \cdot y.$

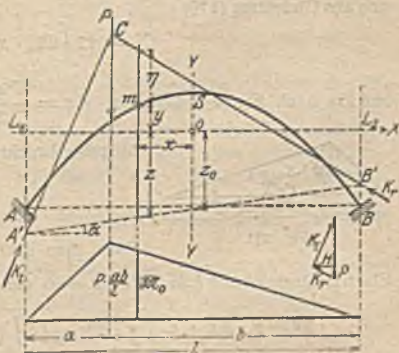


Fig. 230.

Wird $C = H \cdot z_0$; $C' = H \cdot \operatorname{tg} \alpha$

gesetzt, so folgt:

$$M = \mathfrak{M}_0 - C - C' \cdot x - H \cdot y. \quad (177)$$

Setzen wir diesen Wert in die erste Elastizitätsgleichung $\int M \cdot dx$ ein, so erhält man:

$$\int \mathfrak{M}_0 \cdot dx - C \int dx - C' \int x \cdot dx - H \int y \cdot dx = 0.$$

Das Achsenkreuz möge nun so gewählt werden, daß die statischen Momente $\int x dx = 0$ und $\int y dx = 0$, sowie das Zentrifugalmoment $\int xy dx = 0$ sind, daß also der Koordinatenanfang 0 im Schwerpunkt der elastischen Gewichte liegt. Dann wird für

$$\int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} dx = l.$$

$$C = \frac{\int \mathfrak{M}_0 \cdot dx}{l} = \left(\frac{P \cdot ab}{l} \cdot \frac{l}{2} \right) \cdot \frac{1}{l} = \frac{Pab}{2l}. \quad (178)$$

Setzt man den Wert von M in die zweite Elastizitätsgleichung $\int M \cdot x \cdot dx$ ein, so wird

$$\int \mathfrak{M}_0 \cdot x \cdot dx - C \int x \cdot dx - C' \int x^2 \cdot dx - H \int x \cdot y \cdot dx = 0. \quad (179)$$

Da $\int x dx = 0$ und $\int x \cdot y \cdot dx = 0$, ferner $\int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} x^2 \cdot dx = \frac{l^3}{12}$ ist, ergibt

sich aus Gleichung (179)

$$C' = 12 \int \mathfrak{M}_0 \cdot x \cdot dx : l^3$$

und da nach Fig. 231 $\int \mathfrak{M}_0 \cdot x \cdot dx = \frac{Pab}{2} \cdot \frac{c}{3}$ das statische Moment für die

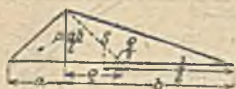


Fig. 231.

Mittelsenkrechte ist, so folgt:

$$C' = \frac{2Pab \cdot c}{l^3}. \quad (180)$$

Setzt man schließlich Gleichung (177) in die dritte Elastizitätsgleichung $\int M \cdot y \cdot dx = 0$ ein, so erhält man

$$\int \mathfrak{M}_0 \cdot y \cdot dx - C \int y \cdot dx - C' \int x \cdot y \cdot dx - H \int y^2 \cdot dx = 0$$

und daraus

$$H = \int \mathfrak{M}_0 \cdot y \cdot dx : \int y^2 dx. \quad (181)$$

Der Einfluß einer gleichmäßigen Erwärmung beträgt

$$\Delta l = \int \frac{M \cdot y \cdot ds}{EJ} = \alpha \cdot t \cdot l.$$

Wird $J' = J \cdot \cos \varphi$ gesetzt, so folgt

$$M = H_1 \cdot y; \quad \int H_1 \cdot y^2 \cdot dx = \alpha \cdot E J' \cdot l$$

und daraus

$$H_1 = \alpha \cdot E \cdot J' \cdot l \cdot \int y^2 dx. \quad (182)$$

40. Eingespannter Bogen bei beweglicher Belastung.

Für Vollwandträger erfolgt hier die Berechnung unter der zulässigen Annahme, daß der Einfluß der Achsenkraft, sowie auch der Querkraft eines Bogenquerschnittes für die Formänderung vernachlässigt werden kann.

a) Bogenmoment und Hauptssystem. Es bedeuten

M_m : das Bogenmoment, bezogen auf einen im lotrecht geführten Schnitt t liegenden Punkt m der Bogenachse (Fig. 232):

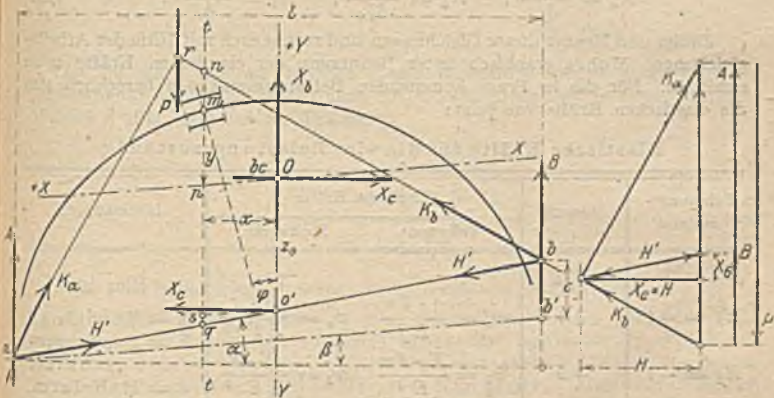


Fig. 232.

Fig. 233.

x, y : Koordinaten des Punktes m , bezogen auf ein Achsensystem, dessen Ursprung O beliebig zu legen ist, wobei die Y -Achse lotrecht liegt und die X -Achse mit der Wagerechten einen beliebigen Winkel β einschließt;

J : das Trägheitsmoment eines bogenrecht (radial) geführten Querschnittes, bezogen auf eine durch m verlaufende, zur Trägerebene senkrecht stehende Schwerachse.

du : der in der Bogenachse gemessene differentiale Abstand der Nachbarquerschnitte des Punktes m .

Das gibt für den linken Schnittteil (Fig. 232—233)

$$M_m = H \cdot \overline{mn} = \overline{nq} - \overline{pm} - \overline{pq} = M_{am} - H y - H z_0 - H x \frac{c}{l}.$$

Für $X_a = H z_0$; $X_b = H \frac{c}{l}$; $X_c = H$ folgt

$$M_m = M_{am} - X_a - X_b x - X_c \cdot y. \quad (183)$$

Danach kann das Hauptssystem als ein in a und b statisch bestimmt gestützter Balkenträger betrachtet werden, auf den folgende äußere Kräfte wirken:

1. In r die Einzellast P : sie erzeugt die Stützenkräfte A und B und in m das positive Moment $M_{am} = M_{bm}$.

2. Im Ursprunge O des Achsenkreuzes zwei Kräfte X_b und X_c , von denen X_b lotrecht und X_c wagerecht gerichtet ist: sie erzeugen die zugehörigen negativen Momente $X_b x$ und $X_c y$.
3. Ein in der Trägerebene beliebig verschiebbares Moment X_a , das bestimmt ist aus $X_a = H'(z_0 \cos \alpha) = H z_0$.

Das durch die Kräfte P, X_a, X_b, X_c belastete Hauptsystem ist damit eindeutig beschrieben. Liegt die X -Achse parallel zur Kämpferlinie ab , so verschwinden c und X_b .

b) Elastizitätsgleichungen und elastische Kräfte. Wenn X_a ein in der Ebene beliebig verschiebbares Moment ist und X_b und X_c in ein und demselben Punkte O angreifen, so muß O der Pol einer mit dem freien Bogenende bei a verbundenen Scheibe sein. Es verschwinden somit

$$\delta_{ab} = \delta_{ba}; \quad \delta_{ac} = \delta_{ca}; \quad \delta_{bc} = \delta_{cb}.$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten dann

$$X_a = \frac{P \delta_{ra}}{\delta_{aa}}; \quad X_b = \frac{P \delta_{rb}}{\delta_{bb}}; \quad X_c = \frac{P \delta_{rc}}{\delta_{cc}}. \quad (184)$$

Zähler und Nenner dieser Gleichungen sind rechnerisch mit Hilfe der Arbeitsgleichungen Mohrs graphisch unter Benutzung der elastischen Kräfte w zu ermitteln. Für die in Frage kommenden Belastungszustände berechnen sich die elastischen Kräfte wie folgt:

Elastische Kräfte für die vier Belastungszustände

Belastungs- zustand	Moment	Elastische Kräfte		Bemerkungen
		Vollwand	Fachwerke	
$X = 0$	M_{am}	—	—	Hier ist
$X_a = -1$	$+1$	$w_a = \frac{1 \cdot du}{EJ}$	$w_a = \frac{1 \cdot s}{EF r^2}$	$s =$ Stablänge, $F =$ Stabquer- schnitt,
$X_b = -1$	$+x$	$w_b = \frac{X \cdot du}{EJ}$	$w_b = \frac{X \cdot s}{EE r^2}$	$r =$ Hebelarm, $E =$ Dehnungs- maß.
$X_c = -1$	$+y$	$w_c = \frac{Y \cdot du}{EJ}$	$w_c = \frac{Y \cdot s}{EF r^2}$	

Die Werte von w gelten für einen Polabstand δ_c des Kräftecks der elastischen Kräfte gleich „Eins“.

c) Der Koordinatenursprung. Mit Hilfe der Arbeitsgleichung erhält man für alle vorgenannten δ , die verschwinden sollen, folgende Werte:

	$\delta_{ab} = \delta_{ba}$	$\delta_{ac} = \delta_{ca}$	$\delta_{cb} = \delta_{bc}$
Für Vollwand	$\int x w_a$	$\int y w_c$	$\int x \cdot y \cdot w_a$
„ Fachwerke	$\sum x w_a$	$\sum y w_c$	$\sum x \cdot y \cdot w_a$

In Worten: Der Koordinatenursprung O (oder bc) muß im Schwerpunkte der elastischen Kräfte w_a liegen. Das Zentrifugalmoment der elastischen Kräfte w_a muß in bezug auf das Achsenkreuz gleich Null sein, d. h. die X -Achse muß der lotrecht zu führenden Y -Achse zugeordnet sein.

In einem zur Y -Achse symmetrischen Bogen verschwindet das Zentrifugalmoment auch für ein rechtwinkliges Achsenkreuz. Der Abstand t zwischen dem

Ursprunge O und einer zur wagerechten X -Achse parallelen beliebigen Geraden $g g$ (Fig. 234) bestimmt sich dann aus

$$f = \frac{\int y' w_a}{\int w_a} \quad (185)$$

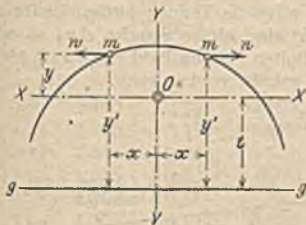


Fig. 234.



Fig. 235.

Ist für einen unsymmetrischen Bogen (graphisch oder rechnerisch) O als Schwerpunkt aller w und somit auch die Y -Achse festgelegt, so findet man den Winkel β (Fig. 235) aus der Bedingung

$$y = y' - x \cdot \operatorname{tg} \beta.$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{-\int x y' w_a}{\int x^2 w_a} \quad (186)$$

Für Fachwerke tritt an Stelle der Integrale das Summenzeichen.

d) Angenäherte Integration der elastischen Kräfte für den Vollwandbogen. Um die Einflußlinie einer Überzähligen X_a, X_b, X_c zu erhalten, zeichnet man mit Hilfe der elastischen Kräfte w_a, w_b, w_c je ein Krafteck, dessen Polweite dem Nennerwerte der betreffenden Elastizitätsgleichung (184) entspricht.

Für den Vollwandbogen müssen dabei die für das Seileck einer Einflußlinie notwendigen elastischen w -Kräfte je durch Integration aller auf eine endliche Strecke u der Bogenachse wirkenden w -Kräfte ermittelt werden. Es ist nun (wie Schönhöfer¹) nachgewiesen hat) möglich, die gesamte Länge U der Bogenachse in n verschiedenen lange Teile u derart zu zerlegen, daß für jede Bogenstrecke u die in ihrem Schwerpunkt angreifende elastische Kraft

$$w_a = \sum \frac{1 \cdot du}{EJ}$$

gleich groß wird.

Das Teilungsverfahren vollzieht sich wie folgt: Nachdem die Länge U der Bogenachse ermittelt worden ist, wird sie als Gerade $a b$ aufgetragen (Fig. 236) und in n gleiche, möglichst kleine Teilstrecken zerlegt. Die Teilpunkte werden sodann auf die Bogenachse selbst, und die dazugehörigen Trägheitsmomente F der Bogenquerschnitte auf den Teilpunkten der $a b$ als Ordinaten nach oben und unten aufgetragen. Dadurch erhält man die symmetrisch zur $a b$ liegenden beiden J -Linien $J J$. Um nun die genannten ungleich langen Teilstrecken u zu erhalten, nimmt man (bei a) die erste Strecke u_1 beliebig an und errichtet

¹) Schönhöfer, Statische Untersuchung von Bogen und Wölbtragwerken. Berlin 1908. Wilh. Ernst u. Sohn.

in ihrem Endpunkte eine Senkrechte, welche die beiden Trägheitsmomentenlinien in den Punkten c und d (Fig. 236) schneidet. Man ziehe die (punktierte) Schrägseite c und dazu durch den Punkt d eine Parallele, von welcher die obere J -Linie in e geschnitten wird. Durch e führe man zur ab die Senkrechte ef . Diese schneidet eine Bogenstrecke u'_1 ab. Zieht man dann weiter $fg \parallel de$ und $gh \perp$ zur ab , so erhält man die dritte Bogenstrecke u_1 . Dies Verfahren wird fortgesetzt, bis die vorletzte Parallele nm gezogen worden ist. Fiele dabei der Endpunkt m zufällig mit J zusammen, so wäre die Teilung fertig. Bleibt aber zwischen den Punkten m und J (Fig. 236) eine kleine Strecke Δu , so erhält man durch ein wenig Probieren bei wiederholter Teilung bald ein derart kleines Δu , daß die Strecke U schließlich genau geteilt werden kann.

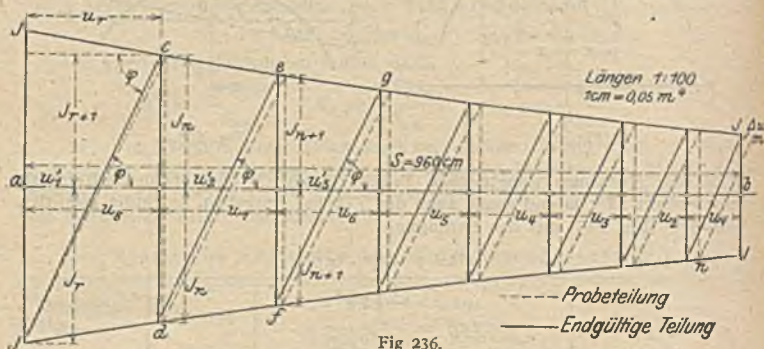


Fig. 236.

So ist dann U in n Teile zerlegt, für welche die Gleichungen

$$\frac{w_1}{J_1} = \frac{w_2}{J_2} = \frac{w_3}{J_3} = \dots = \frac{w_n}{J_n} = 2 \cot \varphi = \frac{1}{c} \quad (187)$$

gelten. Darin sind J_1 bis J_n die mittleren Trägheitsmomente der betreffenden u -Strecken, φ ist der Winkel, den die Schrägseite irgendeines Trapezes mit der Wagerechten einschließt, und c bedeutet eine Unveränderliche. Der Beweis hierfür liegt in der Fig. 236, worin für irgendein Feld der Breite u_r anzuschreiben ist:

$$\cot \varphi = \frac{u_r}{J_r + J_{r+1}} = \frac{2J_r}{u_r}$$

Ist w , wie oben, unveränderlich angenommen, so ist auch

$$2 \cot \varphi = \frac{u_r}{J_r} = \frac{1}{c} \quad (188)$$

Die Bogenpunkte 1, 2, 3 bis n , in denen die hier also unveränderlichen elastischen Kräfte w_a angreifen (Fig. 237), können genau genug in der Mitte der Teilstrecken u angenommen werden.

e) Beispiel:

α) Grundmaße. Das in der Fig. 237 dargestellte symmetrische Gewölbe hat folgende Grundmaße: Lichtweite $l = 18$ m; Pfeilhöhe $f = 2,25$ m; Scheitelstärke = 0,8 m; Kämpferstärke = 1,1 m. Die Überzähligen X_a , X_b , X_c sind unter der zulässigen Voraussetzung zu bestimmen, daß bei der Formänderung des Gewölbes die von der Achsenkraft verursachte Längenänderung der Bogenachse unberücksichtigt bleiben darf. Der unveränderliche Wert $u/J = 1/c$ ist nach vorigen in der Fig. 236 ermittelt worden. Danach

wurden in den Achsenpunkten 1 bis 8 des Gewölbes die Angriffspunkte der elastischen Kräfte $W = \sum w$ ermittelt. Alle Unterlagen für die Darstellung der Einflußflächen der Überzähligen X_a , X_b , X_c sind nachstehend verzeichnet.

Unterlagen für die Darstellung der Überzähligen.

Punkt	Ab- szissen x m	Hilfsor- dinaten y' m	Ordinaten $y = y' - t$ m	x^2 m	y^2 m	Gewölbe- stärken d m	Bogen- strecken u m	Trägheits- momente J m ⁴	Fest- wert $c = \frac{J}{u}$
1	0,40	2,160	+0,567	0,160	0,3215	81,3	0,80	0,044781	0,0560
2	1,23	2,126	+0,533	1,513	0,2841	83,9	0,87	0,049216	0,0566
3	2,14	2,049	+0,456	4,580	0,2079	86,7	0,95	0,054310	0,0571
4	3,14	1,916	+0,323	9,860	0,1043	89,9	1,08	0,060548	0,0561
5	4,25	1,707	+0,114	18,063	0,0130	93,4	1,18	0,067898	0,0575
6	5,49	1,396	-0,197	30,140	0,0388	97,4	1,36	0,077000	0,0566
7	6,89	1,001	-0,592	47,472	0,3505	101,9	1,56	0,088174	0,0565
8	8,45	0,386	-1,207	71,405	1,4568	107,2	1,80	0,102660	0,0570
Summen	12,714	—	-0,003	183,191	2,7769	—	9,60	—	0,4534

Der Ursprung O des Achsenkreuzes (oder der Angriffspunkt b c der Überzähligen X_b , X_c) wurde aus dem Abstände t zwischen der X -Achse und der Kämpferlinie berechnet. Das gab

$$t = \frac{\sum y' w_a}{n w_a} = \frac{1}{8} \sum y' = \frac{12,714}{8} = 1,593 \text{ m.}$$

$$\text{Das Mittel der Unveränderlichen } c \text{ ist} = \frac{0,4534}{8} = 0,0567.$$

β) Die Bogenkraftfläche oder X_c -Fläche (Fig. 238—239). Für irgend-eine Lage der wandernden Einzellast $P = 1$ ist

$$X_c = \frac{1 \cdot \delta_{rc}}{\delta_{cc}} = \frac{1 \cdot \eta_c \cdot \oint w_c}{\sum y^2 w_c} \quad (189)$$

Werden die Ordinaten η_c der Bogenkraftfläche mit Hilfe eines Kräfteckes der w_c (und einer Polweite $\oint w_c$) dargestellt, so heben sich im Zähler und Nenner die Unveränderlichen, mit deren Hilfe die w_c -Kräfte (nach Schönhöfer) berechnet worden sind. Das gibt

$$\frac{1}{c E} = \frac{1 \cdot u}{E \cdot J} = w_c$$

$$X_c = \frac{1 \cdot \eta_c \cdot \oint w_c}{\sum y^2}$$

Danach ist in der Fig. 239 die Bogenkraftfläche dargestellt, wobei $\oint w_c$ willkürlich gleich 2,0 m angenommen wurde. Durch Einsetzen der Tabellenwerte und Berücksichtigung der Maßstäbe erhält man

$$X_c = \frac{200 \cdot 2 \eta_c}{2 \cdot 5,554} = \frac{\eta_c}{0,01388} \quad (190)$$

γ) Die X_b - und X_a -Flächen (Fig. 240—242). Man erhält:

$$X_b = \frac{200 \cdot 21 \cdot \eta_b}{2 \cdot 183,191} = \frac{\eta_b}{0,0872}; \quad X_a = 200 \cdot \eta_a$$

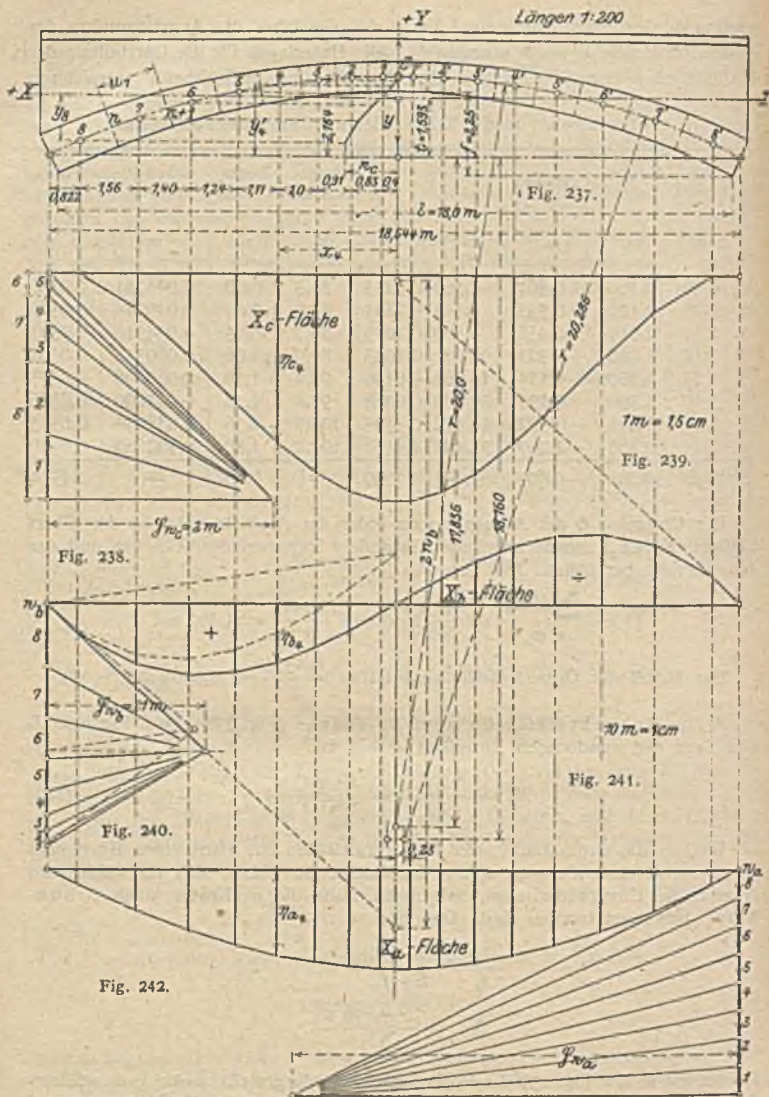


Fig. 242.

Für die X_c -Fläche wurde δw_a beliebig, für die X_b -Fläche $= 21,0\text{ m}$ angenommen. Dabei waren die w_a -Kräfte beliebig, aber gleich groß (Fig. 242), die w_b -Kräfte $= X$. Die Ordinaten η sind in m zu messen.

Die Nennerwerte $\sum x w_b = \sum x^2$ und $\sum y w_c = \sum y^2$ sind in den Fig. 237 und 240 auch graphisch dargestellt. Danach ergab sich:

$$2n_c = \sum y^2 \quad \text{und} \quad 2n_b = \sum x^2.$$

Es empfiehlt sich, die Nennerwerte zu berechnen, (Tabelle S. 1705).

δ) Temperatureinflüsse. Für eine überall gleichmäßig auftretende Luftwärmeänderung erhält man die Temperaturbogenkraft

$$X_{ct} = \frac{e \cdot \alpha_t \cdot t \cdot l \cdot E}{\sum y^2}; \quad X_{bt} = X_{ct} = 0 \quad (191)$$

und für $c = 0,0567$; $\alpha_t = 0,000010$; $t = 20^\circ$; $E = 2\,000\,000 \text{ t/m}^2$; $l = 18,0$:

$$X_t = \frac{0,0567 \cdot 20 \cdot 18 \cdot 20}{2 \cdot 2,7769} = 74 \text{ t}$$

XII. Rahmen¹⁾.

41. Vollwandiger Rahmen unter Einwirkung von ständigen Lasten.

a) Bestimmung der Überzähligen mit Hilfe der Formänderungsarbeit nach Castigliano. Die Formänderungsarbeit nach Castigliano unter Berücksichtigung von Normalkräften und Temperatur lautet nach Gl. (76) und (77):

$$\mathfrak{U} = \int \frac{N^2 \cdot dx}{2EF} + \int \frac{M^2 \cdot dx}{2EJ} + \int \alpha \cdot t \cdot N \cdot dx.$$

Die Bedingungsgleichungen zur Berechnung der statisch unbestimmten Größen X, Y, Z usw. werden erhalten als die Abgeleiteten der Formänderungsarbeit. Dabei werden Normalkräfte und Wärmeschwankungen vernachlässigt. Sie lauten also:

$$\frac{\partial \mathfrak{U}}{\partial X} = \int \frac{M}{EJ} \cdot \frac{\partial M}{\partial X} \cdot dx = 0$$

$$\frac{\partial \mathfrak{U}}{\partial Y} = \int \frac{M}{EJ} \cdot \frac{\partial M}{\partial Y} \cdot dx = 0$$

$$\frac{\partial \mathfrak{U}}{\partial Z} = \int \frac{M}{EJ} \cdot \frac{\partial M}{\partial Z} \cdot dx = 0 \text{ usw.}$$

(192)



Fig. 243.

Hat man auf diese Weise die statisch unbestimmten Größen ermittelt, so ist auch der Momentenverlauf gefunden.

b) Bestimmung der Überzähligen mit Hilfe des Einspannungsgrades. Die Biegemomente setzen sich nach Fig. 243 ähnlich wie beim durchlaufenden Träger zusammen: 1. aus den Biegemomenten \mathfrak{M}_x eines an beiden Enden frei beweglich gestützten Balkens und 2. aus den ihnen entgegenwirkenden Einspannungsmomenten M_l und M_r , die in Fig. 243 durch eine trapezförmige Fläche dargestellt sind. Die Biegemomente \mathfrak{M}_x entstehen durch unmittelbare Belastung des Stabes mit Eigengewicht und Nutzlast, während die Einspannungsmomente M_l und M_r den Einfluß der Nachbarstäbe darstellen, mit denen der betrachtete Stab verbunden ist.

Der Verlauf der Biegemomente \mathfrak{M}_x ist genau wie beim Balken auf zwei Stützen mit den einfachen Mitteln der Statik zu bestimmen, also auch der auftretende Größtwert \mathfrak{M}_{max} . Die statisch unbestimmten Einspannungsmomente M_l und M_r ergeben sich am einfachsten mit Hilfe der in den Tabellen I bis III zusammengestellten Formeln für den „Einspannungsgrad“:

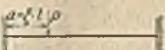
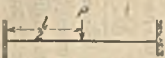
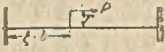
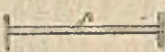
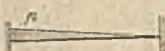
$$\mu_l = \frac{M_l}{\mathfrak{M}_{max}} \quad \text{und} \quad \mu_r = \frac{M_r}{\mathfrak{M}_{max}} \quad (193)$$

In den Tabellen I bis III sind die Einspannungsgrade für die einfachsten Rahmenfälle mit verschiedenartiger Belastung zusammengestellt worden.

Außer diesen einfachsten Fällen sind weitere Formeln a. a. O. zu finden.

¹⁾ Gehler, Der Rahmen, II. Aufl., 1919. Verlag Wilb. Ernst u. Sohn, Berlin.

Tabelle IV. Einspannungsmomente des beiderseits fest eingespannten Balkens.

Fall	Lastbild	Es wird für eine	Bezugsmoment \mathfrak{M} des einfachen Balkens ¹⁾	Einspannungsmoment		Größtwert + M_{\max}	Biegungspeil c
				M_I	M_{II}		
1.		Einzellast an beliebiger Stelle	$\mathfrak{M}_P = P \cdot \frac{ab}{l}$	$-P \cdot \frac{ab^2}{l} = -\mathfrak{M}_P \cdot (1 - \xi)$	$-P \cdot \frac{a^2b}{l^2} = -\mathfrak{M}_P \xi$	$\mathfrak{M}_P \cdot 2\xi(1 - \xi)$	$\frac{\mathfrak{M}_m \cdot l^2}{EJ} \cdot \frac{\xi(3-4\xi)}{24}$
2.		Einzellast in Stabmitte	$\mathfrak{M}_P = P \cdot \frac{l}{4}$	$-P \cdot \frac{l}{8} = -\frac{1}{2}\mathfrak{M}_P$	$-P \cdot \frac{l}{8} = -\frac{1}{2}\mathfrak{M}_P$	$+P \cdot \frac{l}{8} = +\frac{1}{2}\mathfrak{M}_P$	$\frac{\mathfrak{M}_m}{EJ} \cdot \frac{l^2}{48}$
3.		Kragmoment an beliebiger Stelle	$\mathfrak{M} = P \cdot r$	$+ \mathfrak{M} \cdot \frac{b}{l^2} \cdot (2l - 3b)$ $= + \mathfrak{M} \cdot (1 - \xi)(3\xi - 1)$	$- \mathfrak{M} \cdot \frac{a}{l^2} \cdot (2l - 3a)$ $= - \mathfrak{M} \cdot \xi \cdot (2 - 3\xi)$		
4.		Gleichförmig verteilte Last	$\mathfrak{M}_m = p \cdot \frac{l^2}{8}$	$-p \cdot \frac{l^2}{12} = -\frac{3}{8}\mathfrak{M}_m$	$-p \cdot \frac{l^2}{12} = -\frac{3}{8}\mathfrak{M}_m$	$+p \cdot \frac{l^2}{24} = +\frac{1}{8}\mathfrak{M}_m$	$\frac{\mathfrak{M}_m}{EJ} \cdot \frac{l^2}{48}$
5.		Dreieckförmig verteilte Last	$\mathfrak{M}_m = \frac{pl^3}{16}$	$-\frac{pl^3}{20}$	$-\frac{pl^3}{30}$	$+\frac{p \cdot l^2}{46.6}$	$\frac{\mathfrak{M}_m}{EJ} \cdot \frac{l^2}{48}$

¹⁾ Mit \mathfrak{M}_P ist das Biegemoment des einfachen, nicht eingespannten Balkens unter der Einzellast, mit \mathfrak{M}_m das Biegemoment in Balkenmitte bezeichnet.

c) **Kennzeichen eines Rahmenstabes.** Jeder Rahmen setzt sich aus einzelnen biegungsfesten Stäben, den Rahmenstäben, zusammen. Das Kennzeichen eines Rahmens bildet die Verbindung dieser Stäbe durch steife Ecken (vgl. Trägerlehre 4e und 6), während beim Fachwerk die einzelnen Stäbe in den Knoten frei drehbar zusammenstoßend angenommen werden. Als Einzelgebilde betrachtet, stellt demnach der Rahmenstab den allgemeinen Fall eines biegungsfesten Stabes dar, dessen Grenzfälle einerseits der einfache Stab mit frei drehbaren Enden, andererseits der beiderseits fest eingespannte Stab bilden (Fig. 244).

d) **Die Grundgleichungen des Rahmenstabes.** Die Einspannungsmomente M_I und M_r lassen sich auch darstellen als Summe eines Belastungsfestwertes und eines elastischen Gliedes, das den Einfluß der angrenzenden Stäbe enthält. Bezeichnen M_I und M_{II} die beiden Einspannungsmomente des beiderseits fest eingespannten Balkens, ferner τ_1 und τ_r die Tangentenwinkel, also die Verdrehungswinkel der Biegelinie an den Rahmenecken (Fig. 245d), so ist

$$M_I = -2F \cdot \frac{3x_r - s}{s^2} + \frac{2EJ}{s} \cdot (2\tau_1 + \tau_r) \quad (194a)$$

und

$$M_r = -2F \cdot \frac{3x_1 - s}{s^2} - \frac{2EJ}{s} \cdot (\tau_1 + 2\tau_r). \quad (194b)$$

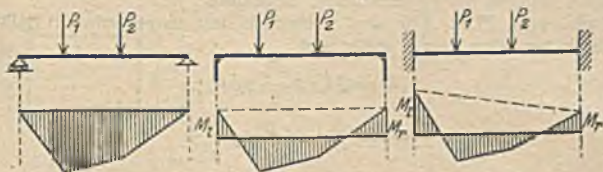


Fig. 244.

Im Falle des beiderseits fest eingespannten Stabes sind die Tangentenwinkel τ_1 und $\tau_r = 0$, so daß in den Gl. (194) die zweiten Glieder fortfallen und die Einspannungsmomente M_I und M_r in bestimmte Festwerte

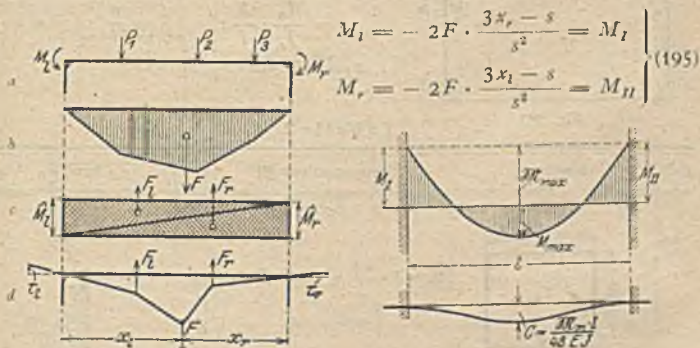


Fig. 245.

$$\left. \begin{aligned} M_I &= -2F \cdot \frac{3x_r - s}{s^2} = M_I \\ M_r &= -2F \cdot \frac{3x_1 - s}{s^2} = M_{II} \end{aligned} \right\} (195)$$

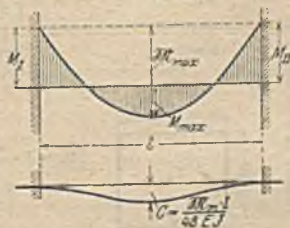


Fig. 246.

übergehen. Mit Einführung dieser Werte sind die Einspannungsmomente

$$\left. \begin{aligned} M_I &= M_I + \frac{2EJ}{s} (2\tau_1 + \tau_r) \\ M_r &= M_{II} - \frac{2EJ}{s} (\tau_1 + 2\tau_r). \end{aligned} \right\} (196)$$

In Tabelle IV sind einige Werte für die Einspannungsmomente des beiderseits fest eingespannten Stabes M_I und M_{II} zusammengestellt.

Diese Grundgleichungen des Rahmenstabes (196) können ebenfalls als Ausgangspunkt zur Berechnung der Rahmen dienen (vgl. das Drehwinkelverfahren a. a. O.), bei dem durch Aufstellung dieser Gleichungen für die einzelnen Rahmenstäbe und durch Summgleichungen für die Eckmomente die Berechnung der Rahmen auch für verwickeltere Fälle in anschaulicher Weise durchgeführt werden kann.

Ferner erhält man als Projektionsgleichung auf die Lotrechte für die als elastische Gewichte aufzufassenden Momente \mathfrak{F} , \mathfrak{F}_l und \mathfrak{F}_r ,

$$\mathfrak{F} + \hat{M}_l \cdot \frac{s}{2} + \hat{M}_r \cdot \frac{s}{2} = EJ \cdot (\tau_l - \tau_r) \quad (197)$$

oder für den fest eingespannten Stab mit $\tau_l = 0$ und $\tau_r = 0$

$$\mathfrak{F} + \hat{M}_l \cdot \frac{s}{2} + \hat{M}_r \cdot \frac{s}{2} = 0 \quad (198)$$

oder bei symmetrischer Belastung

$$\hat{M}_l = \hat{M}_r = -\frac{\mathfrak{F}}{s} \quad (199)$$

Hiernach berechnen sich in einfacher Weise die Einspannungsmomente des eingespannten Balkens bei symmetrischer Belastung.

Beispiel (vgl. 29 b). Für den beiderseits fest eingespannten Balken mit gleichmäßig verteilter Last p ergibt sich

$$\mathfrak{F} = 3l \cdot p \cdot \frac{l^2}{8} = p \frac{l^3}{12}$$

und damit

$$\hat{M}_l = \hat{M}_r = \frac{\mathfrak{F}}{l} = \frac{p l^2}{12}$$

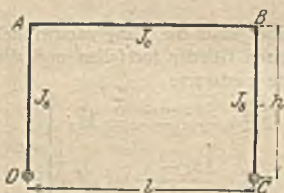


Fig. 247.

Einspannungsgrade für den dreiseitigen, symmetrischen Rahmen mit Fußgelenken.

$$\nu = \frac{J_0}{J_1} \cdot \frac{h}{l}; \quad \xi = \frac{a}{l}; \quad \eta = \frac{l}{h};$$

$$\alpha_1 = 3 + 2\nu.$$

Tabelle I.

Fall	Lastbild	Bezugsmoment \mathfrak{M}	μ_A bzw. μ_B
1		$\mathfrak{M} = P \cdot \frac{a b}{l} = P \cdot l \cdot \xi (1 - \xi)$	$\frac{3}{2\alpha_1}$
2		$\mathfrak{M} = P \cdot \frac{l}{4}$	$\frac{3}{2\alpha_1}$

Fall	Lastbild	Bezugsmoment \mathfrak{M}	μ_A bzw. μ_B
3		$\mathfrak{M} = P \cdot \left(\frac{l}{4} - \frac{v}{8} \right) = \frac{P l}{8} (2 - c)$	$-\frac{3 - c^2}{2 - c} \cdot \frac{1}{\alpha_1}$
4		$\mathfrak{M} = \frac{P l^2}{8} = P \cdot \frac{l}{8}$	$-\frac{2}{\alpha_1}$
5		$\mathfrak{M}_c = -P \cdot c$	$-\frac{3}{2\alpha_1} \text{ im Pfosten}$ $\pm \frac{1}{2} \pm \frac{v}{\alpha_1} \text{ im Riegel}$
6		$\mathfrak{M}_k = W \cdot r = W h \eta$	$-\frac{v}{2\alpha_1} (1 - \eta^2) \pm \frac{1}{2}$
7		$\mathfrak{M}_k = W \cdot b$	$\pm \frac{1}{2}$
8		$\mathfrak{M}_k' = W \cdot r = W h \eta$	$\pm \frac{1}{2} + \left(\frac{\eta - 1}{\eta} \right) \cdot \frac{v}{\alpha_1} \text{ im Riegel}$
9		$\mathfrak{M}_k = W \cdot \frac{b^2}{2}$	$-\frac{v}{4\alpha_1} \pm \frac{1}{2}$
10		$\mathfrak{M}_k = W \cdot \frac{b}{3}$	$-\frac{7v}{20\alpha_1} \pm \frac{1}{2}$
11		$-P \cdot c$	$\pm \frac{1}{2} - \frac{v}{2\alpha_1} (1 - 3\eta^2)$

Einspannungsgrade für den dreiseitigen, symmetrischen Rahmen mit eingespannten Pfostenfüßen.

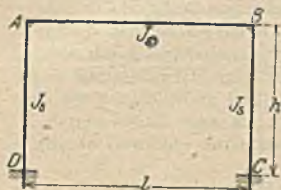


Fig. 248.

Tabelle II.

$$r = \frac{J_0}{J_s} \cdot \frac{h}{l}$$

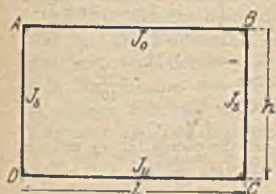
$$\alpha_2 = 2 + r; \quad \beta_2 = 1 + 6r$$

$$\xi = \frac{a}{l}; \quad \eta = \frac{r}{h}$$

Fall	Lastbild	Bezugsmoment \mathfrak{M}	μ_A bzw. μ_B	μ_D bzw. μ_C
1		$\frac{P \cdot ab}{l} = P \cdot l \cdot \xi \cdot (1 - \xi)$	$-\frac{1}{\alpha_2} \mp \left(\frac{1}{2} - \xi\right) \cdot \frac{1}{\beta_2}$	$+\frac{1}{2\alpha_2} \mp \left(\frac{1}{2} - \xi\right) \cdot \frac{1}{\beta_2}$
2		$\frac{Pl}{4}$	$-\frac{1}{\alpha_2}$	$+\frac{1}{2\alpha_2}$
3		$\frac{pl^2}{8} = \frac{Pl}{8}$	$-\frac{4}{3\alpha_2}$	$+\frac{2}{3\alpha_2}$
4		$W \cdot r = W \cdot h \cdot \eta$	$-\frac{r \cdot \eta (1 - \eta)}{2\alpha_2} \pm \frac{3 \cdot r \cdot \eta}{2\beta_2}$	$\left\{ \begin{array}{l} -\frac{1 - \eta}{2\alpha_2} \cdot \frac{\alpha_2 - (1+r) \cdot \eta}{2\alpha_2} \\ \mp \frac{\beta_2 - 3 \cdot r \cdot \eta}{2\beta_2} \end{array} \right\}$
5		$w \cdot \frac{h^2}{2} = W \cdot \frac{h}{2}$	$-\frac{r}{12\alpha_2} \pm \frac{r}{\beta_2}$	$\frac{3+r}{12\alpha_2} \mp \frac{1+4r}{2\beta_2}$
6		$w \cdot \frac{h^2}{6} = W \cdot \frac{h}{3}$	$-\frac{r}{10\alpha_2} \pm \frac{3r}{4\beta_2}$	$\frac{8+3r}{20\alpha_2} \mp \frac{2+9r}{4\beta_2}$
7		$W \cdot h$	$\mp \frac{3r}{2\beta_2}$	$\mp \frac{1+3r}{2\beta_2}$

Fall	Lastbild	Bezugsmoment M_0	μ_A bzw. μ_B	μ_D bzw. μ_C
8		$P \cdot c$	$-\frac{1}{\alpha_2} \mp \frac{1}{2\beta_2}$	$\mp \frac{1}{2\alpha_2} \mp \frac{1}{2\beta_2}$
9		$W \cdot h \cdot \eta$	$-\frac{\eta - 1}{\eta \alpha_1} \pm \frac{3\nu + \eta - 1}{2\eta \beta_2}$	$\frac{\eta - 1}{2\eta \alpha_2} \mp \frac{3\nu + \eta}{2\eta \beta_2}$

Spannungsgrade für den vierseitigen, symmetrischen Rahmen.



$$\nu = \frac{h}{l} \cdot \frac{J_0}{J_u}; \quad \omega = \frac{J_0}{J_u}$$

$$\alpha = (\nu + 2) + \frac{\omega}{\nu}(2\nu + 3);$$

$$\beta = 1 + 6\nu + \omega.$$

Fig. 249.

Tabelle III.

Fall	Lastbild	M_0	μ_A bzw. μ_B	μ_D bzw. μ_C
1		$P \cdot l \cdot z(1 - z)$	$\frac{2\nu + 3\omega}{2\alpha \cdot \nu} \mp \frac{1 - 2z}{2\beta}$	$\mp \frac{1}{2\alpha} \mp \frac{1 - 2z}{2\beta}$
2		$P \cdot l \cdot z$	$\frac{2\nu + 3\omega}{2\alpha \cdot \nu}$	$\mp \frac{1}{2\alpha}$
3		$-P \cdot c$	$-\frac{2\nu + 3\omega}{2\alpha \cdot \nu} \mp \frac{1}{2\beta}$	$\mp \frac{1}{2\alpha} \mp \frac{1}{2\beta}$
4		$P \cdot l \cdot z$	$-\frac{2}{3} \cdot \frac{2\nu + 3\omega}{\alpha \cdot \nu}$	$\mp \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{\alpha}$
5		$P \cdot l \cdot z(2 - z)$	$\frac{2\nu + 3\omega}{3\alpha \cdot \nu} \cdot \frac{3 - z^2}{2 - z}$	$\mp \frac{1}{3\alpha} \cdot \frac{3 - z^2}{2 - z}$
6		$P \cdot l \cdot z$	$-\frac{2\nu + 3\omega}{\alpha \cdot \nu} \left(1 - z - \frac{z^2}{12z}\right)$	$\mp \frac{1}{\alpha} \left(1 - z - \frac{z^2}{12z}\right)$
7		$+W \cdot h \cdot \eta$	$\left\{ -\frac{1 - \eta}{2\alpha} [\eta(\nu + \omega) + \omega] \right. \left. \pm \frac{3\eta \cdot \nu + \omega}{2\beta} \right\}$	$\left\{ -\frac{1 - \eta}{2\alpha} [(2 + \nu) - \eta(1 + \nu)] \right. \left. \mp \frac{3\nu(2 - \eta) + 1}{2\beta} \right\}$
8		$+W \cdot h$	$\pm \frac{3\nu + \omega}{2\beta}$	$\mp \frac{3\nu + 1}{2\beta}$

Fall	Lastbild	η	μ_A bzw. μ_B	μ_D bzw. μ_O
9		$+W \cdot h \cdot \eta$	$\left\{ \begin{array}{l} -\frac{\eta-1}{\eta} \cdot \frac{2\nu+3\omega}{2\nu \cdot \alpha} \\ \pm \frac{\beta-(3\nu+\eta)}{2\eta \cdot \beta} \end{array} \right\}$	$\frac{\eta-1}{2\eta \cdot \alpha} \mp \frac{3\nu+\eta}{2\eta \cdot \beta}$
10		$+W \cdot h \cdot \frac{1}{2}$	$-\frac{\nu+3\omega}{12\alpha} \pm \frac{2\nu+\omega}{2\beta}$	$-\frac{\nu+3}{12\alpha} \mp \frac{1+4\nu}{2\beta}$
11		$+W \cdot h \cdot \frac{1}{3}$	$-\frac{2\nu+7\omega}{20\alpha} \pm \frac{3\nu+2\omega}{4\beta}$	$-\frac{3\nu+8}{20\alpha} \mp \frac{2+9\nu}{4\beta}$
12		$+W \cdot h \cdot \frac{1}{2}$	$-\frac{\nu+3\omega}{6\alpha}$	$-\frac{\nu+3}{6\alpha}$
13		$+W \cdot h \cdot \frac{1}{3}$	$-\frac{2\nu+7\omega}{10\alpha}$	$-\frac{3\nu+8}{10\alpha}$
14		$-P \cdot l \cdot \xi(1-\xi)$	$+\frac{\omega}{2} \cdot \left(\frac{1}{\alpha} \mp \frac{1-2\xi}{\beta} \right)$	$-\frac{\omega}{2} \left(\frac{2\nu+3}{\alpha \cdot \nu} \pm \frac{1-2\xi}{\beta} \right)$
15		$-P \cdot l \cdot \frac{1}{2}$	$+\frac{2}{3} \cdot \frac{\omega}{\alpha}$	$-\frac{2}{3} \cdot \frac{\omega}{\alpha} \cdot \frac{2\nu+3}{\nu}$
16		$+P \cdot l \cdot \frac{1}{2}$	$\pm \frac{\omega}{10\beta}$	$\mp \frac{\omega}{10\beta}$

Anmerkungen: Die unteren Vorzeichen gelten für μ_B und μ_O , die oberen für μ_A und μ_D .

XIII. Vierendeelträger.

42. Vierendeelträger bei ständiger Belastung.

Der Vierendeelträger ist ein vielfach statisch unbestimmter Rahnen- oder Pfostenträger. Seine angenäherte Berechnung gibt schon Vianello, indem er einen Rahmenträger von 5 Feldern, der also $3 \cdot 5 = 15$ fach innen unbestimmt ist, durch Einlegen von 15 Scheibengelenken zu einem Hauptsysteme macht. Die nachfolgende Theorie folgt den Veröffentlichungen von Freitag und Reich. Auch die in „Beton und Eisen“ erschienenen Theorien von Vierendeel (1907), Frandsen (1909), Ostefeld (1910) und Metzger (1911) sind sehr beachtenswert.



Fig. 250.

a) Grundlagen der Berechnung.

1. Reich ermittelt aus dem Zusammenhange der elastischen Linie der einzelnen Stäbe eines Rahmenträgers mit parallelen Gurtstäben von überall gleichen Trägheitsmomente J zuerst die Biegemomente der Knoteneinspannungen und daraus die Quer- und Achsenkräfte. Die Einflußlinie der Achsenkräfte gewinnt er mit Hilfe von arithmetischen Reihen. Für eine wandernde Einzellast, die nur in den Knoten wirkt, ist die Momentenlinie eines Gurtstabes oder Ständers in jedem Felde der Breite a eine Gerade (Fig. 250) und die Gleichung der elastischen Linie jedes der Stäbe lautet für die Abszisse x

$$-EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = m \left(1 - \frac{x}{a} \right) + m' \frac{x}{a}, \quad (200)$$

woraus
$$-EJ y = m \left(\frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{6l} \right) + m' \frac{x^3}{6l} + U_1 x + U_2, \quad (201)$$

Nach erfolgter Bestimmung der Unveränderlichen U_1 und U_2 (durch Einsetzen der Grenzwerte $X = 0$ und $x = h$ für die Ständer und $X = 0$ und $X = a$ für die Gurtstäbe) verbleiben bei n Feldern und $n + 1$ Ständern

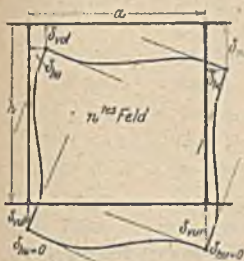


Fig. 251.

$$2(3n + 1).$$

Unbekannte m und m' . Der Nullpunkt der Abszissen x soll bei den Gurtstäben von ihrem linken, bei den Ständern von ihrem unteren Ende ab gerechnet werden. Als positive Momente gelten solche, die an der (dem Rahmeninnern abgekehrten) äußeren Faser der Gurte, und an der rechts liegenden Faser der Ständer Zugspannung erzeugen.

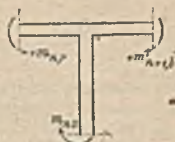


Fig. 252.

Fig. 251 erklärt die für die Momente m und die Ordinaten δ der elastischen Linie gewählten Bezeichnungen. Dabei bedeutet r : rechts; l : links; o : Obergurt; u : Untergurt; v : lotrechte Verschiebung der Gurte; h : wagerechte Verschiebung der Ständer: 1 bis n : die Felderzahl bis zum betrachteten beliebigen Felde n .

2. Zur Lösung der Unbekannten dienen folgende Voraussetzungen und Bedingungen:

1. Die Stützpunkte a und b des Trägers (Fig. 253 u. 256) liegen fest. Daraus folgt:

$$\delta_{h_u, 0} = 0; \delta_{h_{o, 1}} = \delta_{h_{o, n-1}} = \delta_{h_{o, n}} = 0.$$

2. Die Längenänderung der Ständer wird vernachlässigt:

$$\delta_{v_{o, n-1}} = \delta_{v_{u, n-1}}; \delta_{v_{o, n}} = \delta_{v_{u, n}}.$$

3. Aus dem Zusammenhange des $n-1$ ten und n ten Feldes ergibt sich

$$\delta_{v_{r, n-1}} = \delta_{v_{l, n}}.$$

4. Die rechten Winkel der Einspannungen eines Knotens bleiben unverändert (Fig. 251), und für die im Knoten angrenzenden Momente (Fig. 252) gilt

$$+m_{nr} - m_{nu} - m_{l, n+1} = 0,$$

wenn der Buchstabe s des Zeigers das Ständermoment bezeichnet.

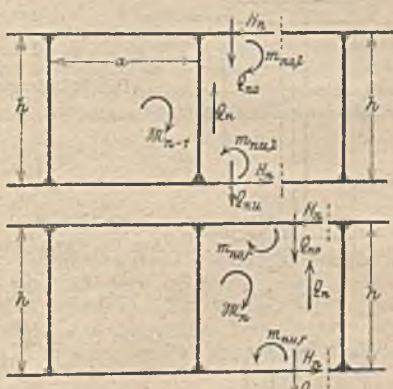


Fig. 253.

Aus den obigen vier Bedingungen erhält Reich für das n te Feld unter Ausschließung der Integrations-Unveränderlichen

$$\frac{a}{2} (m_{n1} + m_{nr}) + \frac{h}{6} (m_{nu} - m_{n-1, l}) = 0. \tag{202}$$

b) Die Querkräfte Q und die Achsenkräfte H .

1. Für den im Anfange des n ten Feldes gelegten Schnitt (Fig. 253) gelten die Gleichgewichtsbedingungen

$$Q_{o0} + Q_{nu} - Q_n = 0 + \mathfrak{M}_{n-1} - m_{nu, l} - H_n \cdot h + m_{no, l} = 0. \tag{203}$$

worin \mathfrak{M}_{n-1} das Balkenmoment, des Trägers vorstellt.

Aus einem Schnitte am Ende des n ten Feldes ergibt sich die Gleichung

$$\mathfrak{M}_n - m_{nu, r} - H_n \cdot h + m_{no, r} = 0. \tag{204}$$

Aus Gl. 203 und 204 folgt H'_n .

2. Ist P_{no} oder P_{nu} die im n ten Knoten angreifende Last, und H_n die Achsenkraft des Ständers, so ist aus Symmetriegründen

$$Q_{no} = \frac{1}{2} Q_n; \quad Q_{n+1,0} = \frac{1}{2} Q_{n+1}$$

$$\frac{Q_n - Q_{n+1}}{2} - P_{no} - H_n = 0$$

$$Q_n - Q_{n+1} = P_{no} + P_{nu}$$

Daraus folgt

$$H_n = \frac{P_{nu} - P_{no}}{2} \quad (205)$$

Ist $P_{no} = P_{nu}$, so ist der Ständer spannungslos. Je nachdem $P_{nu} \geq P_{no}$ ist, entsteht Zug oder Druck.

Die Achsenkräfte H der Gurtstäbe.

Aus Symmetriegründen ist $m_{n,u} = m_{n,s}$. Die Gleichungen (203) und (204) erhalten dadurch die Form

$$\left. \begin{aligned} 2m_{n,i} + H_n \cdot h &= \mathfrak{M}_{n-1} \\ 2m_{n,r} + H_n \cdot h &= \mathfrak{M}_n \end{aligned} \right\} \quad (206)$$

Die Ständermomente (Fig. 254) sind:

$$\left. \begin{aligned} m_{n,r} &= \frac{h}{2} (H_{n+1} - H_n) \\ m_{n-1,s} &= \frac{h}{2} (H_n - H_{n-1}) \end{aligned} \right\} \quad (207)$$

Aus Gl. (202), (203) und (204) folgt

$$H_n \left(2 + \frac{6l}{h} \right) - H_{n-1} - H_{n+1} = \frac{6l}{h^2} M_n$$

Darin bedeutet

$$M_n = \frac{1}{2} (\mathfrak{M}_n + \mathfrak{M}_{n-1})$$

das Moment in der Mitte des n ten Trägerfeldes.

c) Die Berechnung einer Achsenkraft mit Hilfe arithmetischer Reihen.

1. Reich erhält mit den Abkürzungen:

$$2 + 6 \frac{l}{h} = \alpha; \quad \frac{6l}{h^2} = \beta$$

für das n te Feld eines Trägers:

$$-H_{n-1} + \alpha H_n - H_{n+1} = \beta M_n' \quad (208)$$

für das erste Feld:

$$0 + \alpha H_1 - H_2 = \beta M_1'$$

Hat der Träger z. B. 8 Felder, so gilt für sein letztes Feld:

$$-H_7 + \alpha H_8 - 0 = \beta M_8'$$

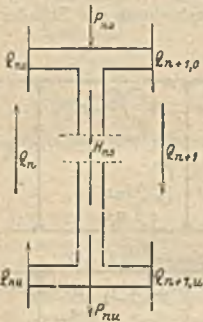


Fig. 254.

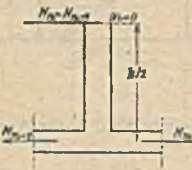


Fig. 255.

Reich führt symbolische Bezeichnungen ein. Das sind z. B. für 8 Felder:

$$I = \alpha^1 - 0$$

$$II = \alpha^2 - 1 \cdot \alpha^0 + 0$$

$$III = \alpha^3 - 2\alpha^1 + 0 - 0$$

$$IV = \alpha^4 - 3\alpha^2 + 1\alpha^1 - 0 + 0$$

$$V = \alpha^5 - 4\alpha^3 + 3\alpha^1 - 0 + 0 - 0$$

$$VI = \alpha^6 - 5\alpha^4 + 6\alpha^2 - 1 \cdot \alpha^0 + 0 - 0 + 0$$

$$VII = \alpha^7 - 6\alpha^5 + 10\alpha^3 - 4\alpha^1 + 0 - 0 + 0 - 0$$

$$VIII = \alpha^8 - 7 \cdot \alpha^6 + 15\alpha^4 - 10\alpha^2 + 1 \cdot \alpha^0 - 0 + 0 - 0 + 0.$$

Jeder der obigen Reihenausdrücke ist dadurch erhalten worden, daß man die erste Reihe vor ihm mit α multipliziert und von dem erhaltenen Produkte die zweite Reihe vor ihm abzieht. So ist z. B.

$$\text{Reihe VII} = (\alpha \cdot \text{Reihe VI}) - \text{Reihe V}. \quad (210)$$

Reihe $N = (\alpha \cdot \text{Reihe } N-I) - \text{Reihe } (N-II)$, wobei die Symbole $N-I$ und $N-II$ eine der in den Gl. (VIII) enthaltenen Größen darstellt, deren höchster Exponent von $\alpha = n - 1$ oder $n - 2$ ist.

Jede der Gleichungen lautet allgemein für n Trägerfelder

$$N = \alpha^n - \alpha_n^1 \cdot \alpha^{n-2} + \alpha_{n-1}^2 \cdot \alpha^{n-4} - \alpha_{n-2}^3 \cdot \alpha^{n-6} + \dots$$

Darin sind die Kolonnenfaktoren $\alpha_n^1, \alpha_{n-1}^2, \alpha_{n-2}^3$ usw. Endglieder von arithmetischen Reihen 1., 2., 3. und höherer Ordnung. Das Anfangsglied jeder Reihe, und auch alle Anfangsglieder der Differenzreihen, bis auf die Differenzreihe der höchsten Ordnung, sind Null. Die Kolonnenfaktoren berechnet man allgemein aus

$$\left. \begin{aligned} \alpha_n^1 &= n - 1; & \alpha_{n-1}^2 &= \frac{(n-2)(n-3)}{2} \\ \alpha_{n-2}^3 &= \frac{(n-3)(n-4)(n-5)}{3}; & \text{usw.} \end{aligned} \right\} \quad (211)$$

In diesen Gleichungen zeigt der Exponent den Grad der arithmetischen Reihe an, der Zeiger dagegen den Rang innerhalb der Reihe, wobei n immer mit der Bezeichnung der römischen Ziffer der Gl. (209) übereinstimmt. Die Faktoren 6, 10, 15 wie auch alle anderen in der dritten Lotrechtspalte der Gl. (209) gehören der gleichen Reihe 2. Ordnung an, sind also aus der zweiten der Gl. (211) zu berechnen.

2. Jedes aus den Gl. (209) berechnete H kann nun für r Öffnungen und für das betrachtete n te Feld mit

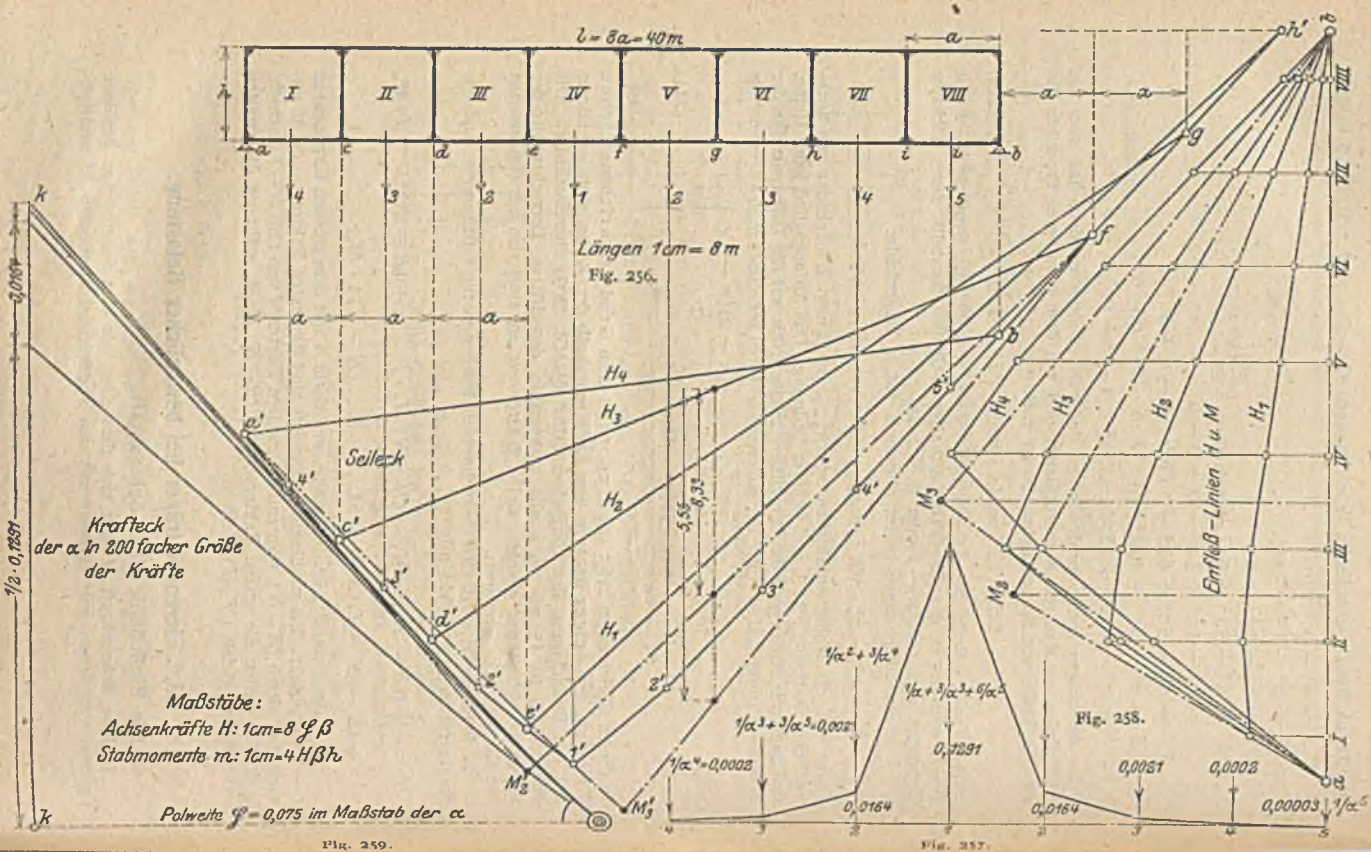
$$H_n = \frac{\beta}{R} [(R - N) 1 \cdot M_1 + (R - N) M_2 \cdot I \dots + (R - N)(N - I) M_n + (R - N - I)(N - I) M_{n+1} + \dots + (N - I) 1 \cdot M_r].$$

Der Faktor von M_n ist der größte, weil darin α mit dem größten Exponenten $r - 1$ vorkommt. Bis zu diesem Größtwerte sind die ersten Faktoren von M unverändert gleich $(R - N)$, während die zweiten Faktoren von 1 bis $N - I$ wachsen. Weiterhin fallen die ersten Faktoren von $(R - N)$ bis 1, während die zweiten unverändert gleich $(N - I)$ bleiben.

43. Vierendeckträger bei beweglicher Belastung.

a) Die Einflußlinie einer Achsenkraft.

1. Jede Achsenkraft H läßt sich darstellen, als eine Summe von gewissen Größen, von denen jede einzelne mit den zugehörigen Momenten M multipli-



ziert ist. Für einen Träger mit $\iota = 8$ Feldern ist danach z. B. H_3 im 3. Felde wie folgt anzuschreiben:

$$H_3 = \frac{\beta}{VIII} \sum (VIII-III)M_1 + (VIII-III)I \cdot M_2 + (VIII-III)II M_3 \\ + (VIII-IV)II \cdot M_4 + \dots II \cdot M_8 \quad \text{oder}$$

$$H_3 = \frac{\beta}{VIII} \sum V \cdot M_1 + V \cdot I \cdot M_2 + V \cdot II \cdot M_3 + IV \cdot II \cdot M_4 + III \cdot II \cdot M_5 \\ + II \cdot II \cdot M_6 + I \cdot II \cdot M_7 + II \cdot M_8.$$

Abgekürzt

$$H_3 = \frac{\beta}{VIII} \sum K \wp \eta \quad (213)$$

(wobei \wp den Polabstand eines Krafteckes bedeutet) und worin die K -Werte als Belastungsgrößen und die Produkte $K \wp \eta$ als statische Momente angegeben sind, so daß die $\sum K \wp \eta$ mit Hilfe eines Krafteckes und Seileckes mit der Polweite \wp darzustellen ist.

b) Berechnungsbeispiel (nach Reich).

1. Für einen Träger mit 8 Feldern sind die Achsenkräfte zu berechnen. In Tabelle 1 sind die allgemeinen Ausdrücke der Kolonnenfaktoren für M_1 bis M_8 zusammengestellt. In Tabelle 2 sind die mit Hilfe der Reihen in (209) ausgerechneten Werte H angegeben, wobei drei Reihenglieder genügten. In Tabelle 3 ist die Division durch $VIII$ ausgeführt. In der Tabelle 4 ist für $a/h = 1$ die H zahlenmäßig angegeben. Der unveränderliche Faktor $\beta \wp$ wurde durch die Wahl der Maßstäbe berücksichtigt (Fig. 256—259). Folgende Bedingungen erleichtern die Rechnung:

1) Die Belastungsgrößen K sind für sämtliche H einander bis auf verschwindend kleine Größen gleich. Ändert man die Zahl der Felder, so bleiben die K bei demselben H auch bis auf verschwindend kleine Größen gleich.

2) Aus Tabelle 1 ersieht man, daß für H_n das maßgebende Moment M_n ist, weil M_n mit dem höchsten Grade von α multipliziert erscheint.

3) Man erhält den Grad eines K , wenn man dessen symbolische Bezeichnungen addiert. Z. B. $V + II = 7$. So hat das Moment in jenem Felde, wo das zugehörige H entsteht, den höchsten Exponenten von α . Diese Werte sind in Tabelle 2 unterstrichen.

4) Aus den Tabellen ersieht man weiter, wie der Grad von K bei jedem H abhängig ist von dem Abstände zwischen dem Felde, wo das zugehörige Moment entsteht, und demjenigen Felde, wo das betreffende H auftritt. Für den behandelten Fall von 8 Feldern ist der höchste Exponent von α gleich 7, und zwar im Felde, wo das betreffende H entsteht; in den Nachbarfeldern ist er 6, in den zweitnächsten 5 usw.

5) Reich hat aus alledem bewiesen, daß alle K von gleichem Grade untereinander gleich sind. Das erkennt man aus den Tabellen 3 und 4 an den unterstrichenen Werten. Kleinere Abweichungen, die aber praktisch ohne Belang sind, kommen vor. Wo sie auftreten, ist dies in der Tabelle 3 durch ein Sternzeichen angedeutet.

2. Um die H_n darzustellen, denkt man sich die Trägerlinie derart verschoben, daß die Mitte des n ten Feldes unter dem größten Werte von K zu liegen kommt. Die Stützenlotrechten durch a und b legen dann im Seileck die Schlußlinie für H_n fest. Um alle H aus einem einzigen Seileck entnehmen zu können, bildet man aus den Werten $2\beta \sum K \wp \eta$ einen Lastenzug (nach Tabelle 3 und 4).

Größter Wert, in der Trägermitte aufgetragen (Fig. 259):	$\frac{1}{\alpha} + \frac{2}{\alpha^3} + \frac{6}{\alpha^5} = 0,1291$
Links und rechts davon im 3. und 5. Felde aufzutragen:	$\frac{1}{\alpha^2} + \frac{3}{\alpha^4} = 0,0164$
im 2. und 7. Felde:	$\frac{1}{\alpha^3} + \frac{3}{\alpha^5} = 0,0021$
im 1. und 8. Felde:	$\frac{1}{\alpha^4} = 0,0002$
Außerhalb der Stützen fällt:	$\frac{1}{\alpha^2} = 0,0003$

Wegen der Unmöglichkeit, kleinere Werte noch genau genug aufzutragen, genügt es mit $1/\alpha^5$ aufzuhören. Obige Kraftgrößen sind in der Fig. 257 über der linken Trägerhälfte zu einer Belastungslinie zusammengetragen worden. Sodann wurde aus ihnen die Kraftlinie kk des Kraftecks der Fig. 257 mit der Polweite δ gebildet, und schließlich zwischen den Kraftrichtungen 0, 1, 2, 3, 4 das Seileck gezeichnet: die Grenzwerte von H erhält man auf der durch die Mitte der Stützweite verlaufenden Lotrechten dadurch, daß man durch Verschieben der Stützweite ab (um je eine Feldweite) nacheinander die zugehörigen Schlußlinien des Seileckes in bekannter Weise festlegt.

c) Die Einflußlinien der Gurt- und Ständermomente.

1. Nach den Gleichungen (203, 204 und 206) ist

$$2m_{n,l} = \mathfrak{M}_{n-1} - H_n h$$

$$2m_{n,r} = \mathfrak{M}_n - H_n h.$$

Als Beispiel sind in den Fig. 260 die Einflußlinien der Balkenmomente \mathfrak{M}_2 und \mathfrak{M}_3 dargestellt worden, mit deren Hilfe dann die Einflußlinien der Stabmomente $m_{2,l}$ und $m_{3,r}$ nach obiger Gleichung gezeichnet werden können. Das ist in der Fig. 258 derart geschehen, daß die Ordinaten der \mathfrak{M}_2 - und \mathfrak{M}_3 -Linien im gleichen Maßstabe mit denjenigen der H -Linien abgegriffen werden können. Zu dem Zwecke sind die in der Fig. 260 angegebenen Abstände x im vorliegenden Falle aus

$$x_2 = \frac{x_2}{2 \cdot \frac{1}{2} \delta \beta h} = \frac{2a}{2 \cdot 0,45} = 11,111$$

$$x_3 = \frac{x_3}{2 \cdot \frac{1}{2} \delta \beta h} = \frac{3a}{2 \cdot 0,45} = 16,667$$

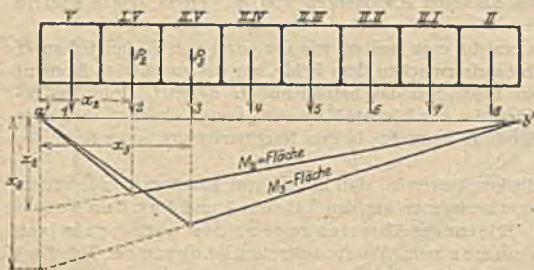


Fig. 260.

zu berechnen. Weil aber diese Abstände in ganzer Größe auf den zu H_3 gehörenden Stützenlotrechten cc' nicht mehr untergebracht werden konnten, so sind sie in halber Größe auf der Mittenlotrechten des Trägers aufgetragen worden. Aus dem Seilecke der Fig. 260 wurden die so erhaltenen \mathfrak{M}_2 - und \mathfrak{M}_3 -Linien in die Fig. 258 übertragen, in welcher danach die gesuchten Momente $m_{2,l}$ und $m_{3,r}$ abzugreifen sind.

2. Die Einflußlinien der Ständermomente folgen aus der (207).

$$m_{n,s} = \frac{h}{2} (H_{n+1} - H_n).$$

Tabelle 1. Kolonnen-Faktoren für M_1 bis M_8 .

Momente	$H = \frac{\beta}{VIII} \sum K \cdot \delta \eta$							
	H_1	H_2	H_3	H_4	H_5	H_6	H_7	H_8
M_1	VII. 1	VI. 1	V. 1	IV. 1	III. 1	II. 1	I. 1	1. 1
M_2	VI. 1	VI. 1	V. 1	IV. 1	III. 1	II. 1	I. 1	1. 1
M_3	V. 1	V. I	V. II	IV. II	III. II	II. II	I. II	1. II
M_4	IV. 1	IV. I	IV. II	IV. III	III. III	II. III	I. III	1. III
M_5	III. 1	III. 1	III. II	III. III	III. IV	II. IV	I. IV	1. IV
M_6	II. 1	II. 1	II. II	II. III	II. IV	II. V	I. V	1. V
M_7	I. I	I. I	I. II	I. III	I. IV	I. V	I. VI	1. VI
M_8	1. 1	1. I	1. II	1. III	1. IV	1. V	1. VI	1. VII

Tabelle 2. Werte von H für drei Reihenglieder.

$H = \frac{\beta}{VIII} \sum K \delta \eta$			
H_1	H_2	H_3	H_4
$\alpha^7 - 6\alpha^5 + 10\alpha^3 - 4\alpha$	$\alpha^6 - 5\alpha^4 + 6\alpha^2 - 1$	$\alpha^5 - 4\alpha^3 + 3\alpha$	$\alpha^4 - 3\alpha^2 + 1$
$\alpha^6 - 5\alpha^4 + 6\alpha^2 - 1$	$\alpha^7 - 5\alpha^5 + 6\alpha^3 - \alpha$	$\alpha^6 - 4\alpha^4 - 3\alpha^2$	$\alpha^5 - 3\alpha^3 + \alpha$
$\alpha^5 - 4\alpha^3 + 3\alpha$	$\alpha^6 - 4\alpha^4 + 3\alpha^2$	$\alpha^7 - 5\alpha^5 + 7\alpha^3 + 3\alpha$	$\alpha^7 - 5\alpha^5 + 7\alpha^3 - 2\alpha$
$\alpha^4 - 3\alpha^2 + 1$	$\alpha^5 - 3\alpha^3 + \alpha$	$\alpha^6 - 4\alpha^4 + 4\alpha^2 - 1$	$\alpha^7 - 5\alpha^5 + 7\alpha^3 - 2\alpha$
$\alpha^3 - 2\alpha$	$\alpha^4 - 2\alpha^2$	$\alpha^5 - 3\alpha^3 + 2\alpha$	$\alpha^6 - 4\alpha^4 + 4\alpha^2$
$\alpha^2 - 1$	$\alpha^3 - \alpha$	$\alpha^4 - 2\alpha^2 + 1$	$\alpha^5 - 3\alpha^3 + 2\alpha$
α	$\alpha^2 - 1$	$\alpha^3 - \alpha$	$\alpha^4 - 2\alpha^2$
1	α	$\alpha^2 - 1$	$\alpha^3 - 2\alpha$

Tabelle 3. Die H nach erfolgter Division durch VIII.

Momente	H_1	H_2	H_3	H_4
M_1	$\frac{1}{\alpha} + \frac{1^*}{\alpha^3} + \frac{2^*}{\alpha^5} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^2} + \frac{2^*}{\alpha^4} + \frac{5^*}{\alpha^6} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^3} + \frac{3^*}{\alpha^5} + \frac{9^*}{\alpha^7} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^4} + \frac{4^*}{\alpha^6} + \frac{11^*}{\alpha^8} + \dots$
M_2	$\frac{1}{\alpha^2} + \frac{2^*}{\alpha^4} + \frac{5^*}{\alpha^6} + \dots$	$\frac{1}{\alpha} + \frac{2}{\alpha^3} + \frac{5^*}{\alpha^5} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^2} + \frac{3}{\alpha^4} + \frac{9}{\alpha^6} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^3} + \frac{4^*}{\alpha^5} + \frac{14^*}{\alpha^7} + \dots$
M_3	$\frac{1}{\alpha^3} + \frac{3^*}{\alpha^5} + \frac{9^*}{\alpha^7} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^2} + \frac{3}{\alpha^4} + \frac{9^*}{\alpha^6} + \dots$	$\frac{1}{\alpha} + \frac{2}{\alpha^3} + \frac{6}{\alpha^5} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^2} + \frac{3}{\alpha^4} + \frac{10}{\alpha^6} + \dots$
M_4	$\frac{1}{\alpha^4} + \frac{4^*}{\alpha^6} + \frac{14^*}{\alpha^8} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^3} + \frac{4}{\alpha^5} + \frac{14^*}{\alpha^7} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^2} + \frac{3}{\alpha^4} + \frac{10}{\alpha^6} + \dots$	$\frac{1}{\alpha} + \frac{2}{\alpha^3} + \frac{6}{\alpha^5} + \dots$
M_5	$\frac{1}{\alpha^5} + \frac{5}{\alpha^7} + \frac{20}{\alpha^9} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^4} + \frac{5}{\alpha^6} + \frac{20^*}{\alpha^8} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^3} + \frac{4}{\alpha^5} + \frac{14}{\alpha^7} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^2} + \frac{3}{\alpha^4} + \frac{10}{\alpha^6} + \dots$
M_6	$\frac{1}{\alpha^6} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^5} + \frac{6}{\alpha^7} + \frac{27^*}{\alpha^9} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^4} + \frac{4}{\alpha^6} + \frac{21}{\alpha^8} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^3} + \frac{4}{\alpha^5} + \frac{15}{\alpha^7} + \dots$
M_7	$\frac{1}{\alpha^7} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^6} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^5} + \frac{6}{\alpha^7} + \frac{27^*}{\alpha^9} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^4} + \frac{5}{\alpha^6} + \frac{20^*}{\alpha^8} + \dots$
M_8	$\frac{1}{\alpha^8} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^7} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^6} + \dots$	$\frac{1}{\alpha^5} + \frac{5^*}{\alpha^7} + \frac{20^*}{\alpha^9} + \dots$

* Hier kommen kleinere, praktisch unwesentliche Abweichungen vor.

Tabelle 4. Die für $a/h = 1$ berechneten H -Werte.

Momente	H_1	H_2	H_3	H_4
M_1	0,12701	0,01611	0,00204	0,00024
M_2	0,001611	0,12906	0,01636	0,00207
M_3	0,00204	0,01636	0,12909	0,01636
M_4	0,00024	0,00207	0,01636	0,12909
M_5	0,00003	0,00024	0,00207	0,01636
M_6	—	0,00003	0,00024	0,00207
M_7	—	—	0,00003	0,00024
M_8	—	—	—	0,00003

Die Einflußlinien von H über einer Geraden aufgetragen (Fig. 218), geben die lotrechten Unterschiede der beiden benachbarten H -Linien, also die Ständermomente, im für die Gurtmomente m geltenden Maßstabe.

d) Genauigkeit des Verfahrens von Reich.

1. Eine merkliche Abweichung zeigen die Belastungsgrößen von H_1 , und bei kleinem α in Einzelfällen möglicherweise die erste dieser Größen für H_2 .

2. Je größer α , d. h. je größer die Feldweite α bei gleicher Höhe h ist, desto genauer ist das Verfahren. Die äußersten Grenzen von α sind etwa

$$\frac{a}{h} = \frac{1}{2} \quad \text{oder} \quad \alpha = 6 + \frac{2a}{h} = 7,$$

$$\frac{a}{h} = 2 \quad \text{„} \quad \alpha = 10.$$

XIV. Erddruck an Stützmauern.

44. Erddrucktheorie von Coulomb, Poncelet und Rebhann.

a) Annahme und Voraussetzungen nach Coulomb (1773). Vorausgesetzt wird gleichartiges Material und Kohäsionslosigkeit, d. h. beim Verschieben eines

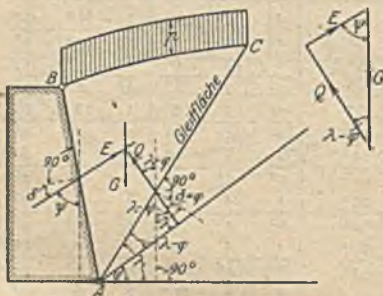


Fig. 261.

Körperelementes gegen ein anderes entsteht weder eine Zug-, Druck- oder Scherspannung, sondern allein eine Reibungskraft, die der Bewegung entgegenwirkt. Sobald eine Stützmauer (Fig. 261) kippt, bildet sich im Erdkörper eine Gleitfläche AC aus (Fig. 261) mit dem Erdprisma ABC , dessen Gewicht G sei. Diese Kraft G ist im Gleichgewicht mit dem Widerstand E der Stützmauer und dem Gegendruck Q der Gleitfläche, also zwei Kräften, deren Richtungen unbekannt sind. Außerdem ist die Lage der Gleitfläche AC , also der Winkel λ ,

nicht bekannt. φ bezeichnet den natürlichen Böschungswinkel der Erde, δ' den Reibungswinkel von Erde gegen Mauerwerk. Der Kleinstwert des Widerstandes E , der zum Gleichgewicht erforderlich ist, heißt der aktive Erddruck, dagegen der Größtwerth von E , der ohne Störung des Gleichgewichts auftritt, der

passive Erddruck. In diesen beiden Grenzfällen tritt ein Gleiten des Erdprismas ein, und zwar nach unten oder nach oben. Dann erreicht der Ablenkungswinkel der Kraft Q von der Lotrechten auf AC seinen Größtwert, d. i. der Böschungswinkel φ . Für $\delta = \varphi$ ergibt sich aus dem Kräfteplan (Fig. 261 b) nach dem Sinussatz:

$$E = G \cdot \frac{\sin(\lambda - \varphi)}{\sin(\lambda - \varphi + \psi)}. \quad (214)$$

Hiernach ist der Kleinstwert von E als Funktion des Winkels λ zu bestimmen unter der Voraussetzung, daß $E = f(\lambda)$ eine stetige Funktion ist. Durch Differentiation der Gl (214) ergibt sich:

$$\frac{dE}{d\lambda} = d \left(G \cdot \frac{\sin(\lambda - \varphi)}{\sin(\lambda - \varphi + \psi)} \right) : d\lambda = 0.$$

oder

$$Z : \sin^2(\lambda - \varphi + \psi) = 0$$

wenn der Zähler mit Z bezeichnet wird. Da der Nenner nicht Null werden kann, so besteht die Bedingungsgleichung

$$0 = Z = G \cdot \{ \sin(\lambda - \varphi + \psi) \cdot \cos(\lambda - \varphi) - \cos(\lambda - \varphi + \psi) \cdot \sin(\lambda - \varphi) \} + \frac{dG}{d\lambda} \cdot \sin(\lambda - \varphi) \cdot \sin(\lambda - \varphi + \psi)$$

oder

$$G \cdot \sin \psi = - \frac{dG}{d\lambda} \cdot \sin(\lambda - \varphi) \cdot \sin(\lambda - \varphi + \psi). \quad (215)$$

b) Der Rebbhanssche Satz (1871). Er lautet: Die Gleitfläche halbiert das Erdprisma, das von der Böschungslinie AD , ferner von einer parallel zur Stellungslinie AS gezogenen Linie CD und der Mauerrückfläche AB eingeschlossen wird.

Beweis: Nach Fig. 262 bezeichnet wiederum C den Schnittpunkt der Gleitfläche AC mit der Erdlinie, α den Neigungswinkel der Tangente an die Erdlinie in C gegen die Wagerechte, h das Lot von A gefällt auf diese Tangente, γ das Raumgewicht der Erde, p gleichmäßig verteilte Last (Auflast), ferner $l = AC$ und k Abstand des Nachbarpunktes C' von C .

Das Gewicht des Körperstückes $ACFF'C'$ ist

$$h \cdot \frac{k}{2} \cdot \gamma + p \cdot k = \frac{h \cdot k}{2} \cdot \left(\gamma + \frac{2p}{h} \right) = F \cdot \gamma' \quad (216)$$

mit den Abkürzungen $F = \frac{1}{2} h \cdot k$ und $\gamma' = \gamma + \frac{2p}{h}$. Wird nun $CC' = k$ verschwindend klein, so wird das Gewicht dG des Prismas $ACFF'C'$

$$dG = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (l \cdot d\lambda) \cdot l.$$

Durch Differentiation erhält man

$$\frac{dG}{d\lambda} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot l. \quad (217)$$

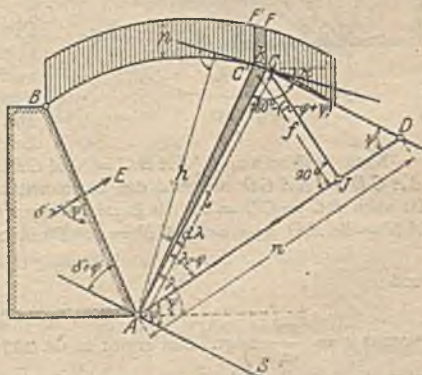


Fig. 262.

Man ziehe ferner eine Hilfsgerade AS , die Stellungslinie genannt wird, durch A , die mit der Böschungslinie den Winkel ψ einschließt, wobei ψ nach Fig. 264 der Winkel von E mit der Lotrechten war, und ferner zu AS eine Parallele CD durch den Punkt C , so ist $ACD = 180^\circ - (\lambda - \varphi + \psi)$ und nach dem Sinussatz

$$AD : AC = n : l = \sin[180^\circ - (\lambda - \varphi + \psi)] : \sin \psi. \quad (218)$$

In dem rechtwinkligen Dreieck ACJ ist

$$\sin(\lambda - \psi) = \frac{f}{l}. \quad (219)$$

Setzt man die Werte der Gl. (217–219) in Gl. (215) ein, so wird

$$G \cdot \sin \psi = \frac{1}{2} \gamma' \cdot l^2 \cdot \frac{f}{l} \cdot \frac{n}{l} \cdot \sin \psi$$

oder

$$G = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot f \cdot n. \quad (220)$$

In dieser Gleichung ist G das Gewicht des Erdprismas ABC und die rechte Seite $\frac{1}{2} \gamma' \cdot f \cdot n$ das Gewicht des Prismas ACD .

c) Sonderfall der ebenen Wand und der ebenen Erdlinie. In diesem Sonderfall ist (Fig. 263)

$$G = \gamma' \cdot (ABC) = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot h \cdot d.$$

Der Rebhanssche Satz lautet dann:

$$\frac{1}{2} \gamma' \cdot h \cdot d = \frac{1}{2} \gamma' \cdot f \cdot n.$$

Also ist

$$h \cdot d = f \cdot n. \quad (221)$$

Die Lage der Gleitfläche ist also unabhängig von den Werten γ' , also auch unabhängig von der Belastung p . Ferner sei AC die Gleitfläche, BJ und CD zwei Parallele zur Stellungslinie AS .

Nach Rebhann ist $\triangle ABC = \triangle ACD$. Da ferner $DO \parallel AC$, so folgt $\triangle ACD = \triangle ACO$ und aus der Gleichheit auch $\triangle ABC = \triangle ACO$. Dann ist auch $BC = CO = d$. Als Bezeichnungen werden noch eingeführt $AJ = a$; $AN = b$; $AD = n = x$; $CN = c$. Dann bestehen die Proportionen

$$b : x = c : d \quad (222a)$$

und

$$(b - x) : (x - a) = c : d, \quad (222b)$$

woraus $c = \frac{x d}{a}$ folgt. Das ergibt in Gl. 222a eingesetzt $b d = x^2 \cdot \frac{d}{a}$, so daß man die grundlegende Beziehung

$$n = x = \sqrt{a b} \quad (223)$$

erhält, d. h. die Strecke $n = AD$ ist die mittlere Proportionale zu den beiden Strecken AJ und AN .

d) Zeichnerische Bestimmung der Gleitfläche. Man zeichne die Böschungslinie unter dem Winkel φ durch den Punkt A bis zum Schnittpunkt N der Erdlinie und die Stellungslinie AS unter dem Winkel ψ gegen die Böschungslinie, ferner eine Parallele BJ zur Stellungslinie AS . Alsdann schlage man über AN einen Halbkreis, errichte in J die Senkrechte JJ' , beschreibe den Kreisbogen $AJ' = AD$, ziehe durch D die Parallele DC zu AS . Damit ist die Gleitfläche AC gefunden.

e) Bestimmung der Stellungslinie. Die Stellungslinie (Fig. 264) schließt mit der Böschungslinie den Winkel ψ ein, wobei ψ der Winkel zwischen der

Kraftrichtung von E und der Lotrechten ist. Diese^oStellungslinie bildet nun mit der Mauerrückwand den Winkel $w = \vartheta + \delta'$. Mit den Bezeichnungen der Fig. 263 wird

$$\sphericalangle NAA' = \sphericalangle A'AR + \sphericalangle NAR = \vartheta + \varphi = (\delta' + \varphi) + \varphi$$

da

$$\vartheta = \delta' + \varphi = \sphericalangle EAE' = \sphericalangle LEE'$$

ist. Somit ist

$$\sphericalangle A'AS = [(\delta' + \varphi) + \varphi] - \varphi = \delta' + \varphi = w. \quad (224)$$

f) Zeichnerische Bestimmung der Größe des Erddruckes. Nach Gl. (214) ist

$$E = G \cdot \frac{\sin(\lambda - \varphi)}{\sin(\lambda - \varphi + \psi)}$$

und nach Gl. (220) und (223)

$$G = \frac{1}{2} \gamma' \cdot f \cdot x = \frac{1}{2} \gamma' \cdot f \cdot x.$$

Durch Einsetzung erhält man

$$E = \frac{1}{2} \gamma' \cdot f \cdot x \cdot \frac{\sin(\lambda - \varphi)}{\sin(\lambda - \varphi + \psi)}$$

Aus dem Dreieck ACD (Fig. 264) folgt

$$e : x = \sin(\lambda - \varphi) : \sin[180^\circ - (\lambda - \varphi + \psi)] : \sin(\lambda - \varphi) : \sin(\lambda - \varphi + \psi)$$

und damit

$$E = \frac{1}{2} \gamma' \cdot f \cdot e. \quad (225)$$

Ergebnis: Die Größe des Erddruckes wird durch das Gewicht eines dreieckförmigen Prismas CDK dargestellt, dessen Inhalt $J = \frac{1}{2} \cdot f \cdot e$ ist. Nach Gl. (225) ist dieses Volumen noch mit γ' zu multiplizieren. Damit ergibt sich folgendes Verfahren. Man schlage einen Kreisbogen um den Punkt D mit dem Halbmesser $DC = e$ und erhält den gesuchten Punkt K .

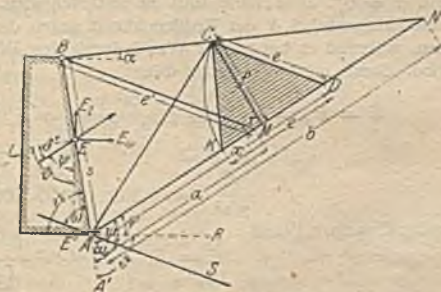


Fig. 264.

g) Rechnerische Bestimmung der Größe des Erddruckes. Ist die Erdlinie unter dem Winkel α gegen die Wagerechte geneigt, dann verhält sich nach Fig. 263 und Gl. (223)

$$e : e' = (b - x) : (b - a) = (b - \sqrt{ab}) : (b - a) = \left(1 - \sqrt{\frac{a}{b}}\right) : \left(1 - \frac{a}{b}\right) \left. \vphantom{\frac{e}{e'}} \right\} (226)$$

$$= 1 : \left(1 + \sqrt{\frac{a}{b}}\right)$$

Aus den Dreiecken BAJ und BAN ergeben sich die Proportionen

$$e' : s = \sin(\vartheta + \varphi) : \sin \psi, \quad (227a)$$

$$a : s = \sin w : \sin \psi, \quad (227b)$$

$$b : s = \sin(\vartheta + \alpha) : \sin(\varphi - \alpha). \quad (227c)$$

Durch Division der Gl. (227b) und (227c) erhält man

$$\frac{a}{b} = \frac{\sin w \cdot \sin(\vartheta + \alpha)}{\sin \psi \cdot \sin(\varphi - \alpha)}. \quad (227d)$$

Ferner ist im Dreieck CDM die Höhe $f = e \cdot \sin \psi$. Somit lautet Gl. (225)

$$E = \frac{1}{2} \gamma' \cdot f \cdot e = \frac{1}{2} \gamma' \cdot e^2 \cdot \sin \psi. \quad (228)$$

Man zerlege die Erddruckkraft E in eine wagrechte Seitenkraft E_w und eine senkrechte Seitenkraft E_t . Dann wird nach Fig. 264:

$$E_w = E \cdot \sin \psi \quad \text{und} \quad E_t = E_w \cdot \operatorname{ctg} \psi, \quad (229)$$

Nach Einsetzung der Werte (226) und (227a) lautet die Gl. (229)

$$E_w = \frac{1}{2} \gamma \cdot \frac{s^2 \cdot \sin^2(\vartheta + \varphi)}{\left(1 + \sqrt{\frac{a}{b}}\right)^2}$$

Mit den Werten a und b der (Gl. 227d) wird das Endergebnis

$$E_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot s^2 \cdot \frac{\sin^2(\vartheta + \varphi)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin \omega \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\sin \psi \cdot \sin(\vartheta + \alpha)}}\right]^2}. \quad (230)$$

α) Sonderfall: 1. Lotrechte Wand und ansteigende Erdlinie. Für $\vartheta = 90^\circ = \psi$ wird in diesem Sonderfall

$$E_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot s^2 \cdot \frac{\cos^2 \varphi}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\vartheta' + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos \vartheta' \cdot \cos \alpha}}\right]^2}. \quad (230a)$$

2. Lotrechte Wand und wagerechte Erdlinie. Dann ist $\vartheta = \psi = 90^\circ$ und $\alpha = 0^\circ$. Zwei Fälle sind zu unterscheiden. Bei glatter Wand wird der Ablenkungswinkel δ' der Erddruckkraft gegen die Lotrechte zu Null angenommen, während er bei rauher Wand durch den Böschungswinkel φ ausgedrückt wird. Somit wird bei glatter Wand

$$E = E_w = \frac{1}{2} \gamma' \cdot s^2 \cdot \frac{\cos^2 \varphi}{[1 + \sin \varphi]^2} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot s^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (230b)$$

$$\text{also für } \varphi = \begin{matrix} 25^\circ & 30^\circ & 35^\circ & 40^\circ \end{matrix}$$

$$\frac{E}{\gamma' s^2} = \begin{matrix} 0,203 & 0,166 & 0,136 & 0,109 \end{matrix}$$

und bei rauher Wand

$$E = E_w = \frac{1}{2} \gamma' \cdot s^2 \cdot \frac{\cos^2 \varphi}{[1 + \sqrt{2} \sin \varphi]^2} \quad (230c)$$

$$\text{also für } \varphi = \begin{matrix} 25^\circ & 30^\circ & 35^\circ & 40^\circ \end{matrix}$$

$$\frac{E}{\gamma' s^2} = \begin{matrix} 0,178 & 0,149 & 0,124 & 0,105 \end{matrix}$$

45. Erddruck bei gebrochener Wand und gebrochener Erdlinie¹⁾.

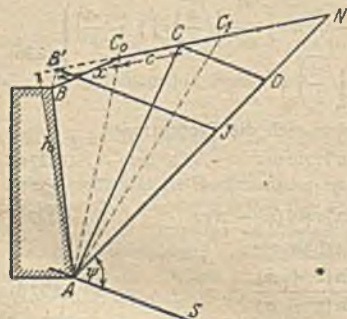


Fig. 265.

a) Erddruck bei gebrochener Erdlinie (Fig. 265). Solange C , der Schnittpunkt der Gleitfläche mit der Erdlinie, nicht ein Brechpunkt mit der Erdlinie ist, also nicht mit dem Punkt C_0 zusammenfällt, gilt der Rebhannsche Satz. Dann ist die Forderung erfüllt, daß das abgeschnittene Erdprisma durch die Fläche ACD dargestellt wird. Die Aufgabe bei gebrochener Erdlinie besteht darin, einen Punkt B' derart zu bestimmen, daß $AB'C = ABC_0C$ ist. Diesen Punkt B' erhält man auf zeichnerische Weise, indem wir $BB' \parallel AC_0$ ziehen und NC_0 verlängern. Eine Par-

¹⁾ Vgl. Müller-Breslau, Erddruck auf Stützmauer; Kröner, Stuttgart 1906.

und $\gamma'_2 = \gamma + \frac{2p_2}{h}$; im zweiten Falle in den beiden Ausdrücken $\gamma'_1 = \gamma + \frac{2p}{h_1}$ und $\gamma'_2 = \gamma + \frac{2p}{h_2}$.

d) Allgemeinster Fall. (Fig. 268). Der allgemeinste Fall ist der einer gebrochenen Wand mit Auflast, bestehend aus einer gleichmäßigen Belastung p und einer Einzellast P .

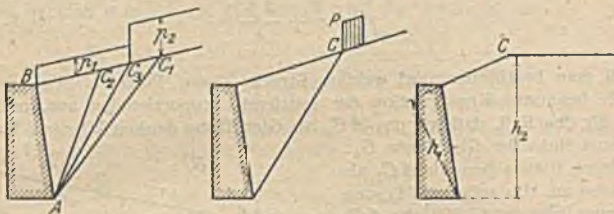


Fig. 267.

Der Ausgangspunkt B'_3 der Rebhannschen Konstruktion muß so gewählt werden, daß (Fig. 268b)

$$G'_3 = G_3 - G'_2 = \frac{1}{2} \left(\gamma + \frac{2p}{h_2} \right) (x_3 + c_3) \cdot h_2$$

wird. Hierin ist

$$G_3 = P + p \cdot (d_1 + d_2) + p \cdot c_3 + \frac{1}{2} \gamma (d_1 h_1 + d_2 h_2) + \frac{1}{2} \gamma \cdot c_3 h_3.$$

Aus diesen beiden Gleichungen ergibt sich x zu

$$x = \frac{\frac{1}{2} \gamma (d_1 h_1 + d_2 h_2) + p \cdot (d_1 + d_2) + P - G'_2}{(\frac{1}{2} \gamma h_3 + p)} \quad (233)$$

wobei

$$\left. \begin{aligned} G'_2 &= (E_{11} + E_{21}) \\ &- (E_{1w} + E_{2w}) \operatorname{ctg} \psi \end{aligned} \right\} \quad (234)$$

bedeutet.

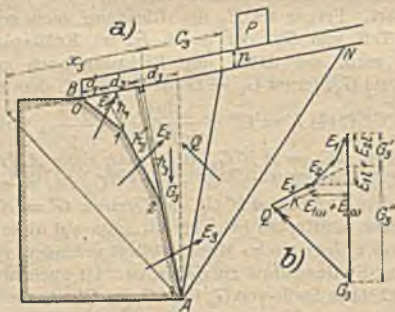


Fig. 268.



Fig. 269.

46. Der Angriffspunkt des Erddruckes.

a) Abhängigkeit des Erddruckes von der Höhe h (Fig. 269). Nach Gl. (225) ist

$$E = \frac{1}{2} \gamma' \cdot f \cdot l = \frac{1}{2} \left(\gamma + \frac{2p}{h} \right) \cdot f \cdot l = E_\gamma + E_p, \quad (235)$$

wobei $E_\gamma = \frac{1}{2} \gamma \cdot f \cdot l$ die Erddruckgröße herrührend von der Erdlast und $E_p = \frac{p}{h} \cdot f \cdot l$ die Erddruckgröße herrührend von der Auflast bezeichnet. Wird

der Erddruck wiederum in eine wagerechte und lotrechte Seitenkraft zerlegt, so ist nach den Gl. (229) und (230)

$$E = \frac{E_w}{\sin \psi} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot s^2 \cdot m^2 = \frac{1}{2} \gamma \cdot s^2 \cdot m^2 + \frac{p}{h} \cdot s^2 \cdot m^2, \quad (236)$$

wobei bezeichnet ist

$$m = \frac{\sin(\vartheta + \varphi)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin w \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\sin \psi \cdot \sin(\vartheta + \alpha)}} \right] \cdot \sqrt{\sin \psi}}.$$

Man betrachte nun (Fig. 268) zwei Punkte, und zwar einmal den Punkt A mit der Wandlänge s , sodann den Punkt A' mit der Wandlänge s' . Dann ist nach Gl. (235) und (235 a) für den

$$\text{Punkt } A': \quad E'_\gamma = \frac{1}{2} \gamma \cdot s'^2 \cdot m^2,$$

$$\text{Punkt } A: \quad E_\gamma = \frac{1}{2} \gamma \cdot s^2 \cdot m^2.$$

Daraus die Proportion

$$E'_\gamma : E_\gamma = s'^2 : s^2 = h'^2 : h^2. \quad (237 a)$$

Für den Erddruck infolge der Verkehrslast findet man in gleicher Weise für den

$$\text{Punkt } A': \quad E'_p = \frac{p}{h'} \cdot s'^2 \cdot m^2,$$

$$\text{Punkt } A: \quad E_p = \frac{p}{h} \cdot s^2 \cdot m^2.$$

und daraus die Proportion

$$E'_p : E_p = (s'^2 \cdot h) : (s^2 \cdot h') = (s'^2 \cdot s) : (s^2 \cdot s') = s' : s = h' : h. \quad (237 b)$$

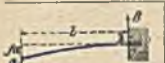
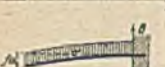




Ergebnis: E_γ , der von der Erdlast herrührende Erddruck, ist eine Funktion zweiten Grades von h und wird durch eine Parabel dargestellt. Dagegen ist E_p , der von der Verkehrslast herrührende Erddruck eine Funktion ersten Grades von h , wird also durch eine Gerade dargestellt.





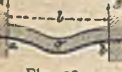
47. Grundbedingungen für die statische Untersuchung von Stützmauern.

Man zeichne die Stützlinie aus den senkrechten Lasten und den schrägen Erddruckkräften. Diese soll im inneren Drittel der Fuge, also innerhalb der Kernpunkte, bleiben. Es dürfen also keine Zugspannungen auftreten. Im übrigen ist die Spannungsberechnung wie bei einer Gewölbefuge durchzuführen (vgl. Eisenbetonbrücken).

XV. Anhang.

Stützkräfte, Momente und Durchbiegungen von Trägern mit unveränderlichem Querschnitte.

Trägerart und Belastung	Stützkräfte und Biegemomente	Durchbiegungen
 <p>Fig. 270.</p>	$B = P$ $M = P \cdot x$ $\max M = M_b = P l$	$f_a = \frac{P \cdot l^3}{3 E J}$
 <p>Fig. 271.</p>	$B = q \cdot l$ $M = \frac{q x^2}{2}$ $\max M = M_b = \frac{q l^2}{2}$	$f_a = \frac{q l^4}{8 E J}$
 <p>Fig. 272.</p>	$B = p \cdot l$ $M_{\max} = \frac{p \cdot l^2}{6}$	$f = \frac{p \cdot l^4}{30 E J}$
 <p>Fig. 273.</p>	$A = \frac{P(l-c)}{l}$ $B = \frac{P \cdot c}{l}$ $M_{a-x} = A \cdot x$ $M_{x-b} = B(l-x)$ $\max M = M_c = \frac{P(l-c)c}{l}$	$f_c = \frac{P c^2 (l-c)^2}{3 E J l}$ $\max f = \frac{P}{3 E J} \frac{l-c}{l} \left \frac{c}{3} (2l-c) \right $ $\text{für } x = \sqrt{\frac{c}{3} (2l-c)}$
<p>Für $c = l/2$ ist</p>	$A = B = \frac{P}{2}$ $\max M = M_c = \frac{P l}{4}$	$f_c = \frac{P l^3}{48 E J}$
 <p>Fig. 274.</p>	$A = B = \frac{q l}{2}$ $M = \frac{q x}{2} (l-x)$ $\max M = \frac{q l^2}{8}$	$f_c = \frac{5 q \cdot l^4}{384 E J}$
 <p>Fig. 275.</p>	$A = \frac{p l}{6}; B = \frac{p l}{3}$ $M_{\max} = \frac{p l^2}{9 \sqrt{3}} = 0,064 p l^2$	$f = \frac{p l^4}{E J} \cdot \frac{2 + 5 \sqrt{\frac{8}{15}}}{450} \sqrt{1 - \sqrt{\frac{8}{15}}}$ $= 0,00652 \cdot \frac{p l^4}{E J}$ $\text{für } x = l \sqrt{1 - \sqrt{\frac{8}{15}}} = 0,5193 \cdot l$

Trägerart und Belastung	Stützkräfte und Biegemomente	Durchbiegungen
 <p>Fig. 276.</p>	$A = B = P$ $M = P \cdot c = \text{const.}$	$f = \frac{Pc \cdot l^2}{8 EJ} \text{ in der Mitte}$ $f_1 = \frac{Pc^2}{6 EJ} (3l + 2c) \text{ an den Enden}$
 <p>Fig. 277.</p>	$A = \frac{P(l-c)^2(2l+c)}{2l^3}$ $B = \frac{P \cdot c(3l^2-c^2)}{2l^3}$ $M_{a-c} = A \cdot x$ $M_{c-b} = M_b + B \cdot (l-x)$ $\max M = M_b = -\frac{P \cdot c(c^2-l^2)}{2l^2}$ $\max M_b = -0.193 \cdot l$ <p>für $c = l/\sqrt{3}$</p>	$f_c = \frac{P \cdot c^2}{12 EJ} \cdot \frac{(l-c)^3}{l^3} (3l+c)$ $\max f = -\frac{P(l-c)^2}{6 EJ} \cdot c \sqrt{\frac{c}{2l+c}}$ <p>für $x = l \sqrt{\frac{c}{2l+c}}$</p>
 <p>Fig. 278.</p>	$A = \frac{3}{8} q l; \quad B = \frac{5}{8} q l$ $M = \frac{q x l}{2} \left(\frac{3}{4} - \frac{x}{l} \right)$ $\max M = \frac{q l^2}{128}$ $\max M = M_b = -\frac{q l^2}{8}$	$\max f = \frac{q l^4}{185 EJ}$
 <p>Fig. 279.</p>	$A = \frac{P}{l^3} (l-c)^2 (l+2c)$ $B = \frac{P}{l^3} (3l-2c)c^2$ $M_{a-c} = M_a + A \cdot x$ $M_{c-b} = M_b + B \cdot (l-x)$ $M_a = -\frac{P}{l^3} c(l-c)^2$ $M_b = -\frac{P}{l^3} c^2(l-c)$ $\max M_a = -\frac{1}{27} P l$ <p>für $c = l/3$</p>	$f_c = \frac{P \cdot c^3}{3 EJ l^3} (l-c)^3$ $\max f = \frac{2 P c^3}{3 EJ} \frac{(l-c)^3}{(3l-2c)^2}$ <p>für $x = \frac{P}{3l-2c}$</p> <p>Für $c = l/2$ wird</p> $\max f = f_c = \frac{P l^3}{192 EJ}$
 <p>Fig. 280.</p>	$A = B = \frac{q l}{2}$ $\max M = M_a = M_b = -\frac{q l^2}{12}$ $M_c = \frac{q l^2}{24}$	$f_c = \frac{q \cdot l^4}{696 EJ}$

Eisenbrückenbau.

Von

Prof. Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden.

I. Gesamtanordnung der eisernen Brücken.

1. Die Einteilung der eisernen Brücken.

a) Nach ihrem Zweck: Eisenbahn-, Straßen-, Kanal- und Fährbrücken.

Eisenbahnbrücken sind vor allem gekennzeichnet durch das Gleis, das den Verkehrslasten eine bestimmte Spur zuweist, so daß die Lasten nur an bestimmten Punkten abgesetzt werden können.

Straßenbrücken dagegen gestatten den Fahrzeugen eine weitgehende Bewegungsfreiheit.

Kanalbrücken dienen zur Überführung eines Wasserlaufes mittels eines Troges, der auch unter der Verkehrslast stets gleichbleibende und verteilte Lasten ausübt.

Fährbrücken für Brückenfähren oder Schwebefähren dienen zum Aufhängen eines Fährbootes, durch das zwischen den Ufern der Personen- und Güterverkehr unterhalten wird.

b) Nach der allgemeinen Anordnung: ein-, mehr- und vielfeldrige Brücken.

Brücken über schiffbare Ströme, Kanäle oder Hafeneinfahrten heißen Hochbrücken, falls Schiffe mit vollen Masten unter ihnen hindurch fahren können. Sind sie der Örtlichkeit oder der großen Kosten wegen nicht als Hochbrücken ausführbar, so erhalten sie besondere Einrichtungen zum Durchlassen von Schiffsfahrzeugen, mit deren Hilfe eine der Öffnungen frei gemacht wird. Solche Brücken heißen bewegliche, alle übrigen feste Brücken. Fährbrücken gehören zu den festen Brücken, denn ihr gesamter Über- und Unterbau ist unbeweglich; nur das Fährboot bewegt sich.

Je nach der Ausbildung der Zwischenstützen bei Talbrücken spricht man von Pendel- oder Gerüstpfeilerbrücken.

c) Nach der Grundrißlage: gerade und schiefe Brücken (Fig. 1), je nach dem die Stützen und vor allem die Endstützen rechtwinklig zur Brückenachse

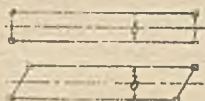


Fig. 1.

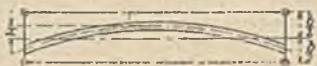


Fig. 2.

angereordnet sind oder nicht. Schiefe Brücken sind wegen der schwierigen Einzelausbildung und der ungleichmäßigen

Formänderung des Tragwerkes möglichst zu vermeiden und finden sich meist nur bei kleineren Durchlässen und bei sehr beschränkten Raumverhältnissen.

Den Grundriß einer Brückenöffnung erhält man, wenn man die Stützpunkte ihrer Hauptträger durch Gerade verbindet. Führt eine Gleiskrümmung über die Brücke, so kann diese gerade bleiben, aber Gleisachse und Brückenachse fallen dann nicht mehr zusammen (Fig. 2). Führt die Gleiskrümmung über

mehrere Öffnungen, so erhält jede Öffnung einen geraden Oberbau, die Achsen aller Oberbauten bilden aber im Grundriß eine gebrochene Linie (Fig. 3).

d) Nach der Lage der Fahrbahn im Querschnitt: Brücken mit oberliegender, halb- oder ganz versenkter Bahn, je nachdem die Hauptträger vollkommen unter der Fahrbahn liegen (Fig. 4), diese teilweise (Fig. 5) oder endlich nach Fig. 8 so weit überragen, daß eine Verbindung ihrer Obergurte über der Fahrbahn möglich ist (geschlossene Brücken).

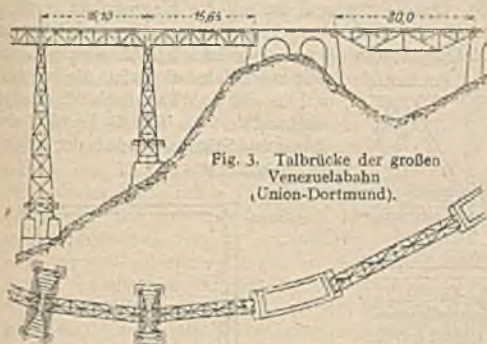


Fig. 3. Talbrücke der großen Venezuelabahn (Union-Dortmund).



Fig. 4.

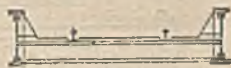


Fig. 5.

e) Nach der Grundform der Hauptträger: Balken-, Bogen- und Hängebrücken. In der Trägerlehre werden zwei Arten von ebenen Trägern unterschieden: Balken- und Bogenträger. Unter lotrechten Lasten erleiden Balkenträger lotrecht gerichtete, Bogenträger schräg gerichtete Stützkkräfte. Das entscheidende Merkmal, ob die eine oder die andere Trägerart vorliegt, gibt daher nicht die Gestalt des Trägerumrisses, sondern die Art seiner Stützung. Danach unterscheidet man Balken-, Bogen- und Hängebogenträger und bei den Brücken selbst die drei Gattungen: Balken-, Bogen- und Hängebrücken (vgl. Trägerlehre I a, S. 1580).

Als Zwischen- oder Übergangsformen sind hier weiter anzuführen: die Ausleger- und die Auslegerbogenbrücken, sowie die Bogenbalkenbrücken.

Einfache Vollwandträger baut man in Europa bis zu etwa 20 m, in Nordamerika bis zu etwa 35 m Stützweite. In Nordamerika baut man bis zu etwa 50 m Stützweite Gitterträger (sog. lattice girders), das sind Träger mit engmaschiger Wandgliederung aus sich kreuzenden Flacheisen und über etwa 50 m die sog. Bolzenträger (pin connected trusses), und zwar sind ausgeführt:

einfache Balkenbrücken	bis etwa 200 m
Auslegerbalkenbrücken	„ „ 360 „
Bogen- und Auslegerbogenbrücken.	„ „ 305 „
Hängebrücken	„ „ 490 „

In Europa wird das Haupttragwerk durchweg vernietet (riveted trusses), und zwar sind ausgeführt:

einfache Balkenbrücken	bis etwa 190 m
Auslegerbalkenbrücken	„ „ 520 „
Bogen- und Auslegerbogenbrücken.	„ „ 220 „
Hängebrücken	„ „ 290 „

2. Die Teile der eisernen Brücken.

Bei einem eisernen Brückenbauwerk unterscheidet man das Tragwerk und die Pfeiler, oder den Oberbau und den Unterbau. Der Unterbau hat die in den Stützpunkten des Oberbaues auftretenden Stützkkräfte auf den

Erduntergrund zu übertragen und außerdem die Endöffnungen der Brücke gegen die anstoßenden Geländestrecken abzuschließen.

Der Überbau fester Brücken zerfällt in Haupttragwerk, Fahrbahn und Stützen, soweit sie in Eisen ausgeführt sind. Bei beweglichen Brücken und Schwebefähren kommen noch die Hilfsmittel zur Herstellung der Beweglichkeit einer Öffnung oder des Fährbootes hinzu.

Das Haupttragwerk besteht aus der Fahrbahn, den Hauptträgern und den Querverbänden (Fig. 6—8). Die Fahrbahn F ist auf die Hauptträger gestützt oder an diesen aufgehängt. Sie hat die Verkehrslasten aufzunehmen und besteht aus einem von Längs- und Querträgern (L und Q) gebildeten Bahngerippe, das mit einer Fahrbahntafel, die zur Aufnahme der Fahrbahndecke dient, fest verbunden ist. Die Bedeutung der Lager und Stützen wurde in der Trägerlehre erläutert.

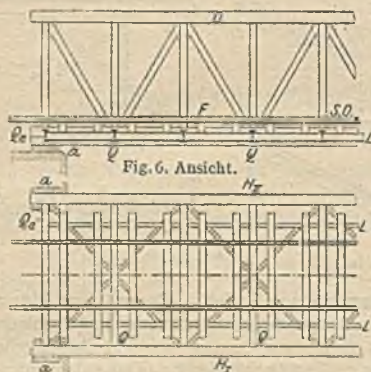


Fig. 7. Grundriß.

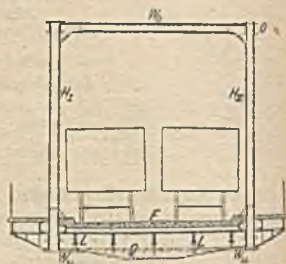


Fig. 8. Querschnitt.

Bei Übergängen auf stark zusammenpreßbarem Moorboden sind zuweilen Eisenbahnbrücken gebaut worden, bei denen die Endpfeiler fehlen, so daß die Stützen unmittelbar auf den Erddämmen der anstoßenden Verkehrswege liegen.



Fig. 9.

In diesen Fällen wird in der Nähe jeder Endstütze ein Endfeld der Fahrbahn (bei s der Fig. 9), mit Hilfe von sog. Schleppträgern gelenkig angeschlossen. So erzielt man

an den Brückenenden einerseits sehr kleine Stützkräfte und andererseits die Möglichkeit (beim Sacken des Dammbodens), die Stützen durch Schraubenvorrichtungen dauernd in guter Höhenlage zu erhalten.

3. Quer- und Windverbände.

a) Aufgaben der Querverbände. Die Verbände wahren die Stellung der Hauptträger und dienen zur Aufnahme und Leitung der den Überbau belastenden (meist wagerechten) Seitenkräfte, die sie unter möglicher Entlastung der Hauptträger durch Stützen und Pfeiler auf den Erduntergrund führen. Sie werden in zwei besonderen, miteinander verbundenen Teilen hergestellt, von denen der eine als Zuführer, der andere als Leiter der genannten Seitenkräfte zu dienen hat.

Die leitenden Teile der Querverbände — meistens Windverbände genannt — sind gegliedert und liegen in der Regel zwischen den Hauptträgergurten. In

besonderen Fällen werden dafür eigene Windgurtungen (Randträger) angeordnet. Die als Zuführer wirkenden Querverbandteile können vollwandig oder gegliedert sein und werden als Seiten- oder Eckverbände bezeichnet. Sie liegen in lotrecht- oder schrägliegenden Ebenen, je nachdem sie im Querschnitte des Haupttragwerkes zwischen zwei Ständern oder zwei Streben angebracht worden sind. In Verbindung mit den Ständern oder Streben eines Feldes bilden sie daher entweder einfache Strebengefache oder Strebenkreuze, oft aber auch zur Freihaltung des Verkehrsraumes Halbrahmen oder Vollrahmen, sog. Steifrahmen, die dann Portale oder Portalrahmen genannt werden, wenn sie in den Endständer-ebenen der Hauptträger liegen.

Fig. 10 erklärt ein Haupttragwerk, das nur einen Windverband zwischen den Untergerüten U enthält und dessen beide Hauptträger in jedem Felde durch Steifrahmen S verbunden sind. Dadurch wird die lotrechte Stellung der Haupt-

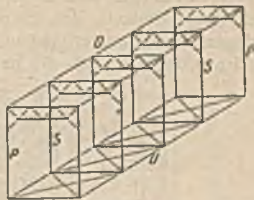


Fig. 10.

träger, abgesehen von unvermeidlichen elastischen Verschiebungen, gewahrt. Ein oberer Windverband erscheint entbehrlich, weil die auf die Hauptträger-ebenen entfallenden Seitenkräfte mit Hilfe der Steifrahmen S in die Knoten des unteren Windverbandes U geleitet werden. Dazu müssen die Wandglieder, zwischen denen je ein Steifrahmen angeordnet worden ist, ausreichend starke Querschnitte erhalten. Diese Anordnung empfiehlt sich besonders für weitgespannte Brücken mit hohen Tragwänden (Fig. 27—30), um die Wandkräfte aus den Trägerwänden auf kürzestem Wege in den unteren Windverband und durch diesen in die festen Stützen zu führen. Das Fortlassen des oberen Windverbandes bringt außerdem den Vorteil einer nahezu statisch bestimmten Windverteilung, erscheint aber unbedingt geboten bei schiefen Brücken, bei denen die Hauptträger gegeneinander verschoben sind, weil durch die Verschiedenheit der Stabdrehwinkel der einander gegenüberliegenden Wandstäbe starke Zwangungen in den Verbänden verursacht würden, die eine Lockerung der Anschlüsse zur Folge hätten.

b) Beispiele von Querverbänden.

1. In der Fig. 11 sind vorhanden: zwei Eckverbände E , ein zwischen den Untergerüten der beiden in a und b gestützten Hauptträger I—II gespannter Windverband W_u , das aus den Längs- und Querträgern L, Q bestehende Bahngerippe und die Fahrbahn. Die zwischen Wand und Querträger in jedem Felde eingienieteten Eckverbände E unterstützen die Quersteifigkeit der Hauptträger gegenüber den Angriffen der Seitenkräfte, die dadurch dem unteren Windverbände zugeführt und durch diesen zu den Stützen geleitet werden. Die auf den Zug lastenden Windkräfte W werden durch Schienen und Schwellen auf das Bahngerippe übertragen und auf diesem Wege auch durch den Windverband W_u in den Unterbau abgeleitet. W_n ist ein sog. Nebenwindverband zur Aufnahme der Seitenstöße der Fahrzeuge.

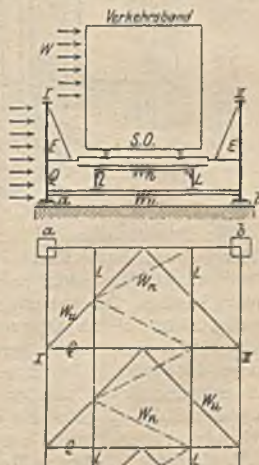


Fig. 11.

Fig. 12 veranschaulicht das Innere einer Bogenbalkenbrücke mit einem unter der Fahrbahn liegenden Zugbandgurt und stark gebauten Portalrahmen, einem darauf gestützten (als zweiteiliges Strebenfachwerk gegliederten) oberen und einem zwischen den Zugbandgurten angeordneten unteren Windverband, der in der Fig. 12 nicht zu sehen ist. Die Hauptträgerwände besitzen in sich genügende Seitensteifigkeit, so daß weitere Querverbände entbehrlich erscheinen.

Fig. 13—17 erklären eine Hängebrücke. Es sind zwei Windverbände vorhanden, von denen der untere (unter der Fahrbahn) zwischen besonders angelegten, 17 m voneinander entfernten Windgurten eingespannt ist. Der obere Windverband liegt zwischen den Obergerüten des Hängebogens, fehlt aber in denjenigen Querschnitten, wo die lichten Verkehrsbohlen sein Anbringen nicht zulassen. In diesem Teile werden die Hängebogenwände, und besonders

ihre bis zur Fahrbahn durchgehenden Ständer entsprechend quersteif auszubilden sein (Fig. 15), während dort, wo der obere Windverband vorhanden ist, die lotrechte Stellung der Hängebogen-träger durch Einbauen von Querverbänden gewahrt wird (Fig. 16 u. 17).

c) Geschlossene und offene Brücken. Oberliegende Fahrbahn (Fig. 4) gestattet bei Balken- und Bogenbrücken (unter sonst gleichen Umständen) bei lotrecht gestellten Hauptträgern die kleinsten Brücken- und Pfeilerbreiten und bietet Gelegenheit zu einer vollkommenen Herstellung der Quersteifigkeit des Haupttragwerkes, weil dessen Innenraum das Anbringen von Querverbänden in einfachster Weise zuläßt. Bei Hängebrücken ist Fahrbahn unten die naturgemäße Lage (Fig. 13—17).

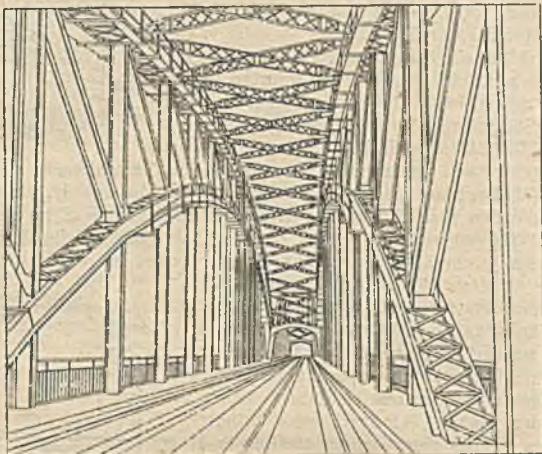


Fig. 12. Kaiserbrücke über den Rhein in Mainz.

Für Bogenbrücken ist eine obenliegende Bahn beim Überschreiten hoher Täler bequem, beim Überbrücken großer schiffbarer Ströme jedoch selten zu erreichen, weil die hohen Rampenanschlüsse in der Regel unbequem und kostspielig werden. Bei untenliegender Bahn kann der Innenraum des Haupttragwerkes nicht voll für Querverbände ausgenutzt werden. Dieser Nachteil fällt bei weitgespannten Balken- und Bogenbalkenbrücken nicht ins Gewicht, weil wegen der großen Höhe ihrer Hauptträger zwei Windverbände mit entsprechenden Seitenverbänden angelegt werden können. Eine solche Brücke mit untenliegender Bahn, einem oberen und einem unteren, bis zu den Endständern durchgehenden Windverbände nennt man eine geschlossene Brücke. Das sind z. B. die Strombrücken in Bonn, Düsseldorf, Hamburg—Harburg, Köln, Mainz, Worms, Magdeburg, Ruhrort u. a. Auch Brücken mit zwei übereinanderliegenden Bahnen besitzen die Vorzüge der geschlossenen Brücken (Fig. 18).

Bei Balken- oder Bogenbrücken geringerer Stützweiten können die Obergurte des Haupttragwerkes in (oder doch so dicht über) dem lichten Verkehrsraume der Bahn zu liegen kommen, daß ein oberer Windverband nicht mehr angebracht werden kann. Es entsteht dann die sog. offene Brücke, die bei untenliegender (versenkter) Bahn nur einen unteren, aber keinen oberen Querverband besitzt. Offene Brücken sind besonders sorgfältig durchzubilden, wenn die Obergurte ihrer Hauptträger — wie beim einfachen Balken — auf ihrer ganzen Länge Druck erfahren. In solchem Falle besteht in der Querrichtung der Brücke die Gefahr des Ausknickens der Obergurte, weil deren freie Knicklänge größer ist als eine Feldweite. Bei mittenliegender Bahn erscheinen die Nachteile der offenen Brücke in minderm Maße.



Fig. 15.

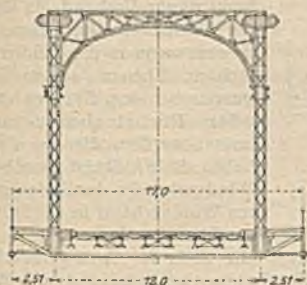


Fig. 16.

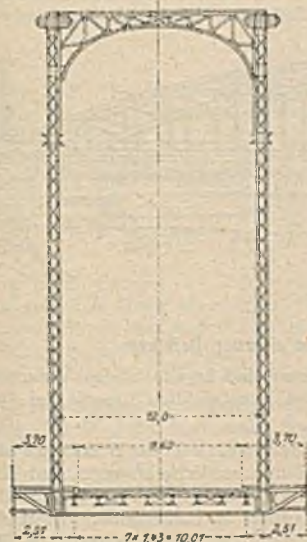


Fig. 17.

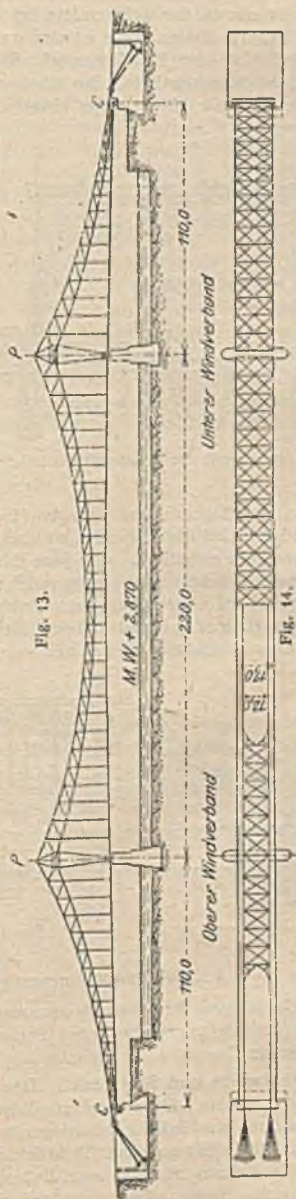


Fig. 13.

Fig. 14.

Fig. 13—17. Ansicht, Grundriß und Querschnitte des Entwurfes einer Hängebrücke für eine Rheinstraßenbrücke in Köln (Harkort).

Es gibt auch teilweise offene Brücken. Fig. 19 stellt eine Brücke dar, bei welcher nur in der Trägermitte ein einziger geschlossener Steifrahmen eingezogen ist. In diesem Falle ist der untere Windverband einziger Leiter aller Windkräfte der Brückenansichtsflächen. Bei der Allerbrücke in Verden hat man die Knickfestigkeit der Obergurte dadurch unterstützt, daß man auf der Außenseite der Hauptträger einzelne Wandständer als Steifrahmen ausbildete.

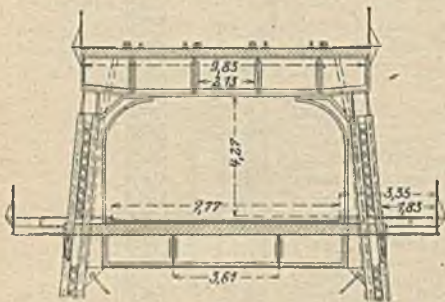


Fig. 18. Querschnitt der Niagarastraßenbrücke.

Gestattet die über der Fahrbahn vorhandene Verkehrshöhe das Anbringen eines oberen Windverbandes über eine längere Felderteilung (wie z. B. bei der Hängebrücke in Fig. 14), so kann dieser Verband als Leiter der Windkräfte nur dann voll dienen, wenn in den beiden lotrechten Ebenen seiner Endquerstreben sog. Steifrahmen oder Portalrahmen angeordnet werden, die den Zweck haben, die Windkräfte des oberen Windverbandes durch den unteren Windverband in die Stützen zu führen.

Das für Hängebrücken Gesagte (Fig. 15) gilt auch für Auslegerbrücken. Ketten oder Kabel der Hängebogen sind aber in günstigerer Lage als die Obergurte der Auslegerbalken, weil jene bloß Zugspannungen erfahren, also bei ganz offener Brücke nur die gegenseitige Stellung der Hauptträger der Quere nach gewahrt zu werden braucht. Das wird bei Hängebrücken durch Schrägstellen der Hauptträger erleichtert. Außerdem verwendet man dazu Portalrahmen über den Mittelstützen mit anschließenden Windverbänden.

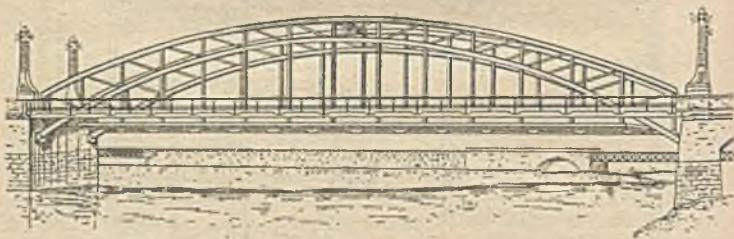


Fig. 19.

4. Die Hauptabmessungen eiserner Brücken.

Die Unterlagen für einen Brückenentwurf sind bereits in den Vorarbeiten der Verkehrslinie vorzusehen. Sie betreffen hauptsächlich Längs- und Querschnitt, sowie Grundriß der Brücke.

a) Lichtweite und Stützweite. Die Lichtweite l' der Brücke ist meist durch die Lage und Breite des zu unterführenden Verkehrsweges und durch die Ausbildung der Brückenwiderlager von vornherein gegeben.

Bei größeren Strom- und Talbrücken bedarf es umfassender Vorarbeiten, um für die Brücke und die anschließende Verkehrslinie die günstigste Übergangsstelle zu finden. Dazu gehören in erster Linie Bodenuntersuchungen, um über Stellung und Gründungsart der Pfeiler entscheiden zu können. Bei Strömen kommt dazu das Auftragen von Wasserquerschnitten, die in regel-

mäßigen Zeiträumen durch Peilungen zu berichtigen sind. Auch Wasserstandsbeobachtungen und Geschwindigkeitsmessungen kommen in Frage, um die zwischen den Pfeilern durchströmende Wassermenge und den dadurch etwa bewirkten Wasserstau zu berechnen (vgl. Wasserbau).

Nach erfolgter Wahl der Baustelle sind gewisse Bedingungen für die Feststellung der günstigsten Zahl der Öffnungen, sowie deren Licht- und Stützweiten gegeben. Bei Talübergängen wird zu entscheiden sein, ob und wie weit etwa eine Dammschüttung billiger herzustellen ist als eine Brücke, während bei Strombrücken mit breitem Strombette und ausgedehntem Vorlande durch Anfertigen vergleichender Vorentwürfe festzustellen sein wird, in welchem Verhältnisse die Lichtweite der Stromöffnungen zu derjenigen der Vorlandöffnungen stehen muß, um die Baukosten klein zu erhalten.

Die Stützweite l der Brücke ist der geometrische Abstand der Stützpunkte und ergibt sich aus der Lichtweite dadurch, daß zu dieser beiderseits das Maß des zumindest erforderlichen Abstandes der Lagermittelpunkte von den Mauerkanten der Widerlager zugeschlagen wird. Dieser Abstand ist einerseits von der Größe der Stützkräfte und der Festigkeit des Mauerkörpers, andererseits von der Ausbildung und Standsicherheit der Widerlager selbst abhängig.

Für einfache Balkenbrücken mit zwei Hauptträgern, einer Lichtweite l' und einer Gesamtbelastung q für 1 m ist genau genug die Stützkraft in einem Lagerpunkte

$$A = \frac{q l'}{4} = F \sigma_s,$$

wenn F die Fläche des hinreichend druckfesten Lagersteines, auf welche A gleichmäßig übertragen wird und σ_s die zulässige Druckspannung der druckübertragenden Zementschicht zwischen Stein und Mauerwerk bzw. des Mauerwerkes selbst ist. Für Zementmörtel kann $\sigma_s = 20$ bis 50 kg/cm^2 , für Bruchsteinmauerwerk $\sigma_s = 15$ bis 20 kg/cm^2 , für Ziegelmauerwerk $\sigma_s = 10$ bis 15 kg/cm^2 angesetzt werden. Ist F ein Rechteck der Seiten a und b , so ist

$$l = l' + a + 2c. \quad (1)$$

Das Maß c (Fig. 20) darf jedoch nicht zu knapp bemessen werden, da durch zu nahe Lage der Stützpunkte am vorderen Rande des Widerlagers die schon durch die Wirkung des Erddruckes gegebene Neigung des Widerlagers zum Kippen nur befördert wird. Man wähle daher allgemein für kleinere und mittlere Brücken nach Fig. 20:

$$\frac{a}{2} + c = \frac{l}{100} + 0,40 \text{ m}. \quad (2)$$

Bei größeren Brücken — über etwa 30 m — ist die Stützweite auf volle Meter abzurunden. Bei Fachwerken soll die Stützweite durch das Maß der Feldweite teilbar sein.

Bei geringer Schiefstellung der Widerlager gegen die Normale zur Brückenachse wird häufig der Überbau selbst im Grundriß rechtwinklig abgeschlossen.

b) Brückenbreite und Abstand der Hauptträger. Die Brückenbreite richtet sich in erster Linie nach den Breitenmaßen der Fahrbahn. Auch die Höhenlage der Fahrbahn gegenüber dem Haupttragwerk, sowie unter Umständen auch die Windkräfte sind von Einfluß.

Für Eisenbahnbrücken ist für die Grundrißbreite der lichte Verkehrsraum der Züge maßgebend, wobei zwischen diesem und den Hauptträgerumrissen ein Spielraum von mindestens je 5 cm zu belassen ist. Nach den Vorschriften der Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung soll dieser Spielraum, wenn die am meisten vortretenden Hauptträgerteile höher als 0,75 m über die Schienenoberkante liegen, mindestens 20 cm betragen.

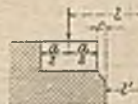


Fig. 20.

Bei eingleisigen Brücken bis etwa 20 m Stützweite liegen die Hauptträger meistens in der ersten oder zweiten Stufe des lichten Verkehrsraumes (Fig. 21—22), so daß ihre Grundrißbreite in der Regel 3,2 bis etwa 4,0 m beträgt. Bei größerer Stützweite ist die Gurtbreite der Hauptträger selten kleiner als 30 cm. Das gibt nach den preußischen Vorschriften mindestens 4,7 m Brückenbreite (Fig. 23).

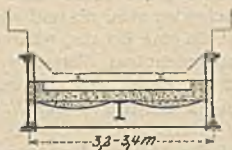


Fig. 21.

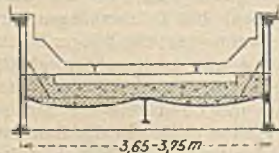


Fig. 22.

Zweigleisige neue Eisenbahnbrücken müßten 4 m größere Breite erhalten als eingleisige. Sie werden bei kleinen Stützweiten heute kaum gebaut, weil es vorteilhafter ist, an ihrer Stelle zwei gleiche eingleisige anzuordnen. Bei langen Brücken ist eine Beschränkung der Baubreite möglich durch Anordnung einer sog. Gleisverschlingung (Fig. 24) in Verbindung mit entsprechenden Block- und Signalvorrichtungen zur Vermeidung von Zusammenstößen von Zügen auf der Brücke.

Die Rücksicht auf die wagerechte Versteifung und die Standsicherheit des Überbaues kann auch bei Brücken mit oberliegender Bahn eine Vergrößerung des Hauptträgerabstandes und daher eine Anordnung nach Fig. 25 bedingen. Als kleinster Abstand der Hauptträger für Vollspurbrücken nach Fig. 4 gilt mit Rücksicht auf sichere Gleislage das Maß $b = 1,70$ m.

Bei Straßenbrücken macht die große Verschiedenheit der Maße von Fuhrwerken, Reitern und Menschen die Breitenbestimmung umständlich. Fußwege — dazu gehören auch etwa notwendige Betriebsstege der Eisenbahnen (Fig. 26) — legt man meist außerhalb der Hauptträger auf Auskragungen an. Die breiteste Brücke ist zur Zeit die Alexanderbrücke über die Seine in Paris. Sie mißt 40 m zwischen den Geländern.

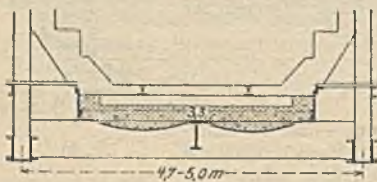


Fig. 23.

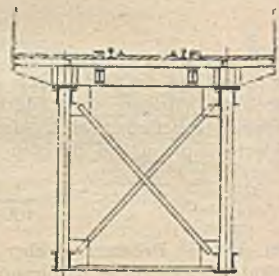


Fig. 25.

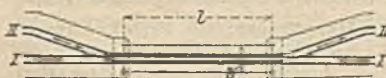


Fig. 24.

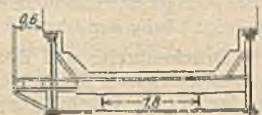


Fig. 26.

Schräge Stellung der Hauptträger. Bei lotrecht stehenden Hauptträgern ändert sich die für die Fahrbahnanlage notwendige Brückenbreite mit wachsender Stützweite nicht, wohl aber die Trägerhöhe und das Moment des Winddruckes in bezug auf die Kippachse. Das Winddruckmoment kann also mit zunehmender Stützweite rascher wachsen als das Moment des Über-

baugewichtes. In solchen Fällen empfiehlt es sich, durch Schrägstellen der Hauptträgerwände einerseits die Größe des Windmomentes zu verringern und andererseits die Brückenbreite zwischen den Stützen eines Pfeilers zu vergrößern. Die Grundrißbilder der Hauptträgerumrisse fallen dann nicht mehr in die Verbindungsgerade der Stützpunkte (Fig. 27—30).

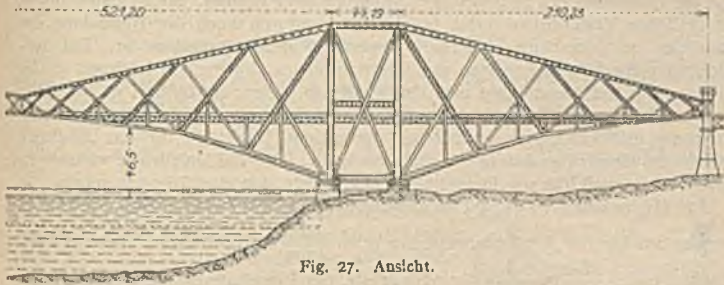


Fig. 27. Ansicht.

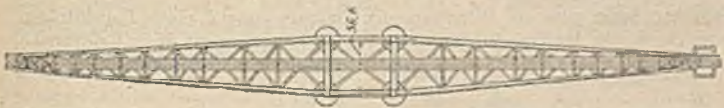


Fig. 28. Grundriß.

c) **Bauhöhe und Verkehrshöhe.** Als Verkehrshöhe V (Fig. 31) bezeichnet man die Höhen zwischen der Oberkante des zu überschreitenden Verkehrsweges und der Unterkante des Überbaues. Sie ergeben also die obere Begrenzungslinie des frei zu haltenden Verkehrsraumes für die Anordnung der Brücke im Längsschnitt. Bei Überführungen von Wegen oder Eisenbahnen wird sie von den maßgebenden Behörden festgesetzt. Bei Flüssen und Strömen richtet sie sich nach der Art der verkehrenden Fahrzeuge oder der

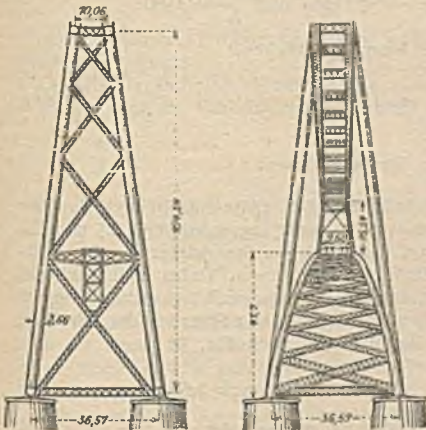


Fig. 29 u. 30. Querschnitte.

Fig. 27—30. Forthbrücke bei Queensferry.

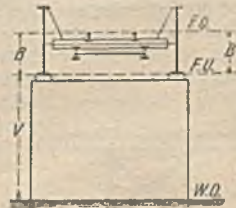


Fig. 31.

zu erwartenden Schwimmkörper. Bei schiffbaren Strömen gilt als Oberkante des Verkehrsraumes die höchste Wasserstandslinie, bei der die Schifffahrt noch möglich ist. Bei nicht schiffbaren Flüssen tritt an deren Stelle der überhaupt höchste Wasserstand, wobei der höchste Stand früherer Zeiten zu beachten

ist. In großen Städten mit dichter Bebauung auf beiden Ufern ist möglichste Beschränkung der Verkehrshöhe geboten, um an Kosten für Anrampungen und Grunderwerb zu sparen.

Die Bauhöhe B (Fig. 31) ist der in der Verkehrslinienachse gemessene Unterschied zwischen den Ordinaten der Fahrbahnoberkante auf der Brücke und der Oberkante des zu überschreitenden Verkehrsraumes. Sie ist daher durch die örtlichen Verhältnisse meist beschränkt, wodurch auch die Höhenlage der Fahrbahn im Querschnitt innerhalb gewisser Grenzen festgelegt ist. Bei ausreichender Bauhöhe lassen sich die Überbauten im allgemeinen leichter, steifer und auch in der Herstellung und Unterhaltung billiger ausbilden; es ist daher eine möglichst große Bauhöhe anzustreben. Andererseits ist eine Beschränkung innerhalb mäßiger Grenzen oft ohne wesentliche Nachteile für das Bauwerk und die Baukosten, so daß es zwecklos erscheint, feste Zahlen für die wirtschaftlichsten, als auch für die kleinstmöglichen Werte der Bauhöhe zu geben.

Die Höhe der Träger ist im allgemeinen so groß zu wählen, daß ihre Durchbiegung infolge der Verkehrsbelastung etwa $\frac{1}{1200}$ der Stützweite bei Straßenbrücken oder $\frac{1}{1500} \sim \frac{1}{2000}$ der Stützweite bei Eisenbahnbrücken nicht überschreitet. Setzt man als Mittelwert der Durchbiegung δ eines Balkenträgers unter einem von der Verkehrslast erzeugten Biegemoment M in Balkenmitte

$$\delta = \frac{5 M l^2}{48 E J} = \frac{1}{6} \frac{l^2 \sigma}{h \cdot E},$$

so erhält man, wenn für M der Wert $W \cdot \sigma$ und für J der Wert $\frac{W}{0,8} \cdot \frac{h}{2}$ eingeführt wird, die erforderliche Trägerhöhe zu:

$$h = \frac{l}{6} \cdot \frac{l}{\delta} \cdot \frac{\sigma}{E} \quad (3)$$

und mit $E = 2100 \text{ t/cm}^2$, ferner $\sigma = 0,7 \text{ t/cm}^2$ und $\frac{l}{\delta} = 1500$:

$$h = \frac{l}{12} \quad \text{für Eisenbahnbrücken.}$$

ferner mit $\sigma = 0,7 \text{ t/cm}^2$ und $\frac{l}{\delta} = 1200$:

$$h = \frac{l}{15} \quad \text{für Straßenbrücken.}$$

d) Die Bauhöhe von Eisenbahnbrücken. Bei unbeschränkter Bauhöhe wird die Fahrbahn zweckmäßig über dem Tragwerk angeordnet (Fig. 25 und 32), wodurch der Hauptträgerabstand auf das durch die Standsicherheit des Überbaues bedingte geringste Maß beschränkt werden kann. Dabei ergibt sich mit Rücksicht auf die günstigsten Höhenverhältnisse der Hauptträger bei unmittelbarer Stützung der Schwellen auf den Hauptträgern nach Fig. 32

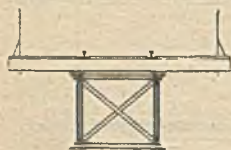


Fig. 32.

$$B = \frac{l}{8 \sim 10} + 0,40 \text{ m.}$$

bei der Fahrbahnanordnung der Fig. 25:

$$B = \frac{l}{8 \sim 10} + \frac{b}{6 \sim 8} + 0,20 \text{ m.}$$

Durch teilweise Versenkung der Fahrbahn nach Fig. 33 kann die Bauhöhe eingeschränkt werden auf

$$B = \frac{l}{10 \sim 12} + 0,05 \text{ m.}$$

Eine weitergehende Beschränkung erfordert es, die Fahrbahn zwischen die Hauptträger zu legen, diese also über die Fahrbahn herausragen zu lassen. Die Bauhöhe ist demnach in erster Linie von der Höhe der Querträger, sodann von der Dicke der Fahrbahn abhängig. Für Brücken mit hölzernen Querschwellen (Fig. 34) erhält man demnach:

$$B \geq \frac{b}{6 \text{ bis } 8} + 0,20 \text{ m,}$$

bei durchgeführter Kiesbettung, also dichter Fahrbahn (Fig. 23—25)

$$B \geq \frac{b}{6 \text{ bis } 8} + 0,50 \text{ m.}$$

Außerstenfalls läßt sich hierbei noch eine weitere Beschränkung erreichen durch unmittelbare Lagerung der Schienen auf den Querträgern (Fig. 35), deren Abstand dann aber gleich dem Schwellenabstand zu machen wäre. (Eine gewisse Schalldämpfung ist hierbei noch zu erreichen durch Einschaltung elastischer Zwischenschichten aus Filz, Leder oder dergleichen, dagegen muß auf eine Dichtheit der Fahrbahn verzichtet werden.)

$$B \geq \frac{b}{12 \text{ bis } 15} + 0,20 \text{ m.}$$

Die Verwendung von Zwillingsträgern endlich, bei denen nach Fig. 36 jede Fahrachse von zwei durch Querstege verbundenen Hauptträgern getragen wird, ermöglicht Bauhöhen von

$$B \geq 0,17 + \frac{l}{25} \geq 0,32 \text{ m.}$$

Bei Eisenbahn-Bogenbrücken ist die Stehblechhöhe zu $\frac{1}{10}$ der Stützweite anzunehmen.

e) Die Bauhöhe von Straßenbrücken ist wesentlich bedingt durch die mit Rücksicht auf die Verkehrsverhältnisse zu wählende Art der Fahrbahnausbildung.

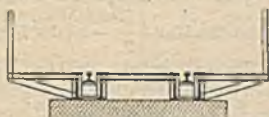


Fig. 36.



Fig. 37.

Es ist daher zweckmäßig, in jedem Falle den Fahrbahnquerschnitt skizzenhaft festzustellen und danach die Dicke d der Fahrbahn zu ermitteln. Diesem Maß ist dann die Höhe des Tragwerkes zuzuschlagen, um die Bauhöhe zu erhalten. Hierfür gelten die gleichen Werte wie bei Eisenbahnbrücken, und zwar ist zu wählen:

bei oberliegender Fahrbahn mit einer größeren Zahl von Hauptträgern (Abb. 37):

$$B = \frac{l}{8 \text{ bis } 12} + d \text{ für Balkenträger.}$$

$$B = \frac{l}{60} + d \text{ für Bogenbrücken in der Mitte,}$$

$$B = \frac{l}{17} + d \text{ „ „ im Drittel der Weite}$$

bei zwischen- oder untenliegender Bahn mit zwei Hauptträgern im Abstände b :

$$B = \frac{b}{8 \sim 10} + d.$$

Behufs Erzielung einer ausreichenden Quersteifigkeit empfiehlt es sich, bei offenen Brücken (von 25—35 m Stützweite) nicht die kleinsten Bauhöhen anzuwenden. Bei unbeschränkter Bauhöhe ist die Querträgerhöhe so zu bemessen, daß bei geringem Eisenaufwand der aus einer Gurtplatte und zwei Winkeln bestehende Gurtquerschnitt des Querträgers nicht zu schwach ausfällt.

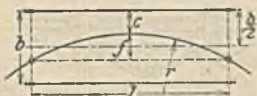


Fig. 38.

empfehl es sich — namentlich bei offenen Brücken mit beschränkter Bauhöhe — den mittelsten Längsträger als durchlaufenden, lastverteilenden Träger in gleicher Höhe wie die Querträger auszubilden (vgl. Fig. 101). Hierdurch wird auch eine örtliche Verzerrung der Hauptträgerobergurtungen verhütet. Ebenso sind bei Brücken mit mehreren Hauptträgern lastverteilende Querträger vorteilhaft zur Schonung der Anschlüsse des Fahrbahngerippes (vgl. Fig. 258 u. 259).

Zur Verminderung der Schwingungen infolge des Wagenverkehrs und zur möglichst weitgehenden Verteilung der Wirkung gedrängter Lastgruppen

empfehl es sich — namentlich bei offenen Brücken mit beschränkter Bauhöhe — den mittelsten Längsträger als durchlaufenden, lastverteilenden Träger in gleicher Höhe wie die Querträger auszubilden (vgl. Fig. 101). Hierdurch wird auch eine örtliche Verzerrung der Hauptträgerobergurtungen verhütet. Ebenso sind bei Brücken mit mehreren Hauptträgern lastverteilende Querträger vorteilhaft zur Schonung der Anschlüsse des Fahrbahngerippes (vgl. Fig. 258 u. 259).

5. Der Einfluß der wagerechten Kräfte auf die Gesamtanordnung.

a) Lage der Brückenachse in Gleiskrümmungen. Hierbei ist zunächst die Freihaltung des vorgeschriebenen lichten Durchfahrtsraumes in den Grenzlagen des Gleises, außerdem aber auch die verschiedenartige Verteilung der Lasten auf die beiden Hauptträger zu beachten. Aus praktischen Gründen wird man die Gleislage auf der Brücke so wählen, daß beide Hauptträger nahezu gleiche Grenzwerte der Spannkraft erfahren, also gleichquerschnittig ausgebildet werden

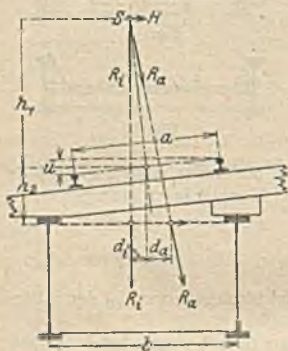


Fig. 39.

können. Das wird angenähert zutreffen, wenn das Maß $\left(\frac{b}{2} - c\right)$ der Fig. 38 gleich ein Drittel der Bogenpfeilhöhe des Gleises beträgt. Will man c genauer berechnen, so sind dabei die Zuggeschwindigkeiten und die Schienenüberhöhung sowie die Spurerweiterung auf der Brücke zu berücksichtigen: Hält ein Güterzug auf der Brücke, so belastet er hauptsächlich die innere Schiene, fährt aber ein Schnellzug mit größter Geschwindigkeit hinüber, so lastet der größere Teil seines Gewichts auf der äußeren Schiene.

Es bezeichnet:

M und N die Größtwerte des Biegemomentes und der Stützkräfte von der Verkehrslast für das gerade Gleis,

c den Abstand der Gleisachse von der äußeren Tragwand in Brückenmitte,

$f = \frac{l^2}{8r}$ den Bogenstich des Gleises auf die Brückenlänge,

ferner mit den Bezeichnungen der Fig. 39:

d_i und d_a den Abstand des Schnittpunktes der Mittelkraft R der Verkehrslast mit der Verbandsebene von der lotrechten Gleisachse u. zw.:

bei Schnellfahrt: $d_a = (h_1 + h_2) \frac{v^2}{g \cdot r} - h_1 \cdot \frac{d}{a}$, (4)

bei Ruhestellung: $d_i = h_1 \cdot \frac{d}{a} + \text{Spurerweiterung}$, (5)

wobei v = Geschwindigkeit in m/sec.; $g = 9,81$ m/sec.² = Fallbeschleunigung und r = Krümmungshalbmesser in m, ferner für Vollspur $h_1 = 1,50$ bis 1,60 m und $a = 1,50$ m.

Im allgemeinen ist die Höhenlage h_1 des Lastschwerpunktes S über Schienenoberkante etwa gleich dem Abstand a der Schienen, ferner ist meist die Überhöhung so gewählt, daß bei Schnellfahrt die Mittelkraft mit der geneigten Gleisachse zusammenfällt; dann ist

$$d_i = \bar{u} \text{ und } d_a = h_2 \frac{\bar{u}}{a}.$$

Unter diesen Voraussetzungen entfällt von dem Biegemoment \mathfrak{M} und der Stützkraft \mathfrak{R} von der Verkehrslast bei geradem Gleis

$$\left. \begin{aligned} \text{auf die äußere Tragwand bei Schnellfahrt: } M_a &= \frac{\mathfrak{M}}{b} \left(b - c - \frac{l}{6} + d_a \right) \\ A_a &= \frac{\mathfrak{R}}{b} \left(b - c - \frac{l}{3} + d_a \right) \\ \text{auf die innere Tragwand bei Ruhestellung: } M_i &= \frac{\mathfrak{M}}{b} \left(c + \frac{l}{6} + d_i \right) \\ A_i &= \frac{\mathfrak{R}}{b} \left(c + \frac{l}{3} + d_i \right) \end{aligned} \right\} (6)$$

Aus der Bedingung $M_a = M_b$ ergibt sich sodann:

$$c = \frac{b + d_a - d_i}{2} - \frac{l}{6}. \quad (7)$$

b) Standsicherheit gegen Kippen. Die auf den unbelasteten oder auf den belasteten Überbau wirkenden wagerechten Kräfte — der Winddruck W_1 auf den Überbau selbst und der Winddruck W_2 auf das Verkehrsband, sowie bei Eisenbahnbrücken in Krümmungen die Fliehkraft des schnellfahrenden Zuges — suchen den Überbau um die Stützkante a (Fig. 40) zu kippen. Diese Gefahr tritt ein, sobald die Mittelkraft aus den lotrechten und wagerechten Kräften außerhalb dieser Stützkante a fällt. Ihr kann begegnet werden ent-

weder durch eine entsprechende Verlegung der Stützkante a — Höherlegen der Stützpunkte durch Verriegerung der Hauptträgerhöhe an den Auflagern oder Vergrößerung des Abstandes der Hauptträger — oder durch eine Verankerung.

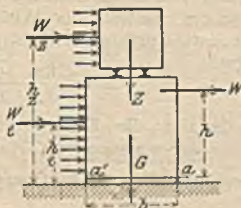


Fig. 40.

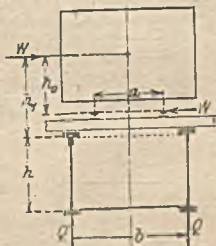


Fig. 41.

Im allgemeinen wird eine mindestens $n = 1\frac{1}{2}$ —2fache Standsicherheit des Überbaues gegen Kippen verlangt. Bezeichnet nach Fig. 40:

W_2 den Winddruck auf das Verkehrsband (einschl. der Fliehkäfte),

W_1 den Winddruck auf das Tragwerk,

h_2 und h_1 die Hebelsarme dieser Kräfte in bezug auf die Kippachse durch a ,

Z und G die Gewichte des Zuges und des Überbaues,

V das durch eine Verankerung wirksame Gewicht des Unterbaues, dann ergibt die Momentengleichung in bezug auf den Punkt a die Bedingung:

$$(G + Z) \frac{b}{2} + V \cdot b \geq n (W_1 \cdot h_1 + W_2 \cdot h_2).$$

Fehlt die Verankerung, so ergibt sich der erforderliche Abstand der Stützpunkte oder die Brückenbreite für die unbelastete Brücke zu:

$$b \geq 2n \frac{W_1 \cdot h_1}{G}. \quad (8)$$

für die belastete Brücke zu:

$$b \geq 2n \cdot \frac{W_1 h_1 + W_2 h_2}{G + Z}. \quad (9)$$

c) **Einfluß der Lage des Windverbandes auf die Querkräfte.** Der Winddruck W auf das Verkehrsband des Zuges erzeugt in Schienenhöhe einen ihm gleichen wagerechten Gegendruck W (Fig. 41). Das dadurch entstehende Winddruckmoment muß durch ein Moment der beiden lotrechten, einander entgegengesetzt gerichteten Schienendrücke

$$D = W \cdot \frac{h_0}{a} \quad (10)$$

aufgehoben werden. Hierbei erleidet der leeseitige Hauptträger eine Vergrößerung, der windseitige Hauptträger eine ebenso große Verkleinerung seiner lotrechten Belastung, deren Größe sich nach Fig. 41 zu:

$$Q = \pm W \cdot \frac{z+c}{b} \quad \text{oder} \quad Q = \pm W \cdot \frac{z+c+h}{b} \quad (11)$$

berechnet, je nachdem der Windverband in Höhe der Obergurtung oder in Höhe der Untergurtung angeordnet ist. Gleichzeitig wird in den als Verbandsgurtungen ausgenützten Gurtungen der Hauptträger eine weitere Zusatzkraft erzeugt, die im ersteren Falle der vorberechneten Kraftwirkung entgegenwirkt, im letzteren Falle aber zu dieser hinzutritt, wie aus Fig. 42 zu erkennen ist. In dieser sind die Gurtungen durch Kreise angedeutet, in die der Sinn ihrer Hauptspannung infolge der lotrechten Belastung — Druck (—) oder Zug (+) — eingeschrieben ist. Über oder unter diese Kreise ist der Sinn der Zusatzspannung aus dem lotrechten Einfluß, links oder rechts der Sinn der Zusatzspannung aus dem wagerechten Einfluß der Windkraft W angeschrieben.

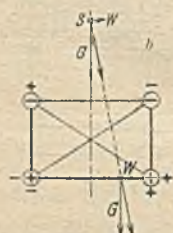
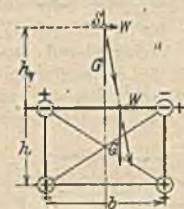


Fig. 42.

Ist K die Gurtkraft infolge der lotrechten Belastung G , also etwa

$$K = \frac{1}{h} \cdot \frac{G \cdot l}{2 \cdot 8},$$

so ergibt sich die Zusatzkraft infolge des lotrechten Einflusses der wagerechten Gesamtkraft W

für den Fall Verband in Obergurtebene:

$$Q_v = \frac{1}{h} \cdot W \cdot \frac{h_1}{b} \cdot \frac{l}{8} = K \cdot \frac{2W}{G} \cdot \frac{h_1}{b},$$

für den Fall Verband in Untergurtebene:

$$Q_v = \frac{1}{h} \cdot W \cdot \frac{h_1+h}{b} \cdot \frac{l}{8} = K \cdot \frac{2W}{G} \cdot \frac{h_1+h}{b},$$

erner die Zusatzkraft infolge des wagerechten Einflusses von W in beiden Fällen

$$Q_h = \frac{1}{b} \cdot W \cdot \frac{l}{8} = K \cdot \frac{2W}{G} \cdot \frac{h}{b}.$$

Der gesamte Zuwachs an Gurtkraft ist daher im ersten Falle (Verband oben):

$$\left. \begin{aligned} \text{in den Obergurten } Q &= \pm K \cdot \frac{2W}{G} \cdot \frac{h_1-h}{b} \\ \text{„ „ Untergurten } Q &= \pm K \cdot \frac{2W}{G} \cdot \frac{h_1}{b} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

im zweiten Falle (Verband unten):

$$\left. \begin{aligned} \text{in den Obergurten } Q &= \pm K \cdot \frac{2W}{G} \cdot \frac{h_1+h}{b} \\ \text{„ „ Untergurten } Q &= \pm K \cdot \frac{2W}{G} \cdot \frac{h_1+2h}{b} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

Hiernach ist es unbedingt geboten, den Windverband so nahe als möglich an die Fahrbahn heranzurücken, um die Größe der Zusatzspannungen auf einen Kleinstwert einzuschränken. Die Anordnung zweier Windverbände bei Brücken mit Bahn oben ist dagegen nicht zu empfehlen, da hierdurch nur eine statische Unbestimmtheit hervorgerufen wird, ohne einen Vorteil für die Spannungsverteilung und für die Seitensteifigkeit zu erreichen.

Nach den Vorschriften der preußischen Staatseisenbahnen werden bei Brücken mit Bahn oben und einem (unteren) Windverbände die vom Winde verursachten Vergrößerungen der Stabkräfte berücksichtigt, sobald sie den Wert von einem Zehntel der Belastung durch Eigengewicht und Verkehr überschreiten. Für einen ganz oder teilweise geschlossenen Überbau sind die durch die Windkräfte verursachten Veränderungen der auf die Fahrschienen oder Hauptträger entfallenden Verkehrslasten meist unerheblich.

6. Die Balkenfachwerkträger.

a) Gurte und Wandglieder. Von einem Gurte zum andern wird eine Kraft in der Regel nur durch Zerlegen nach zwei Richtungen übertragen. Das geschieht durch zwei Scharen von Wandstäben, von denen die eine den Zug, die andere den Druck aufzunehmen hat (Fig. 43—51). In jedem Gurtknoten teilt die Mittelkraft der dort anstoßenden Gurtstäbe mit den beiden Wandtabkräften im Gleichgewicht. Die in einem Gurtknoten mündenden beiden Wandstäbe, von denen jeder einer anderen Schar angehört, werden daher immer in verschiedenem Sinne beansprucht.



Fig. 43.

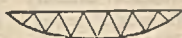


Fig. 44.

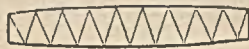


Fig. 45.



Fig. 46.



Fig. 47.



Fig. 48.

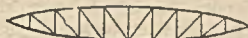


Fig. 49.



Fig. 50.



Fig. 51.

Das Trägerfachwerk ist entweder Strebenfachwerk (Fig. 43—45) oder Ständerfachwerk (Fig. 46—49). Die von den Stützpunkten auslaufenden Stäbe sind entweder Endstreben oder Endständer. Ein Fachwerk, in welchem von einem Endständer- oder Endstrebenknoten nur ein einziger Stabzug verläuft, heißt ein einteiliges. Kommt dazu ein zweiter in gleicher Art verlaufender Stabzug, der aber mit dem ersten nicht zusammenfällt, so entsteht das zweiteilige Fachwerk (Fig. 52). Bei mehrteiligen Wandgliederungen (vgl. Fig. 52) wird jeder Stab des einteiligen Grundfachwerkes gekreuzt (Trägerlehre 4 a).

Für Hauptträger bevorzugt man heute einteilige Wandgliederungen. Das statische Kennzeichen dieser Trägerarten ist die Möglichkeit ihrer Berechnung mit Hilfe von Ritterschnitten (Statik 5 b, β). Für Windverbände, Pfeiler u. dgl. sind noch andere statisch bestimmte Dreieckstabwerke im Gebrauch, die nicht vollkommen einteilig sind und auch nicht in allen Feldern einen Ritterschnitt zulassen, der höchstens drei Stäbe trifft (Fig. 52—55).

Mehrteilige Wandgliederungen sind in der Regel statisch unbestimmt, z. B. ist das zweiteilige Strebenfachwerk der Fig. 52 einfach statisch unbestimmt.

Mehrteilige Gliederungen werden heute nur noch wenig verwendet, weil ihre Verkehrslasten sich nicht genau zu gleichen Teilen auf alle Stäbe eines Schnittfeldes übertragen, was die Berechnung unsicher macht. Auch sind die vielen Stabkreuzungen baulich unbequem. An ihre Stelle treten deshalb neuerdings bei den weitgespannten Eisenbrücken eigenartige neue Gliederungen, die im wesentlichen aus einem weitmaschigen, einteiligen Grundfachwerk bestehen, an das sich Hilfsstäbe schließen, die einesteils zum Einschalten von Querträgern, andernteils zur Abstützung der Druckstäbe des Grundfachwerkes dienen (Fig. 50—51).

Grundfachwerke mit Hilfstreben sind statisch bestimmt und mit Vieleckgurten ausgerüstet, deren gerade Stäbe in der Regel über mindestens zwei Felder laufen. Das Grundnetz der Fig. 50 ist ein Dreiecksfachwerk. Die von den Obergurtnoten ausgehenden Hilfständer teilen die Feldweiten im



Fig. 52.



Fig. 53.



Fig. 54.



Fig. 55.

Untergurt des Grundnetzes. Dadurch erhalten die Querträger passende Abstände. Die Ständerstabkraft berechnet sich aus der größten Last, die von dem geteilten Felde zu tragen ist. Die übrigen Hilfständer unterstützen die Knickfestigkeit des Obergurtes, wobei ihre Stabkraft je gleich der aus dem Eigengewichte des Trägers herrührenden Knotenlast des Obergurtes ist.

Das Grundnetz der Fig. 51 ist ein Ständerfachwerk. Hierzu treten Hilfständer, die gleichen Zwecken dienen, wie vorher beschrieben wurde. Außerdem enthält es noch eine Anzahl von Hilfstreben, deren Stabkräfte allein von denjenigen der Hilfständer abhängig sind. Wenn die Hilfstreben an den Obergurt schließen, erfahren sie stets Zug. Münden sie dagegen im Untergurt, so werden sie stets gedrückt. Deshalb

erscheint die in Fig. 51 gezeichnete Anordnung baulich als die bessere. Die Stabkräfte der Hilfstäbe der neuen Wandgliederungen sind, unabhängig von der Berechnung des Grundfachwerkes, statisch bestimmt zu ermitteln. Solange eine wandernde Einzellast (Statik 6c) außerhalb eines Schnittfeldes liegt, sind die Hilfstäbe spannungslos.

Bei der Wahl der Feldweite sucht man einerseits den Streben des Fachwerkes eine günstige Neigung zu geben, andererseits aber auch das Gewicht des Haupttragwerkes und der Fahrbahn durch passende Einschaltung von Querträgern zu vermindern. Die günstigste Neigung der Streben ist für Strebenfachwerk etwa 45° , für Ständerfachwerk etwa 52° . Danach spielt auch die Trägerhöhe h eine Rolle. Sie liegt zwischen den Grenzen 1:6 und 1:8 der Stützweite. Das Verhältnis 1:6 kommt meist nur dann vor, wenn man bei kleinerer Stützweite und unten liegender Bahn noch eine geschlossene Brücke (3c) erhalten will. Bei neueren einfachen Balkenfachwerken schwankt bei weitgespannten Vieleckträgern das Verhältnis h/l von etwa 1:6 bis 1:8. Das Verhältnis der größten Feldweite a zur größten Höhe h liegt zwischen den Grenzen 1:2 und 1:2,7.

b) Einfache Balkenträger sind heute bis etwa 200 m Stützweite hergestellt worden. Bis etwa 70 m Weite empfehlen sich Parallelträger, darüber Vieleckträger (Fig. 50—51). Für kleine Weiten bis etwa 40 m sind auch die Bogenschnenträger am Platze, zweckmäßig mit einer kleinen Abstumpfung über den Stützen. Die früher beliebten krummen Gurte, in Gestalt der Parabel, Hyperbel, Ellipse oder einer anderen Linie, werden mehr und mehr verlassen. Man bevorzugt Vieleckträger, die statisch bestimmt ausgebildet und gestützt sind, und deren Querverband- und Fahrbahnanschlüsse möglichst eine statisch bestimmte Lastverteilung auf die Fachwerksknoten zulassen.

Besondere Erwähnung verdient der als Rahmen- oder Pfostenträger ausgebildete Vierendeckträger. (Berechnung vgl. Statik 42 und 43.) Er ist als Parallel- und Vieleckträger bis zu Spannweiten von 56 m gebaut worden¹⁾. Seine baulichen Einzelheiten vgl. unter 30.

Vieleckträger größerer Weiten erhalten meist ein Grundfachwerk mit Hilfstreben, um die Feldweiten in angemessenen Grenzen zu halten. Die Fig. 50

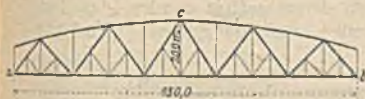


Fig. 56.

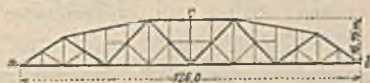


Fig. 57.

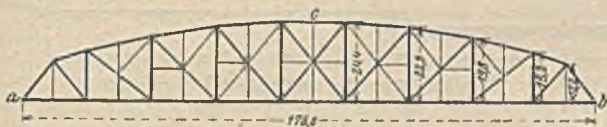


Fig. 58.

und 51 zeigen Vieleckträger der russischen Eisenbahnen. Die Träger der Fig. 50 besitzen etwa 110 m, diejenigen der Fig. 51 bis 144 m Stützweite, bei einer Feldweite von etwa 7—8 m. Die Fig. 56—58 veranschaulichen Stützweiten von 126,0—178,6 m mit Feldweiten von etwa 8—10 m. Die große Mittelöffnung der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Ruhrort hat bei 186,0 m Stützweite eine Feldweite von 9,3 m (Fig. 59)²⁾.



Fig. 59. Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Ruhrort.

Eine besondere Anordnung zeigen die Hauptträger der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Thusis, nämlich — bei 82 m Stützweite und 8 m größter Trägerhöhe — ein statisch bestimmtes zweiteiliges Strebengrundfachwerk mit Hilfständern (Fig. 60).

c) Durchlaufende Balkenträger (ohne Scheibengelenke). Für Eisenbahnbrücken über hohen Tälern oder reißenden Strömen hat man in einzelnen Fällen durchlaufende Träger deshalb gewählt, um sie ohne feste Gerüste aufstellen zu können. Dabei hat man den an einem Ufer fertig genieteten Überbau von einer Seite her über alle Pfeiler geschoben³⁾, oder man hat die an den Endöffnungen übergeschoben und aufgestellten Überbauten durch Auskragen bis zum Schlusse in der Brückenmitte verlängert⁴⁾.

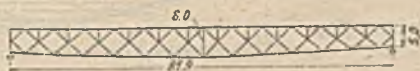


Fig. 60. Hauptträger der Rheinbrücke bei Thusis.

Als Nachteil der durchlaufenden Träger gilt hauptsächlich ihre statische Unbestimmtheit und die deshalb schon bei kleinen Stützensenkungen eintretenden erheblichen Vergrößerungen der Stützenmomente (Statik 31—34). Um die Tempe-

¹⁾ Der Eisenbau, 1914, Aprilheft, S. 142.

²⁾ Der Eisenbau, 1910, Heft 12.

³⁾ Jímels, Le viaduc de la Soulevre. Génie Civil, 1890, 16. Bd., S. 369.

⁴⁾ Z. Ver. deutsch. Ing. 1889, S. 1118.

raturdehnungen langer durchlaufender Träger zu beschränken, ist die feste Stütze möglichst auf einem Pfeiler nahe der Brückenmitte anzuordnen. Dieser Pfeiler hat bei einer Eisenbahnbrücke dann die gesamten Bremskräfte aufzunehmen und auf den Untergrund zu übertragen.

d) Auslegerbalkenträger. (Statik 7 – 10.) Die Auslegerbalkenbrücken stellen sich als durchlaufender Träger dar, die durch Einschaltung passend gelegener Gelenke in eine Folge von einfachen Trägern derart zerlegt werden, daß fest gestützte Balken mit überkragenden Enden und dazwischen eingelegte

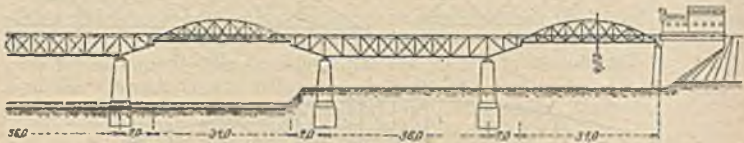


Fig. 61. Eisenbahnbrücke über die Warthe bei Posen. 1876.



Fig. 62. Überführung der Tolbiastraße in Paris. 1896.

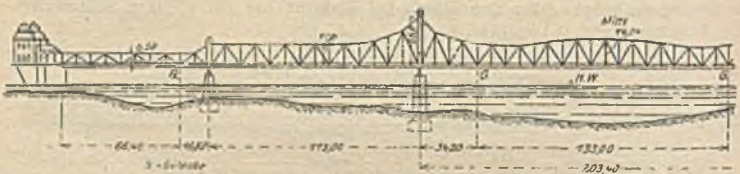


Fig. 63. Rheinstraßenbrücke bei Ruhrort. 1907.

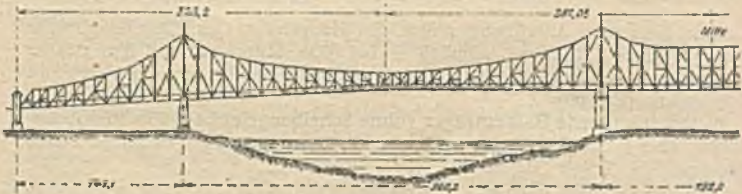


Fig. 64. Queensborobridge über den Eastriver in New York. 1903.

Schwebeträger abwechseln. Bei den Brücken der Fig. 61 und 62 kommt diese Zerlegung in der Form der einzelnen Träger zum Ausdruck, während bei den Brücken Fig. 63 bis 65 die Lage der Gelenkpunkte äußerlich nicht erkennbar ist. Neuerdings wird für Auslegerbalkenbrücken die Form der Hängebogenträger bevorzugt. Dabei wird entweder ein Hängefachwerk angewendet, bei welchem die Wandgliederung die Ansichtsfläche zwischen Untergurt und Obergurt voll ausfüllt (Fig. 65 und 66) oder es wird ein Hängeträger mit Versteifungsbalken angeordnet (Fig. 67 und 68). Solche Auslegerbalkenträger unterscheiden sich von den Hängebogenträgern im wesentlichen nur durch die besondere Anordnung ihrer Scheibengelenke und ihrer Stützung auf den Endpfeilern, die bei den Hängebogenträgern eine Bogenkraft erzeugt, während diese bei den Auslegerbalkenträgern nicht auftritt. Gegenüber

den einfachen Trägern, deren Stützkräfte stets positiv sind, ist bei durchlaufenden Trägern mit oder ohne Gelenken an den Endpfeilerstützen das Auftreten negativer Stützkräfte nicht ausgeschlossen. Treten solche (bei Teilbelastungen) auf, so machen sie entsprechende Verankerungen erforderlich. Diese sind zuweilen durch Gegengewichte aufgehoben worden, zu deren Aufnahme der eiserne Überbau über den Endpfeilern geeignete Kastenräume erhält.

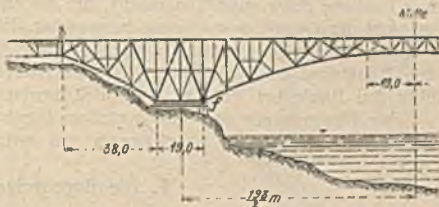


Fig. 65. Eisenbahnbrücke über den Dnjepr, Rußland, 1908.

Rechnungsgemäß ist das Eisengewicht der Auslegerbalkenträger für große Stützweiten geringer, als dasjenige der einfachen Träger von gleicher mittlerer Weite. Dieser Vorteil allein rechtfertigt aber die Bevorzugung der Ausleger-

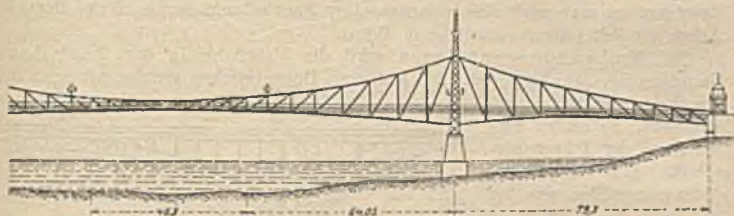


Fig. 66. Franz-Josef-Brücke über die Donau in Budapest. 1896.

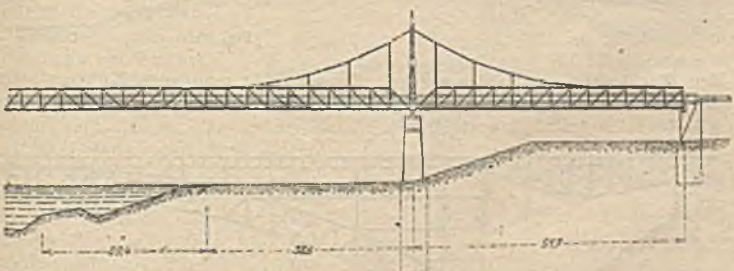


Fig. 67. Straßenbrücke über die Thciß bei Tokaj. 1896.



Fig. 68. Straßenbrücke über den Neckar in Mannheim. 1887.

träger noch nicht, weil die mit dem Einlegen von Gelenken verbundenen Nachteile dagegen schwer ins Gewicht fallen: Gelenke weitgespannter Auslegerbrücken dürfen nie als reibungslos beweglich, sondern vielmehr als Einspannungen angesehen werden. Außerdem haben sie — abgesehen von den lotrechten, aus Eigengewicht und Verkehrslast herrührenden Gelenkkraften — auch die von

Wind- und Bremskräften erzeugten wagerechten Kräfte aufzunehmen und vom Schwebeträger auf den Ausleger und weiter auf den Ankerarm zu übertragen, was bauliche Schwierigkeiten macht, die bei einfachen Trägern fortfallen. Das ist wohl der Grund, warum man in neuester Zeit selbst bei Weiten über 200 m einfache Träger bevorzugt. Beispiele dieser Art sind: 1. Straßenbrücke über den Mississippi bei St. Louis, größte Stützweite 206,35 m. 2. Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Ruhrort, größte Stützweite 186,00 m (Fig. 59).

Der Hauptvorzug der Auslegerträger beruht in der Möglichkeit, sie ohne feste Gerüste durch Auskragen von zwei Seiten her aufzustellen.

7. Die Bogenträger.

a) Allgemeines. Für den Bogen gilt die Regel: Diejenige Bogenachse ist die günstigste, für die alle von dem Eigengewichte und der halben Verkehrsbelastung erzeugten Momente M_m verschwinden. Halbkreise sind demnach die ungünstigsten Bogenachsen, obwohl sie des guten Aussehens wegen für kleinere Bogenweiten oft gewählt werden. Bei Annahme einer gleichmäßig stetigen, mittleren Belastung ist eine Parabel die günstigste Bogenachse. Zuweilen hat man auch eine zwischen einer Parabel und einem Kreise liegende Achse gewählt (Kornhausbrücke in Bern).

Bei Vollwandbogenträgern wird die Fahrbahn in der Regel durch Ständer (Fig. 69) abgestützt. Bei kleineren Bogenbrücken werden oft auch die Zwickel vollwandig geschlossen. In beiden Fällen kann der Trägerquerschnitt auf Grund der Momentengrößen wie bei

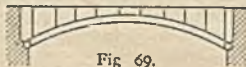


Fig. 69.

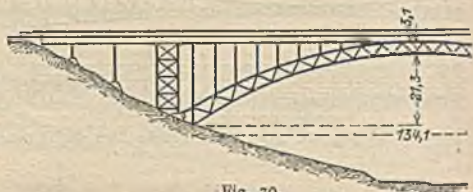


Fig. 70.

den Blechbalken ausgebildet werden. Zuweilen hat man auch Kasten- oder Röhrenquerschnitte gewählt. Bei Stützweiten über etwa 30 m sind gegliederte Bogenträger vorteilhaft¹⁾.

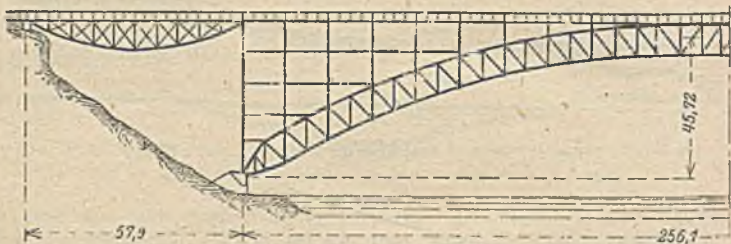


Fig. 71. Niagara-Brücke bei Clifton.

Sind bei Fachwerkträgern beide Bogengurte krumm, so entsteht der Parallelbogenträger (Fig. 71), die Sichel (Fig. 72 und 73) oder der gespreizte (diszentrische) Bogenträger (Fig. 70). Wird der Obergurt gerade angelegt und der Umriß zwischen Ober- und Untergurt mit Fachwerk ausgefüllt, so erhält man das Bogenfachwerk (Fig. 74) mit oberliegender Bahn. Fahrbahn mitten (Fig. 73) findet man selten, weil das Durchdringen von Bogen und Bahn bauliche Schwierigkeiten bereitet. In einzelnen Fällen sind auch gebrochene

¹⁾ Brabandt, Der vollwandige Zweigelenkbogen. 1910.

Obergurte angeordnet worden, z. B. bei der in Fig. 75 dargestellten Brücke. Sie zeigt ein Bogenfachwerk mit drei Gelenken, dessen Obergurt derart abgesehrt ist, daß die Bogenhöhe dort am größten ausfällt, wo die größten Momente auftreten.

Die sog. Zwickel zwischen der Bahn und den Bogenkämpfern wurden früher meist mit Fachwerk ausgesteift, was eine statisch unbestimmte Verteilung der Fahrbahnlasten auf den Bogenlastgurt herbeiführt. Heute stützt man die Fahrbahn in den Zwickeln — möglichst statisch bestimmt — mit Hilfe von Ständern (Fig. 70, 71 und 73). Bei großen Bogenhöhen erhöht man den Widerstand gegen Knicken der Ständer durch ihre Verbindung mit Hilfsstäben (Fig. 71 und 74). Bei weitgespannten Bogenbrücken mit oberliegender Bahn sind aus den (unten angegebenen) Gründen schräggehende Hauptträger am Platze (Fig. 27—30, 72 und 77). In solchen Fällen stützt man die Fahrbahn auf Turmpfeiler (Fig. 72) oder Gerüstpfeiler (Fig. 76—78), deren Endpfeiler über den Widerlagern so zu stellen sind, daß ihr Gewicht die Mittelkraftlinie des Bogens günstig beeinflusst.

b) Gelenkbogen und Bogen ohne Gelenk. Bei Sichel- und Parallelbogenträgern mit drei Gelenken liegen die Gelenke günstig in der Bogenachse (Fig. 71 u. 72), weil es dann möglich ist, die Gurte derart zu krümmen, daß Mittelkraftlinie und Bogenachse zusammenfallen, wodurch Obergurt und Untergurt für volle ständige Belastung gleiche Spannungen erhalten. Liegen die Gelenke im Untergurt, so läßt man diesen zweckmäßig für eine mittlere ständige Belastung mit der Mittelkraftlinie zusammenfallen. Für diese Belastung bleiben Obergurt, sowie (beim Ständerfachwerk) auch alle Wandstreben span-

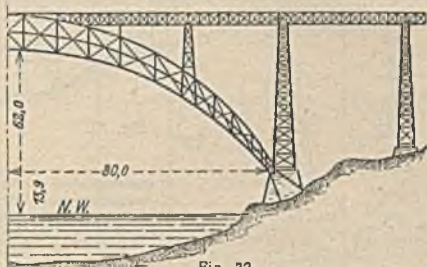


Fig. 72. Eisenbahnbrücke Luiz I über den Douro bei Porso.

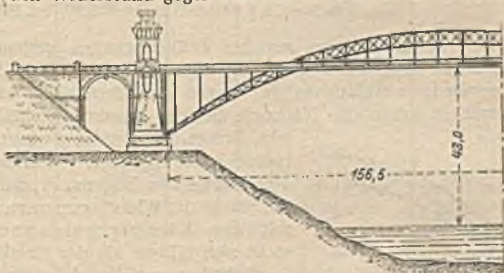


Fig. 73. Straßen- und Eisenbahnbrücke bel Grünenthal.

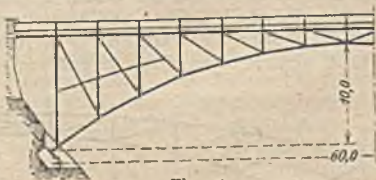


Fig. 74.

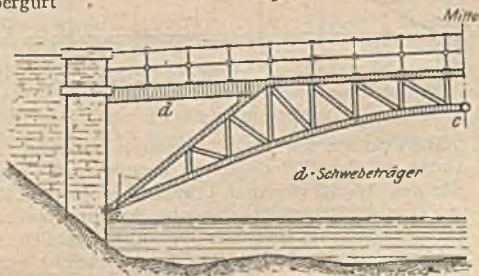


Fig. 75. Eisenbahnbrücke über die Sarthe (Frankreich).

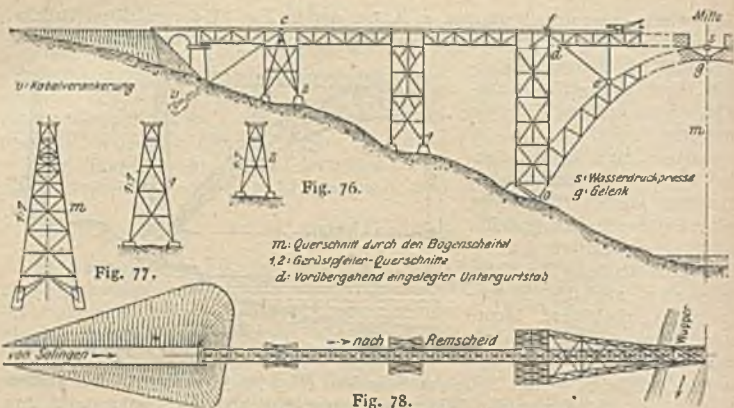


Fig. 76—78. Kaiser-Wilhelm-Brücke bei Münsten.

nungslos und werden nur bei Teilbelastungen gespannt. Werden Kämpfer- und Scheitelgelenke wechselnd im Unter- und Obergurt (Fig. 79) angeordnet, so erhält man eine starke Veränderlichkeit der Hebelarme der Mittelkraft, was bauliche Nachteile bei der Querschnittsbildung der Gurtstäbe mit sich bringt. Dagegen gewinnt man in diesem Falle (unter sonst gleichen Umständen) die größtmögliche Pfeilhöhe des Bogens, wodurch die Bogenkraft und die Stärke der Widerlagsmauern kleiner wird. Der Bogen mit zwei Kämpfergelenken (Fig. 71, 72 und 73) stellt sich billiger als der Dreigelenkbogen.

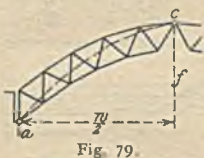
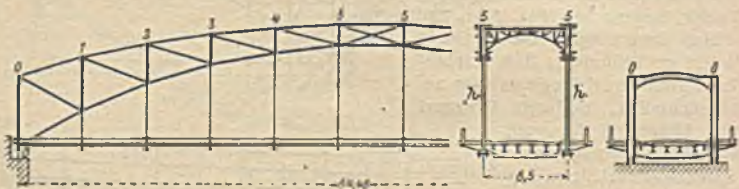


Tabelle 1 enthält einige Angaben über bedeutende Bogenträger der Neuzeit.

Bogenträger, mit nur einem Gelenk im Scheitel, sind vorgeschlagen worden¹⁾, jedoch (soweit bekannt) noch nicht zur Ausführung gekommen. Sie eignen sich für den freien Vorbau der beiden Bogenhälften, weil deren Schwerpunkt tief liegt und deshalb Gerüste und Verankerungen billig herzustellen sind.

Der Bogen ohne Gelenk (Fig. 70 und 76) kann auf Kämpferplatten gestützt werden, wenn deren Lagerfugen selbst bei der ungünstigsten Lage der



Kämpferkräfte nur Druckspannungen erleiden. Andernfalls sind die Bogenenden mit den Widerlagern zu verankern. Es empfiehlt sich, die Stützpunkte für den Angriff der drei Überzähligen jeder Kämpferfuge genau festzulegen, wie es in der Trägerlehre angegeben ist. Ein Hauptvorteil des gelenklosen Bogens ist seine größere Steifigkeit gegenüber den Gelenkbogen: Für eine im Bogenscheitel angreifende lotrechte Last berechnet sich unter sonst gleichen Um-

¹⁾ Bohny, Der Eingelenkbogen. Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Wesens 1893, S. 147.

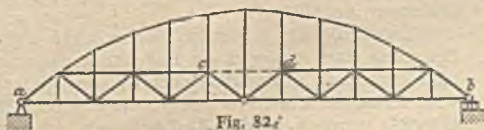
Tabelle 1. Bogenträger mit mindestens einer Öffnung von 150 m Stützweite.

Bauzeit	Name und Lage der Brücke	Öffnungen		Pfeilverhältnis	Bauart der Bogenträger	Figuren und Literatur
		Zahl	Weite m			
1893—1897	Kaiser-Wilhelm-Brücke über das Wuppertal bei Müngsten, Eisenbahn-Remscheid—Solingen	1	170,00	1 : 2,54	Parabelbogen ohne Gelenke. Schrägstehende Hauptträger 1 : 7. Oben 4,9, unten 25,7 m Abstand	Fig. 76—78. Besondere Schrift
1896—1897	Straßen- u. Eisenbahnbrücke über die Stromschnellen des Niagara	1	167,75	1 : 4,83	Bogenfachwerk mit Kämpfergelenken. Schrägstehende Hauptträger 1 : 10; oben 9,10, unten 17,3 m Abstand	Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1898.
1897—1898	Clifton-Straßenbrücke über den Niagara	1	256,00	1 : 5,60	Parallel-Parabelbogen mit Kämpfergelenken. Schrägstehende Hauptträger 1 : 8. Oben 9,10, unten 20,9 m Abstand	Fig. 71.
1897—1898	Straßenbrücken über den Rhein: zwischen Bonn u.	1	187,20	1 : 6,35	Nicht parallele Gurte mit Kämpfergelenken	Besondere Schrift. Zeitschr. f. Arch. u. Bauw. 1898
1897—1899	Beuel in Düsseldorf	2	181,30	1 : 6,54		

ständen das Verhältnis der Scheitelsenkung des Bogens ohne Gelenk zum Zwei- und Dreigelenkträger wie 1 : 1,5 : 6,4. Dagegen sind die infolge von Luftwärmeveränderungen entstehenden Temperaturspannungen, namentlich an den Kämpfern, bedeutend größer beim gelenklosen als beim Bogen mit zwei Gelenken, nehmen aber mit wachsendem Pfeilverhältnis bedeutend ab.

Für die Aufstellung der großen gelenklosen Bogenträger ist der Bau der Müngstener Talbrücke vorbildlich geworden (Fig. 76—78). Er erfolgte statisch bestimmt, indem man, bis zum Einfügen des Schlußstabes im Scheitel, den Bogen in den vorübergehend angebrachten drei Hilfsgelenken bei *g* und *o* gestützt hielt und den Schlußstab, mit Hilfe einer die Stabkraftgröße anzeigenden Wasserdruckpresse bei *s* genau der Tagestemperatur entsprechend ablängte und einschaltete. Die Kabelverankerung *v c f e* diente zum freischwebenden Vorbau des großen Bogens, wobei (vorübergehend) im Untergurt der Fahrbahnträger der Druckstab bei *d* eingelegt wurde.

c) Bogenbalkenträger. Hierher gehören steife Bogenträger mit Zugband und schlaife Bogen mit Versteifungsbalken. (Statik 17—20.) Beliebte ist in der Neuzeit der Zweigelenkbogen mit Zugband (Fig. 80 und 86). Einen schlaffen Bogen (Fig. 82) anzuordnen und ihn durch Einschalten eines dritten Gurtes zu versteifen, wird nur in wenigen Fällen geraten sein, wenn etwa besondere, von der Örtlichkeit der Brücke bedingte Gründe dafür sprechen. Das könnten (für Straßenbrücken) Rücksichten auf gutes Ansehen und möglichste Durchsichtigkeit des Überbaues oberhalb der Fahrbahn sein. Jedenfalls müßte die



Versteifung des Bogengurtes ausreichend sein, um für diesen jede Knickgefahr auszuschließen. Das wäre — bei fehlendem oberem Windverbande — durch Ausbildung einer genügenden Zahl von Ständern als Steifrahmen zu erreichen.

Ein statisch bestimmter Mittelgelenkbalken (Statik 17—20) entsteht, wenn der Versteifungsträger aus zwei durch ein Gelenk verbundenen Scheiben besteht (Fig. 82). Dabei können



Fig. 83. Vaurbrücke bei Carmaux.

den punktierten Stäbe bestehen bleiben, wenn sie in *c* und *d* lose angeschlossen werden, so daß sie keine Spannungen annehmen.

d) Auslegerbogenträger sind zusammengesetzte Fachwerke, die über mehrere Öffnungen durchlaufen, derart, daß sich an einen Zwei-, Drei- oder Viergelenkbogen nach außen bogenförmig gestaltete

Ausleger schließen, deren Enden unmittelbar gestützt sind oder zum Anschluß weiterer Scheiben dienen (Fig. 83).

Fig. 83 zeigt das Schema eines der statisch bestimmten Hauptträger der Eisenbahnbrücke über den Vaurfluß in Südfrankreich, deren mit drei Gelenken versehene Mittelöffnung 221,3 m Weite und 53,7 m Pfeilhöhe besitzt, wobei die Bahn 127 m über der Talsohle liegt. Fig. 84 veranschaulicht den Grundgedanken der 1903 erbauten Troitzky-Brücke über die Newa in



Fig. 84. Troitzky-Brücke in St. Petersburg.

St. Petersburg, bei welcher Viergelenkbogen angewendet worden sind. Das Fachwerk der Fig. 84 läuft über 6 Stützen durch

und besitzt, der Bedingung $v = (9 - 1) 3 = 24$ entsprechend (einschließlich der Erdscheibe), 9 Scheiben und 24 Verbindungsstäbe, ist danach statisch bestimmt. Die Hauptträger der Mirabeau-Strassenbrücke über die Seine in Paris (Fig. 85) sind zweifach statisch unbestimmt, weil sie achtstäbig gestützt sind, woraus nach der Bedingung $v = (3 - 1) 3 = 6$ sich $8 - 6 = 2$ Überzählige ergeben. Die Träger erleiden starke negative Stützenkräfte, weshalb die Auslegerenden bei *a* verankert sind. Über mehrere Stützen durchlaufende Bogenträger

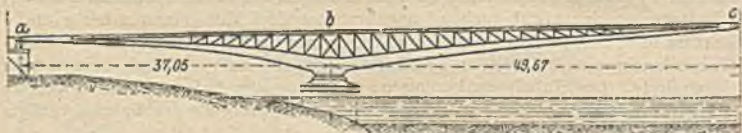


Fig. 85. Mirabeaubrücke in Paris.

kann man durch Beseitigen geeigneter Gurtstäbe in Auslegerbogenträger verwandeln. Das ist z. B. bei der Havelstraßenbrücke zwischen Spandau und dem Eiswerder geschehen, wie es die Fig. 86 veranschaulicht. Die Stäbe 13—14 und 13'—14' sind beseitigt zu denken. Die Bogenkraft ist in allen drei Öffnungen durch ein Zugband aufgehoben, das in den Gelenken der Seitenöffnungen anschließt.

Wie die Berechnungen der Baustatik (15 und 16) ergeben, vermindert jede Belastung eines Auslegers die Bogenkraft des anstoßenden Bogenträgers. Deshalb kann man Auslegerbogenträgern, den einfachen Bogenträgern gegenüber, vergleichsweise kleinere Pfeilhöhen geben. Bei der Mirabeau-Brücke (Fig. 85) wurde z. B. das Pfeilverhältnis der etwa 100 m weiten Dreigelenk-

mittellöffnung auf 1 : 16 heruntergedrückt, weil man den Auslegern die bedeutende Länge von 37 m gab und deren Fahrbahn außerordentlich schwer anordnete.

Wie die Auslegerbalkenträger, so bieten auch die Auslegerbogenträger den großen Vorteil einer Aufstellung ohne feste Rüstungen. Bei der Viartalbrücke



Fig. 86. Straßenbrücke über die Havel bei Spandau.

(Fig. 83) stellte man die Ausleger auf Gerüsten fertig und vollendete den Bau der großen Mittellöffnung durch freischwebenden Vorbau von den Pfeilern aus. Die Tabelle 2 gibt die wichtigsten Abmessungen neuzeitlicher Auslegerbogenbrücken.

Tabelle 2.

Auslegerbogenträger mit einer Stützweite von mindestens 100 m.

Zeit des Baues	Name und Lage der Brücke	Öffnungen		Pfeilverhältnis	Bauart	Figuren und Literatur
		Zahl	Weite m			
1889—1891	Hawk-Straßenbrücke in Albany	1	109,7	1 : 6,8	Gelenke in den Seitenöffnungen	Eng. News 1889
		2	54,9			
1896—1902	Eisenbahnbrücke über den Viaurfluß, Frankreich	1	221,3	1 : 4,1	Dreigelenkmittellöffnung: 70 m lange Ausleger mit Endschebeträgern. Schräg stehende Hauptträger 1 : 4. Höhe 127 m. Statisch bestimmt	Fig. 80 (System). Génie civil. 1903, Bd. 43
		2	95,4			
1904—1905	Austerlitzbrücke über die Seine, Stadtbahn in Paris	1	140,0	1 : 7,0	Dreigelenkbogen über der Bahn, in den Widerlagern eingespannte Ausleger unt. d. Bahn. Statisch bestimmt.	Fig. 87. Génie civil. Eng. News 1905
1908—1910	Eisenbahnbrücke über den Rhein in Köln (Südbrücke)	1	165,0	1 : 6,2	Drei Hauptöffnungen, mit Gelenken i. den Seitenöffnungen, wie die Havelbrücke Fig. 86	
		2	101,5	1 : 6,7		
		3	56,0	1 : 10		

Die Bauart der Auslegerbogenträger der Austerlitzbrücke (Fig. 87) zeigen auch die Hauptträger der Schwebe- oder Brückenfähre über die Garonne bei Bordeaux¹⁾, die 400 m Stützweite hat.

e) Durchlaufende Bogenträger.

Wird ein über mehrere Öffnungen durchlaufender Zweigelenkbogen auf den Zwischenpfeilern durch Rollenlager gestützt, so kann die auf diese Pfeiler wirkende wagerechte Kraft nahezu aufgehoben werden. Der Vorteil besteht also darin, daß die Pfeilerstärken klein erhalten und ihre Gründungssohle mög-



Fig. 87. Austerlitzbrücke in Paris

¹⁾ Génie Civil 1904, Bd. 43, Nr. 8. — Glasers Annal. 1904, Nr. 637

licht günstig belastet werden. Je mehr Öffnungen man derart überspannt, desto größer wird vergleichsweise das Eisengewicht des Überbaues gegenüber einem durchlaufenden Balkenträger, weil mit wachsender Zahl der Öffnungen sich die Größe des Bogenmomentes $H = M_{am} - Hy_m$ derjenigen des Balkenmomentes M_{am} nähert.

f) **Bogenträger mit künstlich begrenzter Bogenkraft.** Das künstliche Begrenzen oder Vermindern der Bogenkraft, ohne seine Sicherheit zu erhöhen, ist nur unter besonderen Verhältnissen am Platze. Denn es vermehrt die Bogenkosten. Melan verlängert Zwei- oder Dreigelenkbogen über die Kämpfergelenke hinaus durch kurze Arme, die Gegengewichte erhalten, um die Bogenkraft zu vermindern¹⁾. Köpeke läßt das Gegengewicht an einem Winkel- oder Kniehebel angreifen. Bei der Eisenbahnbrücke über die Elbe in Dresden ist im Widerlager eines Ufers ein künstlich belasteter Dreigelenkträger eingebaut, dessen Bogenkraft die von dem über mehrere Öffnungen durchlaufenden Bogenträger erzeugte Bogenkraft ausgleichen soll²⁾. Derartige künstliche Trägerbauten haben wenig praktische Bedeutung, wenn auch zuzugeben ist, daß sie bei guter Unterhaltung der für die künstliche Belastung erforderlichen Teile in stande sind, die Temperaturspannungen des Überbaues zu ermäßigen.

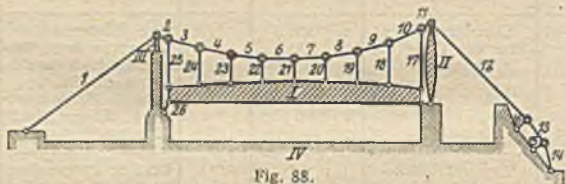
8. Die Hängebogenträger.

Die gebräuchlichsten Grundformen sind:

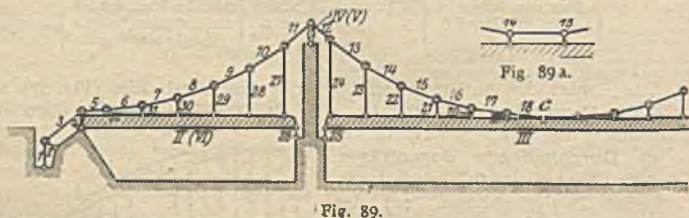
Hängeträger mit Versteifungsbalken (Fig. 88—89),

Hängefachwerke (Fig. 91—93).

Ihre wichtigsten Teile, die Hängegurte, sind Kabel oder Ketten, selten durchweg vernietete Gurte.



a) **Hängeträger und Versteifungsbalken.** In statischer Hinsicht gibt Fig. 88 das Schema eines Tragwerks für eine Öffnung mit Hilfe von geraden Rückhaltketten oder -kabeln. Fig. 89 veranschaulicht die Überbrückung von



drei Öffnungen mit Hilfe von Kabeln oder Ketten in jeder Öffnung unter Anschluß besonderer Verankerungen. Beide Systeme werden meist einfach statisch unbestimmt angeordnet.

¹⁾ Melan, Bogenträger mit vermindertem Horizontalschube. Zeitschr. f. d. öffentl. Bau- dienst 1897, Heft 7.

²⁾ Häsel, Brückenbau 678.

In Fig. 88 erhält man nach Trägerlehre (4c) für die vorhandenen 4 Scheiben I bis V und die Stäbe 1 bis 26 als vorhandene Verbindungsstäbe $v = (30 - 1) \cdot 3 = 87$. Vorhanden sind $18 \cdot 2 = 36$ einfache Knoten (in Fig. 88 einfach geringelt) und $13 \cdot 4 = 52$ zweifache Knoten (in Fig. 88 doppelt geringelt), zusammen 88 Verbindungsstäbe. Dies ergibt $88 - 87 = 1$ fache statische Unbestimmtheit. Ob im Knoten 3 (wie auf dem Pfeiler *c*) eine Pendelstütze oder ein Gleitlager angeordnet wird, ist statisch belanglos. Auch die Zahl der freien Kabel- oder Kettenknoten ändert an obiger Untersuchung nichts, wenn von jedem dieser Knoten nur ein Stütz- oder Hängestab ausläuft.

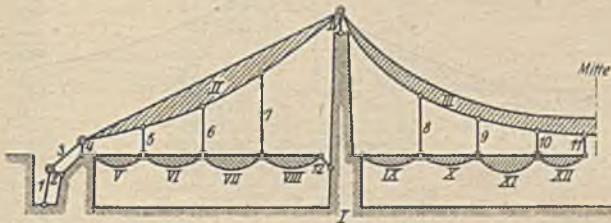


Fig. 90.

In Fig. 89 braucht man $v = (70 - 1) \cdot 3 = 207$ Verbindungsstäbe. Vorhanden sind: einfache Knoten mit $42 \cdot 2 = 84$ Stäben und zweifache Knoten mit $31 \cdot 4 = 124$ Stäben, zusammen 208. Das gibt $208 - 207 = 1$ fache statische Unbestimmtheit.

Wollte man den Versteifungsträger (Fig. 89) über die vier Pfeiler durchlaufen lassen, so müßte er durch fünf Stäbe gestützt werden und man erhielte $v = (69 - 1) \cdot 3 = 204$ erforderliche Verbindungsstäbe gegenüber $40 \cdot 2 + 42 \cdot 4 = 208$ vorhandenen Stäben. Das gäbe vierfache Unbestimmtheit. Wenn man den Knoten *c* des Hängegurtes nicht mit dem Versteifungsbalken verbände

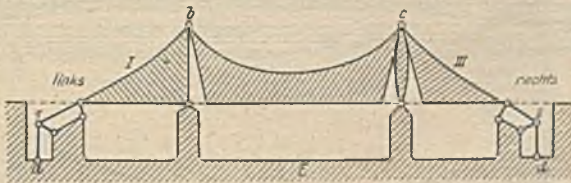


Fig. 91.

(Fig. 89 a), erhielte man nur dreifache Unbestimmtheit. Im allgemeinen erhält man danach beim Verbinden von Kette oder Kabel mit einem Knoten *c* des Versteifungsträgers einen Stab mehr, als wenn man *c* (nach Fig. 89 a) fortlassen läßt, was zu empfehlen ist, weil man damit die unbequeme bauliche Knotenverbindung in *c* umgeht und den dort gesparten Stab als Stützstab der Versteifungsträger wieder einfügen kann.

Liegen die Versteifungsträger oberhalb des Hängegurtes, so gewinnt man an Höhe für die Fahrbahn über Wasser oder Gelände. Auch kann man dann den Versteifungsträgern (um an Eisengewicht des Gesamtbaues zu sparen) dazu geeignete Umrißformen geben (Fig. 90). Der Grad der statischen Unbestimmtheit ändert sich dabei nicht, wenn man die Randträger der Fahrbahn als eine Scheibenkette ansieht und entsprechend aufhängt und stützt.

Durch Einlegen eines Scheibengelenkes im Versteifungsträger der Fig. 88—89 kann man dies System statisch bestimmt machen. Ebenso kann man das System

der Fig. 89 auf einfache Unbestimmtheit zurückführen, wenn man den durchlaufenden Versteifungsträger durch Einlegen von zwei Scheibengelenken in einen statisch bestimmten Auslegerträger verwandelt. Jedoch ist es im allgemeinen nicht zu raten, Versteifungsträger derart mit Gelenken zu versehen, weil dadurch ihr Hauptzweck, dem System Steifigkeit zu verleihen, nicht erreicht wird.

b) Das Hängefachwerk ist zwar in statischer Hinsicht dem Hängeträger mit Versteifungsbalken überlegen, jedoch sehr selten zur Ausführung gelangt.

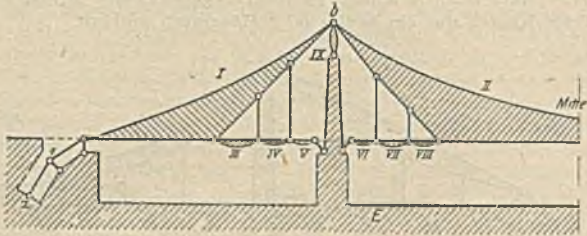


Fig. 92.

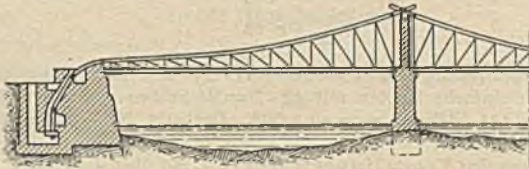


Fig. 93.

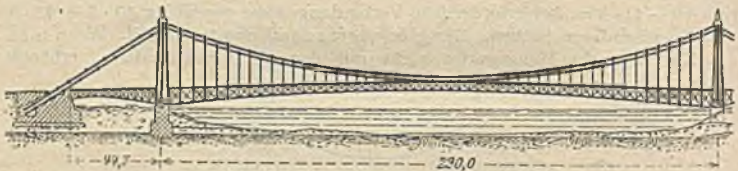


Fig. 94. Elisabethbrücke in Budapest.

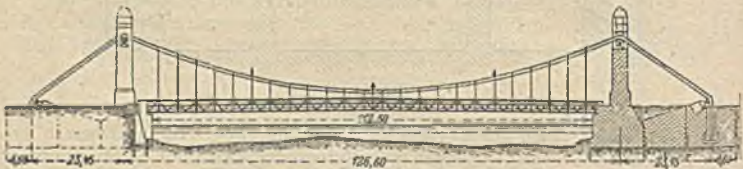


Fig. 95. Kaiserbrücke in Breslau.

Die einfachste Art seiner Anordnung zeigt das Schema der Fig. 91, worin 5 Scheiben und 8 Stäbe abzuzählen sind. Das gibt $v = (13 - 1) \cdot 3 = 36$ notwendige Verbindungsstäbe gegenüber $9 \cdot 2 + 5 \cdot 4 = 38$ vorhandenen Stäben. Die Grundform ist somit zweifach statisch unbestimmt.

Wird das System nach Fig. 90 rechts symmetrisch gebildet, so entstehen in den Stützpylonen b und c zweifache Gelenke. Dadurch erhält man $2(4 + 2) + 4 + 6 = 22$ Verbindungsstäbe gegenüber $v = (6 - 1)3 + 2 \cdot 3 = 21$ notwendigen Stäben, also einfache Bestimmtheit.

↳ Hängefachwerke, wie Fig. 92, wirken statisch wie Systeme, bei denen die Versteifungsträger oberhalb des Hängegurtes liegen, vorausgesetzt, daß man

Fig. 96—98.
Manhattanbrücke über
den Eastriver in New
York.

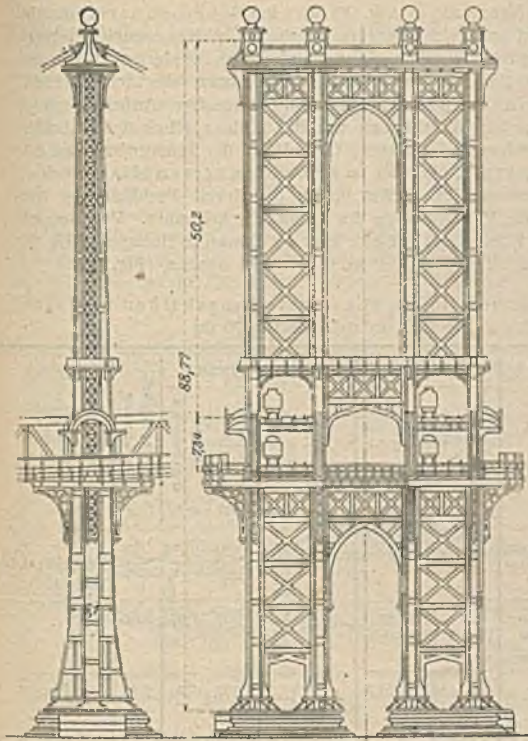


Fig. 97. Stützfeller.

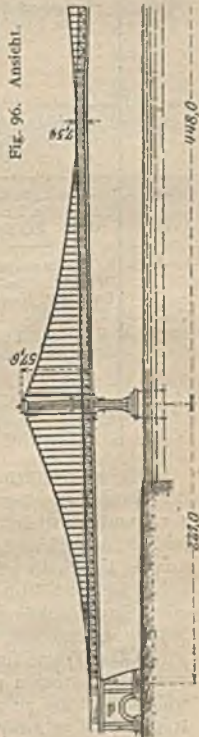


Fig. 96. Ansicht.

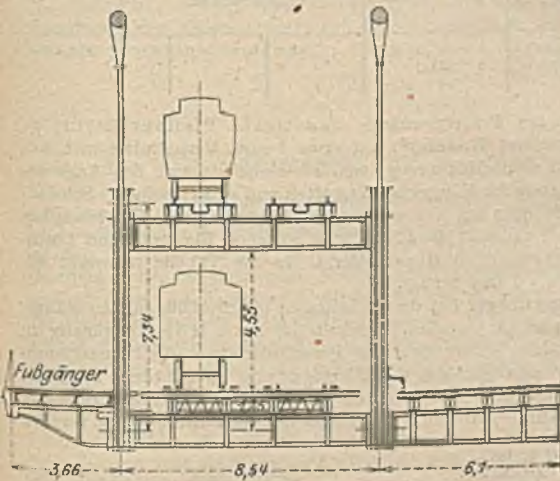


Fig. 98. Querschnitt.

die Fahrbahnrandträger, wie in Fig. 90, als eine Scheibenkette ansieht. In einzelnen Fällen sind auch sichelförmige, oberhalb des Hängegurtes liegende Versteifungsträger ausgeführt worden. Selten sind die als Dreigelenkträger ausgebildeten Hängefachwerke mit vernieteten Hängegurten wie der Kettensteg über den Main in Frankfurt (Fig. 93). Besondere Aufmerksamkeit verdient die neuerdings im Wettbewerb um die Kölner Rheinstraßenbrücke (1911—1914) in den Vordergrund getretene Grundform der Hängebrücke mit aufgehobener Bogenkraft, oder der in sich verankerten Hängebrücke¹⁾.

Wie Tabelle 3 erkennen läßt, stehen heute die durch Parallelträger versteiften Kabelbrücken im Vordergrund des Hängebrückenbaues. Von neueren Kettenbrücken sind die Elisabethbrücke über die Donau in Budapest (Fig. 94) und die Kaiserbrücke über die Oder in Breslau zu nennen (Fig. 95).

Tabelle 3. Neuere Hängebrücken mit Versteifungsbalken und einer Stützweite von mindestens 270 m.

Zeit des Baues	Name und Lage der Brücke	Öffnungen			Kabel		Drähte		Größte Kabelspannung t/cm ²	Figuren
		Zahl	Weite m	Pfeil m	Zahl	Durchmesser cm	eines Kabels Zahl	Drahtdurchmesser mm		
1900	Entwurf einer Hängebrücke über den Hafen von Sidney	1	396,4	55	patentierte Gesellschaft		Anordnung der Augsburg-Nürnberg			Fig. 100. Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 11
1901	Aramonbrücke über die Rhone (Gard), Frankreich	1 2	274,3 45,0	31,0 —	14	6,5	127	4,97	2,0	
1896—1903	Willambrücke über den Eastriver, New York	1 2	487,7 181,8	54,2	4	47,3	10397	4,20	3,54	Fig. 99
1903	Elisabethbrücke über die Donau in Budapest	1 2	290,0	—	Kettenbrücke					Fig. 94
1910—1911	Manhattanbrücke über den Eastriver, New York.	1 2	448,0 221,0	50,3	4	54,0	9472	4,9	5,00	Fig. 96—98

Das hinsichtlich des Trägergewichtes günstigste Pfeilverhältnis // der Hängeträger berechnet Häsel²⁾ auf etwa 1 : 6. Verhältnisse zwischen 1 : 8 und 1 : 10 sind empfehlenswerter, weil sie einerseits eine das Auge befriedigende Linienführung der Hängegurte gestatten und andererseits die Schwankungen innerhalb und quer zur Trägerebene ermäßigen helfen. Ein besonders hohes Pfeilverhältnis 1 : 6 zeigt die Elbebrücke zwischen Blasewitz und Loschwitz (Dreigelenkhängeträger) in Hyperbelform. In der Tabelle schwankt das Verhältnis zwischen 1 : 9 und 1 : 8,7.

c) Der Versteifungsträger hat die Verkehrslast gleichmäßig auf den Hängergurt zu übertragen und zu verteilen. Deshalb ist seine Höhe h günstig zu wählen. Ist sie zu klein, so erzeugen die Formänderungen des Versteifungsträgers eine zu große Beweglichkeit der Hängegurte in ihrer Ebene; ist sie zu groß, so wird der Hängergurt im Verhältnis zum Versteifungsträger zu wenig belastet. Dr.-Ing. Hauffe³⁾ gibt für Hängeträger mit einer Öffnung und geraden

¹⁾ Der Eisenbau 1913 u. 1914.

²⁾ Der Brückenbau 1908, S. 830.

³⁾ Gewichte und günstigste Abmessungen usw. der versteiften Kabelbrücken, 1910.

Rückhaltkabeln (Fig. 99), sowie auch für solche, die drei Öffnungen mit Hängegurten besitzen, folgende Zahlen:

Stützweite l in m	Verhältnis l/h	
	bei einer Öffnung	bei drei Öffnungen
300	40	38
600	46	44

Ein Mittelwert wäre $l/h = 42$. Dieses Verhältnis ist bei der Williamsburgbrücke gewählt worden. Bei der Manhattanbrücke, wo die Bahnen (wie bei der Queensboro-Brücke) in zwei Stockwerken übereinanderliegen



Fig. 99. Williamsburgbrücke in New York.



Fig. 100. Entwurf einer Hängebrücke über den Hafen von Sidney.

(Fig. 97) und dadurch vergleichsweise die Steifigkeit des Tragwerkes gegenüber der Anordnung nur einer untenliegenden Bahn erhöhen, wurde h nur gleich $1/80 l$ gemacht. Bei der Wahl von l/h spielt auch die Art der Ausbildung und Anordnung der Querverbände der Versteifungsträger eine Rolle. Für einen Vorentwurf wählt man danach

$$\frac{l}{h} = 40 \text{ bis } 60.$$

II. Die Bemessung der eisernen Brücken.

9. Bedeutung und Form der statischen Berechnungen.

Die statischen Berechnungen dienen einerseits als statische Begründung für den Entwurf, andererseits als Festigkeitsnachweis für Nachprüfungen. Sie sollen dabei den bleibenden Nachweis der für die Ausbildung des Bauwerkes maßgebenden Grundsätze und weiter alles das enthalten, was zur Beurteilung des Bauwerkes und zur Beantwortung etwaiger im Laufe der Zeit auftauchender Fragen erforderlich ist, so daß sie z. B. als gerichtlicher Beleg bei Unfällen oder als Grundlage für etwa später erforderliche Verstärkungen oder Erweiterungen des Bauwerkes dienen können. Sorgfältige, klare Schreibweise und Übersichtlichkeit ist dabei unbedingtes Erfordernis.

Zu empfehlen ist folgende Gliederung des Stoffes:

1. Vorbemerkung mit kurzer Beschreibung der Brücke und der für die Wahl der Brückenform maßgebenden Gesichtspunkte.
2. Zusammenstellung der Hauptabmessungen, soweit erforderlich unter Belgabe maßstäblicher Übersichtsskizzen.

3. Berechnungsgrundlagen: a) Ständige Last; b) Verkehrslast; c) sonstige Belastungen, d) zulässige Beanspruchungen.

4. Berechnung der Einzelteile: a) Fahrbahntafel; b) Fahrbahnträger; c) Hauptträger; d) Lager usw.

5. Schlußbemerkung mit Angabe etwaiger, bei der Ausführung besonders zu beachtender Bedingungen, Gegenüberstellung des wirklichen Gewichtes der Eisenteile mit den der Berechnung zugrunde liegenden Belastungsannahmen. Anmerkungen für die Belastungsprobe u. dgl.

Bei Durchführung der Berechnung ist stets die Wirkung der ständigen Last von der der Verkehrslast und der sonstigen Einflüsse getrennt zu halten. Zur leichteren Lesbarkeit der Formeln sind möglichst die vom Unterausschuß des Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik vorgeschlagenen einheitlichen Bezeichnungen anzuwenden und demnach zu bezeichnen:

mit kleinen lateinischen Buchstaben: Längenmaße und Belastungen für die Längeneinheit;

mit großen lateinischen Buchstaben: Flächenwerte, Momente und Einzelkräfte;

mit kleinen griechischen Buchstaben: unbenannte Festwerte, Verhältniszahlen, Winkel und Spannungen.

In der Anordnung der Gleichungen wähle man stets die Reihenfolge: Festwerte, Kräfte, Längen, und beachte, daß alle Zahlenwerte aus den vorhergehenden Ableitungen oder aus beigegebenen Skizzen entnommen werden können.

Die Genauigkeit der Zahlenrechnung soll nie übertrieben werden und im allgemeinen die eines guten Rechenstabes nicht übersteigen. In Anbetracht der nur annähernd geschätzten Belastungsannahmen und der zugelassenen Abweichungen bei der Ausführung erscheint es ausreichend, die dritte und alle weiteren Stellen der Zahlenwerte durch Nullen zu ersetzen.

A) Belastungsannahmen.

10. Die ständige Belastung¹⁾.

f) a) Allgemeines. Gewöhnlich nimmt man das gesamte Gewicht eines Überbaues als gleichmäßig über die Stützweite verteilt an. Das ist bequem für die Rechnung und stimmt für Fahrbahn und Querverbände bei den meisten Brückenarten genau genug, aber nicht mehr bei der Berechnung von weitgespannten Auslegerbogen- und Hängebogenträgern, bei denen die Wirkung der ständigen Last den Einfluß der Verkehrslasten überwiegt. Bei diesen wird daher die Verteilung ihres Eigengewichtes auf die einzelnen Felder genauer zu berücksichtigen sein.

Von dem Eigengewicht gegliederter Hauptträger (in jedem Trägerfelde) entfällt auf die Knoten des Ober- und Untergurtes je die Hälfte. Das Eigengewicht der Fahrbahn überträgt sich allein auf die Knoten des Lastgurtes. Ebenso lasten Querverbände allein in demjenigen Gurte, in welchem sie unmittelbar angeschlossen sind. Für die Berechnung wird es jedoch meist bequemer sein, die gesamten Lasten im Lastgurt anzusetzen und nur bei den Wandstabkräften den Unterschiedsbetrag zu beachten.

Das Fahrbahngewicht ist von der Größe und Stellung der Verkehrslasten, sowie auch von der Stützweite l und der Breite b des Überbaues abhängig.



Die ständige Last einer Brücke setzt sich zusammen aus dem Eigengewicht der Fahrbahntafel und dem der einzelnen Tragwerksteile und kann z. T. auf Grund der gewählten Querschnittsabmessungen von vornherein genau berechnet, z. T. auf Grund ähnlicher Ausführungen sehr annähernd geschätzt werden.

¹⁾ Die verschiedenen Arten der Belastungen und Spannungen vgl. Trägerlehre 1b.

b) Gewichte der Eisenbahnbrücken.

Tabelle 4.

Gewichte einfacher Balkenbrücken für Haupteisenbahnen bis etwa $l = 60$ m Stützweite¹⁾).

Bauart der Brücke	Hauptträgerabstand b in m	Gewicht in kg für 1,0 m Brückenlänge			Gesamtgewicht der Brücke in kg/m	
		der Fahrbahntafel ²⁾	des Fahrbahngerippes	der Hauptträger mit Windverband		
1. Blechträger:						
a) Bahn oben	1,8 2,0	640 775	—	240 + 54 l	880 + 54 l 1015 + 54 l	
b) Bahn mitten oder unten	3,0 3,3 3,7	595 630 660	380 430 520	270 + 44 l	1245 + 44 l 1330 + 44 l 1450 + 44 l	
mit durchgehendem Kiesbett	c) 	3,3	2840	670	270 + 49 l	3780 + 49 l
		3,7	3260	840		4370 + 49 l
	d) 	3,3	2680	770	270 + 49 l	3720 + 49 l
		3,7	2820	940		4030 + 49 l
2. Fachwerkträger:						
a) Bahn oben	2,5 3,5	550	490 580	540 + 27 l	1580 + 27 l 1670 + 27 l	
b) Bahn mitten oder unten, bei $l = 20$ bis 40 m	4,8 4,9 5,0	680	600 625 670	540 + 27 l	1820 + 27 l 1845 + 27 l 1890 + 27 l	
e) wie vor, jedoch $l = 40$ bis 60 m	4,8 4,9 5,0	680	600 625 670	680 + 27 l	1960 + 27 l 1985 + 27 l 2030 + 27 l	

Die Angaben gelten für eingleisige, gerade, nicht schiefe und nicht in Krümmungen liegende Brücken. Für ebensolche zweigleisige Brücken kann annähernd mit den doppelten Werten gerechnet werden.

Das Gewicht der Querverbände (Wind-, Seiten- und Eckverbände) beträgt in kg/m der Stützweite

bei eingleisigem Oberbau $g_w = 27 + 5l$

„ zweigleisigem „ $g_w = 42 + 7,5l$.

Beschränkte Bauhöhe erhöht das Fahrbahngewicht um höchstens . . . 20%

Schiefe der Brücke erhöht das Fahrbahngewicht um höchstens . . . 15%

Gleiskrümmungen mit Halbm. < 300 m erhöhen das Gesamtgewicht um höchstens . . . 12%

Es bezeichnet: l Stützweite, b Überbaubreite in m.

¹⁾ Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 33.

²⁾ Im Gewichte der Fahrbahntafel sind enthalten: Schienen, Schwellen und Bohlenbelag bzw. Kiesbettung, nicht aber Leitschienen (150 kg/m).

Tabelle 5.
Gesamtgewichte einfacher Balkenbrücken für Nebeneisenbahnen¹⁾.

Fahrbahn	Bahn oben	Bahn mitte oder unten
Normalspur (ohne den Verkehr von Hauptbahnlokomotiven)	292 + 31 <i>l</i>	462 + 32 <i>l</i>
Spurweite 1,0 m offene Fahrbahn	305 + 26 <i>l</i>	425 + 27 <i>l</i>
Spurweite 0,75 m Stützweite 1—10 m	50 + 29 <i>l</i>	
Spurweite 0,75 m Stützweite 10—30 m offene Fahrbahn	250 + (6,5 + 10,2 <i>s</i> + 0,5 <i>l</i>) <i>l</i>	390 + (8 + 10 <i>s</i> + $\frac{3}{8}$ <i>l</i>) <i>l</i>
Spurweite 0,75 m Stützweite 10—30 m dichte Fahrbahn	1390 + (9 + 11 <i>s</i> + 0,4 <i>l</i>) <i>l</i>	

c) Gewichte der Straßenbrücken²⁾.

α) Fahrbahngewichte (Tafel und Decke):

Doppelter Bohlenbelag bei einer Gesamtstärke von <i>d</i> in cm	10 <i>d</i> kg/m ²
Stampfasphalt, 5 cm stark und 8 cm Kiesbeton auf Belageisen	400 „
Holzpflaster auf 6 cm Asphaltbeton auf 8 mm starken beton- gefüllten Buckelplatten	420 „
Holzpflaster, 13 cm stark, auf 10 cm starkem Beton über 8 mm starkem ebenen Blech, das durch 6 cm hohe, in 60 cm Abstand angeordnete Z-Eisen versteift ist	450 „
Schotter auf Belageisen, 20 cm hoch über Eisenoberkante . .	540 „
Steinpflaster, 14 cm stark, mit 12 cm Kiesbettung auf Belageisen	700 „
Steinpflaster, 14 cm stark, mit 12 cm Kiesbettung auf 8 mm starken Buckelplatten	750 „
Schotter, 20 cm stark, auf 1 Stein starken Ziegelgewölben ein- schließlich der I-Eisen für die Gewölbe	920 „

β) Gewichte des Belages von Fußwegen:

Einfacher Bohlenbelag	70 kg/m ²
Monierplatten	120 „
Asphalt über Beton auf Wellblech	230 „
Beton und Asphalt auf stehenden Tonnen- oder Buckelblechen .	300 „
Granitplatten, 15 cm stark	400 „

γ) Gewicht des Fahrbahngerippes:

für leichte Wagen von 1,5 t Raddruck	65 kg/m ²
für schwere Wagen von 3,0 t Raddruck	85 „
für sehr schwere Wagen von 5,0 t Raddruck	100 „

Das Gewicht des Fußweggerippes, je nachdem es außerhalb oder inner-
halb der Hauptträger liegt, beträgt etwa 45—65 kg/m².δ) Das Gewicht der Querverbände für Straßenbrücken von der Stütz-
weite *l* und einem Hauptträgerabstand *b* beträgt für 1 m Brücke

$$g_w = b (15 + 0,15 l).$$

¹⁾ Nach dem Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Bd. II, 3. Aufl.²⁾ Dr.-Ing. Bertschinger. Breitenbemessung, Verkehrslasten und Eigengewichte der
Straßenbrücken. Berlin 1913.

Tabelle 6.

f) Gewichte von Land- und Stadtstraßenbrücken nach Engesser.

Art der Brücken	Gewichtsformel für g in kg/m^2	Die Formel stützt sich auf folgende Fahrbahn- gewichte	
		Fahrbahn- gerippe	Fahrbahn
A. Landstraßenbrücken:			
Doppelter Bohlenbelag	$250 + 1,9 l + 0,017 l^2$	63 kg/m^2	170 kg/m^2
Mit Schotter	$610 + 2,1 l + 0,022 l^2$	70 ..	510 ..
B. Stadtstraßenbrücken:			
Mit Holzpflaster	$532 + 5,4 l + 0,010 l^2$	100 ..	420 ..
Mit Schotter	$655 + 2,1 l + 0,022 l^2$	85 ..	540 ..
Mit Steinpflaster	$712 + 6,0 l + 0,010 l^2$	100 ..	600 ..

Das Gewicht der außerhalb der Hauptträger angebrachten Fußwege ist den obigen Werten in jedem Falle zuzuschlagen.

d) Gewichte einfacher Fachwerks-Balkenbrücken. Das Gesamtgewicht einer eisernen Brücke für 1 m Brückenlänge ergibt sich zu

$$g = g_0 + g_A,$$

wobei g_0 das Gewicht der Fahrbahntafel einschl. der Querverbände bedeutet, das für Eisenbahnbrücken aus Tabelle 4, für Straßenbrücken nach c, $\alpha \infty \delta$ ermittelt werden kann.

Das Gewicht g_A der Hauptträger berechnet Häseler¹⁾ für Stützweiten von 20—200 m nach der Formel

$$g_A = \beta \cdot l \varphi, \tag{14.}$$

wobei für Parallelträger $\varphi = 1$, für Vieleckträger $\varphi = 0,9$ zu setzen ist. Ferner ist

$$\beta = \frac{g_0 + \alpha p}{h - l},$$

wobei p den Belastungsgleichwert der Verkehrslast, α einen Stoßbeiwert und

$$h = \frac{\sigma}{\gamma \cdot \psi} = \frac{\sigma}{7,85 \psi}$$

mit σ in t/m^2 und

$$\psi = \text{im Mittel } \frac{1}{4,6} \frac{l}{h} + \frac{h}{a} + \frac{a}{4h}$$

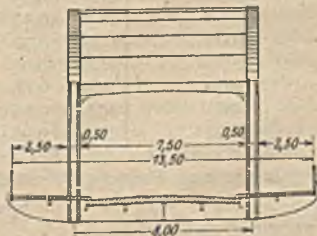


Fig. 101.

einen Festwert für die Trägerhöhe h und die Feldweite a bedeuten.

Beispiel. Für eine Straßenbrücke von $l = 75$ m Stützweite, 7,5 m Fahrbahnbreite zwischen den Hauptträgern und beiderseitigen Gangbahnen von je 2,5 m nach Fig. 101 ergibt sich der Rechnungsgang w. f.:

Ständige Belastung der Hauptträger (ohne Eigengewicht) nach 10c, α bis δ :	
Fahrbahngewicht ($c \alpha$)	$750 \text{ kg/qm} \cdot 7,0 = 5250 \text{ kg/m}$
Gangbahngewicht ($c \beta$)	$250 \text{ kg/qm} \cdot (13,5 - 7,0) = 1630 \text{ ,,}$
Fahrbahngerippe	$100 \text{ kg/qm} \cdot 8,0 = 850 \text{ ,,}$
Gangbahngerippe	$65 \text{ kg/qm} \cdot (13,5 - 8,0) = 360 \text{ ,,}$
Querverbände	$15 (1 + \frac{1}{10}) \text{ kg/qm} \cdot 8,0 = 210 \text{ ,,}$
Demnach zusammen	$g_0 = 8300 \text{ kg/m} = 8,30 \text{ t/m}$

¹⁾ Häseler, Der Brückenbau. 1904.

Verkehrslast der Brücke nach 12d α und Tab. 12:

Straßenbahngleis von 2,30 m Breite.	= 1,14 t/m
Menschengedränge auf 12,5—2,3 = 10,2 m Breite je 0,40 t/m = 4,08 t/m	
Zusammen	$p = 5,22$ t/m

Nimmt man noch die Trägerhöhe $h = 9,0$ m, den Querträgerabstand zu $a = \frac{l}{20} = 3,75$ m an, so ergibt sich der Festwert

$$\psi = \frac{1}{4,6} \cdot \frac{75,0}{9,0} + \frac{9,0}{3,75} + \frac{3,75}{4 \cdot 9,0} = 4,3$$

und mit $\sigma = 1,10$ t/cm² = 11 000 t/m² und $\gamma = 7,85$ t/m³

$$k = \frac{11,000}{7,85 \cdot 4,3} = 327 \text{ m, also } \beta = \frac{8,30 + 1,25 \cdot 5,22}{327 - 75} = 0,0590 \text{ t/m}^2.$$

Das Gewicht der als Halbparabelträger auszubildenden Hauptträger ist demnach mit $\varphi = 0,9$

$$g_{\lambda} = \beta l \varphi = 0,0590 \cdot 75,0 \cdot 0,9 = 3,98 \text{ rd. } 4,00 \text{ t/m.}$$

e) Gewichte der Bogenbrücken ohne Scheitelgelenk mit nahezu parallelen Gurten. Ist wiederum, wie unter d), das Gesamtgewicht der Brücke $g = g_0 + g_{\lambda}$, so ergibt sich nach Trauer¹⁾ das Gewicht der Hauptträger für l m Brückenlänge zu

$$g_{\lambda} = x \gamma l \frac{0,27 \eta (p + 0,70 g_0)}{\sigma - 0,19 \eta \cdot x \gamma l} \quad (15)$$

wobei x einen Ausführungsbeiwert (im Mittel $x = 1,5$), γ das Einheitsgewicht des Flußeisens, also $x \gamma = i$, M. 12, p den Belastungsgleichwert der Verkehrslast und η ein mit dem Pfeilverhältnis $\frac{f}{l}$ veränderlicher Wert ist, der aus Tabelle 7 entnommen werden kann.

Tabelle 7. Werte η der Formel 2.

$\frac{f}{l} =$	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15
$\sigma = 9500$ t/qm	12,05	10,70	9,70	8,89	8,23	7,73	7,25	6,86	6,54
10000 „	11,85	10,55	9,56	8,77	8,12	7,60	7,14	6,78	6,42
10500 „	11,67	10,42	9,43	8,65	8,00	7,50	7,05	6,70	6,34
11000 „	11,52	10,30	9,31	8,53	7,90	7,39	6,96	6,62	6,27
12000 „	11,25	10,07	9,09	8,32	7,71	7,22	6,80	6,47	6,13
13000 „	11,03	9,86	8,89	8,14	7,54	7,07	6,65	6,32	6,00
14000 „	10,85	9,66	8,71	7,98	7,39	6,93	6,51	6,18	5,88
15000 „	10,60	9,46	8,56	7,83	7,25	6,78	6,38	6,04	5,76

Bringt man Formel (15) auf die Form der Häselersformel (14):

$$g_{\lambda} = \beta l \varphi.$$

wo wiederum

$$\beta = \frac{g_0 + \alpha p}{k - l}$$

ist, so erhält man hier

$$k = \frac{\varphi}{0,19 \eta \cdot x \gamma} \quad \text{und weiter} \quad \varphi = \frac{0,27 \eta}{0,19 \eta} \cdot 0,7 = 1.$$

folglich ist

$$g_{\lambda} = \frac{g_0 + \alpha p}{2,3 \eta} \cdot l. \quad (16)$$

¹⁾ Dr.-Ing. Trauer, Der günstigste Gurtabstand, sowie die Gewichte gegliederter, flußeiserner Zweigelenkbogenträger mit nahezu parallelen Gurtungen. Dresden 1907. — Beitrag zur Berechnung der Bogenbrücken usw. Der Eisenbau 1910, S. 295—299.

Als günstigste Werte von h/f erhält Trauer für $\sigma = 10\,000$ t/qm und $l = 100$ m:

bei Eisenbahnbrücken	0,260—0,284
„ Straßenbrücken mit Holzpflaster	0,223—0,235
„ „ „ Steinpflaster	0,213—0,225

Für Bogenträger mit drei Gelenken sind die Werte g_H überschläglich um etwa 15 Hundertstel herabzusetzen.

f) **Ausleger- und Hängebogenträger.** Über das Gewicht von Auslegerträgern gibt eine Doktorschrift¹⁾ Auskunft, in welcher die Gewichte auf statischer Grundlage für die üblichen Trägerabmessungen und Gurtformen entwickelt werden. Die Arbeit enthält auch vorteilhafte Unterlagen für Vorarbeiten, wie z. B. Angaben über günstige Grundmaße für Auslegerträger usw., und für die Berechnung der Stabkräfte aus dem Eigengewichte. Für die Berechnung der Gewichte von Hängebogenträgern ist eine andere Doktorarbeit²⁾ zu empfehlen, in welcher die Frage der Gewichte der Kabelbrücken in gründlicher Weise behandelt wird.

11. Die lotrecht wirkende Verkehrsbelastung.

a) **Allgemeines.** Für die Berechnung der Hauptträger sollten diejenigen Ruhelasten gelten, die im regelmäßigen Betriebe auf der Brücke verkehren. Ungünstigere Belastungen, die nur ausnahmsweise, z. B. im Kriege oder unter besonderen Verhältnissen vorkommen, sollten außer acht gelassen werden. Für die Berechnung der Fahrbahnen werden Ausnahmebelastungen eingeführt. Dynamische Lastwirkungen sind zu schätzen und von Fall zu Fall durch entsprechende Bemessung der zulässigen Spannungen zu berücksichtigen.

Die Spannungserhöhungen infolge von Ausnahmebelastungen werden in den Hauptträgern mit wachsender Stützweite immer kleiner, dagegen wachsen sie im Bahngerippe, wenn auf der Fahrbahn ausnahmsweise Züge mit großen Achslasten oder kleineren Achsständen verkehren. Außerdem nimmt das Bahngerippe die Verkehrslasten unmittelbar auf, hat also unter dynamischen Einflüssen schwerer zu leiden als die Hauptträger.

Schwierigkeiten beim Festsetzen der Berechnungslasten macht die Forderung, daß der Sicherheitsgrad des Überbaues im Laufe der Zeit sich nicht verringern darf. Dies geschieht, wenn die Betriebslasten in gewissen Zeitspannen sich nach ihrer Größe und Dichte verändern. Wäre ein solcher Fall sicher vorauszusehen, so würde man die Berechnungslasten von vornherein um gewisse Bruchteile größer annehmen, als sie zur Zeit des Entwurfes oder Baues wirklich sind. Man umgeht damit die Unannehmlichkeiten, den Überbau später (unter schwierigen Betriebsverhältnissen und in beschränkter Arbeitszeit) verstärken zu müssen. Ein solches Verfahren verursacht allerdings bei bedeutenden Stützweiten weit höhere Baukosten, als wenn man die Verstärkungen erst vornimmt, wenn die Zeit dazu gekommen ist. In den letzten fünfzig Jahren erhöhte sich in Deutschland der Achsdruck der Lokomotive von etwa 13 t auf 16 t, des Tenders von etwa 9 t auf 13,5 t und der Güterwagen von etwa 8 t auf 12 t. Zurzeit rechnet man aber im Eisenbrückenbau ausnahmslos schon mit höheren Lasten. Größter Achsdruck nordamerikanischer Lokomotiven zurzeit 25 t, in England 20 t.

b) **Verkehrslasten der Haupteisenbahnen.** α) Nach den technischen Vereinbarungen deutscher Eisenbahnverwaltungen (vom Jahre 1909) betragen die größten Achsenlasten:

für Lokomotiven 16 t; Tender 13 t; Wagen 9 t,
mit Radständen 1,4—1,5 m; 1,6 m; 2,5 m.

¹⁾ Dr.-Ing. Kurt Beyer, Eisengewicht, günstige Grundmaße und geschichtliche Entwicklung des Auslegerträgers. 1903. Auch aufgenommen im 19. Heft, Gruppe II der Fortschritte der Ingenieurwissenschaften. Leipzig.

²⁾ Dr.-Ing. Walter Hauße, Gewichte und günstigste Abmessungen der durch Parallelträger verstoßen Kabelbrücken. 1910. Dresden.

β) Nach der für das gesamte Reichsgebiet geltenden „Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung“ vom 1. Nov. 1904 (BO) ist für die Berechnung eiserner Brücken ein Zug mit zwei Lokomotiven in ungünstigster Stellung und mit einer unbeschränkten Anzahl von angehängten Güterwagen anzunehmen (Fig. 102).



Fig. 102. Lastenzug (A) nach der BO.

Solange weniger als fünf Lokomotivachsen auf der Brücke rollen, sowie auch für die Berechnung der Quer- und Längsträger sind — soweit sich dadurch höhere Beanspruchungen ergeben — in Rechnung zu stellen:

18 t für eine Achse bei Belastung mit	4 Achsen von 1,5 m Radstand
19 t „ „ „ „ „ „	3 „ „ 1,5 m „
20 t „ „ „ „ „ „	1 oder 2 „ „ 1,5 m „

γ) Für einen Teil der Neubauten hat die preußische Eisenbahnverwaltung (1910) einen schwereren Lastenzug vorgeschrieben als den in Fig. 102 dargestellten. Das ist geschehen mit Rücksicht auf das stete Anwachsen des Verkehrs und um ein etwaiges Bedürfnis zur Verstärkung oder Erneuerung der betreffenden Bauwerke für absehbare Zeiten auszuschließen. Die für den neuen Lastenzug berechneten Brücken werden mit Klasse B, die für den älteren Zug berechneten Brücken mit Klasse A bezeichnet. Das Erhöhen einzelner Lokomotiv-Achslasten (wie für Klasse A) findet für die Brücken der Klasse B nicht statt. Die Achslasten des Zuges B betragen 20 t für die Lokomotive und 15 t für Tender und Wagen.

Dieser Lastenzug B ist auch von den badischen Staatseisenbahnen (1917) eingeführt. Die Reichseisenbahnen (1911) setzten ihren Belastungszug sogar aus lauter so schweren Lokomotiven mit Tendern zusammen.

δ) Für die bayerischen Staatseisenbahnen ist ein Lastenzug aus 3 Lokomotiven mit je 5 Achsen von 16 t Gewicht und 1,4 m Achsabstand bei je 9,0 m Gesamtlänge und einem anschließenden Güterwagenzug mit Achsdrücken von 14 t bei 3,5 m Achsabstand vorgeschrieben.

ε) Die Grenzwerte der Biegemomente für einfache Balkenbrücken und die denselben entsprechenden Belastungsgleichwerte $p = \frac{8M}{l^2}$, sowie die Stützkräfte für die beiden Lastenzüge A und B sind in der Tabelle 8 angegeben.

Die Größtwerte der in einem beliebigen anderen Querschnitt auftretenden Biegemomente von der Verkehrsbelastung wären für die jeweils ungünstigste Laststellung durch besondere Rechnung zu ermitteln.

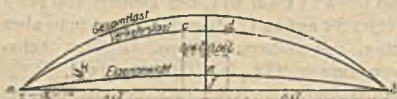


Fig. 103.

Ihre Auftragung liefert die Umbüllende der größten Biegemomente, die sich aus lauter einzelnen Parabelstücken zusammensetzt. Zur Ersparnis des dazu erforderlichen umfangreichen Rechnungswerkes wird allgemein folgende Annäherung zugelassen:

Die Momentenlinie für Verkehrslast (Fig. 103) wird gezeichnet, indem man von Brückenmitte rechts und links im Abstände 0,06 l die Grenzwerte von M aus Tab. 8 aufträgt. Durch die so ermittelten Punkte c und d zeichnet man Parabeln, die c und d zu Scheiteln haben und durch die Stützpunkte a und b verlaufen. Die Punkte c und d verbindet man durch eine wagerechte Gerade, die eine gemeinschaftliche Scheiteltangente beider Parabeln ist. Den Grenzwert M_x an einer beliebigen Stelle x findet man zu

$$\frac{M_x}{M_{\max}} = \frac{x}{0,44 l} \left(2 - \frac{x}{0,44 l} \right) = \frac{0,88 - \frac{x}{0,44 l}}{0,1936} \quad (17)$$

Tabelle 8.

Biegemomente M_{\max} , Belastungsgleichwerte $p = \frac{8M_{\max}}{l}$ und Stützkräfte A einfacher Balkenbrücken für Haupteisenbahnen infolge der Verkehrsbelastung nach der BO.

Stützweite l in m	Lastenzug A			Lastenzug B		
	M_{\max} tm	p t/m	A t	M_{\max} tm	p t/m	A t
1	5,00	40,0	20,0	5,00	40,0	20,0
2	10,00	20,0	25,0	10,00	20,0	26,2
3	16,88	15,0	30,0	16,88	15,0	32,4
4	28,50	14,25	35,6	30,00	15,0	38,6
5	42,75	13,68	45,0	45,00	14,4	44,8
6	57,00	12,67	48,9	61,88	13,75	51,0
7	73,45	12,00	53,2	85,00	13,88	57,2
8	93,50	11,69	56,7	110,0	13,75	62,5
9	114,7	11,33	59,5	135,0	13,33	66,7
10	136,0	10,88	62,4	160,0	12,80	70,7
12	178,5	9,92	65,4	210,0	11,67	78,7
14	221,0	9,02	72,4	260,0	10,61	86,7
16	270,0	8,44	78,8	317,5	9,92	94,7
18	327,0	8,07	85,0	384,3	9,49	102,7
20	394,0	7,88	93,5	462,5	9,25	110,7
22	469,0	7,75	100,7	550,0	9,09	118,7
24	550,5	6,65	107,5	645,0	8,96	126,5
26	632,0	7,48	114,2	740,0	8,76	134,3
28	728,2	7,43	120,9	855,4	8,73	142,1
30	832,3	7,40	127,7	977,5	8,69	149,8
35	1106	7,22	143,5	1300	8,49	167,8
40	1416	7,08	158,6	1660	8,30	185,8
45	1761	6,96	173,2	2062	8,15	202,8
50	2123	6,79	186,9	2488	7,96	219,0
55	2502	6,62	200,2	2928	7,75	234,0
60	2900	6,44	213,0	3390	7,53	249,0
70	3751	6,12	237,8	4381	7,15	278,0
80	4674	5,84	261,8	5454	6,82	306,0
90	5669	5,60	285,3	6643	6,56	333,0
100	6740	5,39	308,5	7917	6,33	360,0

Für verschiedene Werte x/l sind die entsprechenden Werte M_x/M_{max} in der folgenden Tabelle angegeben:

$\xi = x/l$	0	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24
M_x/M_{max}	0	0,089	0,174	0,254	0,331	0,403	0,471	0,535	0,595	0,651	0,703	0,750	0,793

$\xi = x/l$	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,36	0,38	0,40	0,42	0,44	0,46	0,48	0,50
M_x/M_{max}	0,833	0,868	0,899	0,926	0,948	0,967	0,981	0,992	0,998	1,000	1,000	1,000	1,000

Die Momentenlinie für die ständige Belastung ist eine Parabel, deren Scheiteldordinate $e/l = \frac{1}{8} \cdot g \cdot l^2$ ist ($g =$ Eigengewicht für 1 m Gleis).

Die Ordinate an einer beliebigen Stelle x wird aus der Formel

$$M_x = \frac{g(l-x)x}{2} \tag{18}$$

abgeleitet.

Zur Ermittlung der Querkräfte infolge der Verkehrslast ist die Aufzeichnung der A-Linie (vgl. Statik 4 B, b) zu empfehlen. Der Größtwerth der Stützkraft A_x ist aus Tab. 8 zu entnehmen. Die Zwischenwerte der Querkräfte Q_x für einen Balkenschnitt bei x (Fig. 104) ergeben sich allgemein zu

$$Q_x = A_x \cdot \frac{x}{l} \tag{19}$$

wenn A_x die Stützkraft A_g aus Tab. 8 für einen Träger von der Stützweite x bedeutet.

Die Querkraftlinie aus ständiger Last ist bei unmittelbarer Belastung des Trägers eine Gerade, die an den Stützenenden die Strecken

$$A_g = \pm g \frac{l}{2} \tag{20}$$

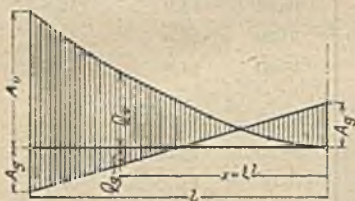


Fig. 104.

anschnidet. Werden diese Werte nach Fig. 104 von der Grundlinie aus nach unten aufgetragen, so ergeben die Höhen der ausschraffierten Fläche unmittelbar die Grenzwerte der Querkräfte für jeden Balkenschnitt.

c) Verkehrslasten für Nebeneisenbahnen. Als Lastenzüge für Nebeneisenbahnen sind — sofern der Übergang der Fahrzeuge auf die Hauptbahn ausgeschlossen ist — anzunehmen:

Bei Vollspur: Preussische Vorschrift (zwei Tenderlokomotiven):

Randstand: 2,183 ↓ 3,0 ↓ 2,45 ↓ 2,35 ↓ 2,10 ↓ 1,6 ↓ 2,62 m
 Achsdrücke: 13,6 12,15 10,0 10,18 12,8 12,8 t.

Wenn notwendig, sind Hauptbahngüterwagen anzuhängen.

Bei Schmalspur: Sächsische Vorschrift 1895, (in gleicher Richtung fahrende Tenderlokomotiven):

Randstand: 1,85 ↓ 1,35 ↓ 2,95 ↓ 1,35 ↓ 1,65 m
 Achsdrücke: 7,25 7,25 7,25 7,25 t.

Eine Einzellast von 10 t darf in keinem Bauteile höhere, als durch vorstehende Lasten erzeugte Spannungen erzeugen.

Die Erhöhung der Zugewichte bei Einführung des Rollbockverkehrs und schwererer Maschinen führt auch auf Schmalspurbahnen zu wesentlicher Erhöhung der Verkehrslasten, so daß den derzeitigen Verhältnissen auf manchen Linien folgender Lastenzug entsprechen dürfte:

Radstand: 1,8 ↓ 1,2 ↓ 1,2 ↓ 2,4 ↓ 1,2 ↓ 1,2 ↓ 1,8 m
 Achsdrücke: 10 10 10 10 10 10 t der Lokomotiven
 „ 8 8 8 8 8 8 t der Rollbockwagen.

d) Verkehrslasten für Straßenbrücken. Man unterscheidet Hauptstraßen, Nebenstraßen und Feldwege od. dgl. Fußsteige sind allein für Menschengedänge zu berechnen. Für alle übrigen Überbauarten müßte im allgemeinen untersucht werden, welche der möglichen, regelmäßig wiederkehrenden Belastungen für die betrachteten Überbauteile die gefährlichsten sind. Bei Überbauten größerer Stützweiten (über etwa 20 m) berechnet man die Haupt-

trägen gewöhnlich nur für Menschengedränge, das Fußgängergesamte die Einzellasten. Einige Verwaltungen berücksichtigen außer der Belastung durch Fußgänger verschiedene Art auch noch eine Schneebelastung (von etwa 75 kg/m²).

Bei der Festsetzung der auf Straßendrüben in Hinsicht zu zulässigen Verkehrslasten ist zu unterscheiden zwischen der gewöhnlichen Belastung, die im allgemeinen Verkehr vorkommt und der außergewöhnlichen Belastung durch einzelne ausnahmsweise vorkommende schwere Wagen, Dampfwalzen u. dgl., die zumeist nur nach polizeilicher Genehmigung und unter besonderen Vorsichtsmaßregeln, Beschränkung des sonstigen Verkehrs, die Brücke benutzen dürfen. Solche Lasten sind zwar zu berücksichtigen, es wäre aber unwirtschaftlich, sie der Berechnung zugrunde zu legen. Unbedenklich darf man, bei zweckmäßiger Annahme der zulässigen Spannung, die im regelmäßigen Betriebe der Brücke wiederkehrenden größten Lasten in die Rechnung einführen, für außergewöhnliche, nur selten vorkommende Belastungen aber wesentlich höhere Beanspruchungen zulassen¹⁾.

a) Menschengedränge:

Für Brücken auf dem Land:	300 kg/m ²
" " in Städten:	150 bis 300, im Mittel 400 kg/m ²
" " Berechnungen von Fußwegen:	500 kg/m ² .

Durch Versuche ist in Amerika festgestellt worden (Zentralbl. d. Bauverw. 1941), daß die Belastung durch Menschengedränge über 700 kg/m² steigen kann. Eine derartige Menschenansammlung erscheint jedoch auf größerem Raum verkehrswegen ausgeschlossen oder doch nur höchstens auf Flächen von wenigen Quadratmetern möglich.

Tabelle 9. Vorschriften über Menschengedränge.

Name der Verwaltung	Herausgabe der Vorschrift	Menschendränge in kg/m ²			
		Haupttypen der Straßen			Fußwege
		I. Klasse	II. Klasse	III. Klasse	
Osterr. Handelsministerium	1887	450	400	350	—
Schweizer Bundesrat	1892	450	350	250	—
Sächsische Staatsbahnen	1895	400	400	400	500
Preussische	1899	400	400	400	400
Bayerische	1900	300	300	300	500
Bussische	1903	450	400	350	500

Daß man in neuerer Zeit Fußwege der Straßendrüben so hoch belastet annimmt, erscheint berechtigt, wenn es sich um solche Brücken I. Klasse handelt, die im Zuge des internationalen oder eines besonders lebhaften Ortsverkehrs liegen, wie große Strombrücken, Hafenbrücken u. dgl., von deren Fußwegen aus die Menge freie Ausblicke auf allerlei sehenswerte Vorgänge des öffentlichen Lebens, sowie auch auf Naturschauspiele usw. haben kann²⁾.

¹⁾ Aus den Vorschriften der Eisenbahndirektion Berlin für Straßendrüben:

1. Verkehrslasten. Für gewöhnlich sind der Berechnung 20-t-Wagen (Vgl. Tab. 6), umgeben von 400 kg/m² Menschengedränge, zugrunde zu legen. Ausschließlich Menschengedränge ist anzunehmen, wenn dadurch größere Spannungen in den Bauteilen hervorgerufen werden. Als außergewöhnliche Belastung ist an Stelle der 20-t-Wagen eine Straßenzugmaschine nach Fig. 106 b zu setzen.

Für Stoßwirkungen sind bei Steinpflasterbahnen die obigen Belastungen um ein Zehntel zu erhöhen; bei Holzpflaster oder Asphalt enthält der Zuschlag.

2. Zu dem Eigengewichte ist ein Zuschlag für Schneelast von 75 kg/m² in Rechnung zu setzen.

3. Bei außerzweckmäßiger Verkehrslast erhöht sich die sonst zulässige Beanspruchung r um 200 kg/m², bei Anwendung von Schweißstahl ist r um ein Zehntel herabzusetzen.

²⁾ Man vgl. hierzu die Fälle der Durchbiegungen *unter* Oberbau von Straßendrüben unter Menschengedränge. Zentralbl. d. Bauverw. 1912, Nr. 13, 14, 25, 37, 49 und 51.



Fig. 105.

β) Fahrzeuge. Gewichte und Abmessungen der Straßenfahrzeuge sind sehr verschieden, unter anderem auch von den landschaftlichen Verhältnissen sehr abhängig.

Tabelle 10. Gewichte und Abmessungen von Fahrzeugen.

Nach Vorschrift oder Angabe	Wagen- gewicht R in t	Abmessungen in m nach Fig. 105.						Pferde- paare		Bemerkungen
		l	b	a	c	r	f	Zahl	Gewicht	

Mittelwerte der Abmessungen für Lastwagen:

Handbuch für Eisenbetonbau Bd. VI, 2. Aufl., S. 129 ff.	3,0	4,8	2,3	2,4	1,2	1,3	0,06	1	0,6
	6,0	5,6	2,3	2,8	1,4	1,3	0,10	1	1,0
	12,0	6,5	2,4	3,5	1,5	1,4	0,13	2	2,0

Nach behördlichen Vorschriften:

Österreich. Handels- ministerium	3,0	4,8	2,3	2,4	—	1,4	—	1	1,0	für Brücken III Kl. " " II " " " I "
	8,0	5,4	2,4	2,8	—	1,5	—	1	1,5	
	12,0	7,8	2,5	3,8	—	1,6	—	2	3,0	
Sächs. Staats- eisenbahnen	3,0	4,6	2,2	2,6	1,0	1,3	—	1	1,5	für Wirt- schaftswege für mittler. Verkehr für starken Verkehr
	6,0	4,6	2,2	2,6	1,0	1,3	—	2	3,0	
	12,0	7,5	2,2	3,5	2,0	1,3	—	2	3,0	
Stadt Berlin	12,0	7,5	2,2	3,5	—	1,4	—	—	—	für gewölbte Brücken
	20,0	8,0	2,4	4,0	—	1,5	—	—	—	
	24,0	8,5	2,4	4,5	—	1,5	—	—	—	
	30,0	8,5	2,4	5,0	—	1,5	—	—	—	

Selten vorkommende Fahrzeuge (Kesselwagen):

Nürnberg	34,5	9,0	2,5	6,5	1,5	1,0 2,1	0,18	—	—	13,8 t Vorderachse 20,7 t Hinterachse
Chemnitz	44,3	12,0	2,6	4,8	4,8	2,0	0,32	—	—	
Dresden	50,0	12,0	2,8	5,0	4,2	1,7	0,32	—	—	20,0 t Vorderachse 30,0 t Hinterachse

Selbstfahrer:

Lastkraftwagen	12,0	6,0	2,2	3,75	2,0	1,6	0,30	—	—	7,0 t Vorderachse 14,0 t Hinterachse
Dampfflug	21,0	—	—	4,55	—	2,1	0,41	—	—	
Dampfflug	30,0	6,7	2,0	5,00	—	1,6	0,20	—	—	

γ) Straßenwalzen: Pferdewalzen von 6,0 t Gewicht bei 1,0 m Walzenbreite. Dampfwalzen (nach Fig. 106) von 17,5 t Gewicht, wovon Vorderwalze 7,5 t, Hinterwalzen 2 · 5,0 = 10,0 t; desgl. von 23 t Gewicht, wovon Vorderwalze 10,0 t, Hinterwalzen 2 · 6,5 = 13,0 t.

δ) Straßenbahnwagen:

Tabelle 11. Gewichte von Straßenbahnwagen¹⁾.

	Wagengewicht	Dienstgewicht	Radstand
Pferdebahnwagen: Einspanner . . .	1650 kg	3100 kg	1,54 m
Zweispänner mit Decksitzen . . .	2800 kg	5600 kg	1,83 m
Dampfbahnlokomotive	—	8—22000 kg	1,50—1,80m
Elektrische Bahnwagen: Motorwagen	6—8000 kg	7500—9500 kg	—
(Schwerste Akkumulatorwagen) . . .	10 000 kg	12 000 kg	1,80 m
Anhänger	2500—3500 kg	4—5000 kg	—
(schwerste)	5000 kg	7000 kg	1,80 m

ε) Geländerdruck. Die Geländer einer Brücke müssen so stark sein, daß sie bei geringeren Verkehrsverhältnissen (Eisenbahnbrücken, Wirtschafts-

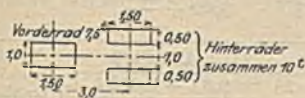


Fig. 106 a.

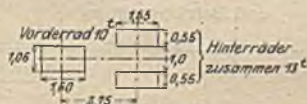


Fig. 106 b.

wegen) einer am Geländerholm angreifenden wagerechten Kraft von 50 kg für 1 m Länge, bei städtischen Straßenbrücken einer solchen von 100 kg/m zu widerstehen vermögen.

e) Belastungsgleichwerte und Belastung von Einflußflächen. Belastungsgleichwerte an Stelle der Achsbelastungen einzuführen, empfiehlt sich wohl für die Bildung von Eigengewichtsformeln, aber weniger für statische Berechnungen. Für einzelne Näherungsrechnungen mag es bequem sein, irgendeine gefährliche Lage des Lastenzuges durch eine nahezu gleichwertige, stetig verteilte Belastung zu ersetzen. Solche Belastungsgleichwerte sind aber nicht für alle Trägerschnitte zu gebrauchen, nicht einmal zugleich für ein Moment oder eine Querkraft. Wer jedoch die neueren Berechnungsarten und namentlich die Theorie der Einflußflächen kennt, bestimmt den Grenzwert irgendeiner Stabkraft oder Spannung bequemer, rascher und genauer für einen Lastenzug als für stetige Lasten, deren Größe dazu in vielen Fällen erst noch berechnet werden muß. Werden die obigen Grenzwerte mit Hilfe von Einflußflächen ermittelt, so wäre es geradezu unverständlich, wenn man an Stelle der vorgeschriebenen Lastenzüge deren Belastungsgleichwerte setzen wollte, weil diese doch genau genug nur aus der gefährlichsten Stellung des Lastenzuges berechnet werden können.

Allgemein gültige Bestimmungen darüber, in welcher Weise Einflußflächen belastet gedacht werden müssen, um die wirklich im regelmäßigen Betriebe eintretenden Grenzwerte von Stabkräften oder Spannungen zu erhalten, gibt es nicht. Aus diesem Grunde werden die Grenzwerte von Stabkräften häufig falsch ermittelt. Falsch ist es z. B., wenn Gleisstrecken immer durch zwei Lokomotiven mit einer unbeschränkten Zahl angehängter Güterwagen belastet angenommen werden, abgesehen davon, daß im Betriebe für alle Sorten von Zügen die Höchstzahl der angehängten Wagen vorgeschrieben ist. Denn eine Einflußfläche hat im allgemeinen positive und negative Teilflächen, die, um den positiven oder negativen Grenzwert zu erhalten, je für sich derart belastet werden müssen, wie es im regelmäßigen Betriebe vorkommen kann, d. h. also durch eine oder zwei Lokomotiven, sowie auch durch Züge von beliebig kleiner Länge. Mitunter wäre sogar eine Belastung von zwei getrennten

¹⁾ Siehe auch Gehler, Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., VI. Band, S. 129—133.

(positiven oder negativen) Teilflächen zu erwägen, ebenso wie es bei der Behandlung der Einflußflächen von zweigleisigen Überbauten zu beachten ist, daß sich zwei Züge auf der Brücke begegnen können.

Für überschlägige und vergleichende Rechnungen können die Belastungsgleichwerte der Tabelle 12 bzw. der Tabelle 8 verwendet werden.

Tabelle 12.

Belastungsgleichwerte aus den Größtwerten der Biegemomente einfacher Träger berechnet.

	Belastung	Für Stützweiten l in m	Belastungsgleichwert p in t/m	Breite des Laststreifen
Für Eisenbahnbrücken	Lastenzug A nach der Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung	< 20	vgl. Tab. 8	Gleisbreite
		20 bis 75	$8,27 - 0,030 l$	
		> 75	$3,60 + \frac{180}{l}$	
	Lastenzug B	< 20	vgl. Tab. 8	Gleisbreite
		20 bis 75	$9,83 - 0,038 l$	
		> 75	$4,29 + \frac{205}{l}$	
Für Straßenbrücken	Eine Reihe von 6-t-Wagen	$< 4,0$	$\frac{6,0}{l}$	2,3 m
		4,0 bis 15,0	$0,55 + \frac{3,78}{l}$	
		$> 15,0$	0,80	
	Eine Reihe von 12-t-Wagen oder elektrische Straßenbahnen	$< 3,5$	$\frac{12,0}{l}$	2,3 m
		3,5 bis 23,0	$0,72 + \frac{9,60}{l}$	
		$> 23,0$	1,14	
	Ein 20-t-Lastwagen mit beiderseits anschließendem Menschengedränge von 1,0 t/m	$< 7,5$	$\frac{20,0}{l}$	2,5 m
		7,5 bis 17,5	$3,14 - 0,064 l$	
		$> 17,5$	$0,90 + \frac{20,0}{l}$	

12. Die Windbelastung.

a) Geschwindigkeit, Richtung und Größe des Winddruckes.

1. Die Größe des Winddruckes wird proportional dem Quadrate der Windgeschwindigkeit angenommen. Dabei rechnet man mit einer gleichmäßigen Verteilung des Druckes und einer wagerechten Windrichtung. Nach v. Loessl¹⁾ ist der Druck W_0 eines mit der Geschwindigkeit v ankommenden, eine Fläche F senkrecht treffenden Windstroms, wenn γ Gewicht eines cbm Luft, $g = 9,81$ m die Beschleunigung des freien Falles bedeutet

$$W_0 = \frac{\gamma}{g} F v^2. \quad (21)$$

¹⁾ Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1881. — Centralbl. d. Bauverw. 1885.

Trifft der Windstrom die Fläche unter einem Winkel α , so ist

$$W = W_0 \sin \alpha. \quad (22)$$

Für $v = 40$ bis 48 m und $\gamma : g = 0,125$ gibt die Formel (4) 200 bis 288 kg/m^2 Winddruck. In Mitteleuropa rechnet man gewöhnlich

bei belastetem Überbau mit 100 bis 150 kg/m^2 ,
 „ unbelastetem „ „ 150 bis 300 „

Nach den Vorschriften der Staatseisenbahnverwaltungen rechnet man

bei belastetem Überbau mit 150 kg/m^2 ,
 „ unbelastetem „ „ 250 „

b) Windflächen bei unbelasteter und belasteter Brücke.

α) Hier kommen die vom Winde unmittelbar und mittelbar getroffenen Flächen des Überbaues und seiner Verkehrsmittel in Betracht; außerdem die Verdeckung von Verkehrsmittelflächen durch die auf der Windseite liegenden Überbauflächen sowie auch die Verdeckung der auf der Leeseite liegenden Flächen durch die Verkehrsmittel (Fig. 107).

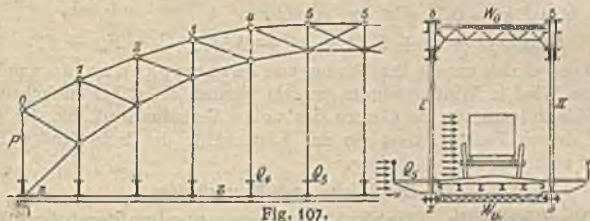


Fig. 107.

Für Vollwandbrücken kommt allein die vom Winde unmittelbar getroffene Überbauseite (auf der Windseite) in Betracht, wofür gewöhnlich die ebene Umrißfläche der Überbauansicht gerechnet wird.

Bei Fachwerkbrücken müssen die wichtigsten Grundlagen für die Sicherheit des Eisenbaues gegen Kanten, das sind Größe, Richtung und Verteilungsart des Windes, mehr oder weniger willkürlich gewählt werden. Deshalb ist eine übermäßige Genauigkeit beim Berechnen der Windflächen zu vermeiden.

β) Nach einer französischen Vorschrift bestimmt man für die unbelastete Brücke mit zwei gleichgebauten Hauptträgern I und II die Windfläche F für 1 m Trägelänge auf der Windseite aus der Umrißfigur der Überbauansicht unter Abzug aller Öffnungen der Trägerwand. Für die entsprechende Fläche F_{II} der Leeseite setzt man dann

$$F_{II} = F_I \left(1 - \frac{F_I}{U_{II}} \right).$$

Darin ist U_{II} volle Umrißfläche der Leeseite. Setzt man $F_I = \alpha U_I$, so erhält man für den gewöhnlichen Fall, nämlich für $U_I = U_{II} = U$

$$F_{II} = \alpha U (1 - \alpha). \quad (23)$$

Für α ist $0,3$ bis $0,4$ anzunehmen, im Mittel $0,35$. Das gibt

$$F_{II} = 0,2275 U.$$

Die gesamten Windflächen F_w berechnen sich danach mit

$$F_w = F_I + F_{II} = \sqrt{\alpha} U (2 - \alpha) = 0,5775 U, \quad (24)$$

worin U die volle Umrißfläche eines Hauptträgers bedeutet.

Nach den Vorschriften der Badischen Staatseisenbahnen ergibt sich mit den gleichen Bezeichnungen für n gleichgebildete Hauptträger

$$F_w = U \cdot [1 - (1 - \alpha)^n] \quad (25)$$

und beispielsweise für $\alpha = 0,35$ und $n = 2$ wiederum

$$F_w = \alpha U (2 - \alpha).$$

γ) Für die belastete Brücke kommen, außer den obigen Flächen F_w , noch die Winddrücke auf den Zug und die Verdeckungen durch diesen in Betracht. Dabei führt man als Hilfsfigur das sog. Verkehrsband ein, das ist ein Rechteck, dessen von Fahrbahnoberkante zu messende Höhe beträgt

bei Eisenbahnen: 2,7 bis 3,5 m; bei Straßen: 2,0 bis 2,5 m.

Der Schwerpunkt des Verkehrsbandes ist bei Eisenbahnen in 2,0 m Höhe über Schienenoberkante anzunehmen.

Man nimmt gewöhnlich an, daß die Größe des Winddruckes auf die Flächeneinheit durch die Verdeckungen nicht verändert wird. Ist dann

U die volle Umrißfläche eines Hauptträgers,
 F_v „ „ „ „ des Verkehrsbandes,

so gibt es allgemein drei Windflächen:

$F_1 = \alpha U$ für den Hauptträger I an der Windseite,
 $(1 - \alpha) F_v$ „ das (zum Teil) verdeckte Verkehrsband,
 $\alpha (U - F_v) (1 - \alpha)$ „ den Hauptträger II an der Leeseite.

Für das Mittel $\alpha = 0,35$ gibt das zusammen

$$F_w \alpha U (2 - \alpha) + F_v (1 - \alpha)^2 = 0,5775 (U - F_v) + F_v. \quad (26)$$

δ) Wenn es sich um die Berechnung von Zusatzspannungen handelt, die durch den Wind in Windverbänden erzeugt werden, so ist bei einfachen gegliederten Windträgern für die Gurte das volle Verkehrsband, für die Wandglieder dessen Teilbelastung bis zur Lastscheide des betreffenden Schnittfeldes zu rechnen.

13. Die Flieh- und Bremskräfte.

a) Die Fliehkräfte. Fliehkräfte kommen nur bei Eisenbahnbrücken in Betracht, deren Gleise auf der Brücke in Krümmungen liegen und von den Verkehrslasten mit erheblicher Geschwindigkeit durchfahren werden. Die Größe C der Fliehkraft berechnet sich aus

$$C = \frac{M v^2}{r} = \frac{G v^2}{g r}, \quad (27)$$

wenn M die Masse, G das Gewicht des Zuges, g die Beschleunigung des freien Falles, v die Geschwindigkeit und r den Krümmungshalbmesser der Gleichachse des durchfahrenen Gleises bedeutet.

Die Fliehkräfte der Zuglokomotiven sind für jedes ihrer Achsgewichte zu berechnen und als wagerecht wirkende Einzellasten in die Rechnung einzuführen. Häufig berechnet man auch die Fliehkraft der Lokomotiven aus ihrem Gesamtdienstgewicht und denkt dann die so erhaltene Gesamtkraft C als wagerechte Einzelkraft am Kopfe des Zuges wirkend. Das größte C geben in der Regel die Schnellzüge. Doch hat man bei seiner Ermittlung zu beachten, daß nicht die größtmögliche, sondern die im regelmäßigen Betriebe auf der Brücke vorkommende Geschwindigkeit maßgebend ist.

Eine der schwersten Schnellzugmaschinen der preussischen Staatsbahnen hat ein Dienstgewicht von rund 60 t, bei einer zulässigen Fahrgeschwindigkeit von 100 km in der Stunde oder von rund 30 m in der Sekunde. Beträgt z. B. auf der Brücke die Geschwindigkeit höchstens 20 m in der Sekunde, so erhält man

$$C = \frac{60 \cdot 20^2}{9,81 \cdot r} = \frac{2450}{r} \text{ in t.} \quad (28)$$

Für den Zug ohne Lokomotive berechnet man die Fliehkraft in der Regel als eine über die Zuglänge gleichmäßig verteilte, wagerechte Belastung c . Bei einem größten Wagengewicht von 2×13 t auf 6 m Länge zwischen den Puffern, d. i. gleich $4\frac{1}{2}$ t/m, gibt das

$$c = \frac{4\frac{1}{2} \cdot 20^2}{9,81 \cdot r} = \frac{176}{r} \text{ in t/m.} \quad (29)$$

Infolge der notwendigen Überhöhung des äußeren Schienenstranges in Gleiskrümmungen erfahren die lotrechten Radlasten der Lokomotiven und Wagen eine Änderung, wenn die Zuggeschwindigkeit auf der Brücke eine andere ist als diejenige, wofür die Überhöhung angelegt oder berechnet wurde.

b) Die Bremskräfte. Beim Bremsen eines Zuges auf der Brücke entstehen in den gebremsten Verkehrsmitteln zwischen Rädern und Schienen Kräfte, die auf die Brücke in der Zugrichtung übertragen werden. Weil die Vorschriften über die Art des Bremsens und über die Zahl und Stellung der gebremsten Achsen sehr mannigfache sind, so empfiehlt es sich, die bei der Brückenberechnung zu beachtenden Bremskräfte auf möglichst einfachem Wege festzustellen. Das geschieht unter der Annahme, daß alle Achsen kurz vor dem Stillstehen des Zuges auf den Schienen gleiten. Nimmt man die Reibungsziffer φ , die im Mittel etwa 0,15 beträgt, ungünstig zu

$$\varphi = 0.2$$

an, so erhält man die größten Bremskräfte

$$B = R \cdot \varphi \quad (30)$$

für eine Lokomotivachse von $R = 16,0 \text{ t}$ zu $B = 3,20 \text{ t}$.

„ „ Tenderachse „ $R = 13,0 \text{ t}$ „ $B = 2,60 \text{ t}$,

„ „ Güterwagenachse „ $R = 9,0 \text{ t}$ „ $B = 1,80 \text{ t}$.

Auf jeden Schienenstrang kommt die Hälfte der so berechneten Werte. Man darf annehmen, daß die Gesamtbremskraft sich über die Stützweite gleichmäßig verteilt. Die Bremskraft muß durch die festen Stützen in Pfeiler und Untergrund übertragen werden. In der Gelenköffnung einer Auslegerbrücke haben die Gelenke des Schwebeträgers die Bremskräfte aufzunehmen.

Die größte Bremskraft ist ohne Rücksicht darauf ermittelt worden, daß die nicht gebremsten, rollenden Laufräder kleinere Widerstände zwischen Rad und Schiene erzeugen als die gebremsten, gleitenden Räder. Es fragt sich nun, ob ein nicht gebremster Zug auf die Brücke in irgendeiner Zugrichtung eine größere wagerechte Kraft ausüben kann als der gleiche voll gebremste Zug. Das ist nicht der Fall. Deshalb wird es in der Regel nicht nötig werden, die durch den fahrenden Zug verursachten wagerechten Kräfte genauer zu ermitteln, wenn der Eisenbau gegen die größeren Bremskräfte sicher genug ist.

14. Sonstige äußere Kraftwirkungen.

a) Seitenstöße der Verkehrsbelastung. Um eine ausreichende Querversteifung auch für Brücken in geradem oder nur schwach gekrümmtem Gleis zu gewährleisten, wird von seiten einiger Staatseisenbahnverwaltungen (z. B. Württemberg, Baden, Reichseisenbahnen) vorgeschrieben, daß in allen Fällen, wo die Flichkräfte kleinere Wirkungen ergeben, eine wagerechte Seitenkraft von 6,0 t (für Nebenbahnen von 4,0 t) an der in ungünstigster Stellung befindlichen Achse anzusetzen ist. Für Brücken mit $l > 16 \text{ m}$ ist in Württemberg an jeder Zugachse eine wagerechte Kraft von 0,08 der lotrechten Achslast anzubringen. In Sachsen sind die Windverbände so stark zu bemessen, daß sie $\frac{1}{4}$ der lotrechten Querkkräfte aus der Verkehrslast für ein Gleis zu widerstehen vermögen.

b) Reibungswiderstände der Lager. Bei den Längenänderungen der Untergurte der Hauptträger sind die Reibungswiderstände der Lager zu überwinden, deren Größe sich zu

$$W = \varphi \cdot A \quad (31)$$

ergibt, wenn A die lotrecht wirkende Stützkraft, φ den Reibungswinkel bedeutet.

Dieser ist für Gleitlager zu etwa $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$, für Rollenlager zu $\varphi = \frac{f}{2r}$ anzunehmen.

wenn $f = 0,5 \text{ mm}$ der Hebelarm der rollenden Reibung, r der Rollenhalmmesser

ist. In Württemberg ist $\varphi = \frac{1}{r}$ anzunehmen, wobei r in mm einzuführen ist.

c) **Wärmeänderung.** Bei unverschieblichen Stützen (Bogenbrücken) werden ebenso wie bei innerlich statisch unbestimmten Fachwerken durch Änderungen der Wärme Stabkräfte hervorgerufen. Die Wärmeänderungen sind für deutsche Verhältnisse zu $\pm 30^\circ$, ausgehend von einer mittleren Wärme von $+ 10^\circ$ anzunehmen. Das Wärmeausdehnungsmaß des Eisens ist für eine Wärmeänderung um 1°C zu $\varepsilon = \frac{1}{80\,000}$ bis $\frac{1}{83\,000}$ anzunehmen, woraus sich die Längenänderung eines Stabes von der Länge s ergibt (vgl. Festigkeitslehre) zu

$$\Delta s_i = \varepsilon t s = rd \pm \frac{s}{2700} \quad (32)$$

B. Die zulässigen Spannungen.

15. Das Festsetzen der zulässigen Spannungen.

a) **Allgemeines.** Aus Gründen der Sicherheit gegen Bruch oder Zerstörung darf in keinem Stabquerschnitte eines Eisenbaues und bei keiner möglichen Art seiner Belastung die maßgebende Spannung eine erfahrungsmäßig als zulässig anerkannte Grenze überschreiten. Die Belastung besteht aus den ständigen und den veränderlichen Lasten, zu denen außer den Windkräften noch die lotrechten und wagerechten Nebenwirkungen der Verkehrslasten zählen. Dynamische Einwirkungen der Verkehrslasten sind noch nicht genau genug festgestellt. Zu unterscheiden sind:

1. Grundspannungen, die durch die ständige Belastung und die Wirkungen der ruhenden Verkehrslasten hervorgerufen werden. Sie sind unter den üblichen Annahmen gelenkiger Knoten und gewichtsloser Fachwerkstäbe zu ermitteln und im allgemeinen der Querschnittsbemessung zugrunde zu legen.

2. Zusatzspannungen infolge der Nebenwirkungen der bewegten Verkehrslasten, ferner der Windkräfte und der Wärme.

3. Nebenspannungen¹⁾ infolge starrer Knotenverbindungen, unmittelbarer Stabanschlüsse und Kraftwirkungen, sowie der Eigengewichte der Fachwerkstäbe u. dgl.

b) **Älteres Verfahren.** Das Verdienst, die älteren Annahmen über die zulässige Spannung²⁾ auf wissenschaftlichen Boden gestellt zu haben, gebührt Gerber († 1911). Dieser berechnete (1859) einen Stabquerschnitt F für Schweiß-eisen aus der Formel

$$F = \frac{G + 3P}{1600} \quad (33)$$

wenn G die allein durch die ständige Last und P die allein durch die Verkehrslast (bei ihrer ungünstigsten Lage) hervorgerufene Stabkraft vorstellt. Daraus entwickelte Gerber seine Formel

$$\sigma = 1600 \frac{G + P}{G + 3P} \text{ in at.} \quad (34)$$

Die Gerberformel veranschaulicht in zutreffender Weise, wie mit zunehmendem Eigengewichte — oder mit wachsender Stützweite — die zulässige Spannung sich mehr und mehr der Elastizitätsgrenze nähern darf. Die Formel umfaßt außerdem in gewissem Sinne auch die Einflüsse von Stößen der Verkehrslast.

Je größer das Eigengewicht oder die Masse des Eisenbaues wird, desto mehr wird diese erfahrungsgemäß die Stoßwirkungen abschwächen. Desto seltener treten auch Spannungswechsel auf, weil bei wachsendem Eigengewicht des Eisenbaues der Sinn einer Stabkraft durch das Hinzukommen der durch die Verkehrslast verursachten Stabkraft weniger leicht gewechselt werden kann.

¹⁾ W. Gehler, Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken. 1910.

²⁾ Mertens, Vorlesungen. II. Teil, 1. Bd., S. 123.

c) Neuere Vorschläge.

1. Auf Grund der Versuche von Wöhler, Spangenberg und Bauschinger ist die sog. Launhardt - Weyrauch - Formel entstanden, in der Gestalt

$$\sigma = k \left(1 + \beta \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \quad (35)$$

σ die gesuchte zulässige Spannung eines Querschnittes unter Berücksichtigung des Belastungs- und des Spannungswechsels;

S_{\min} und S_{\max} kleinster und größter Zahlenwert der im Querschnitt herrschenden Stabkraft oder Faserspannung, unter Berücksichtigung der Vorzeichen;

k zulässige Spannung für den Fall der Ursprungsfestigkeit. Für diese ist der kleinste Zahlenwert S_{\min} gleich Null;

β eine Erfahrungszahl, gewonnen aus den Ergebnissen der erwähnten Versuche.

Die Formel enthält folgende Sonderfälle: Für die Tragfestigkeit z. B. ist

$$\sigma = k (1 + \beta),$$

weil hierbei $S_{\min} = S_{\max} = G$, also Belastung unveränderlich.

Für die Ursprungsfestigkeit ist, wie schon erläutert, $S_{\max} = P$ und $S_{\min} = 0$, also kein Vorzeichenwechsel der Spannung

$$\sigma = k.$$

Für die Schwingungsfestigkeit $S_{\max} = +P$ und $S_{\min} = -P$, also vollkommenen Spannungswechsel ist:

$$\sigma = k (1 - \beta),$$

so daß das Plus-Vorzeichen der Formel sich in Minus wandelt. Dynamische Einflüsse kommen in der Formel nicht unmittelbar zum Ausdruck.

2. Melan gibt eine Formel für σ , die der Gerber - Formel gleicht. Er faßt die von den dynamischen Einwirkungen der Verkehrslasten herrührende Vergrößerung der Spannungen für Hauptbahnen in die Formel

$$\alpha = 0.14 + \frac{8}{l + 10} \quad (36)$$

l ist die Stützweite der Träger oder für Wandstäbe die Länge des Lastenzuges bei seiner gefährlichsten Lage. Sind für Fachwerkträger

G und P die durch ständige und Verkehrslast verursachten Stabkräfte,

σ_0 die für alleinige Wirkung des Eigengewichts geltende zulässige Spannung, so folgt der Stabquerschnitt (abgesehen von der Knickgefahr) aus

$$F = \frac{G + (1 + \alpha)P}{\sigma_0} \quad (37)$$

Gerber wählte (bei Schweißbeisen) für σ_0 die Elastizitätsgrenze, während Melan (um auch Neben- und Zusatzspannungen u. dgl. einzuschließen) dafür nur 1000 atm, also etwa zwei Drittel der Elastizitätsgrenze für zulässig hält.

3. Ebert greift wie Melan auf die Gerberformel zurück (1896). Um aber dabei auch den Spannungswechsel zu berücksichtigen, setzt er für bloße Zug- oder Druckquerschnitte nach Gerber

$$F = \frac{G + 1.5P}{\sigma_0} \quad (38)$$

und bei eintretendem Spannungswechsel

$$F = 1.5 \frac{S_{\min} + S_{\max}}{\sigma_0} \quad (39)$$

worin $S_{\min} + S_{\max}$ den sogenannten Spannungsunterschied zwischen den Grenzwerten einer Stabkraft oder einer Faserspannung bedeutet, und σ_0 (für Schweißbeisen) gleich 1200 atm angenommen wird. Nach Ebert soll der Querschnitt in einfachen Verhältnisse zum Spannungsunterschied wachsen. Eine gleiche Art der Bewertung des Spannungswechsels gilt heute in Nordamerika.

Für Stäbe mit Spannungswechsel hat Landsberg¹⁾ Formeln abgeleitet, die bei den sächsischen Staatseisenbahnen gebraucht werden (vgl. Tab. 13).

4. Zusammenfassung: Das ältere Verfahren, für kleinere, größere und größte Stützweiten je einen unveränderlichen Wert der zulässigen Spannung anzunehmen, hat sich überlebt. Die zulässigen Spannungen sind vielmehr auch für Hauptträger und Fahrbahnenteile je für sich festzusetzen, wobei die Einflüsse der verschiedenen Lastarten und ihre Häufigkeit je getrennt zu bewerten sind.

Für ständige und für Verkehrsbelastung sind je besondere verschiedene Werte der zulässigen Spannung einzuführen, so daß die dynamischen Einflüsse der Verkehrslast in einem Verkehrsbeiwert berücksichtigt erscheinen (Gerber und Melan).

Bei reinen Zug- oder Druckquerschnitten darf die zulässige Spannung (unter Hinzurechnung aller Zusatzspannungen) bis auf etwa $\frac{2}{3}$ der Elastizitätsgrenze steigen, bei Flußeisen also etwa bis 1600 atm. Bei Querschnitten, die Spannungswechsel erleiden, ist auch die Größe des Spannungsunterschiedes zum Ausdruck zu bringen (Ebert).

d) Vorschriften deutscher Staatseisenbahnverwaltungen. In Tab. 13 werden die nach den Vorschriften einiger deutscher Staatseisenbahnverwaltungen festgesetzten zulässigen Spannungen für Flußeisenstäbe zusammengestellt, wobei zur bequemeren Beurteilung der Vorschriften die Angaben auf gleiche Form gebracht wurden. Von der Wiedergabe der für Schweißeisen geltenden Werte wurde abgesehen, da dieser Baustoff heute kaum mehr verwendet wird.

Tabelle 13.
Zulässige Beanspruchung σ_z für Bauwerks-Flußeisen in kg/cm².

Staatseisenbahnverwaltung in	Bei Berücksichtigung der Kraftwirkung der ständigen und der Verkehrsbelastung allein		Grenzwert σ_z bei Berücksichtigung aller Nebeneinwirkungen			
	für einsinnig beanspruchte Stäbe	für Stäbe mit wechselnder Spannung				
Bayern	$1200 \frac{G + P}{G + 1,5P}$	$800 \frac{G + P}{P + P'}$ wenn $P' > \frac{1}{2}G$	1600			
Sachsen	$1530 \frac{G + P}{G + 1,8P}$	$1500 \frac{G + P}{G + 1,8P + 1,6P'}$ wenn $P' > \frac{1}{2}G$	1530			
	Für Fahrbahnträger		Für vollwandige Hauptträger			
	ohne Einbau	mit Querschwellen		Für gegliederte Hauptträger		
Württemberg (1909)	540 + 9l	600 + 10l	660 + 11l	600 + 10l aber < 750	$750 \left(1 \pm \frac{1}{2} \frac{S_{min}}{S_{max}}\right)$	1200
Baden (1917)	650	700	800	750 + 5l	für $l > 40$: $800 + \frac{1}{2}l$	
Preußen	700	750	850	800	für $l > 40$: $850 + \frac{1}{2}l$	
In Baden gilt für Stäbe mit Spannungswechsel: $1200 \frac{G + P}{G + \frac{1}{2}P + \frac{1}{2}P'}$						
In Preußen wird der Spannungswechsel nicht berücksichtigt ²⁾ .						

¹⁾ Z. d. Hann. Ing.- und Arch.-Vereins 1888, S. 575, und Z. d. Bauverw. 1885, S. 357

²⁾ In den Vorschriften für die schweizerischen Eisenbahnen wird auch der Spannungswechsel berücksichtigt. Für Flußeisen gilt darin

a) Für Stäbe, die bloßen Zug oder Druck, oder Spannungswechsel erleiden:

$$\sigma = 800 + 250 \frac{S_{min}}{S_{max}} \text{ in kg/cm}^2.$$

b) Für Nietverbindungen:

$$r = 0,9\sigma; \quad s = 3\sigma.$$

Hierin ist G = Kraftwirkung der ständigen Last,

P = " " " Verkehrslast in gleichem Sinne mit G
 P' = " " " " im entgegengesetzten Sinne von G .

Für **Straßenbrücken** schreibt die Eisenbahndirektion Berlin (1899) vor:
 Die Hauptträger kleiner vollwandiger Brücken bis zu 10 m Spannweite,
 sowie die Quer- und Längsträger können beansprucht werden:

	bei gewöhnlicher Verkehrslast	bei außergewöhnlicher Verkehrslast
für Flußeisen . . .	mit 800 kg/cm ²	1100 kg/cm ²
„ Schweißeisen	„ 750 „	1000 „

Zulässige Spannungen für die Hauptträger größerer flußeiserner Überbauten:

Stützweite l	10	20	40	80	120	150 m
bei gewöhnlicher Verkehrslast ohne Wind	900	950	1000	1050	1100	1150 kg/cm ²
„ „ „ mit „	1100 bis 1400 „					

Bei außergewöhnlicher Verkehrslast erhöht sich σ um 200 kg/cm², bei Anwendung von Schweißeisen ist σ um ein Zehntel herabzusetzen.

e) **Zulässige Spannungen in Knotenverbindungen.** a) Nietverbindungen werden auf Abscheren und auf Laibungsdruck (Lochwandpressung) berechnet, wobei der letztere etwa gleich der doppelten zulässigen Scherspannung (τ) oder Normalspannung (σ_s) genommen wird.

Solange ein Niet nicht über eine gewisse Grenze belastet wird, wirkt die Reibung der durch das Schrumpfen der Niete beim Erkalten aufeinander gepreßten Flächen. Ist diese Belastungsgrenze überschritten, so tritt ein Gleiten und eine Formänderung der Nietverbindung ein, bis der Niet die Wandung satt berührt, also auf Laibungsdruck und Scherfestigkeit beansprucht wird. Die Grenze, bei der die Reibung überwunden wird, liegt nach v. Bach bei 600 bis 650 kg/cm².

Bei Stäben mit Spannungswechsel sollte bei der Bemessung der zulässigen Nietbeanspruchung hierauf besonders Rücksicht genommen werden.

Tabelle 14.

Zulässige Beanspruchungen der Nietverbindungen in kg/cm².

Staatseisenbahnverwaltung in	auf Abscheren τ	auf Laibungsdruck σ_s
Sachsen	600	—
Württemberg	0,8 σ_s , aber < 640	2 σ_s , aber < 1500
Bayern	σ_s	2,5 σ_s
Preußen	0,9 σ_s	2,0 τ = 1,8 σ_s
Baden	0,9 σ_s	{ 2,5 τ für einschn. Nieten 3,0 τ doppelschn. Nieten aber höchstens 2000

Für axial beanspruchte Niete ist in Württemberg eine Zugbeanspruchung von 300 kg/cm² zugelassen.

b) **Schraubenverbindungen.** Werden an Stelle der Niete Schrauben angeordnet, deren zylindrisch oder konisch gedrehte Schäfte die passend auf-

geriebenen Löcher vollkommen ausfüllen, so kann eine wesentlich höhere Scherbeanspruchung zugelassen werden, als bei Nieten.

c) Bolzengelenke. Bei Gelenkbolzen, die eine Verdrehung der Stabenden zulassen sollen, empfiehlt es sich dagegen, den Laibungsdruck nicht zu hoch zu wählen und auf etwa 500 bis 1000 kg/cm² zu beschränken.

16. Die Verwendung hochwertiger Stähle.

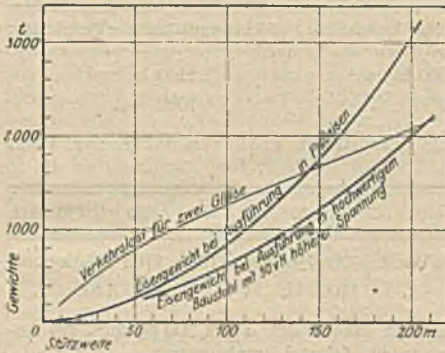


Fig. 108.

a) Allgemeines. Die Verwendung hochwertigen Stahles an Stelle von Flußstahl hat den Zweck, das Eigengewicht der eisernen Brücken zu verringern. Nach Bohny¹⁾ (vgl. Fig. 108) wächst das Eisengewicht bei Verwendung von Flußeisen mit der Stützweite l derart, daß bei einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke von etwa $l = 140$ m die Biegemomente aus der ständigen und aus der Verkehrslast gleich groß sind. Verwendet man dagegen hochwertigen Baustahl mit 50% höherer zulässiger Spannung,

so wird dieser Grenzzustand erst bei $l = 210$ m erreicht.

Tabelle 15.

Oberste Grenze der wirtschaftlichen Ausbildung eiserner Brücken (nach Bohny a. a. O.).

Ausführung der Hauptträger in	Balken oder elastische Bogen	Auslegerbrücken	llängebrücken
Flußeisen	300 m	500 m	700 m
hochwertigem Stahl mit um 50% erhöhter Streckgrenze	400 ..	600 ..	900 ..
mit um 75% erhöhter Streckgrenze	500 ..	700 ..	1100 ..

b) Die chemische Zusammensetzung unterscheidet sich von der des Flußeisens durch höheren Kohlenstoffgehalt sowie durch Zusätze von Nickel, Chrom und Vanadium. Übliche Zusammensetzung in Amerika: Phosphor < 0,04% bei basischer, < 0,06% bei saurer Herstellungsweise; Schwefel < 0,04 bis 0,05%; Mangan etwa 0,6%, Silizium etwa 0,1%. Hierzu Sonderzuschläge von Nickel $\geq 3,5\%$, Chrom etwa 1 bis 1 1/2%, Vanadium mit etwa 0,2%. Mit Hilfe dieser Zuschläge wird eine Festigkeit von 6000 bis 7000 kg/cm², eine Streckgrenze von über 3900 kg/cm² bei mindestens 16 bis 19% Dehnung erreicht. In Deutschland wurde seither hauptsächlich ein Zusatz von nur 2 bis 2,5% Nickel verwendet und damit eine Festigkeit von 5600 bis 6500 kg/cm², eine Streckgrenze von über 3500 kg/cm² und eine Mindestdehnung von 18% erzielt.

Bei der neuen Drehbrücke über den Nordostseekanal bei Rendsburg und der Mittelöffnung der Hochbrücke bei Hochdonn wurde höher gekohltes Flußeisen verwendet mit 4400 bis 5100 kg/cm² Festigkeit, 3000 kg/cm² Mindeststreckgrenze und 20% Mindestdehnung. Aus dem gleichen Baustoff wurde die neue zweigeschossige Elbbrücke in Hamburg ausgeführt (6500 t Gewicht).

¹⁾ Festschrift Otto Mohr zum achtzigsten Geburtstage. Berlin, W. Ernst & Sohn 1916, S. 34.

Zur Bemessung der zulässigen Spannung hochwertigen Stahles mögen folgende Beispiele dienen:

c) **Queensborobrücke¹⁾ über den Eastriver in New York.** Diese Auslegerbrücke ist 1,135 km lang, ihre fünf Öffnungen haben 143,1, 360,27, 192,0, 299,9, 159,9 m Stützweite. Sie ist zwischen den Hauptträgern 18,3 m breit, zeigt eine Straße und zwei Straßenbahngleise in der unteren, zwei Hochbahngleise und zwei Fußwege in der oberen Fahrbahn und außerhalb der Hauptträger zwei Gleise für elektrische Bahnen (Fig. 64).

Durch Eigengewicht und Winddruck, zusammen mit einer außerordentlichen Verkehrsbelastung von 23,8 t/m (gleich 0,9 t/m² des Brückenquerschnittes) sollte kein Teil der Brücke über die Elastizitätsgrenze des Baustoffes gespannt werden. Für die Berechnung der Hauptglieder der Brücke galt eine größte Belastung von 11,9 t/m unter der Annahme der gebräuchlichen zulässigen Spannungen. Die außerordentliche Verkehrsbelastung würde entstehen, wenn gleichzeitig 25 000 Menschen (je 75 kg) auf den Fußwegen, 200 Fuhrwerke (je 15 t Gewicht) auf der Straße sich bewegen und außerdem alle Gleise mit Zügen dicht besetzt wären.

Tabelle 16. Zulässige Spannungen des Eisens der Queensborobrücke.

Art der Eisenteile und ihrer Beanspruchung		Zulässige Spannungen in kg/cm ²	
		Bei Eigengewicht + regelmäßige Verkehrsbelastung + Wind	Bei Eigengewicht + außerordentlicher Vollast
1	Augenstäbe und Bolzen aus Nickelstahl ²⁾ .		
	Bei Zugbeanspruchung	2100	2740
	„ Abscherung	1400	1680
	„ Druck senkrecht zum Bolzen	2810	3370
2	Flußstahl in dem Hauptfachwerk.		
	Bei Zugbeanspruchung	1400	1680
	„ Druckbeanspruchung	1400 — 6,3 l/i	1680 — 7,03 l/i
	„ Scherbeanspruchung der Niete und Bolzen	910	1120
<i>l</i> ist die Stablänge, <i>r</i> der Trägheitshalbmesser des Druckstabquerschnittes			
3	Flußstahl in den Nebengliedern des Fachwerks.		
	Bei Zugbeanspruchung		1260
	„ Druckbeanspruchung		1260 — 5,6 l/i
	„ Scherbeanspruchung der Niete und Bolzen		840

d) **Manhattan-Kabelbrücke³⁾ über den Eastriver in New York** (Fig. 96—98) besitzt eine Mittelöffnung von 448 m Weite und zwei halb so weite Seitenöffnungen. Ihre 7,34 m hohen Versteifungsträger (Parallelträger mit Strebengrundfachwerk) sind aus Nickelstahl hergestellt, dessen Zugfestigkeit auf 5970 bis 6680 kg/cm², dessen Proportionalitäts- oder Streckgrenze auf 3860 kg/cm² festgesetzt war.

¹⁾ F. C. Kunz, Report on the Blackwell's Island Bridge (Queensboro Bridge). Steelton, Penna, 1909. — Der Eisenbau, Heft 7, 1910.

²⁾ Mit mindestens 3,25 hundertstel Nickelgehalt.

³⁾ Modjewski, Engineering Record. 2. Oktober 1909.

Zulässige Spannungen des Nickelstahles:

in den Versteifungsträgern auf Zug	2810 kg/cm ²
„ „ „ „ „ Druck	2810 — 10,5 l/i kg/cm ²
für Niete und Bolzen auf Abscheren	1410 kg/cm ²
„ „ „ „ „ Laibungsdruck	2460 „

e) Rheinstraßenbrücke in Cöln¹⁾. Für Kette, Versteifungsträger und Querträger wird hochwertiger Flußstahl verwendet, für alle übrigen Überbauteile normales Flußeisen. Vom hochwertigen Stahl wurden drei Sorten angeboten:

1. Siemens-Martin-Kohlenstoffstahl mit 0,25—0,30% Kohlenstoffgehalt;
2. Siemens-Martin-Nickelstahl mit etwa 0,5—1,0% Nickelgehalt;
3. Besonderer Nickelstahl mit etwa 1,5% Nickelgehalt.

Jede der Sorten besitzt eine Zugfestigkeit von 55—65 kg/qmm, eine Längsdehnung von 18% auf 200 mm Meßlänge und eine Querdehnung von wenigstens 40%. Der Nickelstahl erhält Zusätze von Chrom, deren Mengen Geheimnis der betreffenden Werke sind.

Im Hinblick auf die hohe Festigkeitszahl von mindestens 55 kg/qmm oder 5,5 t/qcm haben die Verfasser (unter Berücksichtigung der bis heute in Deutschland und Nordamerika in hochwertigem Stahl ausgeführten Eisenbauten) Spannungszahlen angenommen, die allgemein um 60% höher sind, als die heute für normales Flußeisen als zulässig geltenden. Danach haben die Verfasser für die Kette mit einer Sicherheitszahl von 3,125 bis 3,70 gerechnet.

17. Knicksicherheit von gedrückten Stäben und Gurtungen.

a) Ungegliederte Einzelstäbe. Die Knicksicherheit der Druckstäbe ist nach den Erörterungen der Festigkeitslehre nachzuweisen. Hierzu werden vorzugsweise die Euler-, Tetmajer- und die Schwarz-Rankine-Formel angewendet, und zwar ist für Flußeisenstäbe nach der

$$\text{Euler-Formel: } \sigma_k = \frac{\pi^2 E J}{F l^3} = \frac{21220}{\lambda^2} \quad (40)$$

(für $\lambda > 105$)

$$\text{Tetmajer-Formel: } \sigma_k = 3,10 - 0,0114 \lambda \quad (41)$$

(für $\lambda < 105$)

$$\text{Schwarz-Formel: } \sigma_k = \frac{\sigma_s}{1 + \alpha \lambda^2} \quad (42)$$

$$\text{demnach Knicksicherheit } n = \frac{\sigma_k \cdot F}{S} \quad (43)$$

Hierin bedeutet:

σ_k = Knickspannung in Stabmitte,

$\lambda = \frac{l}{i} = l \sqrt{\frac{F}{J}}$ = Verhältnis der Stablänge l z. Trägheitshalbmesser i .

$\alpha = 0,00010$ in Württemberg,

$\alpha = 0,00013$ in Bayern,

F = unverschwächter Stabquerschnitt in Stabmitte.

S = größte Druckkraft.

Als mindeste Knicksicherheit n wird verlangt

in Preußen: $n = 5$ für Berechnung nach Euler-Formel,

in Baden: $n = 3 + \frac{\lambda}{100}$ höchstens 4 nach Euler-Tetmajer,

in Sachsen: $n = \frac{k_s}{\sigma_s}$ nach Euler-Tetmajer, wenn $k_s = 4000$ kg/cm² die

mittlere Bruchfestigkeit für Flußeisen.

¹⁾ Mehrtens und Bleich, Der Eisenbau 1913, Juniheft S. 221.

Tabelle 17.

Zulässige Druckbeanspruchung in kg/cm² (bezogen auf den unverschwächten Querschnitt F).

Für λ =	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
Preußen . .	—	—	—	—	—	1180	865	662	524	424	350	295	251	216	188
Baden . . .	965	897	836	778	724	672	622	576	531	490	439	369	314	271	240
Württemberg für σ _z = 1000	990	961	917	862	800	735	671	610	552	500	452	410	302	338	308
Bayern. . . für σ _z = 1000	987	950	896	828	754	682	611	546	488	435	389	349	323	282	255

Als Knicklänge *l* ist hierbei im allgemeinen die geometrische Netzlänge *s* einzuführen, und zwar für alle Gurtstäbe und für ungeteilte Wandstäbe in bezug auf das Ausknicken aus der Wand, wobei eine Einspannung der Stabenden nicht angenommen werden soll. Dagegen kommt eine Verringerung der rechnungsmäßigen Knicklänge bei einem Wandstab in Frage, sobald die übrigen mit ihm in einem Knoten zusammenstoßenden Stäbe eine wesentlich größere Steifigkeit besitzen. Nach einigen Vorschriften ist demnach für das Ausknicken in der Trägerebene *l* = 0,8 *s* zu setzen.

Baden setzt weiter

für Kreuzstreben $\left\{ \begin{array}{l} l = 0,5 s, \text{ wenn } S_2 > S_d \\ l = 0,7 s, \text{ wenn } S_2 < S_d \end{array} \right\} \begin{array}{l} S_2 = \text{Zugkraft in der} \\ \text{Gegenstrebe,} \end{array}$

für Gitterstreben $\left\{ \begin{array}{l} l = \frac{2s}{n} \text{ aus der Wandebene} \\ l = \frac{s}{n} \text{ in der Wandebene} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \frac{s}{n} = \text{Maschenweite.} \end{array}$

b) Gegliederte Einzelstäbe. Bei der Bemessung von Druckstäben aus Einzelgliedern, die durch Bindebleche oder Vergitterung verbunden sind, wird häufig ein sog. Abminderungsbeiwert in die Berechnung eingeführt, durch den die Verminderung der Tragfähigkeit infolge der aufgelösten Bauweise berücksichtigt werden soll. Dieses Verfahren ist deswegen bedenklich, weil die Wahl und Anwendung solcher Beiwerte vollständig der Willkür des Entwerfenden unterliegt. Die einfachste und sicherste Lösung ist die vollwandige Ausbildung der Druckstäbe, die bei größeren Querschnitten meist auch ohne Mehraufwand an Baustoff möglich ist und einfachste Ausführungsweise mit höchster Sicherheit vereint. Bei kleineren Querschnitten wird eine Auflösung der Wand des Druckstabes nicht immer zu umgehen sein. Auf die sachgemäße Ausbildung solcher gegliederten Stäbe zur Erzielung der Wirkung eines Stabes von einheitlichem Querschnitt muß dann jedoch größtes Gewicht gelegt werden.

Die Berechnung für gegliederte Druckstäbe in bezug auf die Stoffachse ist in gleicher Weise durchzuführen, wie für ungegliederte Stäbe. In bezug auf die freie Achse (Hauptachse, durch die kein Druckquerschnitt getroffen wird) ist dagegen die Knicksicherheit der Einzelteile ebenfalls nachzuweisen.

Für die in Fig. 109 bis 111 dargestellten Ausführungsarten der Verbindungen ist nach den badischen Vorschriften an Stelle des Wertes λ zu setzen:

$$\lambda^1 = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2} \tag{44}$$

wenn $\lambda = l \sqrt{\frac{F}{J}}$ die spezifische Länge des Gesamtstabes,

$\lambda_1 = c \sqrt{\frac{F_1}{J_1}}$ des Einzelstabes von der freien Länge *c*,

ferner $F = 2 F_1$ und $J = 2 J_1 + F_1 \frac{h^2}{2}$ ist.

Außerdem ist die Festigkeit der Verbindungsglieder und ihrer Anschlüsse nachzuweisen. Als Querkraft im Augenblick des Knickens ist dabei anzunehmen:

$$Q = \frac{\pi}{l} (3100 - \sigma_k) \frac{J}{\delta} \quad (e = \text{Abstand der Randfaser von der Schwerachse}) \quad (45)$$

Damit ergeben sich dann nach Fig. 109 bis 111:

bei Fachwerkvergitterung die Strebenkraft: $D = \frac{Q}{\cos \alpha} \quad (46)$

bei Bindeblechen das Moment in diesem: $M = Q \cdot \frac{c}{2} \quad (47)$

bei Bindeblechen die Scherkraft am Anschluß: $S = Q \cdot \frac{c}{u} \quad (48)$

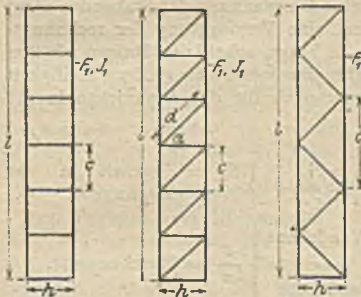


Fig. 109.

Fig. 110.

Fig. 111.

Die so berechneten Spannungen müssen noch innerhalb der Festigkeitsgrenze und der Knickfestigkeit liegen.

c) Knicksicherheit von Tragwänden. Bei Trogbriicken ist auch die Knicksicherheit der durch die Wandstäbe gestützten Druckgurtung in wagerechtem Sinne nachzuweisen. Am gebräuchlichsten ist hierfür die von Engesser aufgestellte Formel¹⁾, die sich in der Form schreiben läßt:

$$n = \frac{2}{S} \sqrt{\frac{N_0}{v}} \quad (49)$$

Hierin bedeutet: S den Mittelwert der Gurtkräfte in den an einem Knoten zusammenstoßenden Gurtstäben,

N_0 den Mittelwert der Steifigkeitsgrade $\frac{2 EJ}{s}$ der anstoßenden Gurtstäbe und

v die Verschiebung des Gurtknotens infolge einer an ihm angreifenden wagerechten Last 1.

Diese Verschiebung ergibt sich: für offene Rahmen (Fig. 112) zu:

$$v = v_p + v_q = \frac{h^3}{6E} \left(2 \frac{h}{J_p} + 3 \frac{b}{J_q} \right) = \frac{h^3}{6E J_p} \cdot (2 + 3 \nu') \quad (50)$$

wenn $\nu' = \frac{b}{h} \cdot \frac{J_p}{J_q}$ gesetzt wird²⁾.

für Vollrahmen (Fig. 113)

$$v = \frac{h^3}{6E J_p} \cdot \frac{\nu' (2 + \nu') + \omega' (3 + 2 \nu')}{1 + \nu' + 6 \omega'} \quad (51)$$

wenn $\nu' = \frac{b}{h} \cdot \frac{J_p}{J_q}$ und $\omega' = \frac{J_r}{J_q}$.

¹⁾ Engesser, Z. d. Bauverw. 1884, S. 415, und 1909, S. 178 ff.

²⁾ Vgl. Gehler, Der Rahmen, 2. Aufl., W. Ernst & Sohn, Berlin 1919, S. 80. An Stelle des dort gegebenen Wertes $\nu = \frac{h}{l} \cdot \frac{J_p}{J_l}$ ist hier jedoch der reziproke Wert $\nu' = \frac{b}{h} \cdot \frac{J_p}{J_q}$, an Stelle von $\omega = \frac{J_r}{J_u}$ der Wert $\omega' = \frac{J_r}{J_q}$ eingeführt worden.

für vergitterte Rahmen (Fig. 114)

$$v = \frac{h^3}{6 E J_p} \frac{(1 - \eta)^2 (3 + \eta)}{3 - 2\eta} \quad (52)$$

für Rahmen mit Eckstreben (Fig. 115)

$$v = \frac{h^3}{6 E J_p} \frac{(1 - \eta^2) [2v' + 3 - \eta (2 + \eta)] + \varrho (v' + 2)}{6 + v' - 4\eta + \varrho} \quad (53)$$

wenn $\eta = \frac{s}{h}$; $v' = \frac{b}{h} \cdot \frac{J_p}{J_q}$; $\varrho = \frac{(b - 2t)^2}{b h} \cdot \frac{J_p}{J_r}$

Setzt man in Formel 50 für den offenen Rahmen:

$$N_q = \frac{2 E J_q}{b} \quad \text{und} \quad N_p = \frac{2 E J_p}{h}, \quad \text{also} \quad v' = \frac{N_p}{N_q}$$

ein, so ergibt sich daraus die erforderliche Pfostensteifigkeit:

$$N_p = \frac{2}{3} \frac{N_q \cdot (n S h)^2}{4 N_0 \cdot N_q - (n S h)^2} \quad (54)$$

oder für $N_q = \infty$, also für unendlich steife Querträger oder genügend angenähert für Querträger, deren Steifigkeit sehr groß gegenüber der der Pfosten ist:

$$N_p = \frac{(n S h)^2}{6 N_0} \quad (55)$$

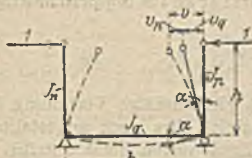


Fig. 112.

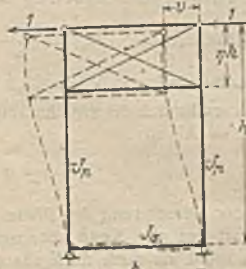


Fig. 114.

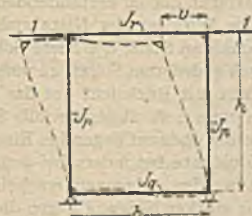


Fig. 113.

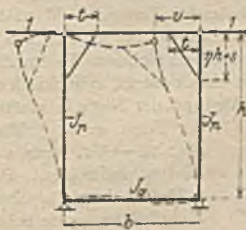


Fig. 115.

18. Die Niete und Nietverbindungen.

a) Form und zulässige Belastung der Niete. Form und Abmessungen der Eisenbauniete werden neuerdings von dem „Normenausschuß der Deutschen Industrie“ für Deutschland für Stärken von 4—43 mm einheitlich festgestellt. Die vorgeschlagenen Abmessungen der gebräuchlichen Sorten und ihre Sinnbilder für zeichnerische Darstellungen sind in Tabelle 15 wiedergegeben. Die Nietköpfe erhalten die in Fig. 116 ersichtlichen Abmessungen. Der Übergang von Schaft zum Kopf erfolgt scharfkantig mit der bei der Her-

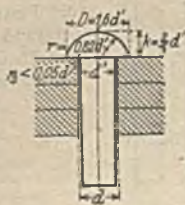


Fig. 116.

stellung sich von selbst ergebenden Abrundung. Die bisher meist üblich gewesene Übergangsausrundung oder der Übergangskegel (das sog. kleine Versenk) ist für Eisenbauniete fallen gelassen und nur für Kesselniete beibehalten worden.

Als Werkstoff ist Flußeisen von 34—41 kg/mm² Festigkeit und 25 v. H. Bruchdehnung auf eine Meßlänge von 10 *d* in Aussicht genommen.

Die Art der Vernietung soll in den Zeichnungen durch folgende Sinnbilder gekennzeichnet werden:

Oberer Kopf: versenkt		halbversenkt	
Unterer Kopf: versenkt		..	
Beide Köpfe: versenkt		..	
Montageniete		Schrauben	

Als rechnungsgemäßer Nietquerschnitt gilt der Querschnitt des Bohrloches, dessen Durchmesser *d* um 1 mm größer ist als der des ungestauchten Nietschaftes (*d'*).

Die zulässige Belastung *N* eines Nietes ist demnach:

auf Abscheren $N_s = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \tau$ für einen Nietschnitt, (56)

auf Laibungsdruck $N_l = d \cdot s \cdot \sigma_l$ für einen doppelschnittigen Niet. (57)

Hiernach ergibt sich die zweckmäßigste Eisenstärke für doppelschnittige Niete aus $2 N_s = N_l$ zu

$$s = \frac{\pi}{2} d \cdot \frac{\tau}{\sigma_l} = \text{rd. } 0,6 d. \quad (58)$$

Bei der Berechnung der Niete wird stets gleichmäßige Verteilung der Anschlußkraft auf alle Niete vorausgesetzt, obgleich dies nach angestellten Versuchen sowohl als auch nach theoretischen Erwägungen nicht zutrifft.

b) Die Anordnung der Niete. Als Nietdurchmesser wird zweckmäßig die Stärke $d = \text{rd. } 2 s$ gewählt, wenn *s* die Stärke der schwächsten äußeren anzuschließenden Platte ist. Wird die Gesamtstärke der zu verbindenden Eisenteile größer als 3 *d*, so ist auf eine zuverlässige Wirkung der Niete nicht mehr mit Sicherheit zu rechnen. Es empfiehlt sich dann an Stelle der Niete Schrauben mit genau eingepaßtem, zylindrisch oder konisch gedrehtem Schaft zu verwenden.

Der Abstand der Niete in glatter Reihe darf mit Rücksicht auf das Klaffen der Fugen nicht größer sein als etwa 6 *d*, äußerstenfalls 8 *d* oder aber 12—15 *s*, wenn *s* die Stärke der obenauf liegenden Eisen einer Nietverbindung ist. Dieses Maß möchte besonders bei gedrückten Stäben keinesfalls überschritten werden, dagegen erscheinen bei Zuggliedern, sowie bei Stäben mit starker Neigung gegen die Wagerechte ausnahmsweise wohl auch Abstände bis $e = 10 d$ oder $e = 20 s$ noch zulässig. Eine zuverlässige wasserdichte Nietung wird erst durch Nietabstände $e \leq 3 d$ bis 3,5 *d* erreicht. Mit Rücksicht auf die Festigkeit der Verbindung und auf die Ausführung darf der Abstand sogar bis auf etwa $e = 2,5 d$ verringert werden.

Als übliche Abstände der Niete sind demnach gemäß Fig. 117 zu wählen:

von den Walzkanten	$e_1 = \frac{3}{4} d$	} < 3 s	}	(59)
von Schnittträgern	$e_2 = 1,5 d$			
in glatter Reihe	$e_{\min} \cong 2,5 d$ bis 3 <i>d</i>	}	}	
" " "	$e_{\max} \cong 8 d$ bis 10 <i>d</i> oder 15 <i>s</i> bis 20 <i>s</i> .			



Fig. 117.

Tabelle 15. Abmessungen, Sinnbilder und Belastungen der Niete.

Lochdurchmesser ¹⁾	$d =$	11	14	17	20	23	26	29	32	mm		
Schaftdurchmesser ¹⁾	$d' =$	10	13	16	19	22	25	28	31	mm		
Nietkopfdurchmesser ¹⁾	$D =$	16	21	26	30	35	40	45	50	mm		
Nietkopfhöhe ¹⁾	$k =$	6,5	8,5	10	12	14	16	18	20	mm		
Nietkopfrundung ¹⁾	$r =$	8,2	10,8	13,4	15,4	18,0	20,5	23,1	25,7	mm		
Sinnbild ¹⁾ in der Draufsicht												
Üblicher Abstand der Niete {	von der Walzkante $e_1 =$	16	20	25	30	35	40	45	50	mm		
	vom Schnitttrande ²⁾ $e_2 =$	18	24	30	35	40	45	50	55	mm		
	in der Reihe ³⁾ e_{min}	30	40	50	60	70	80	90	100	mm		
Querschnitt eines Nietes ⁴⁾	$F_n =$	0,95	1,54	2,27	3,14	4,15	5,31	6,60	8,04	cm ²		
Zulässige Belastung N	auf Abscheren $N_s = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \tau$ für	$\tau = 600 \text{ kg/cm}^2$	0,57	0,92	1,36	1,88	2,49	3,18	3,96	4,82	t	
			$\tau = 700 \text{ „}$	0,66	1,08	1,59	2,20	2,91	3,72	4,62	5,64	t
			$\tau = 900 \text{ „}$	0,76	1,23	1,81	2,82	3,33	4,25	5,29	6,43	t
	auf Laibungsdruck $N_l = s d \sigma_l$	$\sigma_l = 1800 \text{ kg/cm}^2$	$s = 8 \text{ mm}$	1,58	2,02	3,34	2,88	3,31	—	—	—	t
			$s = 10 \text{ „}$	—	2,52	3,06	3,60	4,14	4,68	—	—	t
			$s = 12 \text{ „}$	—	—	3,67	4,31	4,96	5,61	6,26	—	t
			$s = 14 \text{ „}$	—	—	—	5,04	5,80	6,55	7,31	8,06	t
		$\sigma_l = 2000 \text{ kg/cm}^2$	$s = 8 \text{ mm}$	1,76	2,24	2,72	3,20	3,68	—	—	—	t
			$s = 10 \text{ „}$	—	2,60	3,40	4,00	4,60	5,20	—	—	t
			$s = 12 \text{ „}$	—	—	4,08	4,80	5,52	6,24	6,96	—	t
$s = 14 \text{ „}$			—	—	—	5,60	6,44	7,28	8,12	8,96	t	

¹⁾ Nach den Vorschlägen des Normenausschusses der Deutschen Industrie. Der Lochdurchmesser d soll gleichzeitig als Nenndurchmesser gelten. Als Kreise der Sinnbilder sind im Maßstab 1 : 5 die Schaftkreise, in den Maßstäben 1 : 10 und 1 : 20 die Kopfkreise zu wählen.

²⁾ Gleichzeitig kleinstes Wurzelmaß bei mehrreihiger Nietung.

³⁾ Gleichzeitig kleinste zulässige Stabbreite.

⁴⁾ Hierfür ist der Querschnitt des Bohrloches in Rechnung zu stellen.

Das Wurzelmaß w in Winkeleisen von der Schenkelbreite b wird meist $w = \frac{b}{2} + 5$ mm angenommen und soll mindestens $w = \frac{1}{4}d + 2s$ betragen, damit der Nietkopf nicht in die Eckausrundung zu sitzen kommt. Daraus ergibt sich die kleinste Schenkelbreite $b = \text{rd. } 3d$. Für Breiten $b > 5d$ werden die Niete meist zweireihig angeordnet.

c) Anordnung der Gurtniete bei Vollwandträgern. Damit die Schubspannungen in den Längsschnitten innerhalb der zulässigen Grenzen verbleiben, darf der Abstand der Niete, durch die die Gurtwinkel mit der Blechwand, sowie die Gurtplatten mit den Winkeln verbunden werden, nicht größer sein (vgl. Festigkeitslehre S. 175) als

$$e \leq \frac{N \cdot J}{Q \cdot S} \quad (60)$$

wenn N = zulässige Belastung eines Nietes,
 J = Trägheitsmoment des vollen Querschnittes,
 Q = Grenzwert der Querkraft für den Querschnitt,
 S = Statisches Moment der durch den Niet anzuschließenden Querschnittsfläche.

Für rohe Annäherung und wenn der ganze Gurtquerschnitt anzuschließen ist, also für die Halsniete kann $\frac{J}{S} = h$, also

$$e \leq \frac{N \cdot h}{Q} \quad (61)$$

gesetzt werden, wodurch sich ungünstigere Werte ergeben, wie bei genauere Rechnung.

Für das Beispiel (S. 1794) ist im ersten Felde $Q_{\max} = 34,1$ t, und für den Querschnitt mit einer Lamelle $J = 783\,600$ cm⁴, demnach

$$\text{für die Kopfniete mit } N = 2 \cdot 2,6^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 0,60 = 6,36 \text{ t}$$

$$S_1 = 26,0 \cdot 1,2 \cdot 60,6 = 1890 \text{ cm}^2$$

$$e_1 = \frac{6,36 \cdot 783\,600}{34,1 \cdot 1890} = 67 \text{ cm,}$$

$$\text{für die Halsniete mit } N = 2,6 \cdot 1,2 \cdot 1,50 = 4,68 \text{ t}$$

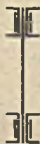
$$\text{und } S_{w+1} = 1890 + 2 \cdot 29,7 \cdot 56,56 = 5250 \text{ cm}^2$$

$$e_w = \frac{4,68 \cdot 783\,600}{34,1 \cdot 5250} = 20,5 \text{ cm.}$$

Der aus praktischen Gründen zulässige größte Nietabstand $e = 6d = 150$ mm kann demnach über die ganze Trägerlänge durchgeführt werden.

19. Die Blechträger oder Vollwandträger.

Als Hauptträger kleinerer Brücken können die üblichen Walzeisenträger (vgl. die Tabellen der deutschen Normalprofile für I- und E-Eisen und für die Breitflanschträger, vgl. Baustoffkunde) verwendet werden, und zwar:



bei Gangstegen bis zu Stützweiten von etwa . . . 15,0 m,
 bei Straßenbrücken bis zu Stützweiten von etwa . . . 12,0 m,
 bei Eisenbahnbrücken bis zu Stützweiten von etwa . . . 9,0 m.

Für größere Weiten werden dagegen genietete Träger angeordnet, die aus Blechen, Winkeleisen und 2—3 waggerchten Gurtplatten zusammengesetzt sind (Fig. 118). Die in Amerika vielfach übliche Ausbildung der Gurte aus E-Eisen und lotrechten Gurtplatten (Fig. 119) hat in Europa keine Verbreitung gefunden.

Fig. 118. Fig. 119.

a) Form und Abmessungen der Blechträger: Sie werden meist als Parallelträger ausgeführt, in besonderen Fällen aber auch als Bogensehnen-, Trapez- und Bogenträger (Fig. 120).

Bei durchlaufenden Trägern wird das Stehblech meist in gleicher Höhe über alle Öffnungen durchgeführt. Bei Wege- oder Eisenbahnüberführungen in Städten, wo man die Träger auf Pendelsäulen stützt (Fig. 121), legt man des guten Aussehens wegen über diesen ein höheres Stehblechstück ein, das auf jeder Seite der Säule mit dem Stehblech der Seitenöffnungen verlascht wird. Das ausreichende Widerstandsmoment über den Stützen erhält man durch Einlegen von Lotrechtplatten im Untergurt (Fig. 122).

Durchlaufende Vollwandträger mit Scheibengelenken (Auslegerträger) haben sich wenig vorteilhaft erwiesen: Die Mehrkosten für die Gelenke und etwaige krumme Trägerformen heben eine gegenüber einfachen Trägern zu erzielende Gewichtersparnis reichlich auf. Andererseits machen sich im Betriebe von Straßen- und Eisenbahnen die Stöße der Verkehrslasten an den Gelenkpunkten unangenehm fühlbar.

Die Trägerhöhe h in der Mitte ist zweckmäßig so zu wählen, daß

$$\left. \begin{array}{l} \text{für Stützweiten } l < 10 \text{ m: } h/l = 1/7 \text{ bis } 1/9 \\ \text{„ „ „ } l > 10 \text{ m: } h/l = 1/8 \text{ bis } 1/11 \end{array} \right\} \quad (62)$$

ist. Mit Rücksicht auf örtliche Bedingungen wird wohl auch bis $h/l = 1/10$ herabgegangen, doch empfiehlt es sich dann, die Querschnitte so reichlich zu bemessen, daß die Durchbiegung infolge der

Verkehrsbelastung den Wert $\frac{l}{2000}$ nicht übersteigt.

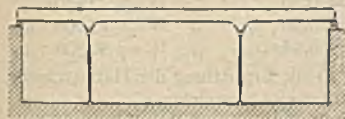


Fig. 121.

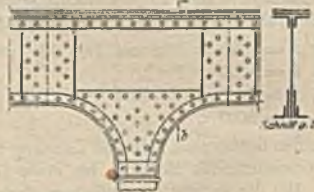


Fig. 122.

Die wirtschaftlichste Trägerhöhe ist nach Häseler (Brückenbau S. 415):

$$h = \sqrt{\frac{178}{(15 + 74s)} \cdot \frac{M}{\sigma}} = \left\{ \begin{array}{l} 1,55 \sqrt{W} \text{ für } s = 8 \text{ mm} \\ 1,42 \sqrt{W} \text{ „ } s = 10 \text{ „} \\ 1,31 \sqrt{W} \text{ „ } s = 12 \text{ „} \\ 1,23 \sqrt{W} \text{ „ } s = 14 \text{ „} \end{array} \right\} \quad (63)$$

wenn W = erforderliches Widerstandsmoment in cm^3 und s = Blechstärke in cm.

Die Steg- oder Stehbleche erhalten meist eine Dicke von 8, 10, 12 oder 14 mm, und zwar etwa $s = 0,8 s_w + 2$ mm, wobei s_w die Schenkelstärke der Gurtwinkel bedeutet. Hierzu werden Grobbleche verwendet, die in Breiten bis zu 2000 mm und darüber, und in Längen bis zu 12,0 m hergestellt werden können. Bei Breiten bis etwa 700 mm kommen vielfach auch Universaleisen zur Anwendung, bei denen meist eine Bearbeitung der Längskanten entbehrlich ist.

Bei den angegebenen Blechstärken bleibt die aus der Biegungsspannung σ und der Schubspannung τ berechnete maßgebende Spannung σ_{\max} (s. Festigkeitslehre 43, S. 210 ff.) unter der zulässigen Grenze, so daß ihr Nachweis meist nicht gefordert wird. Auch genügen die Stärken s fast stets dazu, die Wand knickfest ausbilden zu können¹⁾.

¹⁾ Reißner, Über die Knicksicherheit der Bleche. Zentralbl. d. Bauverw. 1909, S. 93, 151.

Die Gurtwinkel erhalten nicht unter 70 mm, selten über 130 mm Schenkelbreite und werden meist in den mittleren Stärken der Normalprofile (vgl. Baustoffkunde) verwendet. Sie sind in Normallängen bis zu 12 m, ausnahmsweise auch bis 16 m Länge, erhältlich.

Gurtplatten (Lamellen, Deck- oder Kopfplatten), meist zwei bis drei Stück für jeden Gurt aus Universaleisen hergestellt, erhalten eine solche Breite, daß sie die Ränder der Gurtwinkel beiderseits um 1—2 cm übergreifen. Ihre Dicke ist etwa gleich der Winkelstärke zu wählen. Die Anordnung einer einzigen Gurtplatte ist unzweckmäßig und oft durch Verwendung stärkerer Gurtwinkel zu umgehen, da die durch Anpassung an die Momentenlinie zu erzielende Gewichtersparnis durch den Nietverlust und die Kosten der Nietung aufgewogen wird.

b) Die Querschnittsberechnung. In jedem Gurte werden mindestens zwei lotrechte Niete abgezogen, vorausgesetzt, daß irgendein lotrechter Schnitt nicht mehr als diese vier Niete trifft. Es ist nicht ratsam, die Niete im Gurte so anzuordnen, daß ein lotrechter Schnitt im Gurte immer nur einen Kopfniet trifft, weil dann der Nutzquerschnitt unsymmetrisch wird. Die Verschwächung der Blechwand durch die Nietung an den Versteifungen ist dadurch zu berücksichtigen, daß der Bohrverlust auf den ganzen Blechquerschnitt verteilt und die Blechstärke entsprechend geringer, meist mit 80 v. H., in Rechnung gestellt wird.

Das Widerstandsmoment W für den Nutzquerschnitt entnimmt man aus den weiterhin gegebenen Tabellen 19 und 20¹⁾.

Nach den in den Tabellen 4 und 8 (S. 1765 und 1772) verzeichneten Werten für Momente und Eigengewichte würden die Hauptträger schwerer, eingleisiger Eisenbahnbrücken (nach Lastzug B) je erfordern:

für $l = 2,0$ m (Bauart Fig. 32) und $\sigma = 0,70$ t/cm ² ein $W = 739$ cm ²
„ $l = 3,0$ „ („ „) „ $\sigma = 0,80$ „ „ $W = 7530$ „
„ $l = 14,0$ „ (Bauart Fig. 34) „ $\sigma = 0,90$ „ „ $W = 17100$ „
„ $l = 20,0$ „ („ „) „ $\sigma = 0,95$ „ „ $W = 30500$ „

woraus hervorgeht, daß die Tabellen 19 und 20 zur Ermittlung der Hauptträgerquerschnitte für Brücken bis etwa 18 m Stützweite ausreichen.

Bei Vorentwürfen genügt es, beide Gurtflächen je in ihrem Schwerpunkte vereinigt zu denken und dabei etwa ein Achtel der vollen Blechwandfläche als zu den Gurten gehörig mit anzurechnen.

Bezeichnet F den vollen Querschnitt, F_0 den Nutzquerschnitt eines Gurtes, also der beiden Winkel und der Gurtplatten, h_0 den Abstand der Schwerpunkte beider Gurte, so erhält man das Trägheitsmoment des unverschwächten Querschnittes

$$J = 2F \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 + \frac{s h_s^3}{12} = \text{rd.} \left(F + \frac{s h_0}{6} \right) \frac{h_0^2}{2} \quad (64)$$

und das Widerstandsmoment des Nutzquerschnittes

$$W = \left(F_0 + 0,8 \cdot \frac{s h_0}{6} \right) \frac{h_0^2}{h} \quad (65)$$

wenn h den Abstand der Randfasern des Trägerquerschnittes bedeutet. Setzt man genau genug für h_0 die Stehblechhöhe h_s , für h einen um die Gurtplattenstärke vergrößerten Wert, im Mittel $h = 1,06 h_s$ bis $1,10 h_s$ ein, so wird

$$F_0 = W \cdot \frac{h}{h_s} - \frac{s h}{8} \quad (66)$$

Beispiel: Hauptträger einer vollspurigen Eisenbahnbrücke von $l = 15$ m Stützweite: Biegemoment von der ständigen Last $g = 2,0$ t für 1 m Brücke:

$$M_g = \frac{2,0 \cdot 15^2}{8} = 56,25 \text{ tm};$$

¹⁾ Böhm und John, Widerstandsmomente, Trägheitsmomente und Gewichte von Blechträgern. Springer, Berlin. 2. Aufl. 1913.

desgleichen von der Verkehrslast nach Tab. 8 (S. 1772): $M_v = 243,87$ tm. Erforderlich daher für einen Hauptträger nach den Vorschriften der Sächs. Staatseisenbahnen (Tab. 13).

$$W = \frac{5625 + 1,8 \cdot 24387}{2 \cdot 1,53} = 16300 \text{ cm}^3.$$

Für $s = 12$ nun ergibt sich dann die wirtschaftliche Trägerhöhe nach (39) $h = 1,31 \sqrt[3]{W} = 167 \text{ cm} = \frac{1}{9}$.

Für eine durch die örtlichen Bedingungen gegebene Trägerhöhe $h = 128 \text{ cm} = \frac{1}{11,7}$, also Stehblechhöhe $h_s = 128 - 6 \cdot 1,2 = \text{rd. } 120 \text{ cm}$ wäre demnach der erforderliche Nutzquerschnitt der Gurtungen

$$F_0 = 16300 \frac{178}{120^2} = \frac{1,2 \cdot 120}{8} = 145 - 28,3 = 127 \text{ qcm.}$$

Wählt man den Querschnitt eines Gurtwinkels gleich dem einer Gurtplatte, also zu je rd.

$$\frac{F_0}{5} = 25,4 \text{ qcm, so wären anzuordnen}$$

$$\begin{aligned} 2 \text{ L } 120 \cdot 120 \cdot 13 \text{ mit } F_0 &= 29,7 - 1,3 \cdot 2,6 = 26,3 \text{ qcm} \\ 3 \text{ Fl. } \cdot 260 \cdot 12 \text{ mit } F_0 &= (26,0 - 2 \cdot 2,6) \cdot 1,2 = 25,0 \text{ qcm} \\ \text{zusammen } F_0 &= 2 \cdot 26,3 + 3 \cdot 25,0 = 127,6 \text{ qcm.} \end{aligned}$$

Die genaue Nachrechnung des Querschnittes ergibt dann

Querschnittsteil	Trägheitsmoment J des unverschwächten Querschnittes	Trägheitsmoment J_0 des verschwächten Querschnittes	$y = W$
Stegbl. $1200 \cdot 12$	$120^3 \cdot \frac{1,2}{12} = 172800$	$0,8 \cdot J = 138200$	
$4 \text{ L } 120 \cdot 120 \cdot 13$	$4 \left[29,7 \left(\frac{120,0}{2} - 3,44 \right)^2 + 394 \right] = 381600$	$J - J_n^1 = 334000$	
	<u>554400</u>	<u>472200</u>	:60,0 = 7870
$2 \text{ Fl. } \cdot 260 \cdot 12$	$2 \cdot 26,0 \cdot 1,2 \left(\frac{120,0}{2} + \frac{1,2}{2} \right)^2 = 229200$	$\frac{20,8}{26,0} \cdot J = 183400$	
	<u>783600</u>	<u>655600</u>	:61,2 = 10710
$2 \text{ Fl. } \cdot 260 \cdot 12$	$2 \cdot 26,0 \cdot 1,2 \left(\frac{120,0}{2} + 3 \cdot \frac{1,2}{2} \right)^2 = 238300$	$\frac{20,8}{26,0} \cdot J = 190600$	
	<u>1021900</u>	<u>846200</u>	:62,4 = 13560
$2 \text{ Fl. } \cdot 260 \cdot 12$	$2 \cdot 26,0 \cdot 1,2 \left(\frac{120,0}{2} + 5 \cdot \frac{1,2}{2} \right)^2 = 247600$	$\frac{20,8}{26,0} \cdot J = 198100$	
	<u>1269500</u>	<u>1044300</u>	:63,6 = 16420

während $W = 16300 \text{ cm}^3$ verlangt war.

c) Die Ablängung der Gurtplatten. Die theoretisch erforderliche Länge einer jeden Gurtplatte findet man aus der Fläche der Momentengrenzwerte, die in Fig. 123 für das vorstehende Beispiel aus den Momentenflächen für ständige Last und Verkehrslast zunächst ohne Berücksichtigung der mittelbaren Belastung dargestellt ist ²⁾. Diese Momentenfläche ist zugleich die Fläche der

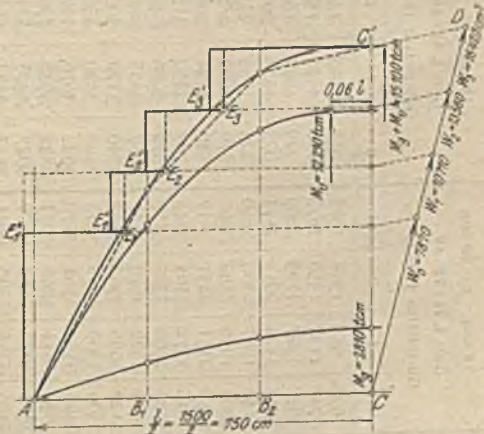


Fig. 123.

¹⁾ $J_n = 4 \cdot 2,6 \cdot 1,3 \cdot 59,35^2 = 17600 \text{ cm}^4.$

²⁾ Die Momentenlinie von der Verkehrslast ist (nach Seite 1770, Fig. 103) als Parabel darzustellen, deren Scheitelpunkt im Abstande $0,06 l$ von der Mittellinie anzunehmen ist.

Tabelle 19. Widerstandsmomente¹⁾ in cm^3 für Blechträger von 10 mm Wandstärke und 280—1280 mm Wandhöhe.

Stehblechhöhe m	$s = 10 \text{ mm}; d = 20 \text{ mm}$ Gurt L 75 · 75 · 10 Gurtplatten 180 · 10				$s = 10 \text{ mm}; d = 20 \text{ mm}$ Gurt L 80 · 80 · 10 Gurtplatten 180 · 10				$s = 10 \text{ mm}; d = 20 \text{ mm}$ Gurt L 90 · 90 · 11 Gurtplatten 200 · 11				$s = 10 \text{ mm}; d = 23 \text{ mm}$ Gurt L 100 · 100 · 12 Gurtplatten 220 · 12				Stehblechhöhe mm
	0	1	2	3	0	1	2	3	0	1	2	3	0	1	2	3	
280	623	953	1314	1685	658	982	1342	1711	—	—	—	—	—	—	—	—	280
320	748	1137	1550	1973	790	1173	1584	2005	937	1408	1926	2457	1079	1619	2233	2866	320
360	878	1327	1793	2269	929	1371	1835	2308	1101	1644	2227	2824	1266	1891	2582	3292	360
400	1015	1524	2043	2571	1073	1575	2092	2617	1270	1887	2536	3199	1459	2170	2940	3727	400
440	1158	1727	2300	2880	1223	1785	2355	2933	1446	2136	2853	3581	1659	2457	3307	4170	440
480	1306	1936	2562	3196	1379	2002	2625	3256	1627	2392	3176	3970	1866	2750	3678	4622	480
520	1459	2151	2831	3517	1540	2224	2901	3585	1815	2654	3505	4366	2078	3050	4058	5080	520
560	1618	2372	3105	3845	1707	2452	3183	3920	2008	2922	3840	4769	2296	3357	4444	5546	560
600	1783	2598	3385	4179	1879	2686	3470	4261	2207	3196	4182	5178	2520	3669	4837	6018	600
640	1953	2829	3670	4518	2057	2925	3763	4608	2411	3475	4529	5592	2749	3988	5236	6496	640
680	2128	3066	3962	4863	2240	3170	4062	4961	2620	3761	4882	6013	2985	4312	5640	6981	680
720	2309	3309	4258	5213	2428	3420	4367	5319	2836	4052	5241	6440	3225	4642	6051	7472	720
760	2495	3557	4561	5570	2622	3676	4677	5683	3056	4348	5606	6872	3471	4978	6467	7968	760
800	2686	3811	4868	5931	2822	3938	4992	6052	3283	4650	5976	7310	3723	5319	6889	8471	800
840	2883	4070	5182	6299	3027	4205	5313	6427	3514	4958	6352	7754	3980	5666	7317	8979	840
880	3086	4334	5500	6671	3237	4477	5640	6808	3751	5271	6733	8203	4243	6019	7751	9494	880
920	3293	4604	5824	7050	3452	4754	5972	7194	3993	5590	7120	8658	4511	6377	8190	10014	920
960	3506	4879	6154	7434	3673	5038	6309	7586	4241	5914	7513	9119	4785	6740	8635	10539	960
1000	3725	5160	6489	7823	3900	5326	6652	7983	4494	6243	7910	9585	5064	7109	9085	11070	1000
1040	3948	5446	6829	8217	4131	5620	7000	8385	4753	6578	8314	10056	5348	7484	9541	11607	1040
1080	4177	5737	7175	8617	4368	5919	7354	8793	5017	6918	8722	10534	5638	7864	10002	12149	1080
1120	4412	6034	7526	9023	4611	6224	7713	9206	5286	7264	9137	11016	5933	8250	10469	12697	1120
1160	4652	6336	7883	9434	4858	6534	8077	9625	5561	7615	9556	11504	6233	8640	10941	13251	1160
1200	4897	6644	8245	9850	5111	6849	8447	10049	5841	7971	9981	11998	6539	9037	11419	13810	1200
1240	—	—	—	—	—	—	—	—	6126	8333	10412	12497	6850	9439	11902	14374	1240
1280	—	—	—	—	—	—	—	—	6417	8701	10848	13001	7167	9846	12391	14944	1280

¹⁾ Die Nietverschwächung im Stehblech ist hierbei nicht berücksichtigt.

Stehblechhöhe mm	s = 12 mm; d = 23 mm Gurt L 110 · 110 · 12 Gurtplatten 240 · 12				s = 12 mm; d = 26 mm Gurt L 120 · 120 · 13 Gurtplatten 260 · 12				s = 12 mm; d = 23 mm Gurt L 130 · 130 · 12 Gurtplatten 280 · 12				s = 12 mm; d = 26 mm Gurt L 130 · 130 · 14 Gurtplatten 280 · 13				Stehblechhöhe mm	
	0	1	2	3	0	1	2	3	0	1	2	3	0	1	2	3		
320	1198	1803	2487	3193	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	320
360	1408	2108	2879	3670	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	360
400	1627	2422	3281	4158	1834	2658	3575	4512	1861	2814	3855	4918	2074	3040	4130	5246	400	
440	1854	2746	3692	4656	2088	3015	4026	5056	2120	3188	4336	5504	2361	3448	4648	5874	440	
480	2088	3078	4112	5163	2350	3381	4487	5610	2389	3572	4826	6100	2657	3865	5177	6514	480	
520	2330	3418	4541	5680	2620	3756	4956	6174	2665	3965	5326	6705	2961	4291	5716	7164	520	
560	2578	3765	4977	6204	2897	4139	5434	6746	2949	4365	5834	7320	3273	4726	6263	7823	560	
600	2834	4120	5421	6737	3181	4530	5920	7327	3240	4774	6350	7944	3593	5169	6820	8492	600	
640	3097	4482	5872	7277	3473	4928	6414	7916	3539	5191	6875	8576	3920	5621	7384	9169	640	
680	3366	4851	6331	7824	3771	5333	6915	8512	3845	5614	7407	9215	4253	6079	7957	9855	680	
720	3642	5228	6797	8379	4076	5746	7424	9117	4157	6046	7946	9863	4594	6546	8537	10548	720	
760	3925	5611	7270	8942	4388	6166	7940	9728	4476	6484	8493	10518	4942	7019	9125	11249	760	
800	4214	6000	7749	9511	4706	6592	8463	10347	4803	6929	9047	11180	5297	7500	9720	11958	800	
840	4510	6397	8236	10087	5032	7026	8993	10973	5136	7381	9609	11850	5658	7987	10322	12674	840	
880	4813	6800	8729	10670	5363	7466	9530	11606	5475	7840	10177	12527	6027	8482	10932	13398	880	
920	5122	7210	9230	11260	5702	7913	10074	12247	5822	8306	10752	13210	6402	8984	11548	14129	920	
960	5437	7627	9736	11857	6047	8367	10624	12894	6174	8779	11334	13901	6783	9492	12171	14867	960	
1000	5759	8050	10250	12461	6399	8827	11182	13547	6534	9259	11922	14599	7171	10007	12802	15612	1000	
1040	6088	8480	10770	13071	6757	9294	11746	14208	6900	9745	12518	15303	7566	10529	13439	16363	1040	
1080	6423	8916	11297	13688	7121	9768	12316	14876	7273	10237	13120	16015	7967	11058	14083	17122	1080	
1120	6765	9359	11830	14312	7492	10249	12894	15550	7652	10737	13729	16733	8375	11593	14733	17888	1120	
1160	7113	9808	12370	14942	7870	10735	13478	16231	8038	11243	14345	17458	8790	12135	15391	18660	1160	
1200	7467	10264	12917	15579	8254	11229	14068	16918	8430	11755	14967	18189	9211	12684	16055	19439	1200	
1240	7828	10727	13470	16223	8645	11729	14666	17613	8828	12275	15596	18927	9638	13239	16725	20225	1240	
1280	8195	11196	14029	16872	9042	12235	15269	18313	9234	12800	16231	19672	10072	13800	17403	21018	1280	
1320	8568	11671	14595	17529	9445	12749	15880	19021	9645	13332	16873	20424	10513	14369	18086	21817	1320	
1360	8949	12153	15168	18192	9855	13268	16497	19735	10064	13871	17521	21182	10960	14944	18777	22623	1360	
1400	9336	12641	15747	18862	10272	13794	17120	20456	10488	14416	18176	21946	11413	15525	19474	23436	1400	
1450	9829	13261	16480	19708	10801	14461	17908	21366	11028	15107	19001	22911	11987	16261	20354	24461	1450	
1500	10331	13891	17223	20564	11341	15138	18707	22286	11578	15803	19842	23886	12569	17007	21245	25496	1500	
1550	10843	14531	17976	21431	11891	15825	19516	23216	12138	16519	20690	24871	13159	17763	22146	26542	1550	
1600	11366	15180	18740	22308	12451	16522	20335	24157	12708	17240	21549	25867	13760	18529	23057	27598	1600	

1) Die Nietverschwächung im Stehblech ist hierbei nicht berücksichtigt.

Widerstandsmomente, wenn sie mit der größten in Trägermitte auftretenden Beanspruchung

$$\sigma_{\max} = \frac{M_0 + M_1}{W} \quad (67)$$

multipliziert wird. Diese Umrechnung erfolgt am zweckmäßigsten graphisch in der aus Fig. 123 ersichtlichen Weise, wenn die Widerstandsmomente W_0 , W_1 , W_2 und W_3 als CD -Strecken vom Punkt C aus auf einer beliebig geneigten Geraden CD aufgetragen und durch Parallelen zu $C'D$ auf die Mittellinien projiziert werden. Die Schnittpunkte E_1 , E_2 und E_3 der Wagerechten mit der Momentenlinie ergeben sodann die theoretischen Enden der Gurtplatten. Hierbei ist zu beachten, daß bei der vorliegenden mittelbaren Belastung die Momentenlinie ein der Kurve $(M_0 + M_1)$ eingeschriebenes Vieleck ist mit den Ecken auf den Querträgerloten in B_1 und B_2 .

In Wirklichkeit sind jedoch die Gurtplatten bis zu den Punkten E'_1 , E'_2 und E'_3 durchzuführen, so daß vor den theoretischen Gurtplattenenden E_1 , E_2 und E_3 mindestens ein Nietpaar gesetzt werden kann und dadurch jeweils die neue Gurtplatte zum Tragen herangezogen wird. Zur Sicherheit werden jedoch meist zwei Nietpaare, häufig sogar die Hälfte der zum vollen Anschluß erforderlichen Niete angeordnet. Bezeichnet F_0 den Querschnitt einer Platte, N die zulässige Belastung eines Nietes, so ist die Zahl der zum vollen Anschluß der Gurtplatte erforderlichen Nietpaare

$$n = \frac{F_0 \cdot \sigma_{\max}}{2N} \quad (68)$$

Für unser Beispiel (vgl. Pkt. b, S. 1794) ergibt sich $F_0 = 25,0 \text{ cm}^2$,

$$\sigma_{\max} = \frac{M_0 + M_1}{W} = \frac{5625 + 24387}{2 \cdot 16420} = 0,915 \text{ t/cm}^2,$$

und für Niete von 26 mm Durchmesser nach Tab. 15 bei $r = 600 \text{ kg/cm}^2$ die zulässige Nietbelastung $N_2 = 3,18 \text{ t}$, also:

$$n = \frac{25,0 \cdot 0,915}{2 \cdot 3,18} = 3,6 \text{ rd. } 4,$$

also

$$\frac{n}{2} = 2 \text{ Nietpaare.}$$

Die erste Lamelle der Obergurtung wird zweckmäßig bis an das Trägerende, also bis E''_1 (Fig. 123), durchgeführt, um die Knicksicherheit des Druckgurtes zu erhöhen und den Gurtquerschnitt kräftig zusammenzufassen. Dadurch wird nebenbei der Vorteil einer Abdeckung der lotrechten Fugen zwischen Gurtwinkel und Stehblech gegen eindringendes Wasser erzielt.

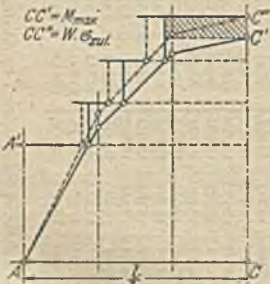


Fig. 124.

Das mitunter angewendete Verfahren, nach Fig. 124 als Kurve AC' wiederum die Biegemomente, dagegen als Stufenlinie $AA'C'$ die Momente $M = W \cdot \sigma_{zul}$ aufzutragen und danach die Längen der Gurtplatten zu bestimmen, ist nicht zu empfehlen, weil dann die größte Beanspruchung nicht in der Trägermitte, also an der Stelle der größten Biegemomente, sondern an Punkten eintritt, für die sie nur durch umständliche Rechnung ermittelt werden kann. Überdies stellt die zu reichliche Bemessung des Querschnittes in Trägermitte in diesem Falle eine nutzlose Verschwendung dar (vgl. die

schraffierte Fläche). Werden dagegen die Lamellenlängen nach der gestrichelten Linie bemessen, so bildet der Überschuß über AC' eine Vorsorge für eine etwa künftig zu erwartende Erhöhung der Verkehrslasten.

d) **Der Stehblechstoß.** Wände, deren Blechmaße zu groß sind, um noch für den Grundpreis beschafft oder bequem hantiert und verarbeitet werden zu können, zerlegt man durch Stöße in mehrere Teile. Diese deckt man durch Doppel-laschen, die mit der Wand derart zu vernieten sind, daß die in der Stoßfuge der Wand auftretenden äußeren Kräfte — Querkraft und das auf den Wandquerschnitt entfallende Moment — durch die Vernietung von einer auf die andere Seite des Stoßes sicher übertragen werden. Dabei soll eine mindestens zweireihige Vernietung angeordnet werden, damit bei Herstellung der Nietung einer Reihe die zweite Reihe fest verdornt und verschraubt gehalten werden kann. Drei- oder mehrreihige Verlaschungen sind seltener.

Es kommen drei Stoßarten in Betracht:

1. Wenn die Gurtwinkel stark genug sind, um als Laschen der nicht gedeckten Wandstreifen die dadurch in ihnen entstehenden Nebenspannungen mit aufnehmen zu können, liegen die Laschen nur zwischen den Gurtwinkelrändern (Fig. 125 a). Diese Deckungsart kann auch sonst Anwendung finden,

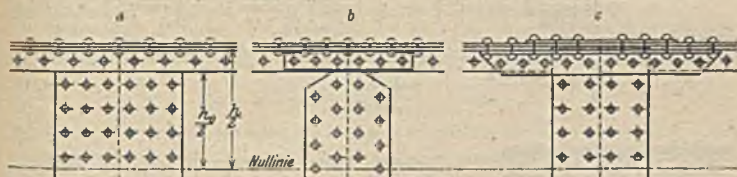


Fig. 125.

wenn die Stärke s der Laschen derart gewählt wird, daß ihr Trägheitsmoment gleich dem des Stehbleches ist, also

$$s_0 \cong s \left(\frac{h}{h_0} \right)^3 \quad (69)$$

2. In Fig. 125 b werden diese Nebenspannungen durch besonders zu diesem Zwecke angeordnete Flacheisenlaschen übernommen. Diese decken den Stoß nur mittelbar, müssen also lang genug sein, damit die um etwa ein Drittel zu vernehmende theoretisch erforderliche Nietenzahl auf ihnen Platz findet.

3. In Fig. 125 c wird die Blechwand in ganzer Höhe gedeckt, so daß die lotrechten Gurtwinkelschenkel gegen die Laschen totlaufen und deshalb besonders gedeckt werden müssen. Das geschieht gewöhnlich durch Deckwinkel, die durch Fräsen ihrer Kante zum dichten Anschluß an die Gurte gebracht werden, wenn nötig, unter Verwendung von Futterstücken und ohne Kröpfungen. Da hierbei auch die wagerechten Gurtwinkel durch Futter ersetzt werden müssen, werden diese zweckmäßig zur Deckung eines an gleicher Stelle anzuordnenden Lamellenstoßes ausgenützt. Immerhin erfordert diese Deckungsart einen höheren Eisenaufwand als die ersten beiden.

Die zweireihige Vernietung läßt sich ohne besondere Rechnung anordnen, wenn die zulässige Beanspruchung σ_z der Blechwand und der zulässige Laibungsdruck σ_l der Niete gleich ausgenützt werden. Man erhält dann den Nietenabstand in den lotrechten Reihen nach Fig. 126 aus

$$(e - d) \cdot s \cdot \sigma_z = 2 \cdot N_r = 2 \cdot d \cdot s \cdot \sigma_l$$

zu

$$e = d \left(\frac{2 \sigma_l}{\sigma_z} + 1 \right) = \text{rd. } 5 d. \quad (70)$$

Die Zahl der Laschenniete ergibt sich allgemein aus der Bedingung, daß die Beanspruchung der Randniete die zulässige Nietbelastung nicht überschreitet.

Ist

M_n = der auf den Stehblechquerschnitt entfallende Teil des Biegemomentes des Gesamtquerschnittes;

Q = die größte Querkraft an der Stoßstelle;

r = der Abstand des Schwerpunktes S des Nietbildes von der Stoßfuge;

F_n = die Querschnittsfläche eines Nietes (und zwar entweder $F_n = 2 \cdot \frac{\pi d^2}{4}$ oder $F_n = s \cdot d$);

$h = n \cdot e =$ der Abstand der äußersten Nietreihen;

$z =$ die Anzahl der Niete einer Laschenseite und

$\omega =$ ein aus Tabelle 21 zu entnehmender Festwert.

so ergibt sich die Beanspruchung der äußersten Randniete nach der in Fig. 126 links unten angedeuteten Kräftezusammensetzung zu:

$$\sigma_n = \sqrt{\left(\frac{M}{W_n}\right)^2 + \left(\frac{Q}{F}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{M_n + Q \cdot r}{F_n \cdot h_n \cdot \omega}\right)^2 + \left(\frac{Q}{z \cdot F_n}\right)^2}$$

oder

$$F_n \cdot \sigma_n = \sqrt{\left(\frac{M_n + Q \cdot r}{h_n \cdot \omega}\right)^2 + \left(\frac{Q}{z}\right)^2} \quad (71)$$

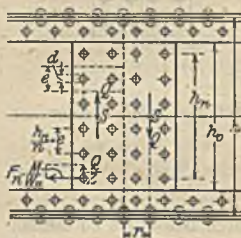


Fig. 126.

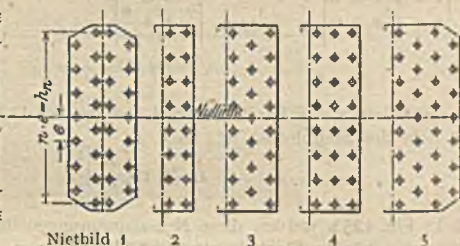


Fig. 127.

Tabelle 21. Festwerte ω für Laschennietung.

$n =$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
Nietbild (nach Fig. 127)	1	1	1,25	1,56	1,88	2,20	2,53	2,86	3,19	3,52	3,85	4,18	3,13
	2	1	2,00	2,22	2,50	2,80	3,11	3,43	3,75	4,07	4,40	4,72	5,04
	3	0,67	2,25	2,67	3,12	3,60	4,08	4,57	5,06	5,56	6,05	6,55	7,04
	4	0,75	3,00	3,33	3,75	4,20	4,67	5,14	5,63	6,11	6,60	7,09	7,58
	5	0,40	2,50	3,11	3,75	4,40	5,06	5,71	6,38	7,04	7,70	8,36	9,03

Die Wirkung der Querkraft wird in den meisten Fällen vernachlässigt. Dies ist jedoch nicht zulässig bei niedrigen und verhältnismäßig breiten Laschen.

Der in Tabelle 21 für die Nietbilder der Fig. 127 angegebene Festwert ω berechnet sich folgendermaßen: Für Nietbild 4 mit $n = 9$ ist z. B. das Trägheitsmoment des Nietbildes

$$\begin{aligned} J_n &= 2 \cdot (3 F_n) \left[\left(\frac{1}{2}e\right)^2 + \left(\frac{2}{3}e\right)^2 + \left(\frac{4}{3}e\right)^2 + \left(\frac{5}{3}e\right)^2 + \left(\frac{8}{3}e\right)^2 \right] \\ &= 6 F_n \cdot \frac{e^2}{4} (1^2 + 3^2 + 5^2 + 7^2 + 9^2) = 247,5 F_n \cdot e^2, \end{aligned}$$

das Widerstandsmoment des Nietbildes

$$W_n = \frac{J_n}{\frac{3}{8}e} = \frac{2 \cdot 247,5 \cdot F_n \cdot e^2}{9e} = 55 \cdot F_n \cdot \frac{h_n}{9} = \omega \cdot F_n \cdot h_n,$$

also

$$\omega = \frac{5,6}{9} = 6,11.$$

Da nun $N = F_n \cdot \sigma$ ist, so wird

$$M = W \cdot \sigma = \omega \cdot F_n \cdot h_n \cdot \sigma = \omega \cdot N \cdot h_n. \quad (72)$$

Beispiel: 1. Zu laschen sei das Stehblech $1200 \cdot 12$ mm des im Beispiel S. 1794 berechneten Trägers in Trägermitte durch zwei Steglaschen von $h_0 = 950$ mm Höhe. Die erforderliche Dicke der beiden Steglaschen ist $s_0 = 12 \cdot \frac{1200^2}{950^2} = 24,2$ mm, wofür $2 \cdot 13$ mm gewählt wird.

Der auf das Stehblech entfallende Anteil am Biegemoment ist

$$M_n = \frac{1}{2}(M_g + M_e) \cdot \frac{J_s}{\Sigma J} = \sqrt{\frac{(56,25 + 243,87)}{2}} \cdot \frac{172800}{1269500} = 20,45 \text{ t/m} = 2045 \text{ t/cm},$$

wenn nach der Querschnittsberechnung auf S. 1795 $J_s = 172800 \text{ cm}^4$ das Trägheitsmoment des Stehbleches, $\Sigma J = 1269500 \text{ cm}^4$ das des ganzen Trägerquerschnittes ist.

Nimmt man als Dicke der Laschenniete $d = 23$ mm an, deren zulässige Belastung nach Tab. 18 für $\sigma = 2000 \text{ kg/cm}^2$ $N = N_0 = 5,52$ t, so ergibt sich der Abstand der äußersten Laschenniete zu $950 - 2 \cdot 40 = 870$ mm, und damit aus Formel 72:

$$\omega = \frac{M_n}{N \cdot h_n} = \frac{2045}{5,52 \cdot 87,0} = 4,27.$$

Für das Nietbild 3 der Fig. 127 ergibt sich daraus die erforderliche Nietzahl $n = 7$, wofür $\omega = 4,57 > 4,27$ ist, also $e = \frac{870}{7} = 124$ mm. Die Belastung eines Nietes der äußersten Reihe ist dabei

$$N = \frac{M}{h_n \cdot \omega} = \frac{2045}{87,0 \cdot 4,37} = 5,16 \text{ t},$$

also seine Beanspruchung auf Abscheren $\tau = \frac{5,16}{2 \cdot 4,15} = 0,622 \text{ t/qcm}$,

$$\text{auf Laibungsdruck } \sigma_s = \frac{5,16}{2,3 \cdot 1,2} = 1,87 \text{ t/qcm}.$$

2. Sollen außer den Steglaschen noch Flachlaschen an den lotrechten Winkelschenkeln (nach Fig. 125 b) mit je 3 Nieten (26 Durchmesser) angeordnet werden, so berechnet sich das auf die Steglaschen entfallende Biegemoment zu

$$M_n' = M_n \cdot \frac{h_0^2}{d^2} = 2045 \cdot \frac{95^2}{120^2} = 1015 \text{ tcm},$$

während der Rest $M_n'' = M_n - M_n' = 2045 - 1015 = 1030$ tcm von den Flachlaschen aufzunehmen ist. Wählt man daher für die Steglaschen Nietbild 1 der Fig. 127, so ist wegen

$$\omega = \frac{M}{N \cdot h_n} = \frac{1015}{5,52 \cdot 87} = 2,12$$

die Zahl $n = 5$ mit $\omega = 2,20 > 2,12$ ausreichend, mit Rücksicht auf nicht zu großen Nietabstand aber $n = 7$ zu wählen. Zur Übertragung der auf ein Flachlaschenpaar entfallenden Kraft

$$\frac{M_n}{h_n} = \frac{1030}{120 - 2 \cdot 6,0} = 9,55 \text{ t},$$

wären zwei Nieten (26 Durchmesser) mit einer zulässigen Belastung von je $N_l = 6,24$ t ausreichend, mit Rücksicht auf den mittelbaren Anschluß aber je drei Niete anzuordnen.

3. Wird auch noch die Wirkung der Querkraft in Ansatz gebracht, und zwar in der Größe, die die Querkraft in der Trägermitte hat, also gemäß Fig. 104 mit

$$Q_V = \frac{5}{2} \cdot \frac{l}{2 \cdot 6} = \frac{2,0 \cdot 15,0}{24} = 1,25 \text{ t},$$

$$Q_V = \frac{5 \cdot 17,0}{2} \cdot \frac{4,5}{15,0} = 12,75 \text{ t}.$$

$$\text{zusammen } Q_{\max} = 14,00 \text{ t},$$

so wird für Nietbild 1 mit $n = 7$, also mit $r = \frac{2}{2} \cdot 8,0 = 8,0$ cm, $z = 7 + 8 = 15$ und $\omega = 2,86$

$$\sigma_n \cdot F_n = \sqrt{\left(\frac{1015 + 14,0 \cdot 8,0}{87,0 \cdot 2,86}\right)^2 + \left(\frac{14,0}{15}\right)^2} = \sqrt{(4,08 + 0,45)^2 + 0,94^2} = 4,62 \text{ t},$$

also $\sigma_l = \frac{4,62}{2,3 \cdot 1,2} = 1,67 \text{ t/qcm}$ und $\sigma_0 = \frac{2 \cdot 4,15}{4,62} = 0,50 \text{ t/qcm}$.

e) Die Aussteifung der Wände¹⁾. Über den Stützen und dazwischen in passenden Abständen (die übrigens meist durch die Lage des Bahngerippes vorgeschrieben werden) sind Steifen aus \perp -, L -, J - oder U -Profilen auf die Blechwand zu nieten (Fig. 128 u. 129). Die vorspringenden Flanschen der Steifen sollen so breit sein, wie es die Breite der Gurtwinkelschenkel erlaubt, und müssen dicht an diese schließen. Um Krüpfungen zu vermeiden, sind die Steifen am besten auf Futterbleche zu legen. Die Wandsteifen können in den Endfeldern, wie Fig. 129 veranschaulicht, auch als Schrägen aufgenietet werden, weil sie dann besser den Richtungen der maßgebenden Spannungen entgegenwirken.



Fig. 128.

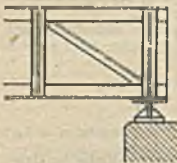


Fig. 129.

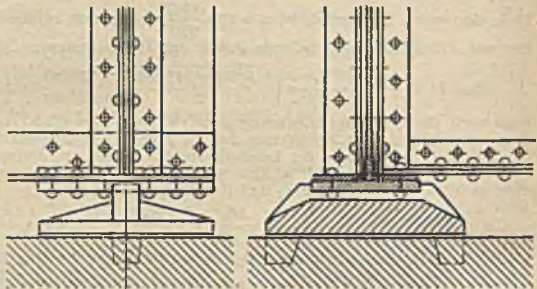


Fig. 130.

Für die Übertragung der in den Endsteifen und im Stehblech gesammelten Stützkraft in die Auflagerplatte kommen wesentlich nur die lotrechten Schenkel der Untergurtwinkel in Betracht, da auf eine Mitwirkung des Stehbleches mit Sicherheit nicht gerechnet werden kann. Um die wirksame, in Fig. 130 schwarz angedeutete Druckfläche zu vergrößern, wird daher zweckmäßig eine 2–3 cm starke druckverteilende Platte angeordnet, der folgende Aufgaben zufallen:

1. Sie soll als zuverlässiges Hilfsmittel bei der Ausführung dienen und mit den Gurtwinkeln schon vor deren Vernietung kräftig verschraubt werden, damit ein möglichst glattes fugenloses Aufeinanderliegen aller Druckflächen gewährleistet wird.

2. Sie soll die wagerechten Gurtwinkelschenkel verstärken, um den Druck in der Querrichtung, also auf eine möglichst große Auflagerlänge zu verteilen.

3. Sie soll die Untergurtwinkel in der Längsrichtung verstärken, um möglichst viele Halsniete zur Druckübertragung heranzuziehen.

Aus diesen Gründen ist es notwendig, die Blechwand über die Stützenlote hinaus zu verlängern, damit diese Übertragung der Kräfte gewährleistet ist. Hierzu genügt es auch wohl, wenn die Wand nach Fig. 128 abgeschrägt wird.

20. Die Fachwerkträger.

a) Stabquerschnitte im allgemeinen.

1. Aus den in der Baustatik ermittelten Grenzwerten der Stabkräfte S berechnet man (für die gegebenen zulässigen Spannungen) den Inhalt F_0 des Nutzquerschnittes, wobei sowohl in Zug- als auch in Druckstäben die Verschwächung des Stabquerschnittes durch die von dem gefährlichsten Schnitte getroffenen Nietlöcher zu berücksichtigen ist. Druckstäbe sind noch auf Knicken zu untersuchen (Festigkeitslehre), wobei Nietlöcher nicht abgezogen zu werden brauchen. In vielen Fällen wird die so berechnete Flächengröße F genügen, um den betreffenden Stab knickfest zu erhalten, wenn die nur bis an das Knotenblech geführten Futter u. dgl. dem Knickquerschnitt zugerechnet werden.

¹⁾ Reißner, Über die Knicksicherheit der Bleche. Zentralbl. d. Bauverw. 1909, S. 93 und 151.

Für Stäbe, die einen Spannungswechsel erleiden, berechnet man F aus der Launhardt-Weyrauch-Formel oder nach einer anderen (in Tab. 13, S. 1782 gegebenen) Formel.

Die aus den Windverbänden in deren Leiter — die Gurte — übertragenen Zusatzspannungen, sind zu berücksichtigen, wenn die für diesen Fall erhöhte zulässige Beanspruchung zugrunde gelegt wird. Hat man z. B. aus einer Eigengewichtstabkraft E und einer größten Verkehrslaststabkraft V

$$F_0 = \frac{E + V}{\sigma} \quad (73)$$

bestimmt, so hat man noch zu untersuchen, ob

$$F_w = \frac{E + V + W}{\sigma_w} \quad (74)$$

kleiner oder größer als F_0 ist. W ist dabei die größte Stabkraft, die aus der Windbelastung des Windverbandes in den betrachteten Gurtstäben erzeugt wird. Ist $F_w > F_0$, so ist F_w für die Querschnittsbildung maßgebend.

2. Höhe, Breite, Zuwachse und Stoßflächen der Querschnitte. Mit zunehmender Höhe h_q der Querschnitte wachsen die aus den steifen Knotenverbindungen entstehenden Nebenspannungen. Andererseits vermindert sich (bei gleichem F) die Breite. Diese sollte im allgemeinen größer als die Höhe gehalten werden, um die Seitensteifigkeit der Trägerwände zu vergrößern, namentlich gilt dies für offene Brücken. Die Höhe h_q ist nicht allein von der Stützweite, sondern vielmehr von der Feldweite a abhängig. Wählt man

$$h_q = \frac{a}{8} \text{ bis } \frac{a}{10}, \quad (75)$$

so wird man meist annehmbare Werte erhalten.

Die für die Grenzwerte der Stabkräfte berechneten Querschnitte F_0 in den einzelnen Gurtfeldern sind im allgemeinen von stark wechselnder Größe, so daß es selten möglich ist, den gleichen Querschnitt über die ganze Trägerlänge durchzuführen. Es wird daher meist ein Grundquerschnitt angenommen, der etwa der kleinsten erforderlichen Querschnittsfläche entspricht und durch Hinzufügen passender Querschnittsglieder ergänzt wird. Diese Querschnittszuwachse sind so anzuordnen, daß die Lage des Schwerpunktes in allen Querschnitten möglichst unverändert bleibt, weil die Schwerlinien der Stäbe sich mit den Netzlinien des Fachwerks decken sollen, Absätze in den oberen und unteren Gurtkanten beim Übergang von einem zum folgenden Felde aber zu vermeiden sind. Durch das Zusammentreffen von Stabquerschnitten mit verschiedener Schwerpunktslage in den Knoten treten Knotenmomente auf, die wesentliche Zusatzspannungen hervorrufen¹⁾. Da die Unveränderlichkeit der Schwerpunktslage nicht immer durchführbar ist, wird die Schwerlinie möglichst ausgemittelt und die Ausgleichslinie als Netzlinie eingeführt.

Besondere Sorgfalt ist in dieser Beziehung den Druckstäben zu widmen, weil bei ihnen die Gefahr des Knickens vorliegt. Zuwachse innerhalb der Netzlänge eines Druckstabes und ebenso seine Anschlüsse und Stoßverbindungen müssen daher stets so ausgebildet werden, daß Kraftachse und Stabachse überall zusammenfallen. Da auch bei sauberster Bearbeitung auf ein sattes Aufeinanderliegen stumpf zusammenstoßender Stoßflächen nie gerechnet werden kann, sind alle Stoßverbindungen und Anschlüsse ausschließlich durch Niete oder aber durch Gelenkbolzen herzustellen.

b) Gurtquerschnitte. Die Rücksichtnahme auf rasches Abführen des Tagewassers und das Erzielen einer vollkommenen Knicksicherheit bedingen Unterschiede in der Gestalt der in verschiedenem Sinne beanspruchten Querschnitte

¹⁾ Vgl. Gehler, Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken, Berlin 1910. Verlag Wlth. Ernst & Sohn.

des Ober- und Untergurtes. Offene Gurte, die in allen ihren Teilen besichtigt und erneuert werden können, sind den geschlossenen Kästen-, Zellen- oder Röhrengurten vorzuziehen. Geschlossene Gurte weitgespannter Eisenbrücken sind nur dann zulässig, wenn sie mit Mannlöchern versehen werden, um im Innern der Kästen, Zellen oder Röhren Unterhaltungsarbeiten ausführen zu können.

Einteilige und zweiteilige Gurte. Zu den einteiligen Gurten gehören die Grundformen des T, I und +, die meist aus Winkeln oder \square -Eisen gebildet

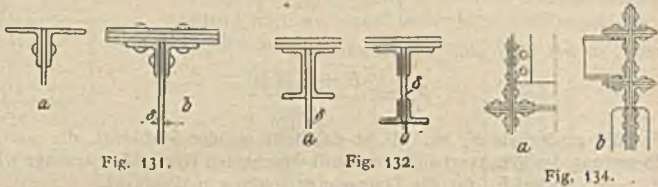


Fig. 131.

Fig. 132.

Fig. 134.

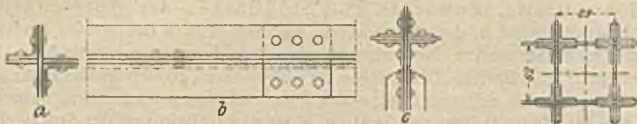


Fig. 133.

Fig. 135.

und, wenn erforderlich, durch Plattenein- und auflagen verstärkt werden (Fig. 131 bis 133). Bei Nutzquerschnitten über etwa 500 cm^2 verwendet man meist zweiteilige Gurte.

Die früher gebräuchlichen Gurtformen (Fig. 134—136), die durch Zusammen-
setzen mehrerer Kreuzquerschnitte mit Platten und Winkeln entstanden sind, werden heute nicht mehr verwendet, weil sie viele und unbequeme Nietarbeit erfordern und schwierig zu unterhalten sind. Vor allem ist hier eine nachträgliche Verstärkung der Brücke, wie sie durch die Erhöhung der Verkehrslasten vielfach notwendig werden, kaum durchführbar. Deshalb werden heute in der Regel die zweiteiligen Grundformen des \square , H und $\perp\perp$ ausgeführt (Fig. 137 bis 141). Dabei ist in Deutschland eine Verwendung von \square -Eisen nur bis zu Stützweiten von etwa 50 m zugänglich, weil die größte Höhe dieser Normalprofile nur bis 30 cm reicht. In Amerika verwendet man \square -Eisen bis 38,1 cm Höhe, die ein nahezu doppelt so großes Widerstandsmoment aufweisen, als das größte der deutschen.

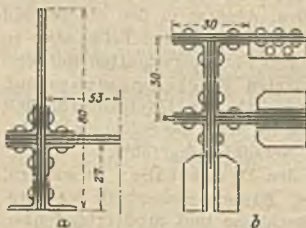


Fig. 136.

Die schwächsten einteiligen Querschnitte bildet man in Kreuzform aus zwei Winkeln (Fig. 133a), zwischen denen das Knotenblech abgeschlossen wird. Um Federn oder Knicken auszuschließen, werden abwechselnd lotrechte und wagerechte Füllbleche eingienietet (Fig. 133b) in Abständen, die etwa dem 50fachen des kleinsten Trägheitshalbmessers eines der Winkel entsprechen. Der volle Kreuzquerschnitt (Fig. 133c) bietet bequeme Anschlüsse für Wandglieder und Querverbände. Seine Zuwachse sind (durch Einlegen wagerechter und lotrechter Füllbleche) etwas unbequem zu erreichen. Hierbei sei auf die Notwendigkeit hingewiesen, mit Rücksicht auf die Rostgefahr etwaige lotrechte oder wagerechte Fugen im Gurtquerschnitt durch Füllbleche zu schließen

oder aber die Zwischenräume so groß zu machen, daß ein Anstrich möglich ist. Daher sollte die Fugenweite mindestens ein Fünftel der Fugentiefe sein.

Einteilige T-Querschnitte (Fig. 131) werden bei Stützweiten bis etwa 50 m durch ein Strohblech verstärkt, dessen freie Höhe, um Federn und Knicken auszuschließen, etwa das 15fache seiner Stärke δ nicht überschreiten soll. Zweiteilige T- oder Π -Querschnitte (Fig. 137 und 140) sind ihrer großen Quersteifigkeit und bequemen Anschlüsse wegen besonders für Obergurte beliebt. Seine Zuwachse werden durch Hinzufügen der unteren Winkel (Fig. 140b) und weiter durch Auflagen von Lotrechtplatten erhalten (Fig. 140c). Die Wagerechtplatte

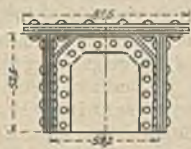


Fig. 137.



Fig. 139.



Fig. 138.

hat wesentlich den Zweck, das Tagewasser abzuhalten und das Aufstellen des Gurtes zu erleichtern. Um die Schwerpunktlage des Querschnittes zu erhalten, wenn mehrere Wagerechtplatten aufgelegt werden, sind als Gegengewicht auch an der Unterkante des Obergurtes entsprechend starke Platten anzuschließen (Fig. 140d). Das beste Mittel zur Verstärkung des Querschnittes sind Senkrechtplatten.

Der unverstärkte H-Querschnitt (Fig. 139), in der Gestalt eines breitflanschigen liegenden I-Profiles, wird für kleinere Weiten offener Brücken oft verwendet. Er gestattet bequeme Plattenaufgaben und gute Nietanschlüsse

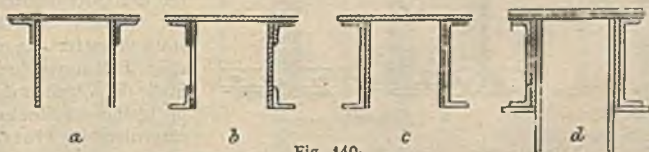


Fig. 140.

der Wandglieder, aber nur bei Vieleckgurten eine gute Wasserabführung. Für solche Träger kommt neben den Π - und H-Gurten auch der (aus zwei nebeneinanderliegenden Kreuzen bestehende) zweiteilige Kreuzgurt in Betracht, der bei den Wechselbrücken in Dirschau und Fordon zur Anwendung gekommen ist (Fig. 141). Die wagerechte Verbindung in der Kreuzmitte wird in beiden Gurten durch engmaschiges Gitterfachwerk hergestellt, ist aber im Obergurt stark genug auszubilden, um jede Knickgefahr auszuschließen.

3. Zweiteilige Zugquerschnitte der Untergurte werden mit Rücksicht auf die Entwässerung, auch wenn sie bei größeren Stützweiten in den Endfeldern geringe Druckspannungen durch Wind- und Bremskräfte erfahren, in zwei getrennten Hälften hergestellt (Fig. 142). Sie werden an den Knoten — und wenn nötig, auch in passenden Abständen dazwischen — miteinander verbunden. Im übrigen werden für Zug und Druck bei den ein- und zweiteiligen

1-, +- und H-Grundformen ziemlich gleichartige Querschnitte verwendet, die symmetrisch zur Trägerachse liegen, so daß die T eines Obergurtes im Untergurte als 1 erschienen (Fig. 136d). Die sog. Hutform (Fig. 137), mit oder ohne Plattenauflagen, ist insofern ungünstig, als die Kopfplatte den Anschluß der

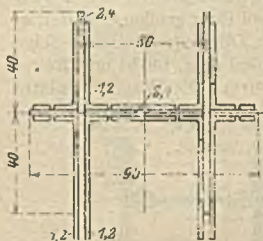


Fig. 141.

Wandglieder erschwert. Zugstäbe, die beim Spannungswechsel auch Druck erfahren, müssen durch mindestens zwei in gleichen Abständen zwischen den Knoten anzuordnende lotrechte Querstege und durch wagerechte Bindebleche versteift werden. Fig. 137 zeigt einen solchen Querstege zwischen den Stegblechen eines Obergurtes, Fig. 144 im Untergurte. Die dort dargestellten mehrfach gebogenen Winkel werden allerdings besser durch drei einzelne, auf Gebrung geschnittene Winkelstücke ersetzt.

4. Druckquerschnitte weitgespannter Eisenbrücken bedürfen besonderer Zutaten, um die Knickgefahr auszuschließen. Die Fig. 146—149 veranschaulichen die größten Querschnitte dieser Art, deren Abmessungen in der Tabelle 22 zusammengestellt sind.

Theoretisch ist die versteifte Kreisform der Druckgurte der Forthbrücke (Fig. 150) die beste, ihre Herstellung in der Werkstatt und auf der Baustelle

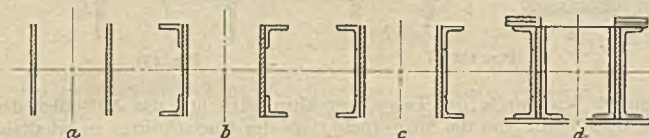


Fig. 142.

war jedoch sehr kostspielig. Deshalb zieht man heute die Reckteckform (Fig. 146—149) vor. Lotrechtplatten, die durch Querverbindungen gegeneinander versteift werden, bilden die wichtigsten Querschnittsteile. Der so gebildete Stab wird auf



Fig. 143.

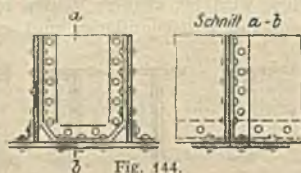


Fig. 144.

beiden wagerechten Seiten des Querschnittes in der ganzen Stablänge stark vergittert. In manchen Fällen werden an Stelle der Vergitterungen in kleineren Abständen eingenietete Platten-

querverbände hergestellt. Diese Anordnung erscheint nicht ganz einwandfrei, weil Knickbeanspruchungen Biegungsspannungen erzeugen und diese von einem auf den anderen Gurt am besten durch Fachwerk übergeleitet werden (vgl. Fig. 150).

Die Fig. 151—162 veranschaulichen die Querschnitte in der großen Stromöffnung der Ruhrorter Eisenbahnbrücke (vgl. auch Fig. 59). Gurt- und Wandgliederquerschnitte mit ihren Zuwachsen, sowie Maße und Nutzquerschnitte sind eingeschrieben.

Nietdurchmesser: 3 cm in den Stoßverbindungen, 2,6 cm in den nur gehefteten Teilen. Für die Zwecke der Aufstellung des Überbaues und auch für den Fall später etwa eintretender Bodensenkungen soll die Brücke angehoben werden können: Die punktierte Verstärkung des Untergurtstabes U_1 gilt für den Zustand der angehobenen Brücke. Unter den Endquerträgern und unter den Untergurtstäben U_1 sind Wasserdruckpressen aufgestellt, bei deren Tätigkeit die Stabkräfte U_1 und D_1 verändert werden.



Fig. 150.

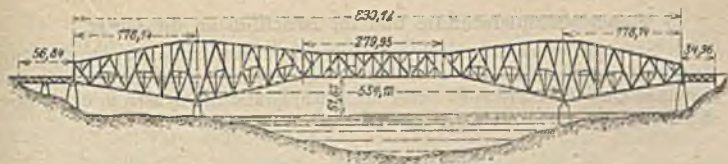


Fig. 145. Quebecbrücke über den St. Lorenzstrom, Kanada.

Tabelle 22. Druckquerschnitte weitgespannter Balkenbrücken.

Nr.	Name und Lage der Brücke	Lage des Querschnittes	Abmessungen				Hauptträger	
			Breite cm	Höhe cm	Länge cm	Querschnitt cm ²	Größte Werte m	System
1	1883—1890 Brücke über den Firth of Forth bei Queensferry, Schottland	Untergurt des Auslegers Fig. 150	—	—	—	5354	520	Ausleger Fig. 27—30
2	1900—1907 Quebecbrücke ü. d. St. Lorenzstrom bei Quebec, Kanada. (Im Jahre 1908 eingestürzt.)	Untergurt des Ankerarmes Fig. 146	141	138	15,9	5038	534	Ausleger Fig. 145
3	1902—1908 Queensborobrücke ü. d. Eastriver i. Neuyork	Untergurt des Auslegers Fig. 147	152	123	12,2	7224	360	Ausleger Fig. 67
4	1909—1910 Beaverbrücke über den Ohio bei Pittsburg, Nordamerika	Hauptständer zwischen Ankerarm und Ausleger	107	169	16,4	4121	234	Ausleger
		Untergurt des Ankerarmes Fig. 148	107	154	9,7	3009		
5	1910 Städtische Brücke über den Mississippi bei St. Louis, Nordamerika.	Obergurt Kohlenstahl Nickelstahl Fig. 149	110	123	14,6	4300	204	Einfach. Balken
			110	123	14,6	2845		

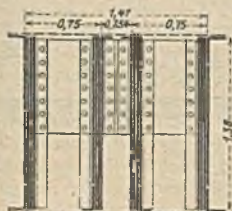


Fig. 146.

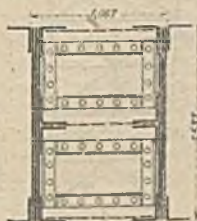


Fig. 148.



Fig. 149.



Fig. 147.

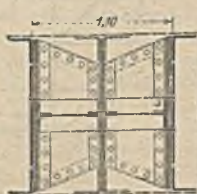


Fig. 149.



c) Wandgliederquerschnitte und ihr Anschluß an die Gurte.

1. Streben erhalten je nach der Größe ihrer Stabkraft und der Art ihres Nietanschlusses bei ein- oder zweiteiligen Gurten die in den Fig. 163—167 dargestellten Querschnittsformen, wobei die strichpunktierten Achsen in der Trägerebene liegen.

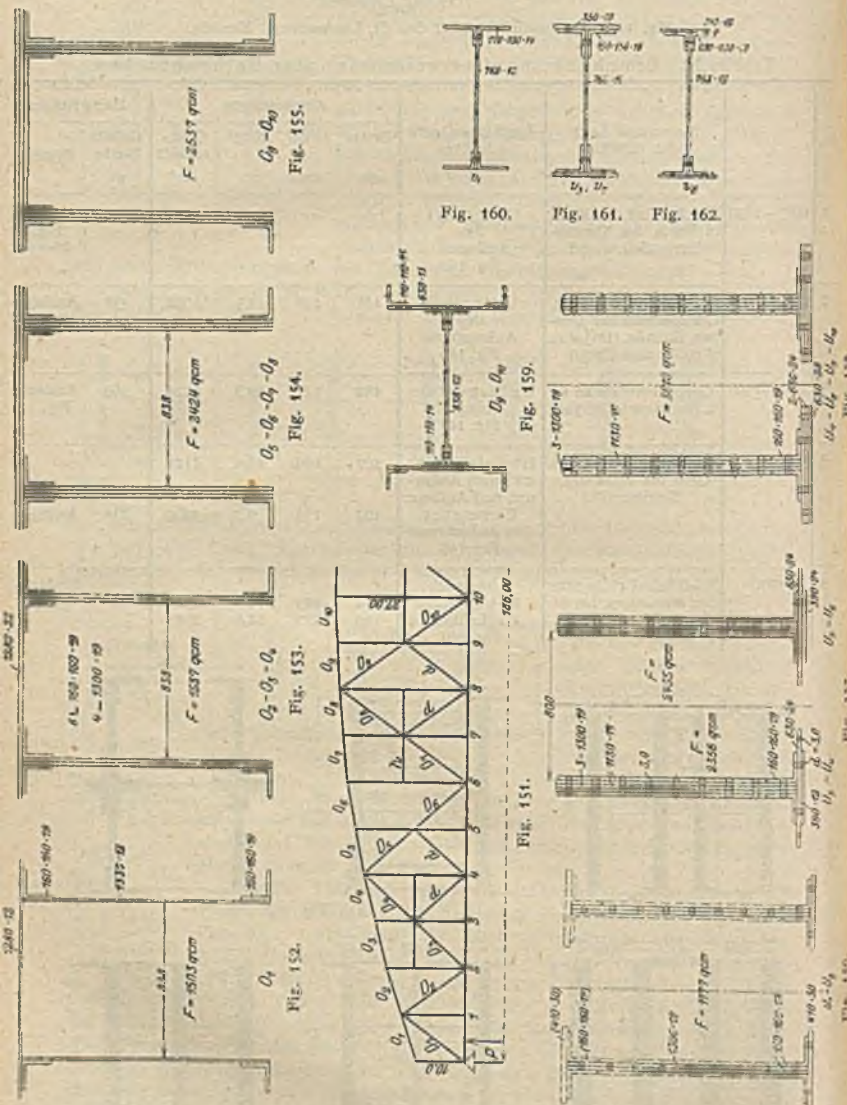


Fig. 151—162. Querschnittsausbildung in der großen Stromöffnung der Eisenbahnbrücken bei Ruhrort.

Die Fig. 163—165 gelten für Zugquerschnitte, die Fig. 166—167 für Druckquerschnitte. Die aus L- und C-Eisen gebildeten Einzelquerschnitte werden durch Flacheisengitterwerk verbunden.

Schlaffe Querschnitte (aus Flacheisen) werden auch für Zugstäbe heute nicht mehr verwendet, da sie beim Verfahren und Verbringen leicht verbogen werden und bei Verwendung mehrerer Flacheisen für einen Stab diese kaum gleiche Spannungen übernehmen. Besonders nachteilig hat sich auch das geräuschvolle Federn der Flacheisenstäbe erwiesen.

Die notwendige Breite der Stäbe beeinflusst den Abstand der Wände zweiteiliger Gurte und umgekehrt. Je größer dieser Abstand innerhalb gewisser Grenzen gewählt wird, desto größer die Quersteifigkeit der Brücke, was für offene Brücken zu beachten ist.

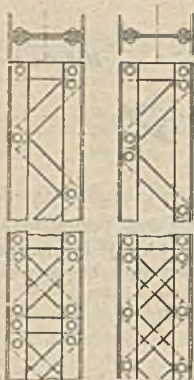


Fig. 163.

Fig. 164.



Fig. 165.



Fig. 166.



Fig. 167.



Fig. 168.



Fig. 169.



Fig. 170.

2. Ständer, an welche Querträger angeschlossen werden, erhalten die in den Fig. 163—165 dargestellten Querschnitte. Sonst können sie wie die Streben ausgebildet werden. Endständer (Fig. 167—169) werden, wenn sie schräg stehen, oft wie der anstoßende Gurtquerschnitt ausgebildet.

3. Der Anschluß der Wandglieder an die Gurte erfolgt entweder unmittelbar an Stehblechen oder mit Hilfe von Knotenplatten. Der unmittelbare Anschluß an Stehblechen eignet sich nur für untergeordnete Brücken kleiner Weite (Fig. 170). Ein Beispiel eines Anschlusses mit Knotenblech zeigen die Fig. 171—172. Sie erläutern Knotenverbindungen von der Königsbrücke über die Elbe in Magdeburg (1901), deren Hauptträger als Bogenfachwerke mit Kämpfergelenken ausgebildet sind. Andere Knotenpunkte kommen weiterhin zur Besprechung.

d) Stöße und Stoßdeckungen. Lage der Stöße. Stöße kommen meist nur in den Gurten vor, seltener in Wandstäben. In Parallelgurten richten sich die Stoßentfernungen nach den zur Verfügung stehenden Normallängen der Walzeisenprofile. In Vieleckgurten, wo Stehbleche fortfallen, werden oft sämtliche Teile, aus denen der Querschnitt zusammensetzt ist, im Knoten oder in der Nähe des Knotens gestoßen. Dadurch entstehen gruppierte Stöße, im Gegensatz zu den verteilten (oder versetzten) Stößen, die teils in Knoten, teils zwischen zwei Knoten angeordnet werden.

Außer den Normallängen der Querschnittsteile wird die Lage der Stöße auch durch besondere Rücksichten beeinflusst. Das sind die Möglichkeiten des Versands der in der Werkstatt hergestellten Verbandstücke durch Eisen-

bahnen, Schiffe oder Fuhrwerke, sowie auch die damit zusammenhängenden Kostenfragen über die Arbeiten in der Werkstatt und auf der Baustelle usw. Im allgemeinen betragen danach die Stoßentfernungen etwa 8—14 m. Querträger und Längsträger werden oft, bis auf ihre Anschlüsse fertig vernietet, versandt.

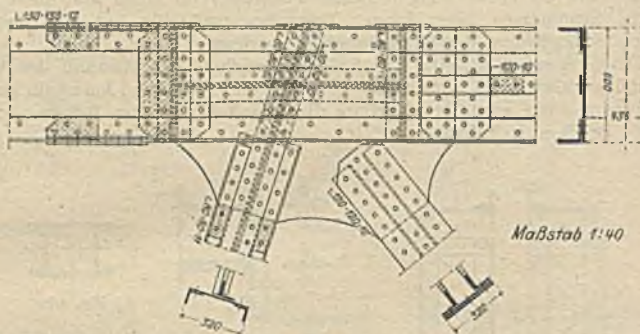


Fig. 171.

Gruppierte Stöße bringen auf der Baustelle den Vorteil, daß die anschließenden Stäbe aller Dreiecke eines Grundfachwerkes je in einem fertigen Stücke nacheinander gehoben und eingepaßt, sowie auch bequem und sicher

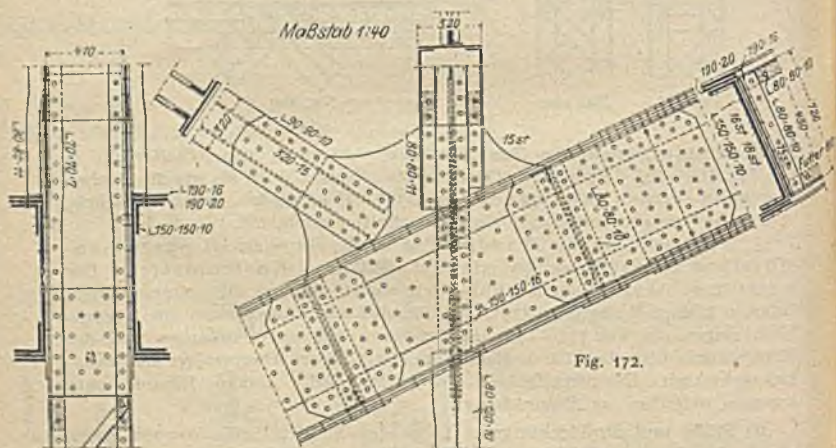


Fig. 172.

vernietet werden können, ohne dabei zur Unterstützung der Gurte schwere Gerüste zu brauchen. Verteilte Stöße wird man möglichst vermeiden, weil ihre Anordnung viel Nietarbeit auf der Baustelle erfordert.

Jeder Querschnitt eines Stoßes soll womöglich un mittelbar gedeckt werden. Jedoch läßt sich eine mittelbare Deckung oft nicht ungehen, besonders wenn mehrere Kopf- oder Fußplatten verwendet werden, von denen die mittleren gestoßen werden sollen. Eine größere Zahl solcher Platten sollte man daher nach Möglichkeit vermeiden. In Fig. 173 sind die Stöße der drei Kopfplatten

gruppiert, und durch Einlegen der (nicht schraffierten) Deckplatte ist eine unmittelbare Deckung der vier Stoßfugen erzielt worden.

Unsymmetrische Deckungen (Fig. 174) erzeugen in den Stoßteilen Biegungsspannungen, falls diese nicht durch angrenzende andere Querschnitte aufgehoben oder unschädlich abgeleitet werden. Bei einer symmetrischen Deckung stehen die auf jeder Stoßseite über den Stoß hinweg in die Stoßlaschen geführten Spannungsströme im Gleichgewicht mit der im gestoßenen Teile auftretenden Spannkraft, ohne dabei Biegemomente zu erzeugen (Fig. 175).

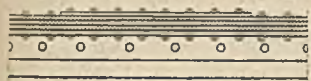


Fig. 173.

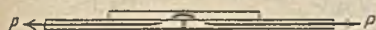


Fig. 174.



Fig. 175.

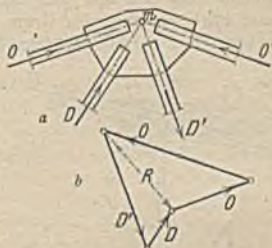


Fig. 176.

e) Nietanschlüsse zwischen Knotenplatten und Gurten.

Zahl, Lage und Gestalt der Knotenplatten. In einteiligen Gurten liegt eine Platte in der Kräfteebene des Trägers. In zweiseitigen Gurten braucht man für jede Gurtwand (innen oder außen) eine Knotenplatte, oder man umfaßt jede Wand durch zwei Platten (Fig. 141). Teile, die gegen die Platten totlaufen, müssen besonders gedeckt werden.

Um bei Außermittlangriffen der Wandstabkräfte die dadurch auf den Gurt abgeleiteten Nebenspannungen zu beschränken, wird man in den Anschlüssen der Knotenplatten möglichst zweiseitige, auf Laibungsdruck widerstehende Nieten anordnen. Jede Knotenplatte ist tief in das Gurtinnere zu führen, damit die maßgebende Mittelkraft R der beiden anstoßenden Gurtstabkräfte kein großes Moment auf die Plattenvernietung überträgt. Wenn also eine Knotenplatte nicht bis dicht unter die innere Gurtkopfplatte reicht, ist der Einfluß des Momentes von R , bezogen auf die Schwerachse der Nietung, zu berücksichtigen. Die Plattenumrisse sind einfach zu gestalten, damit sie sich bequem mit der Schere herstellen lassen. Einspringende Ecken sind zu vermeiden oder wenigstens gut auszurunden, was auch mitunter aus Rücksicht auf ein ansprechendes Äußere der Knotenerscheinung geschieht. Die Umrißkanten der Knotenbleche sind stets sauber zu bearbeiten.

Berechnung der Nietenzahl. Sie ist abhängig davon, ob im Knoten der Gurtquerschnitt ganz oder nur teilweise unterbrochen ist, oder ob er dort vollquerschnittig gerade oder gebrochen durchläuft. Ein Durchlaufen ist gleichwertig mit einer völligen Deckung aller Querschnittsteile in gruppierten Stößen.

α) Ein vollständig unterbrochener Gurt (Fig. 176). Treffen sich die anschließenden Stabachsen alle im Knotenpunkte m , so bilden ihre Stabkräfte für jede beliebige Lage der Trägerbelastung ein Kräfteck (Fig. 176a), wobei die Mittelkraft R der beiden Gurtstabkräfte und diejenige der Wandstabkräfte beide gleich groß, aber einander entgegengesetzt gerichtet sind. Es ist aber auch jede Stabkraft die Mittelkraft der übrigen im Knoten wirkenden Stabkräfte. Daher ist jeder Stab mit so viel Nieten an die vorhandenen Knotenplatten anzuschließen, wie es der betreffende positive oder negative Grenzwert seiner Stabkraft verlangt. (Nur theoretisches Beispiel, da eine solche vollständige Unterbrechung des Gurtes schon wegen der Knickgefahr für die Knotenbleche nicht zulässig, nach obiger Darlegung aber auch nicht zweckmäßig ist.)

β) Der vollquerschnittig durchlaufende Gurt (Fig. 177a). Für die Vernietung der vorhandenen Knotenplatten mit dem Gurte ist der größte Wert der Mittelkraft R beider Gurtstabkräfte maßgebend. Dieser Grenzwert entsteht nicht bei derjenigen Belastung, für welche sonst die Gurtstabkräfte ihre Grenzwerte erreichen, sondern für diejenige Teilbelastung, die in den Wandstäben die überhaupt größte Wandstabkraft erzeugt. Ob der Gurt gerade (Fig. 177) oder gebrochen im Knoten durchläuft (Fig. 178), ist gleich. Das ist aus den Kräftecken der Fig. 177b und 178b zu erkennen, worin R mit der Zu- oder Abnahme einer der Wandstabkräfte wächst oder abnimmt.

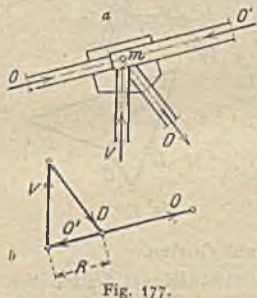


Fig. 177.

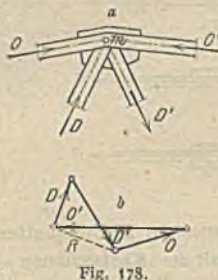


Fig. 178.

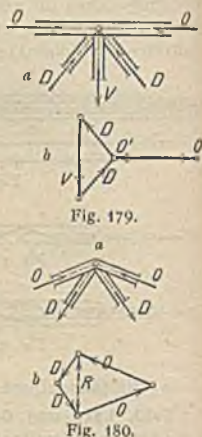


Fig. 179.



Fig. 180.

Das Kräfteck ist demnach für diejenige gefährlichste Lage der Trägerbelastung zu zeichnen, für welche eine der Wandstabkräfte den überhaupt größten positiven oder negativen Wert annimmt. Hat man für D und D' oder V und D (Fig. 177—178) Einflußflächen gezeichnet, so ist damit die gesuchte gefährlichste Lastlage und mit deren Hilfe auch jede Strecke des Kräfteckes gegeben.

Sind beide Gurtstabkräfte gleich groß, wie in den Symmetriefällen der Fig. 179—180, so verschwindet bei geradem Gurte (Fig. 179) die Mittelkraft R . Die Anschlußniete zwischen Gurt und Knotenplatten sind daher für die größte Stabkraft V zu berechnen. Bei gebrochenem Gurte (Fig. 180) wird R am größten, wenn D seinen Grenzwert erhält. Dafür ist in diesem Falle die gesuchte Nietenzahl zu berechnen.

γ) Nicht vollquerschnittig durchlaufender Gurt. Hier ist zuerst — ähnlich wie bei der Stoßdeckung eines Vollwandträgers (Fig. 125) — diejenige Nietenzahl zu berechnen, die zu jeder Seite der ungedeckten Stöße des Gurtquerschnittes notwendig werden, denn für diese Stöße dienen die Knotenplatten als Deckplatten. Ist danach die Vernietung der vorhandenen Knotenplatten mit dem Gurte erfolgt, so bleibt nur noch festzustellen, wie viele Niete an den Knotenplatten außerdem anzuordnen sind, damit die Gesamtnietenzahl dem Größtwerth der Mittelkraft R (die wie oben zu finden ist) widerstehen kann. Dabei ist es unerheblich, ob die Gurtquerschnitte zu beiden Seiten des Knotens gleich oder verschieden groß sind.

21. Berechnung der Hängebogenträger¹⁾.

a) Die Bogenkraft im allgemeinen (Statik).

α) Die Bogenkraftgleichung. Als Überzählige eines einfach statisch unbestimmten Hängebogens mit Versteifungsbalken wählt man die Bogen-

¹⁾ Ein ausführliches Zahlenbeispiel für einen Hängebogen mit Versteifungsbalken vgl. man in Mehrtens, Vorlesungen, 1. Teil, 3. Bd., 2. Aufl., S. 67—77. — Die Berechnung der als Kettenbrücke mit aufgehobener Bogenkraft entworfene Rheinstraßenbrücke in Köln findet man im Eisenbau 1913, Juliheft.

kraft H . Das auf einen Knoten m des Versteifungsbalkens wirkende Bogenmoment M_m ist

$$M_m = M_{am} - H y_m; \quad (76)$$

y_m : die bis zur Kämpferlinie gemessene Ordinate des Kabels oder der Kette;

M_{am} : das Balkenmoment; $H y_m$ das Bogenkraftmoment.

Die Überzählige H ist für eine wandernde Einzellast P aus

$$H = P \cdot \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} \quad (77)$$

zu berechnen. Die Verschiebungen δ werden rechnerisch oder zeichnerisch ermittelt.

β) Nenner und Zähler von H . Während der Nennerwert δ_{aa} beim einfachen Zweigelenkbogen allein von den elastischen Stablängenänderungen der Bogenscheibe abhängig ist, sind beim Hängebogenträger nicht bloß die elastischen Verschiebungen der Hängebogenscheiben, sondern auch diejenigen der Rückhalt- und Hängeseile (oder -ketten), sowie auch des Versteifungsbalkens von Einfluß auf die Größe des Nennerwertes.

Der Zähler der Gleichung (77) ergibt sich für den Belastungszustand „ $H = 0$ “. Er ist darstellbar als Moment eines Balkenträgers auf den Stützen a und b , belastet durch die elastischen Kräfte

$$w_m = \frac{y_m s_m F_0}{r_m^2 F_m}, \quad (78)$$

wenn der für den Belastungszustand „ $H = -1$ “ geltende Nenner mit

$$\mathfrak{N} = E_0 F_0 \delta_{aa} = \sum S_a^2 s_a \frac{E_0 F_0}{E \cdot F} \quad (79)$$

angeschrieben wird. In den Gleichungen (78—79) bedeuten:

s_m, r_m, F_m : eine Stablänge, der zugehörige Hebelarm und Stabquerschnitt, alles im Versteifungsbalken;

E_0, F_0 : Dehnungsmaß und Stabquerschnitt eines Stabes im Versteifungsträger, beide Werte unveränderlich angenommen;

E, F : allgemeine Bezeichnungen für Dehnungsmaß und Stabquerschnitt in allen Trägerteilen außerhalb des Versteifungsbalkens;

S_a : eine Stabkraft für den Belastungszustand „ $H = -1$ “.

b) Der Nennerwert der Bogenkraft für Kabel und Kette.

α) Für Kabelbrücken mit geraden Rückhaltketten der Länge s' , bei beliebiger Gestalt des Versteifungsbalkens und unter Annahme eines Parabelhängegurtes erhält man

$$\mathfrak{N} = \sum y w + \frac{E_0 F_0}{E_k F_k} \left(l + 8 \frac{f^2}{l} \right) + \frac{2 s'}{\cos^2 \alpha'} \frac{E_0 F_0}{E_k F_k} + \frac{64 a f^2}{3 l^3} (3h - 2f) \frac{E_0 F_0}{E_z F_z}. \quad (80)$$

Der erste Summand gilt für den Versteifungsbalken, der zweite für den Hängegurt, der dritte für die geradlinigte Rückverankerung, der letzte für die Hängeseile. Das letzte Glied ist von geringem Einflusse und darf bei Vorentwürfen vernachlässigt werden. E_k, E_z und F_k, F_z beziehen sich hier auf Kabel und Hängeseile. Die Bedeutung der übrigen Bezeichnungen erklärt Fig. 181.

β) Bei einer Kettenbrücke, deren Kettenbolzenknotenpunkte in der Mittelöffnung auf einer Parabel liegen, ändert sich der Nennerwert nur im zweiten Summanden. Man erhält dafür aus der Gleichung (80)

$$\mathfrak{N} = \sum y w + \frac{E_0 F_0}{E_k F_k} \left(l + \frac{16 f^2}{3 l} \right) + \frac{2 s'}{\cos \alpha'} \frac{E_0 F_0}{E_k F_k} + \frac{64 a f^3}{3 l^3} (3h - 2f) \frac{E_0 F_0}{E_z F_z}. \quad (81)$$

c) Angenäherte Berechnung der Bogenkraft.

α) Für parallelgurtige Versteifungsbalken (Fig. 181) erhält man die Bogenkraft unter der Annahme, daß man (wie bei Bogenträgern, S. 1691) die Einflußlinie der Bogenkraft als Parabel ansieht:

$$H = \frac{3 P x (l - x)}{4 f l} \beta, \quad (82)$$

worin

$$\beta = \frac{1}{1 + \frac{15 h^2 s_0 E_0 F_0}{16 f^2 l E_k F_k}} \quad (83)$$

und für Kabel

$$s_0 = l + 8 \frac{f^2}{l} + \frac{2 s'}{\cos^2 \alpha'} \quad (84)$$

einzusetzen ist.

β) Die Temperaturbogenkraft. Bei gleichmäßiger Änderung der Luftwärme auf $t^\circ \text{C}$ erhält man (wie beim Zweigelenkbogen, S. 1691) allgemein

$$H_t = \frac{\alpha_t t \sum S_a s}{\sum S_a^2 k} = \frac{\alpha_t t E_0 F_0 \sum S_a s}{\mathcal{R}} \quad (85)$$

Vernachlässigt man im Zähler die unwesentlichen Einflüsse des Versteifungsbalkens und der Hängeseile, so gibt das

$$H_t = \frac{-\alpha_t t E_0 F_k s_0}{\mathcal{R}} \quad (86)$$

Für einen parallelgurtigen Versteifungsbalken erhält man

$$H_t = -\alpha_t E_0 F_k (1 - \beta). \quad (87)$$

d) Einflußflächen der Stabkräfte des Versteifungsbalkens (Fig. 181).

α) Allgemeines. In der Regel ist das gesamte Eigengewicht der Brücke an die Kabel oder Ketten gehängt worden, ehe man durch Einbauen ihrer Wandstreben die Verteilungsbalken schließt. Diese werden daher nur durch die Verkehrslasten beansprucht.

Die Darstellung der Einflußlinien verläuft so wie beim Zweigelenkbogen. Beim Hängebogen liegen zwar zuerst im Ritterschnitte vier Schnittkräfte, das sind die drei unbekannt Stabkräfte im Schnitte des Versteifungsbalkens und eine Kabel- oder Kettenachsenkraft S im Schnitte des Hängegurtes. S läßt sich aber stets in ihrer Richtung beliebig verschieben und dann zerlegen in eine wagerechte Seitenkraft H und eine lotrechte Seitenkraft V , die durch den zugeordneten Momentenpunkt der gesuchten Unbekannten verläuft, also keinen Momentenbeitrag liefert. Somit bleibt das Bogenmoment der Gleichung (76) $M_m = M_{am} - H y_m$ auch hier bestehen.

β) Die Einflußlinie für O . Die Achsenkraft S im Schnitte t (Fig. 181 mitten) wird bis zur Momentenpunktlotrechten $5-5'$ verschoben und dort (wie oben erläutert) zerlegt. Aus der Gleichung (76) erhält man dann

$$O = \frac{y_b}{h_0} \left(\frac{M_{am}}{y_b} - H \right). \quad (88)$$

Dieser Ausdruck ist in der Fig. 181 in bekannter Weise dargestellt. Der Multiplikator ist gleich y_b/h_0 .

γ) Die Einflußlinie für D . Man erhält sie mit Hilfe der Querkraft des Schnittfeldes, indem man

$$M_4 = Q z_4 \quad \text{und} \quad M_5 = Q z_5$$

setzt, wenn z_4 und z_5 die Hebelarme der Querkraft vorstellen. Daraus

$$Q = \frac{M_5 - M_4}{a_4}$$

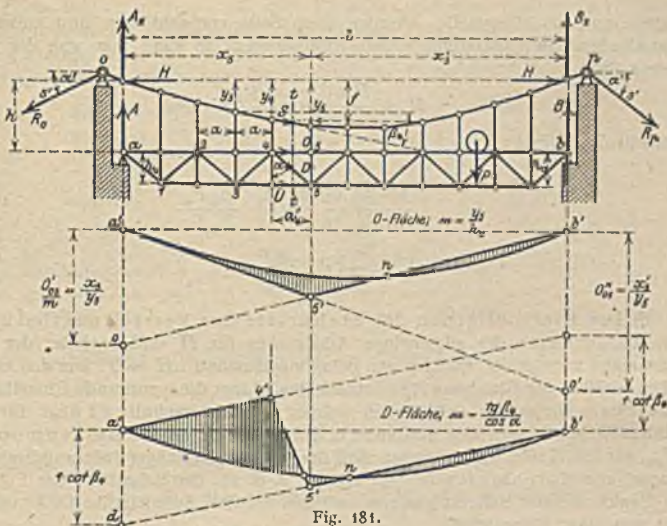


Fig. 181.

worin $a_1 = z_5 - z_4$ die Feldweite des Schnittfeldes bedeutet. Ferner nach (76)

$$Q = \frac{M_{a_5} - M_{a_4}}{a_1} = \frac{H y_5 - H y_4}{a_1} = D - H \cdot \operatorname{tg} \beta_4 = \operatorname{tg} \beta_4 (D \cot \beta_4 - H)$$

oder:
$$D = \frac{\operatorname{tg} \beta_4}{\cos \alpha} (D \cot \beta_4 - H). \tag{89}$$

Hierbei ist D die Querkraft für den Belastungszustand „ $H=0$ “. Danach ist in der Fig. 181 unten die Einflußfläche für D gezeichnet.
 δ) Für die Einflußlinie der Stützkraft erhält man aus

$$A' = A - A_2$$

den Ausdruck
$$A' = \operatorname{tg} \beta_0 (A \cot \beta_0 - H), \tag{90}$$

der sich in gleicher Weise, wie für D in Fig. 181 gezeigt, darstellen läßt.

e) Bogenkraft der Einflußflächen für eine Kabelbrücke (Fig. 182).

α) Die Bogenkraft. Der Nennerwert N ist für alle drei Öffnungen gleich. Er bezieht sich auf die gesamten Kabellängen, die drei einfachen Versteifungs-

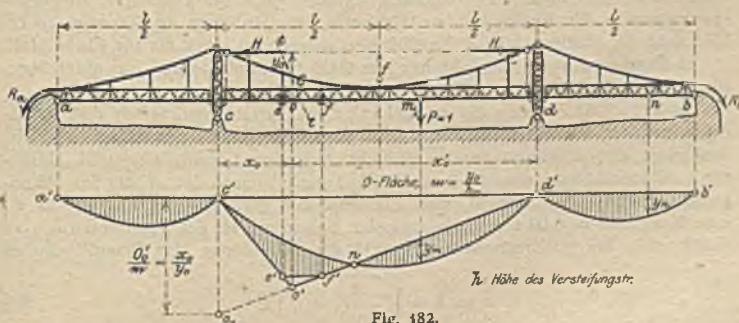


Fig. 182.

balken und die Hängeseile. Werden diese Seile vernachlässigt und außerdem parallelgurtige Versteifungsbalken vorausgesetzt, so kann man von der Gleichung (82)

$$H = \frac{P x (l - x) 3}{4 f l} \beta$$

ausgehen. Darin ist

$$\beta = \frac{1}{\frac{17}{16} + \frac{15}{16} \frac{h^2}{f^2} \frac{s_0}{l} \frac{E_0 F_0}{E_k F_k}} \quad (91)$$

$$s_0 = 2 \left(l + \frac{8 f^2}{l} \right) \quad (92)$$

β) Die Einflußflächen der Stabkräfte des Versteifungsbalkens. Die Zählerwerte des allgemeinen Ausdruckes für H sind in jeder der drei Öffnungen verschieden und für den Belastungszustand „ $H = 0$ “ aus den elastischen Kräften der Gleichung (78) darzustellen. Liegt die wandernde Einzellast P außerhalb derjenigen Öffnung, in welcher der Ritterschnitt tt liegt, für den Einflußflächen darzustellen sind, so ist in der Gleichung (48) das Balkenmoment M_{am} gleich Null, vorausgesetzt, daß der Versteifungsträger (wie angenommen wurde) kein durchlaufender ist. Läge P z. B. für den Schnitt tt der Fig. 182 im Punkte n einer Seitenöffnung, so würden die drei Schnittstäbe O , U und D nur von einer Bogenkraft

$$H = \eta_m$$

beeinflußt, wobei η die Ordinate der gekrümmten Linie im Punkte m der Fig. 182 darstellt. Liegt P in m der Mittelöffnung, so erfolgt die Darstellung (z. B. der O -Fläche), wie es Fig. 182 erläutert.

22. Lager und Stützen.

a) Allgemeines. Die Lager und Stützen haben die Aufgabe, die Stützkkräfte eines Hauptträgers gesammelt durch einen bestimmten Punkt zu führen und auf den Unterbau abzusetzen, ohne die freie Drehbarkeit und Verschiebbarkeit der Hauptträgerenden zu beeinträchtigen. Zu unterscheiden sind: feste Lager, die jede beliebig gerichtete Kraft aufzunehmen vermögen und bewegliche Lager (Gleit- und Rollenlager), die eine möglichst unbehinderte Verschiebung des Trägerendes nach einer Richtung zulassen. Erstere sind — räumlich betrachtet — als dreistäbige Gelenke, letztere als zweistäbige Gelenke aufzufassen, wogegen die Säulen und die Kugellager einstäbige Gelenke darstellen (vgl. Trägerlehre).

Lagerteile werden meist aus Stahlformguß hergestellt, Gußeisen wird heute mehr und mehr ausgeschlossen. Nimmt man die zulässigen Biegungsspannungen σ für Flußmetall zu 1200 atm, für Gußeisen zu 300 atm, so erhält man die Plattenstärke d für Gußeisen doppelt so stark als für Flußmetall.

b) Festlager bestehen meist nur aus einer Grundplatte und aus einer Oberplatte, die mit dem Hauptträger fest verbunden ist.

Der Grundriß der Grundplatte ist meist quadratisch oder rechteckig, seltener vieleckig oder rund. Für die Größe ihrer Grundfläche ist die Festigkeit der druckverteilenden Schicht zwischen Grundplatte und Mauerwerk (Zementmörtel von 1—2 cm Stärke) maßgebend. Ist A die im Mittelpunkt angreifende, normal zur Plattenebene gerichtete Stützkraft in t , $\sigma = 20 \text{ kg/cm}^2 = 0,02 \text{ t/cm}^2$ die zulässige Spannung in der Aufstandsfuge, so ergibt sich bei quadratischem Grundriß die Seitenlänge der Grundfläche zu

$$a = b = \sqrt{\frac{A}{0,02}} = 7 \sqrt{A} \quad (93)$$

Die Dicke der Grundplatte soll mit Rücksicht auf eine gleichmäßige Druckverteilung und zur möglichsten Verminderung der elastischen Formänderung nicht zu knapp bemessen werden. Für rechteckigen Querschnitt und quadratische Grundfläche ergibt sich die erforderliche Dicke der Grundplatte

$$\left. \begin{array}{l} \text{für Gußeisen } (\sigma_s = 250 \text{ kg/cm}^2) \text{ zu } d = \sqrt[3]{3A} \\ \text{für Stahl } (\sigma_s = 1000 \text{ kg/cm}^2) \text{ zu } d = \frac{1}{2} \sqrt[3]{3A} \end{array} \right\} \quad (94)$$

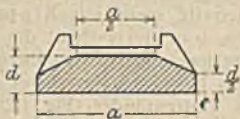


Fig. 183.

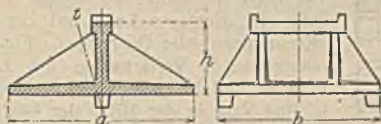


Fig. 184.

für den Querschnitt mit abgeschrägter Oberfläche (Fig. 183) angenähert

$$\left. \begin{array}{l} \text{für Gußeisen } d = 2 \sqrt[3]{A} \\ \text{für Stahl } d = \sqrt[3]{A} \end{array} \right\} \quad (95)$$

Häufig wird die Unterplatte als Rippenkörper ausgebildet (Fig. 184) mit einer Höhe $h \geq \frac{a}{3}$. Die Randdicke der zwei bis vier Rippen und der Platte

ist aus praktischen Gründen bei Stahl $\geq 2,5$ cm, bei Gußeisen ≥ 3 bis 4 cm zu wählen. Berechnung als \perp -Querschnitt für Schnitt $t-t$.

Zweckmäßig erscheint auch die Ausbildung in der Form eines aus drei Platten gebildeten Hohlkörpers nach Fig. 185, der in der Herstellung einfach und selbst bei weitestgehender Beschränkung der Plattenstärke äußerst widerstandsfähig ist.

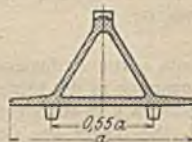


Fig. 185.

Die Oberplatte wird bei kleineren Brücken (Vollwandträger bis $l = 20$ m) meist durch die am Hauptträger festgenietete Reibplatte (vgl. Punkt 20e, Fig. 130) ersetzt. Bei größeren Brücken und bei Fachwerkträgern wird eine kräftige Stahlgußplatte angeordnet, die die Stützkraft auf eine größere Nietenzahl verteilen soll.

Die Berührungsfläche zwischen Ober- und Unterplatte soll rippenförmig aus der Platte herausgehoben (wegen erleichterter Überwachung) und schwach zylindrisch gekrümmt sein (Berührungskipplager).

Die in Fig. 186 dargestellte ältere Form der Lagerplatte ist nicht zu empfehlen, da die seitlich durchgeführten Rippen unnötig sind und die Nachprüfung des richtigen Lagersitzes verhindern.

Bei großer Brückenbreite erhält die Stützfläche auf der Unterplatte die Form eines Kugelabschnittes, um allseitige Bewegung zu ermöglichen. Die Druckfläche der Oberplatte soll stets eben bleiben, keinesfalls aber als Hohlkugel ausgebildet sein, da die genaue Bearbeitung hohler Flächen kaum möglich, ihre Besichtigung aber ausgeschlossen ist. Bei ungenauer Hohlkugelform ist Berührung in ringförmigen Streifen wahrscheinlich, Gelenkwirkung also aufgehoben.

Häufig wird zwischen Ober- und Unterplatte der erleichterten Bearbeitung wegen ein zylindrischer Druckkörper eingeschoben (Zapfenlager), dessen Durchmesser meist nach der Formel

$$d = \frac{1,6 p}{\sigma} \quad (96)$$

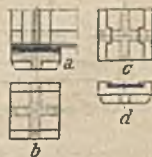


Fig. 186.

- a Längsschnitt,
b beweglich,
c fest,
d Querschnitt.

berechnet wird, wenn p der Druck auf die Längeneinheit des Zapfens, σ die zulässige Pressung des Baustoffes ist ($\sigma = 1,2$ bis $1,5$ t/qcm für Stahl). Nachteilig ist der hohe Flächendruck und die große Reibung, so daß Kippen nur unvollkommen möglich ist.

Die Aufstandsfläche der Grundplatte hat nicht nur die lotrechten, sondern auch die wagerechten Stützkkräfte in das Widerlager zu übertragen. Obgleich hierzu bei Balkenbrücken meist schon die Reibung in der Lagerfuge ausreicht, so werden die Grundplatten doch zur Sicherung der richtigen Lage auf der Unterseite meist mit Rippen (Kreuzrippen oder Querrippen, Fig. 187a, b u. c) versehen; die in entsprechende Vertiefungen des Lagersteines eingreifen. Zweckmäßiger und im allgemeinen vollkommen hinreichend erscheint es, je eine Nase in der Mitte der seitlichen Plattenränder (Fig. 187d) oder an den vier Plattenecken (Fig. 187e) anzubringen, da hierbei der Stein unter der hauptsächlich belasteten inneren Plattenfläche unverletzt bleibt und eine sorgfältige Einbringung der druckverteilenden Zementmörtelschicht an diesen Stellen besser gewährleistet ist.

Bei Lagern von Rahmenstützen, bei denen größere wagerechte Kräfte auftreten, ist nach Fig. 188 eine Querrippe am inneren Plattenrande zu empfehlen, deren Größe nach der um den Reibungswiderstand $\varphi \cdot V$ verminderten wagerechten Stützkraft H zu bemessen ist, also

$$t = \frac{H - \varphi V}{b \cdot \sigma} = \frac{H - \frac{1}{2}V}{b \cdot 0,04} \quad (97)$$

wenn φ der Reibungswinkel von Stahl auf Stein (etwa $\frac{1}{4}$) und σ die zulässige Spannung in der lotrechten Fuge ist, die mit Rücksicht auf die Druckverhältnisse zu $\sigma = 40$ kg/cm² = $0,04$ t/cm² angenommen werden darf.

Die Lager von Bogenbrücken unterscheiden sich ihrem Wesen nach nicht von denen der Balkenbrücken. Mitunter werden hier Keil- und Schraubenvorrichtungen vorgesehen, um die statisch unbestimmten Träger bequem und

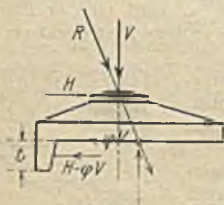


Fig. 188.

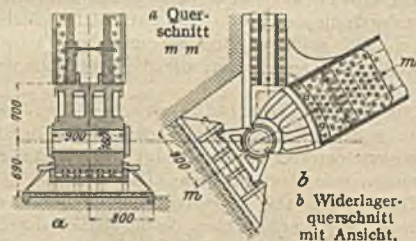


Fig. 189.

genau in ihre im Entwurfe vorgesehene Lage bringen zu können. Bei den Kämpfergelenken der Bogenbrücken ist stets das Bündel der Kämpferkraft festzulegen und danach die Lage der Grundplatte rechtwinklig zur mittleren Krafrichtung zu bestimmen.

Die Fig. 189 veranschaulicht die Kämpfergelenklager der Straßenbogenbrücke über die Elbe bei Magdeburg mit den für die Bogenaufstellung benützten Keilvorrichtungen zur Regelung der genauen Trägerlage.

c) Bewegliche Lager.

Gleitlager. Bei kleineren Brücken bis etwa 10 m Stützweite genügt es, die Lager am verschieblichen Ende ebenso zu gestalten, wie die Festlager, und nur in der Reibplatte ausreichende Spielräume für die Bewegung vorzusehen (vgl. Fig. 186).

Rollenlager. Um bei größeren Brücken (etwa über 10 m) die Reibungswiderstände der beweglichen Lager auf ein Geringstmaß zu beschränken, werden an Stelle der Unterplatte der festen Lager Rollenstühle angeordnet, die sich aus der Rollendeckplatte, dem Rollenwagen und der Grundplatte zusammensetzen. Ihr wichtigster und kennzeichnender Teil sind die Rollen oder Walzen, für deren Bemessung verschiedene Formeln¹⁾ im Gebrauch sind. Neuerdings haben die auf den Hertz'schen Versuchen gegründeten Formeln von Weyrauch²⁾ allgemeine Anerkennung gefunden. Danach ist die Beanspruchung der Rolle in der Berührungslinie mit einer ebenen Fläche von gleichem Baustoff

$$\sigma = 0,42 \sqrt{\frac{p \cdot E}{r}}, \quad (98)$$

wenn p die auf 1 cm Rollenlänge entfallende Belastung,

r der Rollenhalmmesser,

E die Elastizitätsziffer ist.

Für Stahl kann bei dieser Berechnungsweise $\sigma = 4,5$ bis $6,0 \text{ t/cm}^2$ gesetzt werden, demnach ist mit $E = 2200 \text{ t/cm}^2$ und $d = 2r$ die zulässige Belastung einer Rolle für 1 cm Länge:

$$p = d \cdot \frac{\sigma^2}{780} = \text{rd. } \frac{d}{40} \text{ bis } \frac{d}{22}.$$

Als guter Mittelwert gilt:

$$p = \frac{d}{25} \text{ in t/cm,}$$

also

$$n l \cdot d = 25 A, \quad (99)$$

wenn $n \cdot l$ die Gesamtlänge von n Rollen und A die Stützkraft in Tonnen ist.

Für Stahlrollen und gußeiserne Platten ergibt sich

$$p = \frac{d}{40} \text{ bis } \frac{d}{55} = \text{i. M. } \frac{d}{45} \text{ in t/cm}$$

oder

$$n l \cdot d = 45 A. \quad (100)$$

Da bei der Belastung einer Rolle auf Druck auch Zugspannungen von erheblicher Größe auftreten, werden die Rollen stets aus Stahl hergestellt, meist aber auch die Platten, da die Verwendung von Gußeisen keine wirtschaftlichen Vorteile bietet.

Zahl der Rollen. Vorteilhaft werden nur zwei Rollen verwendet, da hierbei eine statisch bestimmte Stützung vorliegt und einwandfreie Berechnung aller Teile möglich ist. Bei mehr als zwei Rollen ist die Verteilung der Last auf die einzelnen Rollen sehr unsicher und von der Genauigkeit der Bearbeitung und von der elastischen Formänderung der Deckplatten abhängig. Nach theoretischen Erwägungen³⁾ ist für mittlere Verhältnisse der Anteil der inneren Rolle bei drei Rollen 80 v. H., der der beiden inneren von vier Rollen je 45 v. H., so daß für die beiden äußeren Rollen nur je etwa 10 und 5 v. H. der Gesamtlast entfällt. Da somit bei richtiger Bemessung eines Lagers mit mehr als zwei Rollen ein wirtschaftlicher Gewinn nicht zu erzielen ist, empfiehlt es sich, nach Möglichkeit nur zwei Rollen zu verwenden.

Bei mehr als drei Rollen werden diese abgeflacht, um den Abstand a der Rollen möglichst zu beschränken. Es entsteht dann das Stelzenlager

¹⁾ Kollmar, Auflager und Gelenke, Berlin 1919, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, S. 41 ff.

²⁾ Weyrauch, Z. d. Hannoverschen Ing.- u. Arch.-Vereins 1894, S. 131 ff. u. S. 571.

³⁾ Vgl. Barták, Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1915, S. 3.

Bei dem in Fig. 193 dargestellten Lager ist als Grundsatz beachtet, daß die Berührungsflächen der Platten frei von Vorsprüngen sind, also genau bearbeitet werden können und für die Besichtigung und Unterhaltung möglichst zugänglich sind.

Die in Fig. 194 dargestellte Zahnlinie für $r_1 = 1$ und $r_2 = \infty$ findet man folgendermaßen: Wälzt man der einfacheren Darstellung halber die Oberplatte auf der Rolle ab, und zwar aus der Lage 0 in die Lage 1, so wird b_1 Berührungspunkt, während der Fußpunkt a_0 der Plattenflanke $a_0 t_0$ nach a_1 und die Gerade $a_0 t_0$ in die Gerade $a_1 t_1$ übergeht. Diese ist eine Tangente an die gesuchte Linie. Wiederholt man dies Verfahren für die Punkte b_2, b_3 und b_4 , so findet man durch die Umhüllenden $a t$ die erforderliche Form der Plattenflanke, die in den Punkten $t_0, t_1 \dots$ die Plattenflanke berührt. Angenähert ist diese Linie für eine Neigung der Plattenflanke von 60° und eine Breite der Daumenrippe $b = r$ innerhalb des in Frage kommenden Bereiches durch zwei Kreise mit den Mittelpunkten M_1 und M_2 wiederzugeben, deren Koordinaten in der Figur eingeschrieben sind.

Die Fig. 195 a bis d veranschaulichen ein Kugelgelenkkippplager der Eisenbahnbogenbrücke über den Rhein bei Worms. Die große Fahrbahnbreite dieser Brücke erforderte die Anwendung von Stelzenlagern mit Längs- und Querbeweglichkeit. Eine solche Beweglichkeit wird durch eine einzige parallelgeführte Schar von Stelzen erreicht, wie dies die Fig. 195 b bis d und der Grundriß Fig. 196 links erläutern.

Um bei ungleichmäßigen Längenänderungen nach der Länge und Quere möglichst kleine Verdrehungswiderstände in den schrägbeweglichen Stelzen zu erzeugen, ist die in der Fig. 196 rechts dargestellte Grundrißanordnung — bei welcher der Richtungswinkel α am kleinsten ausfällt — derjenigen der Fig. 196 links vorzuziehen. a, b, c, d sind Stützpunkte der Hauptträger; der Punkt a dient nur als Führung zur Erhaltung der Trägerlage nach der Quere.

Fig. 197 veranschaulicht ein Zweirollenlager, Fig. 198 ein Fünffrollenlager, dessen Kippvorrichtung aus einer einfachen Berührungsstütze gebildet ist, und dessen äußere beiden Rollen mit zahnartig eingreifenden Pendelstützen versehen sind, um die Rollenbewegung zwangsläufig festzulegen.

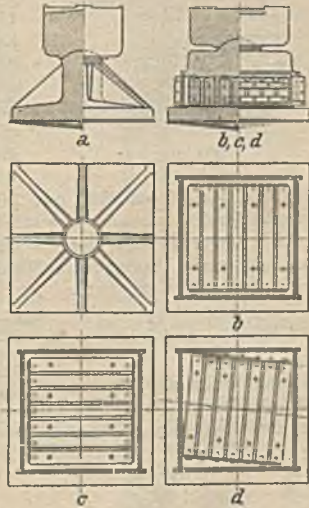


Fig. 195.



Fig. 196.

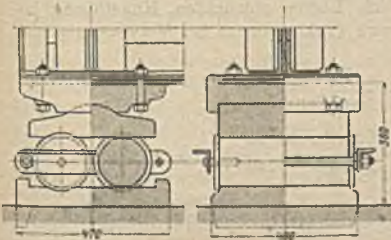


Fig. 197.

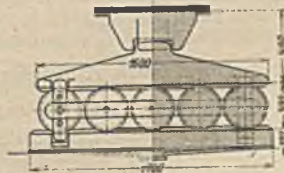


Fig. 198.

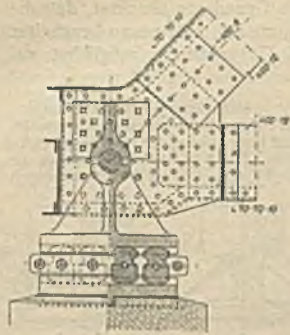


Fig. 199.

Stelzen von 30 cm Höhe und 2,0 m Länge eingelegt, die mit Zahnansätzen in entsprechende Lücken der Lagerteile eingreifen¹⁾.

Die Unterplatte oder Grundplatte wird im allgemeinen auf Biegung nur sehr wenig beansprucht. Mit Rücksicht auf die nötige Druckausgleichung wird ihre Stärke zu etwa

$$h_1 = \frac{d}{3} + 1 \text{ cm}$$

gewählt. Für ihren Grundriß gilt das gleiche, wie bei den Festlagern.

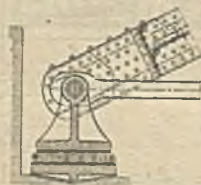


Fig. 200.

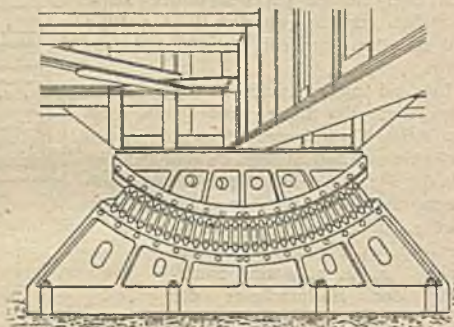


Fig. 201.

d) Kugelgelenke und Säulen. Bei Lagern für sehr breite Brücken empfiehlt es sich anstatt der Kippbolzen oder der zylindrischen Berührungsflächen der Lager, die eine Verdrehung des Hauptträgers nur nach einer Richtung zulassen, kugelförmige Berührungsflächen anzuordnen, um auch der Durchbiegung des Endquerträgers Rechnung zu tragen (s. Fig. 202 und 195). Die zulässige Belastung einer gegen eine Ebene gedrückten Kugelfläche berechnet sich nach Hertz-Weyrauch (vgl. unter c) bei Verwendung von Stahl für beide Teile zu rund

$$A = \frac{r^2}{2000},$$

also der erforderliche Halbmesser der Kugelhaube zu

$$r = 45\sqrt{A}. \quad (101)$$

Er wird aber meist wesentlich größer gewählt (vgl. auch S. 1817 unten).

¹⁾ Trauer, Die Beaverbrücke bei Pittsburg. Der Eisenbau 1912, S. 141.

Die gleiche Ausbildung erhalten auch die Gelenke der Zwischenstützen kleinerer Balkenbrücken, die Pendelsäulen, deren Schäfte entweder aus Gußeisen (Fig. 203) oder aus Walzeisen (Quadranteisen oder aus C-Eisen und Platten zusammengesetzte Querschnitte nach Fig. 204 mit gleichem Trägheitsmoment in bezug auf beide Hauptachsen) hergestellt werden. Die Gelenkteile selbst werden dagegen zweckmäßig stets aus bestem Stahl hergestellt.

In Fig. 204 ist überdies die Anordnung einer durch Keile nachstellbaren Unterplatte dargestellt, die dazu bestimmt ist, bei durchlaufenden Trägern die Höhenlage der Zwischenstützpunkte berücksichtigen zu können.

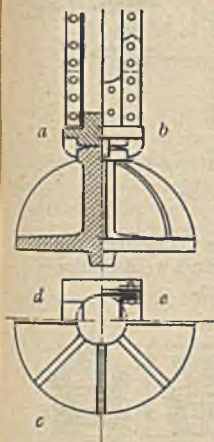


Fig. 202.

a Längsschnitt, b Ansicht,
c Grundriß der Grundplatte,
d Grundriß der Oberplatte,
e desgl. mit Säulenquer-
schnitt.

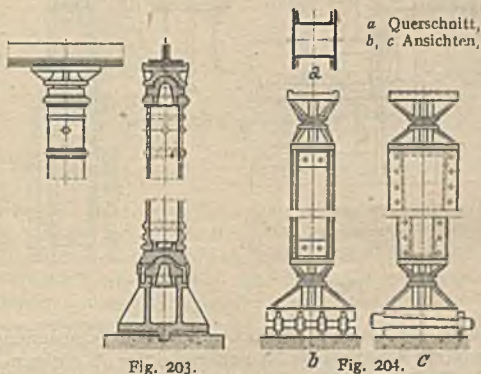


Fig. 203.

b Fig. 204. c

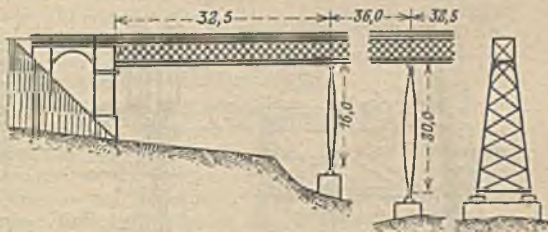


Fig. 205. Gerüstpfeilerviadukt über das Oschützthal bei Weida.

e) **Stützpfiler.** Hohe Talbrücken mit oberliegender Bahn erhalten Pfeilerstützen, die je nach ihrer Bauart Wandpfiler, Turmpfeiler oder Gerüstpfiler (Fig. 75 bis 77) sind. Wandpfiler besitzen nur eine quer zu den Hauptträgersebenen gerichtete Fachwerkwand und dazu zylindrische (ebene) Kopf- und Fußgelenke, weshalb man sie auch Pendelpfeiler nennt (Fig. 205). Turmpfeiler sind obeliskartige Raumbauwerke, die für alle Brückenarten verwendet werden (Fig. 70, 97 u. 100).

Gerüstpfiler sind amerikanischen Ursprungs und unterscheiden sich von den Turmpfeilern im wesentlichen dadurch, daß sie die in der Brückenansicht lotrechtgestellte Wände zeigen, im Brückenquerschnitt dagegen starke, dem jeweiligen Gelände angepaßte Neigungen erhalten (Fig. 75—77). Jeder der vier Pfosten eines Gerüstpfeilers wird für sich im Boden gegründet.

f) **Verankerungen von Lagern und Stützen.** Lager oder Stützen einfacher Träger, die nur positive Stützenkräfte aufzunehmen haben, werden nicht mit den Lagersteinen verschraubt, sondern nur durch die vorbesprochenen Rippen an der Unterseite der Grundplatte gegen Verschiebungen gesichert. Dagegen sind die Grundplatten von Lagern und Stützen mit dem Pfeiler- oder Grund-

mauerwerk überall da zu verankern, wo die betreffende Stützkraft außerhalb des Kernes des Plattengrundrisses fällt. In einfachen Fällen genügen dazu Steinschrauben, sonst Anker, die so weit in das Mauerwerk reichen müssen, daß die oberhalb der Ankerplatte liegende Mauermasse genügt, um zwischen Grundplattenunterkante und

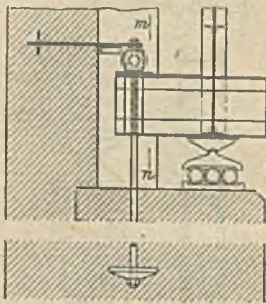


Fig. 206.

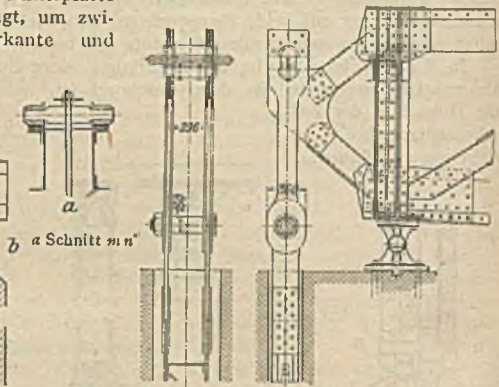


Fig. 207.

Mauerwerk mit $1\frac{1}{2}$ - bis 2facher Sicherheit Zugspannungen zu vermeiden. Dabei kann ein kegelförmiger Mauerwerkskörper als wirksam gerechnet werden, dessen Oberfläche um 45° gegen die Ankerplattenebene geneigt ist.

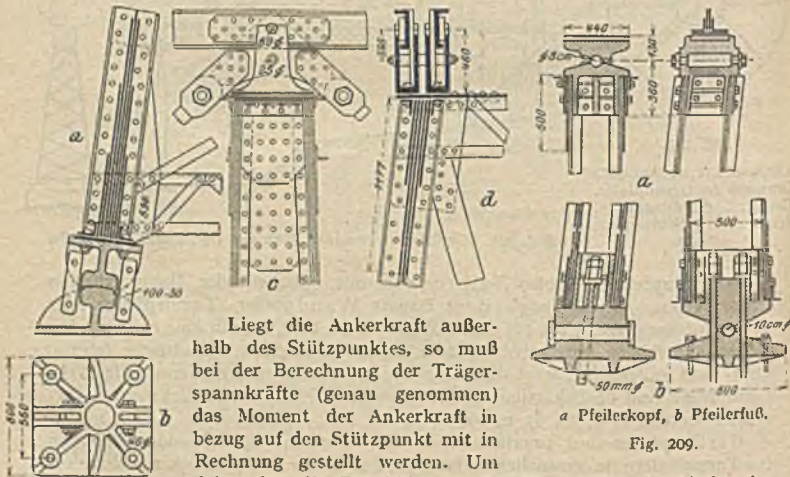


Fig. 208.

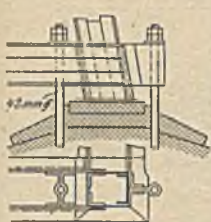
a Pfeilerkopf, b Pfeilerfuß.

Fig. 209.

Liegt die Ankerkraft außerhalb des Stützpunktes, so muß bei der Berechnung der Träger-spannkraften (genau genommen) das Moment der Ankerkraft in bezug auf den Stützpunkt mit in Rechnung gestellt werden. Um daher das die Durchbiegung des Hauptträgers behindernde Einspannungsmoment zu verringern, empfiehlt es sich, den Abstand des Ankers vom Stützenlot möglichst klein zu halten. Fig. 206 veranschaulicht die Verankerung des beweglichen Rollenlagers des Ankerarmes *b* einer Auslegerbalkenbrücke. Das mit einem Rollenlager versehene obere Ankerende ist mit der Pfeilermauer unverschiebbar verbunden, während der die Rollplatten tragende Trägerfortsatz sich samt dem Rollenlager bei *b* gegen das Ankerende verschieben kann, ohne daß

die lotrechte Richtung der Ankerkraft dabei verändert wird. Fig. 207 erläutert die Verankerung an einem festen Kipplager mit Hilfe eines Pendelstabes, dessen Oberende auf einen Fortsatz des Hauptträgers gelagert ist. Den Anker ist eine Anfangsspannung zu geben, groß genug, um erst bei größter Ausdehnung des Ankers infolge von Luftwärmeerhöhungen zu verschwinden.

Die bei mittlerer Luftwärme gemessene Ankerlänge ist dabei maßgebend.



Pfeilerfuß.

Fig. 210.



Pfeilersockel.

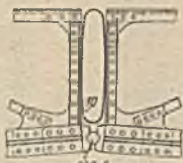


Fig. 211.

Bei festen Kipplagern werden negative Stützkräfte — das sind solche, die ein Abheben der oberen von der unteren Lagerschale anstreben — durch Kuppeln der oberen mit der unteren Kipplatte aufgehoben, wobei diese mit dem Grundmauerwerk zu verankern ist. Die Fig. 208—210 erläutern einige derartige Fälle, wobei die Bewegung dieser Pendelpfeiler rechtwinklig zur Bildebene der Fig. 208a und 210a gerichtet zu denken ist.

Die Fig. 208 und 209 geben Einzelheiten von den Pfeilern der Solbergtalbrücke in Schweden. Die Verankerung der oberen Kipplatte eines Pfeilerfußes erfolgt mit der im Mauerwerk verankerten Grundplatte durch Flacheisenglieder (Fig. 208a und b). Die Fig. 210 erläutert Verankerungen von Pfeilern der Talbrücke bei Annaberg in Sachsen.

23. Gelenke und Gelenkknoten.

a) Allgemeines. Um den Grad der statischen Unbestimmtheit von Tragwerken zu vermindern, werden an geeigneten Stellen Gelenke eingeschaltet (Trägerlehre), die entweder nur eine Verdrehung, oder aber eine Verdrehung und gleichzeitig eine Längsverschiebung zulassen sollen. Es sind vollkommene und unvollkommene Gelenke zu unterscheiden, je nachdem im Gelenkpunkte (bei Annahme reibungsloser Berührungsflächen) das Biegemoment gleich Null oder nicht gleich Null gesetzt werden darf. Zylindergelenke sind bei ebener Betrachtung als zweiständige, Kugelgelenke (bei räumlicher Betrachtung) als dreiständige Gelenke anzusehen (Trägerlehre B). Hierzu gehören auch die Kämpfer- und Scheitelgelenke der Bogenträger, sowie die Gelenke der Ausleger- und Auslegerbogenträger. Die untere Schale der Kämpfergelenke wird mitunter auf zwei Reihen von Stahlkeilen gelagert, die zum Einrichten des Bogens während seiner Aufstellung dienen (Fig. 189). Scheitelgelenke werden bei kleineren Brücken mehr und mehr vermieden, weil sie sehr beweglich sind und auch unter den Stößen der Verkehrslast zu leiden haben, wenn diese die Fuge zwischen den beiden Bogenscheiben überschreitet. Bisweilen hat man versucht, solche Stöße durch Einschalten federnder Stahlbleche zu mildern (Fig. 211).

b) Pendelstäbe und Pendelwalzen sind einstäbig und für Auslegerträger zu empfehlen. Die Länge des Pendels ist so zu bemessen, daß keine zu große Bewegung in den Gelenkpunkten entsteht, also der Stabdrehwinkel möglichst klein wird. In der Fig. 212 stützt sich der Schwebeträger auf ein kurzes Pendel, das im Endständ der Ausleger eingeschaltet ist. Um die Quersteifigkeit der so verbundenen Trägereile zu erhöhen, sind rechtwinklig zur Trägerebene stehende Winkeleisenstreifen eingenetet.

Die Fig. 213a—c erläutern die Stützung eines Schwebeträgers einerseits mit Hilfe einer Pendelwalze und andererseits durch ein Zylindergelenk.

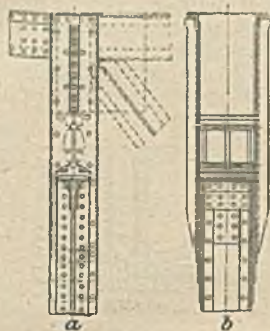


Fig. 212.

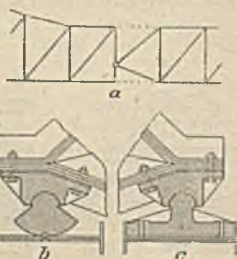


Fig. 213.

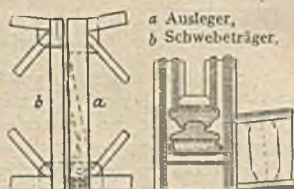


Fig. 214.

Bei der Warthebrücke in Posen (Fig. 61) sind zur Stützung des Schwebeträgers auf dem Ausleger Rollenlager verwendet worden. Bei der Donaubrücke bei Czernavoda ist an dem Schwebeträger *b* ein Kragarm angesetzt worden (Fig. 214), der sich in den Endposten des Auslegers einschleibt und hier gleichfalls auf ein Rollenkipplager stützt.



Fig. 215.

c) Federgelenke sind solche Gelenke, die dadurch wirksam werden, daß ein entsprechend schwach ausgebildeter Teil sich ausbiegt. Zu diesem Zwecke wird zur Übertragung der lotrechten Kräfte zwischen den beiden beweglich zu verbindenden Scheiben eine lotrechte federnde Platte eingeschoben und oben und unten je an



Fig. 216.

einer Scheibe vernietet, so daß bei einseitigen Belastungen Ausbiegungen in der Platte möglich werden (Fig. 215). Um die Verbiegung dieser Hängfeder zu beschränken und die wagerechten Seitenkräfte zu übertragen, ist weiter eine wagerechte Federplatte nötig, so daß sich die in Fig. 216 schematisch angedeuteten grundsätzlichen Anordnungen und deren Wirkung bei einer Verdrehung der Trägerenden ergeben. Ihre Anwendung bei durchlaufenden Vollwandträgern veranschaulicht die Fig. 217.

Bei der Ausbildung der Federgelenke ist zunächst zu beachten, daß der Querschnitt der lotrechten Feder und ihre Anschlußniete der Stützkraft entsprechen müssen, sodann muß die elastische Formänderung der Federn die verlangte Verdrehung der Trägerenden zulassen, ohne die zulässige Beanspru-

chung zu überschreiten. Die Beanspruchung aus der Verbiegung der Federn ergibt sich mit den Bezeichnungen der Fig. 218:

$$\text{im Punkte } A \text{ zu: } \sigma_a = E \cdot \frac{d_1}{e} \left(2 + 3 \frac{a}{e} \right) \varphi, \quad (102)$$

$$\text{„ „ } B \text{ „ } \sigma_b = E \cdot \frac{d_1}{e} \left(1 + 3 \frac{a}{e} \right) \varphi, \quad (103)$$

$$\text{in der Strecke } c \text{ „ } \sigma_c = E \cdot \frac{d_2}{2c} \cdot \varphi. \quad (104)$$

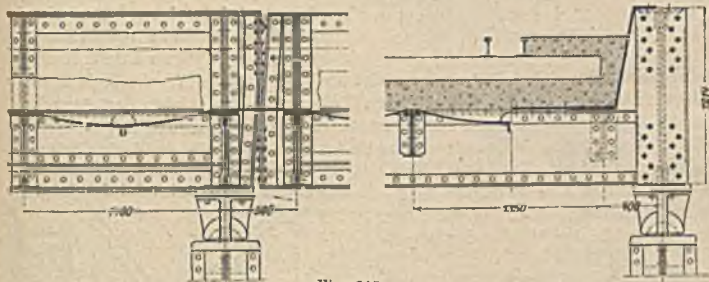


Fig. 217.

Um daher diese Beanspruchungen möglichst zu beschränken, ist eine große freie Länge l der Hängfeder anzustreben und die Anschlußlänge a aufs äußerste zu beschränken, die Feder selbst aber dünn und breit auszubilden. Mit Rücksicht auf gute Zugänglichkeit der Feder empfiehlt es sich, die Anschlußwinkel nach Fig. 219 auszuschneiden.

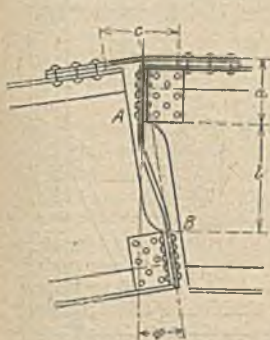


Fig. 218.

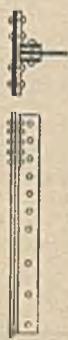


Fig. 219.

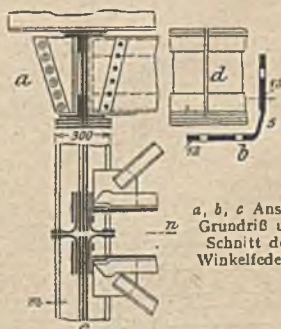


Fig. 220.

Winkelfedern hat Schwedler zuerst angewendet, und zwar im Scheite von Bogenträgern der Berliner Stadteisenbahn (Fig. 220). Vier Winkelfedern (Fig. 220c) werden mit ihren 12 mm starken Schenkeln unter sich und mit den beiden Bogenscheiben vernietet, so daß sie die in der Gelenkfuge (Fig. 220d) wirkende Querkraft aufnehmen können. Zwischen den Befestigungsschenkeln jeder Feder ist eine schwache, nur 5 mm starke Stelle vorhanden, deren Biegung ein Heben oder Senken des Gelenkpunktes gestatten soll. Der Untergurt des Bogenquerschnittes (Fig. 220a, d) läuft durch, so daß das Schwedlergelenk wegen des bei der Biegung des Untergurtquerschnittes auftretenden Momentes als unvollkommenes Gelenk anzusehen ist. Die aus Fig. 220a ersichtliche Trapez-

form der Federn ist notwendig, damit bei einem bestimmten Biegemomente die Gelenkfugenöffnung in gleichem Verhältnisse mit der Schenkelbreite der Federn wachsen kann.

c) **Wechselgelenke** ¹⁾ nennt man die mehr oder minder unvollkommenen Gelenke von Balken- und Bogenträgern, die bei einer bestimmten Art der Belastung sich selbsttätig wirksam oder unwirksam machen.

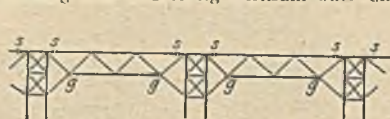


Fig. 221.

Fig. 221 zeigt das Schema eines solchen Gelenkträgers. Darin sind *s, s* Schaltstäbe, *g, g* Wechselgelenke. Sobald der Obergurtstab (bei *s*) einen Druck erfährt, gibt er nach und bewirkt dadurch eine kleine Drehung der Stäbe um den Punkt *g*. Dieser Punkt braucht

bei der Herstellung des Trägers nur als unvollkommenes Wechselgelenk ausgebildet zu werden, weil bei der großen Trägerhöhe die infolge der Ausschaltung des Obergurtstabes im Untergurtstabe eintretende Biegung nur sehr klein ausfällt. Auch die sog. Viergelenkbogen besitzen zwei solcher Wechselgelenke.

d) **Bolzenknoten**. Genietete Knoten sind statisch wie Einspannungen zu behandeln, d. h. die vor ihrer Belastung gebildeten Winkel der Wand-

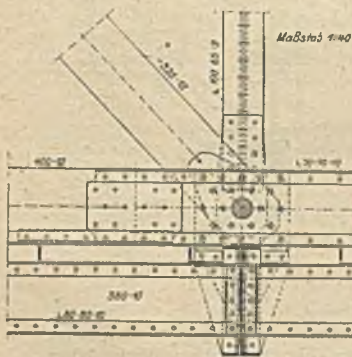
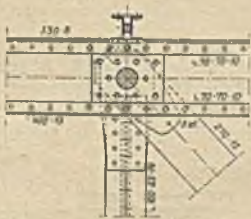


Fig. 222.

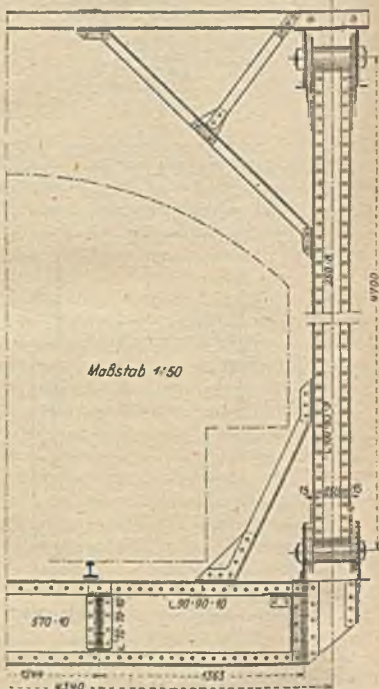


Fig. 223.

gliederdreiecke ändern sich im Knoten selbst während der Belastung nicht. Aber auch bei Bolzenknoten, wie sie die amerikanischen Hauptträger in der Regel erhalten, sowie bei den von europäischen Werken häufig ins Ausland ver-

¹⁾ Mehrteus, Träger mit sich selbsttätig ein- und ausschaltenden Gelenken. Der Eisenbau 1910, Heft 4.

schickten Bolzenbrücken darf ein Drehen der Wandstäbe um ihr Bolzenmittel nicht vorausgesetzt werden; sie wirken vielmehr auch als Einspannungen.

Bolzenknoten haben gegenüber den vernieteten Knoten den Vorteil, daß sie jedem Stabe einen vollkommenen Knotenanschluß insofern gewähren, als alle Stabachsen des Knotens bequem und genau durch das Bolzenmittel

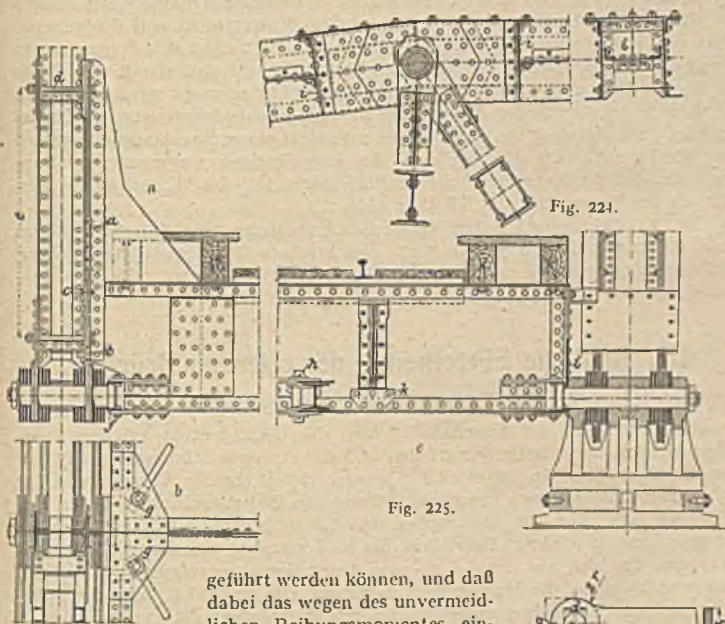


Fig. 221.

Fig. 225.

geführt werden können, und daß dabei das wegen des unvermeidlichen Reibungsmomentes eintretende Abweichen der Mittelkraft R (Fig. 176, 178, 180) schärfer berechnet werden kann als bei vernieteten Knoten. Denn die mittelbare Übertragung der Wandstabkräfte auf die Gurte mit Hilfe der Knotenplatten und ihre umfangreichen Nietanschlüsse bringen bei den vernieteten Knoten Unsicherheit in die Berechnung. Dagegen bieten durchweg vernietete Knoten größere Sicherheit gegen die Gefahr eines Brückeneinsturzes bei Zugentgleisungen vor oder auf der Brücke, als dies bei den Bolzenbrücken der Fall ist.

Die Möglichkeit, Bolzenbrücken selbst bei Verwendung von ungeübten Arbeitern rasch und bequem aufstellen zu können, hat die europäischen Werke mehr und mehr dahin geführt, für das Ausland, besonders für die überseeischen Kolonien, Bolzenbrücken zu liefern.

Die Möglichkeit, Bolzenbrücken selbst bei Verwendung von ungeübten Arbeitern rasch und bequem aufstellen zu können, hat die europäischen Werke mehr und mehr dahin geführt, für das Ausland, besonders für die überseeischen Kolonien, Bolzenbrücken zu liefern.

Die Fig. 222 und 223 geben Einzelheiten einer von der Gesellschaft Union in Dortmund für die Kiuschiubahn-Gesellschaft in Japan gebauten Eisenbahnbrücke. Die Querträger der Fahrbahn sind hier an den Untergurten aufgehängt. Die Fig. 224 und 225 veranschaulichen eine von der Gesellschaft Harkort-Duisburg ausgeführte Bolzenbrücke, bei welcher die Fahrbahn tief versenkt an die Hauptträger geschlossen ist.

Die Kettengurte der Bolzenbrücken werden aus Augenstäben (eye bars) hergestellt. Die Augenenden werden in der Regel angestaucht, jedoch bei außer-



Fig. 226.

a Glattes Auge,
b Verdicktes Auge,
c Stabquerschnitt.

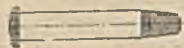


Fig. 227.

ordentlich schweren Stäben auch angenietet. Wandstäbe haben stets ein verdicktes Auge, Gurtstäbe in der Regel nicht (Fig. 226). Von diesen fassen oft zehn und mehr Stäbe — zuweilen sogar 16 bis 20 Stäbe — über einen Bolzen, wobei zwischen jedem Stabe nur ein kleines Spiel von etwa 1 mm verbleibt. Das Spiel zwischen Bolzen und Auge beträgt etwa 4—5 mm. Der sauber gedrehte Bolzen (Fig. 227) erhält an beiden Enden Gewinde, auf einer Seite kommt die flache (aus schmiedbarem Guß hergestellte) Mutter (nut), auf der anderen Seite eine schwere Schutzmutter (pilot nut) zum Eintreiben des Bolzens unter Hammerschlägen. Die Innenfläche der Mutter ist gehöhlt, damit bei etwas zu langem Bolzen die Stäbe stets fest zusammengeschraubt werden können.

Beim Bohren der beiden Augenlöcher ist ein Längenfehler von etwa 1 : 20 000 zulässig. (Die Dehnung von dieser Größe entspricht einem Spannungsunterschied von 100 kg/cm².) Die Kopfbreite *B* des kreisförmigen Augenendes muß so groß sein, daß der Nutzquerschnitt im Bolzenloche $1\frac{1}{3}$ - bis $1\frac{1}{2}$ mal größer ausfällt als der Stabquerschnitt *b* δ (Fig. 226).

Die Nickelaugenstäbe der Queensborobrücke (Fig. 61) sind 14,5 m lang, 406 mm breit und 54 mm dick. Das stärkste Glied erforderte 20 Stäbe und überträgt eine Achsenkraft von 8470 t bei etwa 2000 atm zulässiger Zugspannung.

III. Bauliche Einzelheiten der eisernen Brücken.

24. Die Fahrbahn der Eisenbahnbrücken.

Die Fahrbahn der Eisenbahnbrücken, das Gleis, besteht aus den Fahr- schienen nebst deren Befestigungsteilen und den etwaigen Schutzschienen, sowie aus den Schwellen. Zu ihr zählt ferner auch der Belag zur Überdeckung der bei offener (durchlässiger) Fahrbahn vorhandenen Zwischenräume zwischen den Schwellen oder aber die Kiesbettung und die sie begrenzende Fahrbahndecke bei geschlossener (dichter) Fahrbahn. Sie wird getragen von dem Fahr- bahn- gerippe, das sich aus den Längs- und Querträgern zusammensetzt und die Fahr- bahnlasten auf die Hauptträger überträgt. Die tragenden Teile der Fahr- bahn und des Fahr- bahn- gerippes werden am einfachsten und zweckmäßigsten derart angeordnet, daß sie im Grundriß der Reihe nach abwechselnd längs und quer zur Brückenachse liegen, also kreuzweise gestapelt sind. Damit ergibt sich der Vorteil einer guten allseitigen Versteifung gegen wagerechte Kräfte.

a) Das Gleis. Die Schienen und ihre Befestigungsteile sind meist die gleichen, wie in der anstoßenden regelmäßigen Gleisstrecke (vgl. Eisenbahnbau), schon mit Rücksicht auf die Beschaffung von Ersatzteilen. Darum ist auch der Querschwellenoberbau auf der Brücke der Anordnung von Langschwellen vorzuziehen.

Häufig werden auf den Brücken besondere Schutzschienen gegen Entgleisen (Leitschienen oder Zwangschienen) angeordnet, besonders bei Gleiskrümmungen mit kleinem Halbmesser und bei Krümmungswechseln, ferner bei hohen Talbrücken. Für diese Schutzschienen werden entweder die üblichen, auch für die freie Strecke gültigen Normen der Eisenbahnverwaltung verwendet oder aber eigenartige, aus Walzeisen (L- und C-Eisen) zusammengesetzte Formen mit auswechselbaren Gleitstreifen aus Flachstahl.

Außer diesen Vorrichtungen zur Verhütung des Entgleisens von Fahrzeugen auf der Brücke werden mitunter auch Vorkkehrungen eingebaut, um etwa auf der freien Strecke entgleiste Achsen vor der Brücke wieder einzugleisen (Eingleisvorrichtungen) oder mindestens in der Nähe der Schiene zu führen (Trichterschienen). Diese Vorkkehrungen sollen Unglücksfälle durch Absturz bei hohen Brücken mit oberliegender Bahn oder Beschädigungen des Tragwerks durch Anprall von Fahrzeugen bei tiefliegender Bahn verhüten. Fig. 228 und 229 erläutern die Schutzvorrichtung der preussischen Staatsbahnen für Brücken,

auf denen Gleiskrümmungen von weniger als 500 m Halbmesser vorkommen und für größere Brücken mit obenliegender offener Fahrbahn. Zu jeder Seite einer Fahrchiene liegt eine Leitschiene (Fig. 228). Auf dem an die Brückengrenzenden Bahnkörper sind die inneren Leitschienen in eine Spitze zusammengeführt, die äußeren nach außen abgebogen, damit ankommende (schon vor der Brücke entgleiste) Fahrzeuge in die Nähe der Schienen geführt oder womöglich wieder eingeleist werden. Die äußere Leitschiene ist ein Holzbalken, die innere ein \perp -Träger (Fig. 229).

Für sehr lange Brücken ist es endlich nötig, Schienenauszüge vorzusehen, weil die Schienen sich mit dem eisernen Tragwerk vereint dehnen und dadurch an den beweglichen Brückenenden zu große Stoßlücken entstehen. Am zweckmäßigsten sind Schienenauszüge, bei denen zwischen zwei Schienenstößen s (Fig. 230) eine festliegende Schiene F in einem kleinen Winkel abgebogen wird, und eine anstoßende bewegliche gerade Schiene G zungenartig unterschritten an der Neigung der festen Schiene geführt wird. Zu diesem Zwecke wird auf der Gleisstrecke, ähnlich wie bei Weichenzungen, eine Stegseite der Schiene F beseitigt und das Zungenende der Gleitschiene entsprechend unterschlagend zugespitzt. Fig. 230 stellt einen Auszug dar, der sich über etwa



Fig. 228.



Fig. 229.

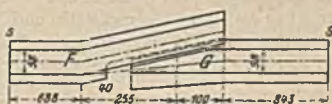


Fig. 230.

vier Querschwellen erstreckt, auf denen die feste und die Gleitschiene gelagert sind, so daß sie bei ihrer Bewegung parallel zur Neigung jener geführt wird. Diese Anordnung hat den Vorzug, daß die Räder im Auszuge eine ununterbrochene volle Unterstützung finden, weil die zwischen F und G entstehende Längsfuge nur sehr klein bleibt.

b) Die offene Fahrbahntafel. Die Querschwellen werden meist aus Kiefernholz hergestellt, das zum Schutz gegen Fäulnis getränkt wird. In selteneren Fällen wird Hartholz (Eiche, australisches oder afrikanisches Hartholz) seiner größeren Biegungsfestigkeit halber verwendet. Mitunter werden sie auch aus geeigneten Walzeisenprofilen (Belageisen oder aus C und L zusammengesetzte Querschnitte) gebildet.

Als hauptsächlichste Vorteile der hölzernen gegenüber eisernen Querschwellen sind anzuführen: die Möglichkeit, die normale Befestigung des Gleises wie auf der freien Strecke durchzuführen;

die leichtere Bearbeitung des Holzes, die für das genaue Einpassen von Bedeutung ist und endlich

die ruhigere Gleislage, wodurch elastischeres, geräuschloseres Fahren erzielt wird.

Als einziger Nachteil ist die etwas größere Feuersgefahr anzugeben, der jedoch durch Bestreuen mit Kies, Anstrich mit Feuerschutzmitteln, äußerstenfalls durch schwachen Riffelblechbelag zwischen den Schienen begegnet werden kann.

Gegenüber dem Langschwellenoberbau haben die Querschwellen den Vorzug der besseren und natürlicheren Versteifung gegen die Seitenschwankungen und Stöße der Fahrzeuge. Das Werfen der Hölzer ist ferner weit weniger nachteilig, aber auch in wesentlich geringerem Umfang zu gewärtigen, als bei den größeren Holzbreiten des Langschwellenoberbaues. Dieser wird daher meist nur bei Zwillingsträgern oder dann angewendet, wenn in Gleiskrümmungen größere Überhöhungen auszugleichen sind, oder wenn bei eisernem Querbelage eine weitergehende Lastverteilung und Schalldämpfung angestrebt wird.

Die Befestigung der Holzquerschwellen auf den Längsträgern soll in erster Linie einer Querverschiebung und einem Abheben der Schwellen entgegenwirken. Sie erfolgt durch Bolzen, Hakenschrauben, Schwellenschrauben oder durch Winkel mit einem wagerechten Bolzen. In letzterem Falle werden die Winkel abwechselnd auf der rechten oder linken Schwellenseite angeordnet (Fig. 231), um den Schwellen nach beiden Fahrtrichtungen hin den nötigen Widerstand gegen Kippen zu geben.



Fig. 231.



Fig. 232.



Fig. 233.



Fig. 234.

Am besten ist die Befestigung nach Fig. 232 unter Anordnung eines durchgehenden schmalen Flacheisens, weil dadurch die Stützkraft der Schwelle möglichst genau mittlich in den Längsträgersteg überführt und eine Druckübertragung auf die inneren Trägerkanten bei einer Durchbiegung der Schwelle verhindert wird. Vor allem aber wird dadurch der Ansammlung und Festhaltung von Wasser in der Fuge zwischen Querschwelle und Trägerflansch und damit dem Faulen der Schwellen und der Verrostung des Trägers vorgebeugt. Auf jeden Fall ist aber das Einschneiden (Einkämmen) der Schwellen auf der Unterseite zu vermeiden,

da hierdurch das Anfaulen der Schwellen befördert wird (vgl. die sonst hinsichtlich der Schwellenbefestigung einwandfreien Fig. 233 und 234).

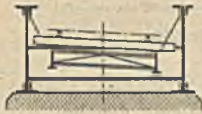


Fig. 235.



Fig. 236.



Fig. 237.

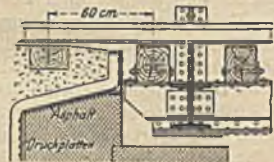


Fig. 238.

Die Schienenüberhöhung wird bei dichter Fahrbahntafel auf Eisenbrücken — ebenso wie auf freier Strecke — durch Schräglegen der Schwellen erzielt. Über offenen Tafeln werden die Brückenschwellen unter der äußeren Schiene entweder unterklotzt oder dort auf besonderen Lagerstühlen befestigt. In vielen Fällen zieht man es aber vor, die normale Schwellenanordnung auf der Brücke beizubehalten und die Überhöhung der äußeren Schiene durch verschiedene Höhenstellung der Längsträger (Fig. 235) oder (bei Bahn oben) durch Schrägstellen des ganzen Überbaues zu bewirken (Fig. 236).

Die Abdeckung der Zwischenräume zwischen den Querschwellen erfolgt mit Rücksicht auf die bequemere Unterhaltung und Besichtigung der Schienenbefestigungen durch einen Querstollenbelag (Fig. 237), dessen Oberkante in gleicher Höhe mit den Querschwellen liegt. Gleichzeitig wird dadurch das Durchbrechen entgleister Räder besser verhütet, wie bei Längsbelagholzern. Außerhalb der Schienen wird meist ein Längsbohlenbelag aus etwa 5 cm starken und 12—18 cm breiten Längsbohlen angeordnet, der durch untergeschraubte Querleisten zu handlichen Tafeln verbunden wird.

Den Abschluß der Fahrbahntafel gegen den anschließenden Bettungskörper bietet das Kammermauerwerk (d. i. der über den Auflagerquadern stehende

Teil der Widerlager). Der Abstand der letzten Brückenschwelle von der ersten Gleisquerschwelle soll im allgemeinen nicht größer sein, wie der Schwellenabstand auf der Brücke (60—70 cm), darf aber keinesfalls den größten zulässigen Schwellenabstand des freien Gleises überschreiten. Da ferner die erste Gleisquerschwelle besonders sorgfältig zu stopfen ist, so ist die Baubreite des oberen Kammerabschlusses möglichst zu beschränken.

Die Fig. 238 gibt einen solchen Brückenabschluß der preußischen Staatsbahnen. Ein C-Eisen, das in Abständen von etwa 2 m mit gebogenen Winkeln

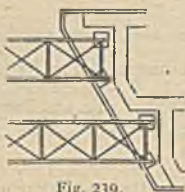


Fig. 239.

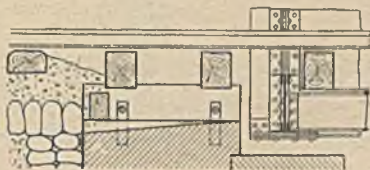


Fig. 240.

vernietet ist, schließt das Kiesbett ab. Die mit Druckplatten vernieteten lotrechten Winkelenden übertragen den Kies- und Erddruck auf den Endpfeiler. Die Pfeilerkrone ist durch eine Asphaltfilzlage gegen Wasser geschützt. In vielen Fällen wird auch ein Abschluß gewählt, bei welchem man den Pfeilerkopf (ohne Eisenmantel) mit sehr schmaler Krone in Eisenbeton herstellt. Bei schiefen Brücken empfiehlt es sich, die Abschlüsse des Überbaues gerade zu gestalten, wie es die Fig. 239 darstellt.

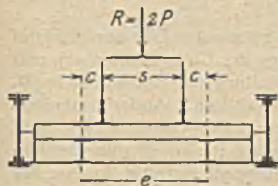


Fig. 241.

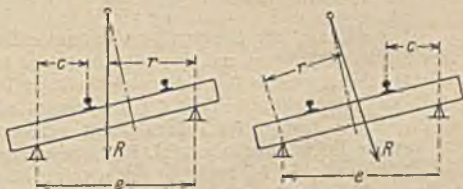


Fig. 242.

Eine andere Lösung des Fahrbahnabschlusses bildet die Anordnung eines Schwellenrostes, der auf dem Kammermauerwerk ruht und aus zwei Langschwellen in Verbindung mit mindestens zwei Querschwellen besteht (Fig. 240). Durch diese Anordnung, die sich besonders für Blockwiderlager ohne Flügel eignet, wird meist auch die Verlängerung der Längsträger über die Endquerträger hinaus entbehrlich. Das Verlegen einer einzelnen Querschwelle unmittelbar auf die Kammer ist zu vermeiden, um diese von den Stößen der Zuglasten freizuhalten.

Der Schwellenabstand auf der Brücke ist auf etwa 60—70 cm von Mitte zu Mitte Schwelle zu beschränken, einerseits um eine möglichst gleichmäßige (und von starken Stößen freie) Übertragung der Zuglasten zu befördern und andererseits, um bei auf der Brücke erfolgenden Entgleisungen den Rädern der Fahrzeuge eine genügende Unterstützung zu bieten. Ein noch besseres Mittel dazu ist Dicht-an-dicht-Legen der Schwellen, das in holzreichen Ländern geübt wird.

Die Querschnittsabmessungen sind nach den auftretenden Biegemomenten zu bestimmen. Für gerades Gleis in symmetrischer Lage nach Fig. 241 ergibt sich danach

$$P \cdot c = \frac{R}{2} \frac{e - s}{2} = W \cdot \sigma, \quad (105)$$

wobei $\sigma = 60$ bis 80 kg/cm^2 angenommen werden kann. Als Radlast P ist stets der volle Raddruck einzusetzen, weil mit einer Lastverteilung auf mehrere Schwellen mit Sicherheit nicht gerechnet werden kann. Nur bei enggelegten Belageisen darf in der Regel eine Verteilung des Raddruckes auf zwei Querschwellen angenommen werden. Bei Bogenlage des Gleises ist die Verschiebung der Lastangriffspunkte und des Lastschwerpunktes zu berücksichtigen (Fig. 242). Dabei ergibt sich der größte Wert des Biegemomentes dann, wenn jeweils der Abstand c am größten ist, also

$$M_{\max} = R \cdot \frac{r}{e} \cdot c_{\max}. \quad (106)$$

Für Vollspur ($s = 150 \text{ cm}$) in symmetrischer Anordnung und für Raddrücke von $P = \frac{20,0}{2} = 10,0 \text{ t}$ ergeben sich bei $\sigma = 80 \text{ kg/cm}^2$ die aus Tabelle 23 ersichtlichen Abstände e der Längsträger.

Tabelle 23. Zulässige Freilage von Holzquerschwellen bei symmetrischer Anordnung nach Fig. 241.

b	h	W	c	e
20	23	1763	14,1	178
20	25	2083	16,6	183
22	24	2112	16,9	184
22	26	2479	19,8	190
24	30	3600	28,8	208

Der Abstand der Längsträger ist stets größer zu machen als der Abstand der Schienenfußmitten, um einerseits die ruhige Lage des Gleises zu sichern und ein Abheben der Schwellen bei ungleichmäßiger Verteilung der Raddrücke (z. B. bei den Seitenschwankungen der Fahrzeuge) zu verhüten. Andererseits soll dadurch ein elastischeres Fahren erzielt werden.

c) Die dichte Fahrbahntafel. Bei Eisenbahnbrücken im Inneren von Städten wird jetzt meist die Fahrbahn zu einem vollen Blechtrog ausgestaltet, in dem das normale Gleisgestänge mit der Kiesbettung in einer Stärke von 15—20 cm unter Schwellenunterkante ohne Unterbrechung durchgeführt wird. Dabei kann der Oberbau auf der Brücke genau so ausgebildet und unterhalten werden, wie auf der anschließenden freien Strecke, wodurch auch größere Sicherheit gegen die Gefahr des Entgleisens geboten wird. Diese Anordnung bietet auch den Vorteil einer tropfsicheren Abführung des Tagewassers nach den an geeigneten Stellen vorzusehenden Abfallschroten und ist vor allem das beste bauliche Mittel zur Abdämpfung der beim Befahren von Eisenbahnbrücken auftretenden Geräusche. In statischer Hinsicht zeichnet sich die geschlossene Fahrbahn noch dadurch aus, daß die Lasten gleichmäßig verteilt und unter geringster Stoßwirkung auf das Bahngerippe übertragen werden. Wie die Tabellen 4—6 erweisen, ist das Eigengewicht der Brücken mit dichter Fahrbahntafel etwa um ein Viertel größer als bei offener Tafel.

Die Tafel wird aus Buckelplatten (Fig. 243) oder aus ebenen (Fig. 244) oder gekrümmten Flachblechen gebildet. Buckelplatten bieten bei geringem Gewichte große Widerstandsfähigkeit und sind für Eisenbrücken besonders zu empfehlen. Außer den genannten Tafeln sind auch solche aus betongefüllten Hängeblechen und Belageisen, sowie auch in Eisenbeton hergestellt worden.

Buckelplatten werden in Stärken von etwa 8 mm bis höchstens 10 mm verwendet und gegen Rosten mitunter verzinkt. Handliche Plattengrößen sind 1,5 bis etwa 4,0 qm, bei Breiten von 1—2 m und einer Tiefe der Mulde von

etwa $\frac{1}{10}$ ihrer Breite. Die Nietränder sind 50—70 mm breit für Heftnieten von 13—18 mm Stärke.

Wenn das Bahngerippe aus Blechträgern besteht, muß mindestens eine obere Gurtplatte über die ganze Länge durchgeführt oder der Stoß der Belagbleche durch eine Deckplatte überdeckt werden (Fig. 245), da andernfalls die

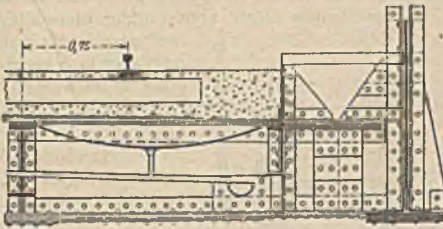


Fig. 243.



Fig. 245.



Fig. 246.

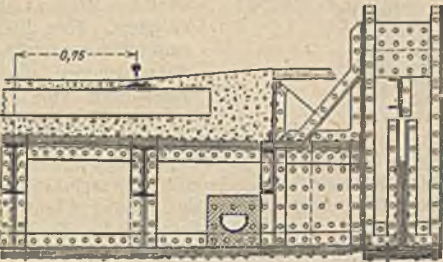


Fig. 244.



Fig. 247.



Fig. 248.

wagerechten Nieten der Gurtwinkel auf Abreißen beansprucht und die lotrechten Fugen vergrößert werden. Will man die Träger unabhängig von der späteren Nietverbindung mit den Belagblechen schon in der Werkstatt fertigstellen, so empfiehlt sich die Anordnung der Fig. 246.

Haben die für Längsträger erforderlichen I-Profile weniger als 10 cm Flanschbreite, so verwendet man besser \square -Eisen (Fig. 247), auf denen jeweils zwei Plattenränder übereinandergelegt und mit einer Reihe Nieten angeschlossen werden.

Die bei sehr beschränkter Bauhöhe nahe liegende Lösung der Fig. 248, die Belagbleche tiefer als die Gurtung der Querträger zu legen, ist nicht zu empfehlen, da dann tragende Teile in das Kiesbett zu liegen kommen und daher zur Verhütung ihrer Beschädigung beim Stopfen eingemantelt werden müssen. Sie sind daher für die Unterhaltung unzugänglich. Überdies sind die Belagnieten nur sehr schwer zu schlagen und daher meist schlecht.

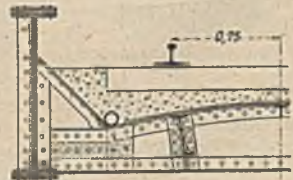


Fig. 249.

Fig. 249 zeigt die bei den Sächs. Staatseisenbahnen übliche Querschnittsform der Kiesbahnbrücken, bei denen die Tafel aus einem im mittleren Teile schwach gewölbten, glatten Blech von 8 mm Stärke und den seitlichen Böschungsblechen besteht. Zur Entwässerung ist die Tafel von der Brückenmitte nach beiden Enden hin geneigt und mit gußeisernen Sickerrohren versehen. Die Vorteile dieser Anordnung sind: Verwendung glatter Bleche an Stelle gepreßter Bleche; geringer Kiesquerschnitt, also ständige Last möglichst gering; keinerlei Einragung tra-

gender Teile in das Kiesbett; Querträgerhöhe in der Mitte groß. Hauptträger überall zugänglich und gut versteift. Entbehrlich sind besondere Entwässerungsrinnen, die sonst leicht verschlammten und einfrieren, und auch sehr bald vom Rost zerstört werden.

Bei der älteren Ausführungsform sind die Buckelbleche bis an die Hauptträger herangeführt und die Blechwände der letzteren als Seitenwand des Kiestroges benützt (Fig. 250). Um das Rosten dieser vom durchnässten Kiesbett

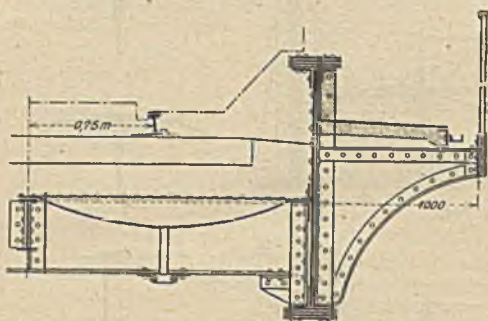


Fig. 250.

berührten Haupttragteile und ihre Beschädigung beim Stopfen des Gleises zu verhüten, ist die Anordnung besonderer Schutzwände (Wellblech oder Bohlen) zu empfehlen. Mindestens ist die Dichtungsschicht (Asphaltfilz oder dgl.) bis über das Kiesbett hochzuziehen. Ihre Ränder sind mit einer Deckleiste festzuklemmen, um das Eindringen von Tagewasser zu vermeiden.

Die Wasserdichtigkeit der Tafel sucht man durch enges Setzen der Niete und durch Überkleben der Plattenfugen mit Asphaltkitt oder dgl. zu erreichen. Die ganze Oberfläche der Tafel wird dann noch mit Asphalt oder Steinkohlenteer gestrichen. Durch Ausfüllen oder Überschütten einer Tafel mit Beton und Überziehen des Betons durch eine Schicht reinen Zementmörtels ist eine völlige Wasserdichtigkeit nicht zu erzielen, weil die Rissebildung bei den unvermeidbaren Bewegungen des Überbaues dies verhindert.

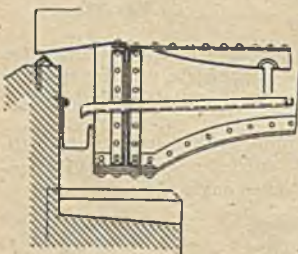


Fig. 251.

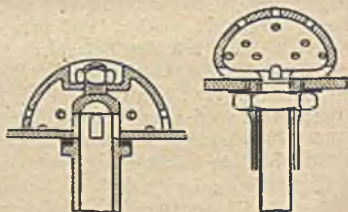


Fig. 252.

Der Fahrbahnabschluß erfolgt meist so, daß der Eisenquerschnitt, der das Kiesbett auf der Brücke begrenzt, über die Krone des Endpfeilers hinweg durchgeführt wird. Der Pfeilerkopf ist dabei so zu gestalten, daß er die Eisenwände nach allen Seiten gehörig unterstützt und am beweglichen Lager eine entsprechende Längsausdehnung gestattet. An die Stelle von Buckelblechen treten hier kräftige ebene Platten (Schleppbleche), die durch aufgenietete \perp - oder L -Rippen verstärkt werden können. Diese Flachbleche dürfen auf der Kammermauer nicht voll aufliegen, weil sie sonst das Wasser aus der Bettung ansaugen würden. Zweckmäßig ist daher eine schmale Stützleiste einzulegen, die etwa aus einem übereck gestellten Winkeleisen gebildet werden kann (Fig. 251).

Behufs Entwässerung erhält jede Buckelplatte gewöhnlich im tiefsten Punkte ein etwa 3—4,5 cm weites Loch, dessen Ränder tüllenartig nach unten

aufgetrieben werden und das durch eine durchlöchernte Kieshaube geschlossen wird. Um die Querträger behufs Einlegen von \sqcup -Eisenrinnen nicht durchbrechen zu müssen (Fig. 243 und 244), befestigt man häufig die Rinne unter den Querträgern (Fig. 250). Praktische Verbindungen von Haube und Abflußrohr zeigt die Fig. 252. Eine Entwässerung der Tafel durch ihr Ausfüllen mit Kiesbeton empfiehlt sich der hohen Kosten wegen nur für kleinere Stützweiten.

Die Querschnitte der Längsrinnen und der Sammelrinnen an der Kammermauer sind reichlich zu bemessen, damit sie nicht so schnell verschlammen. Erstere werden zweckmäßig aus \sqcup - oder \cup -Eisen gebildet, wogegen die Sammelrinnen meist aus Zinkblech oder verzinktem Eisenblech hergestellt werden. Auf ein kräftiges Längsgefälle (etwa 1 : 50) und eine gute Zugänglichkeit wegen der Reinigung ist Gewicht zu legen.

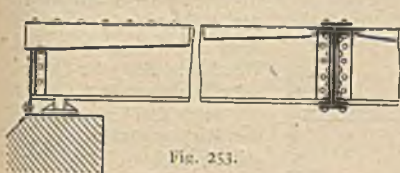


Fig. 253.

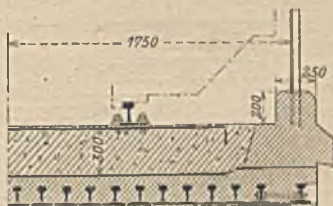


Fig. 256.

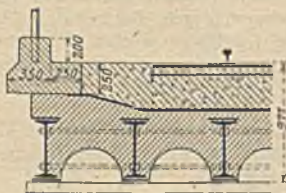


Fig. 254.

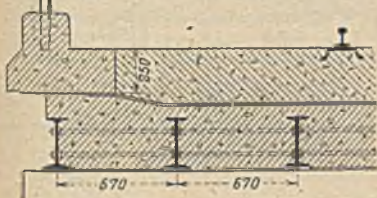


Fig. 255.

[d] Brücken mit eng gelegten Hauptträgern. Bei kleineren Stützweiten und ausreichender Bauhöhe werden häufig die Hauptträger unter der Fahrbahn so eng gelegt, daß sie unmittelbar die Fahrbahntafel tragen, also Längs- und Querträger vermieden sind. Diese Anordnung empfiehlt sich vor allem bei Brücken größerer Breite und dort, wo eine Veränderung der Gleislage vorzusehen oder Weichenstraßen zu berücksichtigen sind. Die Fahrbahntafel besteht dann entweder aus Buckel-, Tönnen- oder Planblechen, die nach Fig. 253 anzuordnen sind. Vorteilhaft ist es bei dieser Bauart, in der Mitte einen lastverteilenden Querträger anzuordnen, der stets eine größere Zahl von Hauptträgern zur Lastübertragung zwingt.

Häufig wird die Fahrbahntafel durch Betonkappen oder Ziegelgewölbe gebildet, wobei der Bogenschub jeweils in den zwei oder drei äußeren Feldern durch Verankerungen aufzunehmen ist (Fig. 254). Endlich werden die Hauptträger auch vollständig in Beton¹⁾ eingebettet, bei kleineren Durchlässen wohl auch durch Eisenbahnschienen ersetzt. Fig. 255 und 256 veranschaulichen solche Normen der Bayerischen Staatsbahnen bis etwa 9 m Stützweite. Zur Abwässerung wird der Beton mit Längsgefälle abgeglichen und mit Asphaltfilz abgedeckt. Seine Stärke über Trägeroberkante beträgt mindestens 3 cm. Diese Tafeln werden mitunter auch seitlich der Bahn hergestellt und dann auf die Widerlager eingeschoben.

¹⁾ Vgl. auch die Vorschriften der Eisenbahndirektion Berlin über Eisenbetontafeln (Zentralbl. der Bauverw. 1906, S. 327 ff.).

e) Träger kleinster Bauhöhe.

α) Zwillingsträger. Bei besonders beschränkter Bauhöhe, wie sie bei Flachbahnen sehr häufig vorliegt, wird jede Flachschiene durch ein Hauptträgerpaar unterstützt, dessen Oberkante oft höher liegt als die Schienenoberkante.

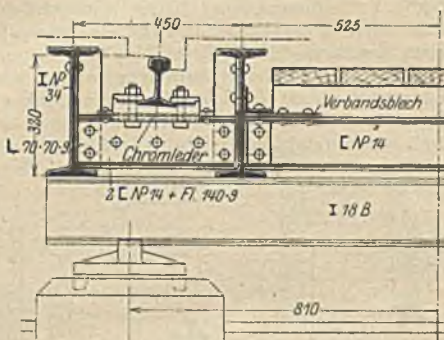


Fig. 257.

Die Schienen selbst ruhen unter Vermittlung besonders ausgebildeter Unterlagsplatten auf Querstege, die in 60–70 cm Abstand verlegt sind. Zur Schalldämpfung werden zwischen die Unterlagsplatten und die Querstege Zwischenlagen aus Weichholz, Filz oder Chromleder eingeschaltet, durch die auch die Unebenheiten der Auflagerflächen ausgeglichen werden (Fig. 257).

Zwischen den beiden inneren Hauptträgern werden Quersteifen und Windverband angeordnet und der Zwischenraum durch Bohlenbelag überdeckt. Die außerhalb des Gleises etwa nötigen Gangstege werden durch besondere Hauptträger getragen.

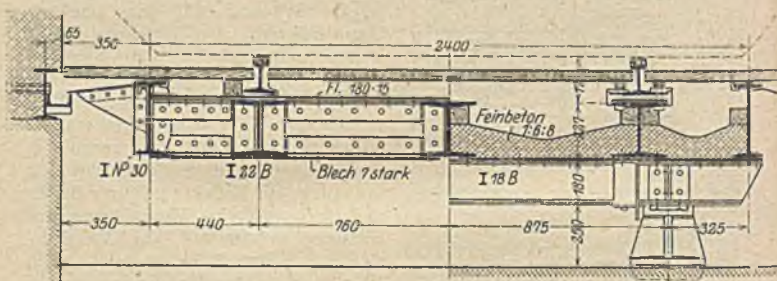


Fig. 258.

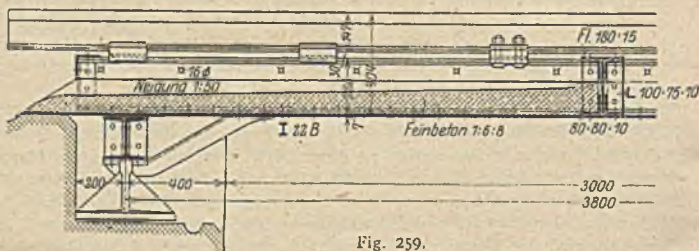


Fig. 259.

Die Auflagerung der Zwillingsträger erfolgt meist auf einer hölzernen Aufegerschwelle derart, daß jeder der Hauptträger besonders gelagert wird. Vorteilhafter erscheint es jedoch, die Zahl der Stützpunkte dadurch zu beschränken, daß die Hauptträger auf einem durchlaufenden Endquerträger befestigt werden, der durch je zwei Lagerplatten auf das Mauerwerk abgesetzt wird (Fig. 257).

β) Eine eigenartige Lösung für einen Gleisträger mit dichter Fahrbahn zur Unterführung eines Personentunnels zeigen Fig. 258 und 259. Die Fahr-schienen werden von je einem Breitflanschträger I 22 B getragen, zu dessen Unterstützung ein mittlerer Träger gleichen Querschnitts und zwei seitliche Träger I N P 30 durch Vermittlung eines lastverteilenden Querträgers herangezogen sind. Zur Abdeckung dient eine an die Unterseite der Träger genietete durchlaufende Blechplatte, die den tragenden Querschnitt zugerechnet ist. Die Auflagerung erfolgt durch Vermittlung je eines Endquerträgers auf vier gußeisernen Lagerstühlen. Um das Geräusch bei der Befahrung abzdämpfen und eine gute Entwässerung zu gewährleisten, ist auf der Blechplatte eine in kräftigem Gefälle abgegliche Schicht Feinbeton 1 : 6 : 8 aufgebracht und mit dreilagiger Klebepappe mit aufgewalzter Sandschicht gedichtet. Dieser Überzug wird an den Rändern durch eingepaßte und mit den Trägern verschraubte

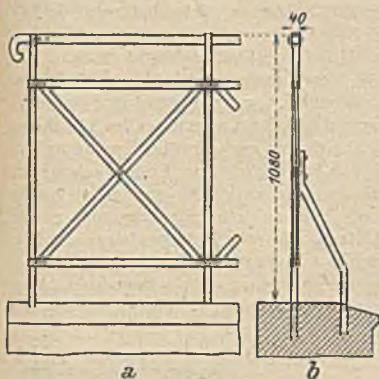


Fig. 260.

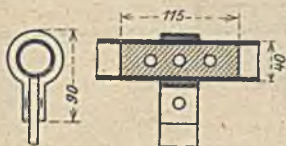


Fig. 261.

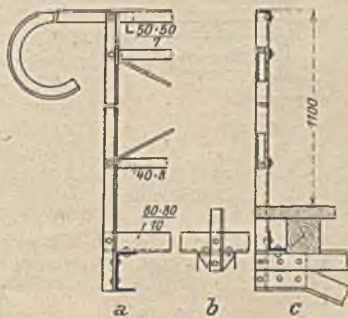


Fig. 262.

Stollenhölzer festgeklemmt und der über dem Beton freibleibende Raum bis zur Trägeroberkante mit gewaschenem Kies verfüllt. Der eigentliche Gehbelag ist aus Bohlen gebildet.

f) Gangbahnen und Geländer.

Fußwege der Eisenbahnbrücken dienen meist nur den Zwecken der Eisenbahnverwaltung, seltener dem öffentlichen Verkehre. Um den Abstand der Hauptträger nicht unnötig

zu vergrößern, legt man sie zweckmäßig außerhalb derselben auf Auskragungen an (Fig. 250). Diese Maßnahme wird oft auch wohl zur teilweisen Verdeckung besonders hoher Vollwandträger getroffen, um ein leichteres Aussehen der Brücke zu erzielen. Bei Bahn oben kann man Fußstege auch unmittelbar auf die entsprechend verlängerten Brückenschwellen stützen (Fig. 32).

Liegt ein Fußweg auf einem Kragarme, so reicht meist ein Abstand von 80 cm zwischen den lichten Kanten von Hauptträger und Geländer (Fig. 250 u. 34). Das Normalprofil des lichten Raumes (s. Eisenbahnwesen) muß überall mindestens freigehalten werden. Bei Bahnhofsgleisen mit Verschiebebetrieb wird jedoch als Abstand des Geländers von Gleismitte etwa 2,5—3,0 m verlangt.

Geländer bestehen aus den Pfosten, der Handleiste und den Füllungen. Die Oberkante der Handleiste soll mindestens 1,1 m über Wegoberkante liegen. Die Pfosten werden aus Quadrateisen oder Formeisen (L, C) gebildet und sind sicher mit dem Überbau zu vernieten. Als Handleisten dienen zweckmäßig L, kleine

E-Eisen, die Normalprofile (vgl. Baustoffkunde) oder auch Rohre (Fig. 260 u. 261). Wird das Gelände über das bewegliche Ende des Überbaues fortgeführt, so muß es entsprechend längsbeweglich angeordnet werden. Die Abmessungen der Geländerteile sind nur gering, wie dies die Fig. 260—262 veranschaulichen.

25. Die Fahrbahn der Straßenbrücken.

Einzelheiten, die nicht bereits bei den Eisenbahnbrücken erörtert sind, zeigt hauptsächlich nur die Fahrbahndecke der Straßenbrücken mit ihren Entwässerungsanlagen.

a) Die Fahrbahndecke.

1. Einfache Bohlen. Die Bohlen liegen in der Regel quer zur Brückenachse mit einem Quergefälle von 1 : 30 bis 1 : 40. Gebräuchliche Bohlenstärken sind 8—16 cm (einschl. 3 cm für Abnutzung). Ihre Befestigung erfolgt auf den Längs- oder Querträgern des Bahngerippes oder auf hölzernen Nebenbalken (Fig. 263 und 264).

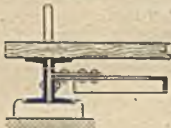


Fig. 263.

2. Doppelte Bohlen (Fig. 265 und 266). Die Deckbohlen — 5—7 cm starke Eichenhölzer — haben die Aufgabe, die Tragbohlen vor Abnutzung zu bewahren. Die Tragbohlenstärke d berechnet man unter der Annahme, daß ein Raddruck D sich auf zwei Tragbohlen überträgt.

3. Holzpflaster (Fig. 267) eignet sich vorzüglich für Eisenbrücken: es ist leicht, schalldämpfend, leicht zu bearbeiten und zu verbringen. Seine Nachteile (Schwinden und Quellen) fordern eine Betontafel zur Lagerung, sowie auch die Verwendung von Kernholzklötzen, die mit fäulniswidrigen Stoffen getränkt worden sind. Hölzer aus nordischen Ländern — Schweden, Norwegen,

Kanada, Australien usw. — bevorzugt. Abmessungen: etwa 13 cm hoch, 18—25 cm lang, 8—9 cm breit.

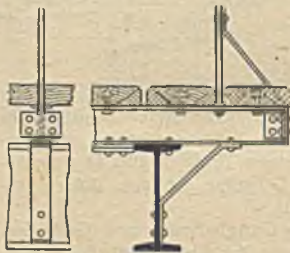


Fig. 264.

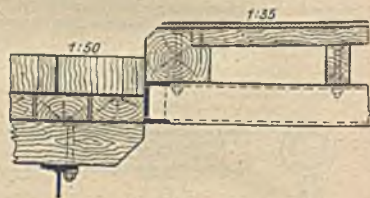


Fig. 265.

Die Klötze werden auf einer durch eine Zementmörtelschicht abgeglichenen Kiesbetonlage — Mischung etwa 1 : 4 — in Asphalt versetzt.

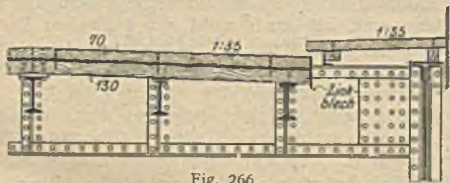


Fig. 266.

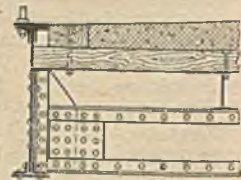


Fig. 267.

Quergefälle bei Holzpflaster ($\frac{1}{40}$ bis $\frac{1}{30}$). Zwischen dem Pflaster und den angrenzenden Bordschwellen wird eine etwa 5 cm breite Ausgleichfuge angeordnet und mit einer plastischen Masse ausgefüllt, um der elastischen Dehnung infolge des Verkehrs und der Luftwärmeänderungen Rechnung zu tragen.

4. Schotter ohne oder mit Betonunterlage. Je schärfer und gleichmäßiger das Schotterkorn, desto ausgiebiger überträgt sich eine Radtlast auf die Tafel. Ist a die Radfelgenbreite, z eine beliebige Höhe unter dem Radkranz, so ist die Übertragungsbreit x im Schotter

$$x = a + 1,5z \text{ bis } a + 2,0z. \quad (107)$$

Zuweilen wird behufs besserer Entwässerung und gleichmäßiger Übertragung der Radlasten zwischen Schotter und Tafel eine Betonschicht eingeschaltet. Ihre kleinste Stärke (über den Tafelrändern) beträgt etwa 5—6 cm. Eine bloße Schotterdecke braucht höchstens 25 cm stark zu sein. Liegt sie auf einer Betonschicht, so genügen etwa 20 cm.

5. Pflaster. Sehr schwer und geräuschvoll, ist aber bequemer zu unterhalten als andere schwere Decken und besonders als Holzpflaster. Die Steine von etwa 10—16 cm Würfelgröße werden entweder auf einer Sandschicht gebettet, deren geringste Stärke über dem Ausgleichsbeton etwa 3—5 cm beträgt, oder aber in etwa 2 cm starkem Mörtelbett versetzt.

6. Stampfasphalt auf Kiesbeton. Für städtische Straßen, die in nicht zu großem Gefälle liegen, wird oft eine Fahrschicht aus 5 cm starkem Stampfasphalt mit einer Unterlage aus Kiesbeton gebildet.

b) Die Fahrbahntafel.

1. Holz. Decke und Tafel bilden hier ein Ganzes (vgl. a, 2). Die Tragbohlen sind, um Luft und Wasser durchzulassen, in 1—2 cm Abstand voneinanderzulegen. Mitunter werden Holzbohlen auch als Unterlage für beschotterte Fahrbahn benützt (Fig. 267). Einzelheiten erklären die Fig. 263—266 sowie 285.

2. Belageisen liegen quer zu den Längs- oder Querträgern. Ihre Befestigung durch Niete ist nur bei den größeren Nummern mög-



Fig. 268.

lich. Meistens werden sie daher mit dem Bahngerippe verschraubt, wie dies die Fig. 268 veranschaulicht. Die Deckenlasten verteilen sich meist etwa über zwei Belageisen.

Gewöhnlich deckt man die Belageisen mit Beton ab. Ihre Füße sind dann weit genug auseinanderzulegen, um dazwischen Ziegel oder leichte Betonsteine einbringen zu können, wodurch beim Betonieren die Schalung gespart wird. Fig. 269 gibt den Querschnitt einer Straßenbrücke über die Memel in Tilsit. Die Belageisen sind mit den 1 m weit liegenden Längsträgern durch Klemmplatten verbunden. Die Fußwegtafel ist ebenfalls aus Belageisen gebildet, die in etwa 22 cm Abstand liegen, und auf dem äußeren Längsträger, dem an der Bordschwelle liegenden Randträger und auf der äußeren Obergurtseite lagern, wobei sie durch Schrauben befestigt sind, die durch den Belageisenkopf und den betreffenden Trägerflansch führen.

3. Buckel-, Tonnen- und ebene Bleche. Die Tafeln werden hergestellt wie bei den Eisenbahnbrücken, wie es die Fig. 243—250 erläutern.

4. Beton- und Eisenbetontafeln (vgl. auch Fig. 254—256) sind schwerer als alle vorher genannten, eignen sich aber besonders da, wo man die Unterflächen einer Eisenbrücke gegen die verderblichen Einflüsse von Rauchgasen der Lokomotiven u. dgl. schützen will.

5. Gewölbe zwischen I-Trägern. Steinkappen kleinerer Weite (mit $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ Pfeil) wurden zwischen Querträgern oder (bei Fehlen von Querträgern) zwischen Haupt- und Längsträgern zuerst in Frankreich hergestellt¹⁾. An Stelle der dabei früher verwendeten Ziegel- oder Hohlsteingewölbe sind heute Beton- und Eisenbetongewölbe getreten. Fig. 270 erläutert die Eisenbetongewölbe der

¹⁾ Mehrtens, Vorlesungen, 2. Teil, 1. Band, S. 331.

Fahrbahntafel der Swinemünder Brücke über den Bahnhof Gesundbrunnen in Berlin. Die 6 m weiten und 17 cm starken Gewölbe liegen zwischen den Querträgern und tragen eine zwischen den Hauptträgern 12 m breite Fahrbahn. Die durch die Fig. 254—256 erläuterten Anordnungen für Eisenbahnbrücken eignen sich ebensogut auch für Straßenbrücken kleinerer Weiten.

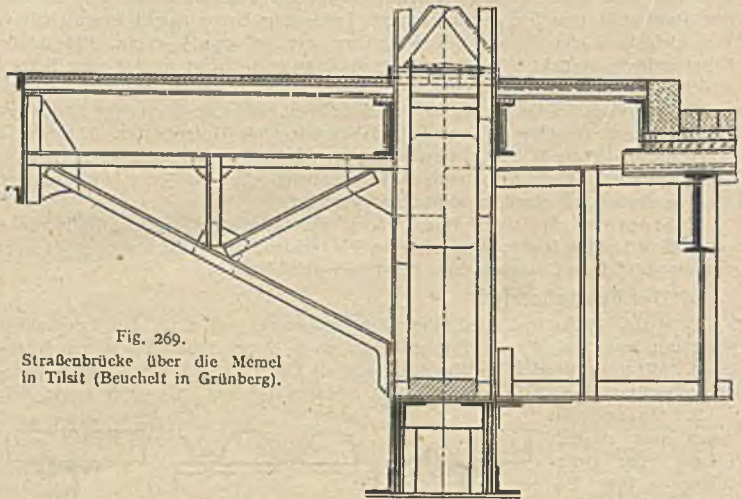


Fig. 269.

Straßenbrücke über die Memel in Tilsit (Beuchelt in Grünberg).

c) Die Gangbahn nebst Geländer. Die Decke der Gangbahnen bildet man aus Holz, Stein, aus Eisenbeton oder aus Beton mit Deckschicht aus Asphalt oder Zement. Ihre Entwässerung erfolgt durch Quergefälle entweder in die Bordsteinrinnen der Fahrbahn (Fig. 271—273) oder nach außen hin durch das Geländer (Fig. 274) in eine seitliche, durchlaufende Rinne.

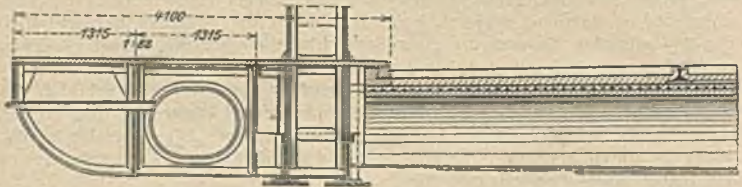


Fig. 270.

Der seitliche Abschluß der Fahrbahn wird durch Bordsteine gebildet. Bei gegliederten Hauptträgern, die die Fahrbahndecke durchbrechen, wird diese Schwelle etwa 40—70 cm von der Innenkante der Hauptträger abgerückt, um deren Beschädigung durch Anfahren zu verhüten. Dabei ist in der Regel eine gangbare Verbindung zwischen der Decke des Fußweges und der Fahrbahnbordschwelle zu schaffen (Fig. 269, 270 und 274), die aber eine gute Zugänglichkeit der tragenden Glieder zwecks Unterhaltung und genügende Spielräume für deren Formänderungen gewährleisten muß.

Die Pfosten der Geländer sind möglichst durch Nieten unmittelbar mit dem Überbau zu verbinden. In einer Höhe von 1,1 m über Deckenoberkante darf eine quer zum Geländer gerichtete wagerechte Kraft von 100 kg/m rechnungs-

mäßig keine unzulässigen Spannungen in den Pfosten sowie deren Vernietungen und Längsverbindungen verursachen. Pfosten und sonstige Geländerteile aus Gußeisen, die etwa aus architektonischen Rücksichten gewünscht werden, sind nicht zu empfehlen, weil völlig aus schmiedbarem Eisen gefertigte Geländer sicherer, leichter und auch materialgerechter sind als gußeiserner.

Die Handleisten oder Geländerholme werden aus besonderen Walzprofilen oder aus L- und \sqcup -Eisen hergestellt, deren scharfe Ecken durch aufgelegte Ziereisen abgerundet werden müssen. Bei der Geländerfüllung soll die Maschenweite nicht über 15 cm sein. Zweckmäßig können hier auch Drahtnetze Verwendung finden. Beispiele einfacher Geländer und ihrer Verbindungen geben die Fig. 260—262.

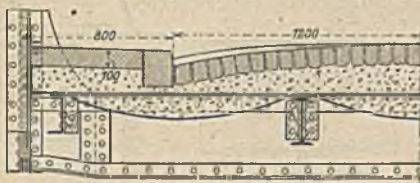


Fig. 271.

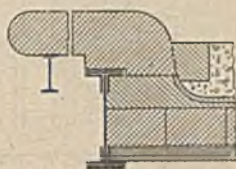


Fig. 272.

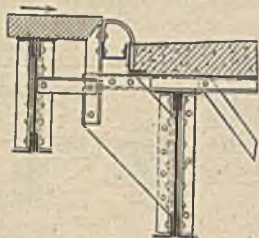


Fig. 273.

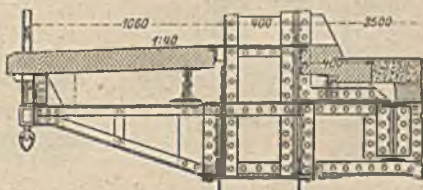


Fig. 274.

d) Abschlüsse und Entwässerung der Fahrbahn. Bei Überbauten, deren Hauptträger nur eine einzige Scheibe besitzen (einfache Balken), wird für die Überbaudehnung am beweglichen Ende zwischen Pfeiler und Fahrbahn ein Trennungsschlitz nötig, der so zu überdecken ist, daß die Fahrzeuge möglichst stoßfrei verkehren können. Bei weitgespannten Hauptträgern (über etwa 80 m) kann eine weitere Fahrbahnunterbrechung in Frage kommen, um den Einfluß des elastischen Formänderungen der Hauptträger auf das Bahngerippe zu beschränken. Die Fahrbahnen der Überbauten, deren Hauptträger zusammengesetzte Fachwerke sind, müssen derart beweglich angeordnet sein, daß sie das notwendige elastische Heben und Senken der Scheibengelenke nicht behindern. Deshalb kommen auch hier Trennungsschlitze in Frage. Wenn die Fahrbahndecke entsprechend elastisch gebildet ist — wie bei Pflaster auf Sand oder dergleichen —, so braucht die Unterbrechung nur in der Fahrbahnplatte einzutreten.

Trennungsschlitze an einem Pfeiler. Am beweglichen Ende von Überbauten größerer Weite empfiehlt sich die Anordnung einer stoßfreien Überdeckung des Schlitzes mit Hilfe von sog. Finger- oder Kammplatten. Wie die Fig. 275 erläutert, ist die Fahrbahn beiderseits des Schlitzes s durch einen Stahlgußkörper abgeschlossen, der mit Rippen v versehen ist, die finger- oder kammartig ineinandergreifen. Das zwischen den Fingern durchlaufende Tagewasser wird in der Rinne r aufgefangen.

Trennungsschlitze an einem Querträger. Hier ist gewöhnlich der an den Querträger stoßende Längsträger (oder Schleppträger) gelenkig auf einer mit dem Querträger vernieteten Auskrägung gestützt (Fig. 276). Es können

auch zwei an den Querträger stoßende Längsträger mit diesem pendelartig verbunden werden (Fig. 294).

Abschluß am festen Überbauende. Hier wird die Fahrbahn meist mit dem Pfeiler durch ein Schleppblech verbunden (Fig. 278 und 279), das vom Endquerträger in die Hinterfüllung reicht und geneigt liegt. Auch am beweglichen Ende kann ein Schleppblech verwendet werden, wenn die darüberliegende Fahrbahndecke ausreichend elastisch nachgiebig ist. Die in Fig. 277 dargestellte Anordnung der Spaltüberdeckung durch ein Belageisen kann jedoch nicht empfohlen werden, da der Zwischenraum zwischen Endquerträger und Kammermauer zu gering ist, um eine geordnete Unterhaltung zu ermöglichen.



Fig. 275.

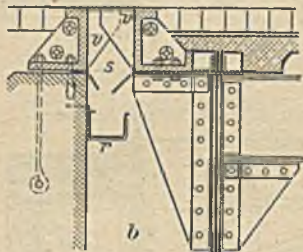


Fig. 276.

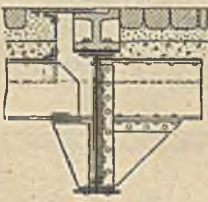


Fig. 277.

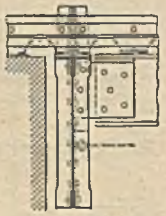


Fig. 278.



Fig. 279.

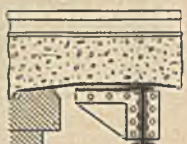
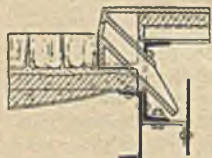
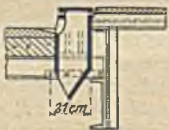


Fig. 280.



a



b



c

Fig. 281.

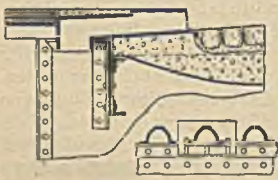


Fig. 282.

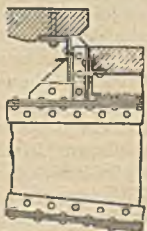


Fig. 283.

Entwässerungsanlagen. Man unterscheidet eine Oberflächenentwässerung, ohne und mit nach unten führenden Abfallrohren, oder eine Entwässerung mit durchgehendem Schlitz zwischen Fahr- und Fußweg. Die Oberflächenentwässerung erfolgt mit Quer- und Längsgefälle nach der

Bordsteinrinne. Bei langen Brücken werden Abfallrohre oder -kästen angelegt (Fig. 280 bis 282). Durchgehende Schlitz nach Fig. 266 und 283 haben den Nachteil, daß das darunterliegende Tragwerk verschmutzt wird und daher schnell verrostet.

26. Das Bahngerippe.

a) Die Längsträger. Bei kleineren Fußwegbrücken fehlt das Bahngerippe ganz, wenn die Fahrbahntafel unmittelbar auf den Hauptträgern befestigt werden kann, ebenso bei Eisenbahnbrücken, wenn die Bahnschwellen unmittelbar auf den Hauptträgern gestützt werden. Eine Fußwegbrücke mit hölzernen Längsträgern veranschaulicht Fig. 284.

Die Längsträger (Zwischen- oder Schwellenträger) sind meist Vollwandträger. Der I-Querschnitt herrscht vor, jedoch werden auch C-Eisen verwendet, als Randträger oder wenn die Flanschbreite der I-Träger für Vernietungen zu klein (unter 10 cm) ist. Je nach der zur Verfügung stehenden Bauhöhe stützt man die Längsträger auf oder zwischen den Querträgern.

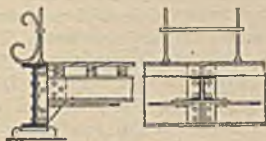


Fig. 284



Fig. 285.

Anschlüsse. Längs- und Querträgerwände werden durch Nietanschlüsse verbunden. Bewegliche Anschlüsse kommen meist nur im Bahngerippe zusammengesetzter Fachwerke vor, um ein Drehen ihrer Scheiben um die Gelenke nicht zu behindern. Wenn nur zwei Winkel vorgesehen sind (Fig. 285), von denen jede Querträgerseite einen erhält, werden die Winkel gegeneinander versetzt. In Fig. 285 reicht einer der Winkel über die ganze Höhe des Quer-



Fig. 286.



Fig. 287.



Fig. 288.

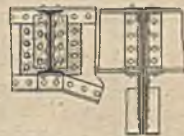


Fig. 289.

trägers, um ihn dadurch zu versteifen und eine Verbiegung der Tragwand infolge der Durchbiegung des Längsträgers zu verhüten. Beim Anschluß der Fig. 287 werden die Nieten im Querträger ungünstig — auf Zug — beansprucht. Außerdem wird ihre Scherbeanspruchung infolge der Stützkraft durch ein Zusatzmoment (Stützkraft \times Hebelsarm, gemessen von Längsträgerachse bis zum Schwerpunkt des Nietbildes) erhöht. Endlich sind die Nieten wegen der Behinderung durch die Trägerflansche schwer zu schlagen.

Der Anschluß nach Fig. 288 bietet zwar den Vorteil einer größeren Anschlußlänge als der nach Fig. 287, bringt jedoch den Nachteil, daß die Trägerflansche ausgeklinkt werden müssen. Wesentlich vorteilhafter ist daher — besonders bei Breitflanschträgern — ein wagerechter Stützwinkel unter dem Längsträger nach Fig. 289—290, dessen Nieten nur



Fig. 290.

lotrecht auf Abscheren durch die Stützkraft des Längsträgers beansprucht werden. Die in Fig. 290 angegebenen lotrechten Anschlußwinkel dienen somit nur zur seitlichen Abstützung der Längsträger. Eine Versteifung der Blechwand des Querträgers erscheint bei tiefliegenden Längsträgern meist nicht erforderlich, kann aber durch nebenstehende Aussteifungswinkel leicht erreicht werden.

Kröpfungen von Winkeln werden durch Einlegen von Futterblechen (die in den Figuren schraffiert angedeutet sind) vermieden. In Fig. 289 sind hierzu die Stoßbleche des Querträgers ausgenützt. Abfräsen von Flanschteilen der Längsträger ist bedenklich, wenn nicht eine sorgfältige Ausrundung

der einspringenden Ecken, besser noch für einen allmählichen Übergang des Querschnittes durch Abschrägen der Flansche gesorgt wird. Es empfiehlt sich überhaupt, das Ausklinken jeweils auf einen Flansch zu beschränken.

Durchlaufende Längsträger. Eine Lagerung der Längsträger über den Querträgern ist selten und nur bei sehr großer Bauhöhe ausführbar. Auch bei fachwerkartig ausgebildeten Querträgern sind durchlaufende Längsträger anwendbar, während bei vollwandigen Querträgern eine Durchbrechung des Stehbleches — wenigstens zur Durchführung von Zuggurtlamellen — nötig wäre. Solche durchlaufende Längsträger können auch als Gurtungen von Windverbänden dienen, durch die die Windkräfte unmittelbar nach den festen Stützpunkten geleitet werden, ohne die Querträger zu beeinflussen.

Die Längsträger zweier Nachbarfelder durch Zugglieder miteinander zu verbinden, ist bequem ausführbar, wenn die Oberkanten von Längs- und Querträger gleich hoch liegen. Es genügt dann eine Flacheisenverbindung (Fig. 238), um das Moment, das am überkragenden Ende des Längsträgers auftritt, zu übernehmen und dadurch den Nietanschluß am Endquerträger zu entlasten. Wenn die Oberkante des Längsträgers tiefer zu liegen kommt als die untere Randwinkelkante des Querträgers, wird das Flacheisen durch einen Ausschnitt in der Querträgerwand gesteckt und mit beiden Längsträgerflanschen vernietet.



Fig. 291.



Fig. 292.

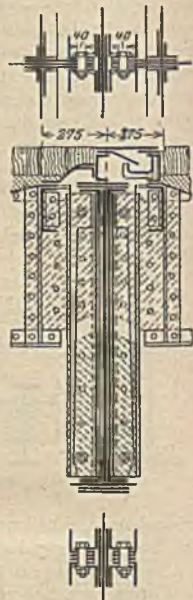


Fig. 293.

Bewegliche Anschlüsse werden meist gelenkartig hergestellt, mit Hilfe eines Gelenkbolzens (Fig. 291), eines Federgelenkes (Fig. 215) oder einer anderen gelenkigen Stützung (Fig. 292 u. 293). In Fig. 291 ist der verstärkte Längsträgersteg zwischen den Anschlußwinkeln der Querträgerwand verbolzt. Soll der Längsträger außer einer Drehung um den Bolzen auch noch

eine Längsbewegung ausführen, so muß sein Bolzenauge als Langloch ausgebildet werden. Die durch das Bolzenmittel verlaufende Stützkraft A des Längsträgers erzeugt ein Moment Aa , durch das der Querträger auf Verdrehung und die Anschlußniete seiner Obergurtwinkel auf Zug beansprucht werden. Fig. 292 gibt das Beispiel einer gelenkigen Verbindung zwischen Quer- und Längsträger. Die durch Fräsen entsprechend gestaltete Längsträgerwand ist an der Anschlußstelle durch Doppellaschen verstärkt und lagert auf einem Futterstück, das zwischen den Anschlußwinkeln des Querträgers vernietet ist. In Fig. 293 ist auf jeder Querträgerseite ein Längsträger durch Pendel angeschlossen. Je ein verstärktes Längsträgerstehblech hängt an einem oberen Gelenkbolzen eines Pendels, das sich mittels des unteren Gelenkbolzens auf den Querträgeruntergurt stützt. Eine gelenkige Verbindung schwebender Stöße bei durchlaufenden Längsträgern zeigt Fig. 294, wobei an jedem Trägerende zwei über den halben Steg reichende Stützplatten angebracht sind, deren Bearbeitung durch eine Aussparung im Trägersteg ermöglicht wird.

b) Die Querträger. Querträger werden gewöhnlich als Vollwandträger hergestellt. Ihre Höhen dürfen (wie bei den Längsträgern) nicht unter $\frac{1}{8}$ der Weite betragen. Die Ausbildung eines Fachwerkträgers empfiehlt sich nur bei großer

Höhe des Querträgers (etwa $> \frac{b}{s}$), die durch die Lage der Fahrbahn und durch die Notwendigkeit, die Hauptträger zu versteifen, bedingt sein kann (Fig. 20). Die Querträgerabstände werden meist zu etwa $0,6 b$ bis $0,8 b$ gewählt ($b =$ Abstand der Hauptträger), jedenfalls wesentlich größer als der Achsabstand der Fahrzeuge ist (vgl. Tab. 7, Pkt. 12 d, β).

Der Anschluß der Querträger an die Hauptträger erfolgt durch feste Vernietung oder gelenkig beweglich. Bei Vollwandbrücken ist fester Anschluß die Regel. Bei offenen Fachwerkbrücken bildet die feste Einspannung der Querträger an den Untergurten, in Verbindung mit quersteifen Wänden das beste Mittel zur Erzielung einer ausreichenden Knickfestigkeit der Obergurte von Balkenträgern. Nur bei geschlossenen Fachwerkbrücken ist eine freie gelenkige Lagerung der Querträger am Ober- und Untergurt der Hauptträger durchführbar. Beispiele von festen Querträgeranschlüssen bieten die Fig. 21—26. Die Fig. 222, 223 u. 225 erläutern die Anordnung von Querträgern an den Untergurten von Bolzenbrücken.

Bewegliche Anschlüsse. Fig. 295 veranschaulicht eine gelenkige Lagerung von Querträgern auf den Untergurten einer geschlossenen Brücke. Hier kann die Übertragung von Nebenspannungen infolge der Biegung der Querträger bei fester Verbindung nur durch Schaffen einer entsprechenden Beweglichkeit zwischen Querträger und Untergurt vermieden werden. Besondere bewegliche Lagerungen der Querträger von Bogenträgern werden weiterhin erläutert.



Fig. 294.

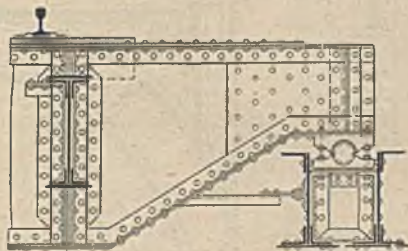


Fig. 295.

Die zur Aufnahme seitlich der Hauptträger angeordneten Kragträger oder Konsolen werden stets als Verlängerungen der Querträger ausgeführt. Diese haben die aus den Biegemomenten der Kragträger herrührenden Zugspannungen aufzunehmen. Zu diesem Zwecke ist in Fig. 269 innerhalb des Hauptträgerständers das Eckknotenblech des Kragträgers mit dem Querträgerstehbleche gestoßen. Einen ebenso wirksamen Nietanschluß erhält man — ähnlich wie bei durchlaufenden Längsträgern des Bahngerippes — dadurch, daß man Krag- und Querträger in Fußweghöhe durch ein wagerechtes Blech verbindet, das quer durch den Hauptträgerständer reicht (Fig. 270).

Die Kragträgerwand ist bei breiten Fußwegen gegliedert zu gestalten und muß — auch bei voller Wand — in vielen Fällen zum Durchlaufen von Leitungen aller Art entsprechende Öffnungen freilassen (Fig. 269 u. 270). Seltener werden diese Öffnungen im Bahngerippe angebracht.

c) Querverbände. Eckverbände (Fig. 8, 25, 27) dienen teils zum Versteifen der lotrechten Stellung von Hauptträgern, teils als Zuführer von Seitenkräften auf die Windverbände, um dadurch die Hauptträger von Nebenspannungen zu entlasten. Eckverbände sind meist steif und vollwandig. Jedoch werden sie in manchen Fällen auch gegliedert, besonders wenn sie über der Fahrbahn liegen (Fig. 222).

Querverbände dienen zur Versteifung der Hauptträger und als Zuführer aller in der Querrichtung der Brücke wirkenden Kräfte nach den Hauptträgern und den Windverbänden. In diesem Sinne gehören auch die Querträger zu den

Querverbänden. Ihrer baulichen Ausbildung nach unterscheidet man Steifen (Fig. 296 u. 297), Kreuzverbände (Fig. 4 u. 298) und Dreiecksverbände (Fig. 299).

Querverbände zwischen den Längsträgern der Eisenbahnbrücken. Bei größeren Feldweiten sind die zusammengehörigen Längsträger jedes Feldes wie Hauptträger von Vollwandbrücken mit Quer- und Längsverbänden (auch Seitenverbände oder Verbände zweiter Ordnung genannt) auszurüsten. Diese haben die Seitenstöße der Lokomotivachsen, sowie auch den auf das Verkehrsband entfallenden Winddruck aufzunehmen und derart zu leiten, daß dadurch die Längsträgerobergurte gegen Ausknicken gesichert werden. Bei dichter Tafel (aus Buckel- oder Flachblechen) ersetzt diese den wagerechten Längsverband. Der wagerechte Längsverband ist möglichst nahe der Ebene anzulegen, in welcher die Stöße übertragen werden.



Fig. 296.
Einfache Steifen.

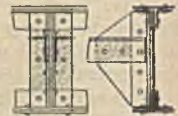


Fig. 297.
Doppelsteifen.



Fig. 298.



Fig. 299.

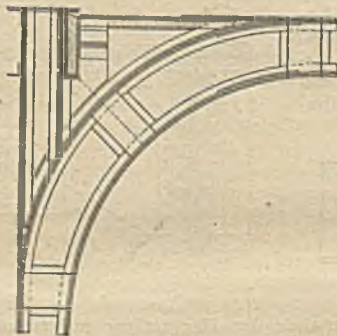


Fig. 300.

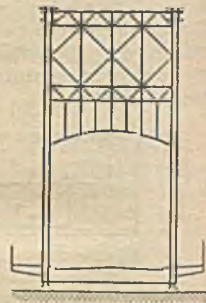


Fig. 301.

Bei der Berechnung des Querverbandes darf die gefährlichste Seitenkraft in der Nähe der vorderen Lokomotivachse angenommen werden. Vernachlässigt man dann noch die auf das Verkehrsband entfallenden kleinen Windkräfte, so wird es ausreichen, eine wagerechte Seitenkraft von etwa $\frac{1}{6}$ der Achslast von 18—20 t über das Feld wandern zu lassen, und für diese die Stabquerschnitte der Verbände zu berechnen (vgl. 15 a).

Offene Steifrahmen. Diese Rahmen wurden bei der Erörterung über offene Brücken bereits erwähnt (Punkt 3c). Jeder Rahmen wird durch eine Eckverbindung (Eckversteifung, s. Trägerlehre und Statik) gebildet, die zwischen einem Querträger und dem zugehörigen Ständer des Hauptträgers eingespannt ist. Je steifer man Querträger (und namentlich die Ständer) macht, desto geringere elastische Seitenausweichungen werden in den Obergurtknoten einer offenen Brücke eintreten (vgl. Fig. 112).

Geschlossene Steifrahmen. Das sind durch einen oberen Seitenverband geschlossene offene Steifrahmen. Man verwendet sie bei ganz und teilweise geschlossenen Überbauten (Fig. 13—17 u. 19), insbesondere als Portalrahmen, die lotrecht über den Stützen stehen (Fig. 300 u. 301). Bei schrägen Endständern ist eine Einspannung in den Endquerträgern nicht ausführbar. In diesem Falle berechnet man den Portalrahmen zweifach statisch unbestimmt,

falls seine Ständer in der Portalebene entsprechend gelagert werden. Portalrahmen geschlossener Überbauten haben die wagerechten Stützkkräfte in das Haupttragwerk oder in die Pfeiler überzuführen (vgl. Fig. 113—115).

d) **Windverbände.** Über die Aufgabe der Windverbände (den Leitern) in Verbindung mit den Querverbänden (den Zuführern), ferner über den Einfluß der Windkräfte auf die Brückenbreite und beim Übertragen der lotrechten Verkehrslasten wurde in Punkt 3 das Nötige gesagt. Dabei ist hervorzuheben, daß dichte, mit dem Bahngerippe vernietete Fahrbahntafeln einen Windverband ersetzen.

Zahl, Lage und Systeme der Windverbände. Die Berechnung eines Windverbandes ist eine vielfach statisch unbestimmte, weil die Größen der auf seine Knoten entfallenden Windlasten von den elastischen Formänderungen des Haupttragwerkes abhängig sind. Derartige umständliche Berechnungen auszuführen, hätte keinen praktischen Nutzen; es genügt, wenn man Wind- und Querverbände in ihrer Gesamtheit derart anordnet, daß bei starr vorausgesetztem Haupttragwerk die Querverbände jedem Windverbandknoten eine statisch bestimmte Windlast zuführen. Um gegen diese Grundregel nicht zu verstoßen, darf die Zahl der Windverbände nicht größer als notwendig sein. Bei einer einfachen geschlossenen Balkenbrücke würde z. B. ein Windverband zwischen den Lastgurten ausreichen. Bei Bahn oben kämen dazu die Querverbände unter der Bahn, bei Bahn unten die Eck- und Seitenverbände (als Steifrahmen). Würden in diesem Falle (bei Bahn unten) zwei Windverbände gelegt, so kämen nur noch die Portalrahmen hinzu, jeder sonst noch angeordnete Eck- oder Seitenverband würde zu einer statisch unbestimmten Windverteilung führen. Danach wäre bei hohen Hauptträgern (Fig. 27—30) nur ein unterer Windverband mit geschlossenen Steifrahmen in jedem Falle anzuordnen, besonders deshalb, weil auf solche Weise die gesamte Windlast der Hauptträger unmittelbar (und auf kürzestem Wege) in den unteren Windverband geführt und die lotrechte Stellung der Hauptträger durch die Steifrahmen ausreichend gewahrt wird.



Fig. 302.



Fig. 303.

Die Windverbände sind Ständer- oder Strebenfachwerke, deren Stabwerk möglichst statisch bestimmt angeordnet werden sollte. Die Fig. 52—55 veranschaulichen die gebräuchlichen Systeme. Bei Ständerfachwerken wirken oft die Querträger als lastübertragende Teile mit. In Fällen aber, wo bei geschlossenen Überbauten die Querträger beweglich auf den Ober- oder Untergurten gelagert sind, haben sie nur die auf das Verkehrsband entfallenden Windlasten unmittelbar auf die Windverbandgurte zu übertragen. Der Windverband selbst kann dann in verschiedener Art (Fig. 52—53) als Strebenfachwerk ausgebildet werden. Gegenfachwerke sind ihrer vielfachen statischen Unbestimmtheit wegen zu vermeiden. Besser sind die Halbstreben- und zweifachen Streben-systeme (Fig. 54—55). Bei Strebenkreuzungen sind beide Streben miteinander zu vernieten, um ihre Knickfestigkeit zu erhöhen. Als freie Knicklänge ist dann die halbe Strebenlänge einzuführen. Wenn Strebenkreuzungen in einer Querträgerwand liegen, so ist deren Stehblech zu durchbrechen und mit einer Knotenplatte auszurüsten, an das die Streben anzuschließen sind.

Windverbände zwischen zusammengesetzten Fachwerkträgern. Hier muß der Windverband in denjenigen seiner Knoten, die in lotrechter Ebene über einem Scheibengelenke liegen, ausreichend beweglich angeordnet werden, um den Bewegungen der Gelenke folgen zu können. Liegt z. B. in einem Auslege-

träger mit drei Öffnungen der Schwebeträger in der Mittelöffnung, so ist der untere Windverband ein durchgehender Gelenkträger, in dessen Gelenken (Fig. 302) sowohl eine Längsbeweglichkeit als auch eine geringe Hebung und Senkung (durch Federung) möglich sein muß. Der Windverband ist auf der Auslegerseite an den durch zwei Füllstücke verstärkten Untergurt des im Gelenke angeordneten Querträgers fest angeschlossen (Fig. 303). Zwischen den Füllstücken ist auf der Seite des Schwebeträgers eine längsbewegliche Knotenplatte eingeschoben und mit dem unter dem Schwebeträger liegenden Windverband vernietet. Ein ähnlicher beweglicher Anschluß ist über dem Scheitel eines Dreigelenkbogens anzuordnen. Hier kommen auch die Anordnungen des Windverbandes der freischwebenden und frei gestützten Bahn in Betracht.

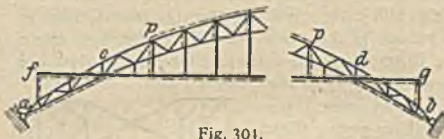


Fig. 301.

kräfte in den Windverband unter der Fahrbahn. Dieser besitzt eigene Gurte, die aber in den Querträgern bei c und d nicht fest angeschlossen sind, damit sie nicht als Zugband wirken können. Aus gleichem Grunde sind auch die Längsträger geeignet zu unterbrechen, sowie auch die kurzen Hänger in der Nähe von c und d gelenkig (federnd) im Bogen anzuschließen. Die unter der Bahn liegenden Windverbandstrecken ac und bd im Bogenuntergurt wirken als Ausleger mit Einspannungen in a und b . Auf das freie Ende bei c stützen sich die am Querträger c und d unterbrochenen Fahrbahnwindverbände cd , ef und dg , von denen die Strecken cf und dg durch Querverbände an die Bogenenden bei a und b geschlossen sind.

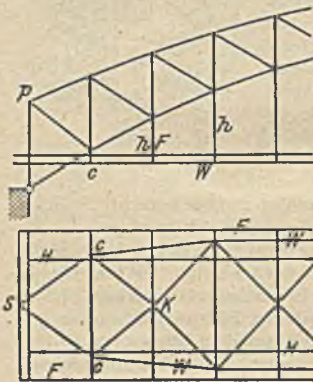


Fig. 305.

Gespreizter Bogen ohne Zugband. Die Königsbrücke über die Elbe in Magdeburg (Fig. 305) ist eine Straßenbrücke mit gespreizten Bogenträgern H . Zwischen deren Obergurten ist ein Windverband gespannt, dessen Windkräfte ihm durch Bogenquerverbände zugeführt und dann über die Portale p in die Kämpfergelenke geleitet werden. Der unter der Fahrbahn angebrachte Windverband W hat eigene Gurte, die in den Endfeldern des Bahngerippes F je eine auf den Pfeilern gelagerte Spitze S bilden. In

den übrigen Feldern liegen sie außerhalb der Hauptträger H und sind dort an die Kragträger der Fußsteige angeschlossen. Nur am Knoten c lehnt sich die Windverbandgurtung, um keine Zugbandwirkung ausüben zu können, frei beweglich gegen den Querträger. Aus gleichem Grunde sind Bahngerippe (einschließlich der Tafel) an den Querträgern bei c unterbrochen und die kurzen Hänger h federnd an den Bogen geschlossen. In den Kreuzungspunkten zwischen Windstreben und einem Querträger ist dessen Stegblech durchbrochen und mit einer Knotenplatte ausgerüstet, die zum gemeinsamen Anschluß der anstoßenden vier Streben dient. Die Endwindstreben durchbrechen die Querträgerwand der Portale p und ihre Spitze S ist auf beiden Widerlagern längsbeweglich gelagert, wobei die mit der Spitze vernietete Knotenplatte in einen (im Widerlager eingelassenen) Ankerträger faßt, derart, daß der

Winddruck übertragen wird, ohne die Längsbeweglichkeit der Knotenplatte zu behindern.

e) **Bremsverbände¹⁾**. Zum Übertragen und Leiten der Bremskräfte von den Schienen einer Eisenbahnbrücke bis in die festen Pfeiler braucht man keine besonderen baulichen Hilfsmittel, wenn der betreffende Überbau eine dichte, mit dem Bahngerippe vernietete Fahrbahntafel besitzt. Fehlt jedoch die dichte Tafel und ist dazu der Überbau sehr lang oder breit, so werden (beim Anfahren und Bremsen eines Zuges auf dem Überbau) die Bremswiderstände auf die Längsträger übertragen und dadurch die Querträger des Bahngerippes — quer zu ihrer Kraftebene — stark auf Biegung beansprucht. Deshalb wird man solche Überbauten, wenn sie zweigleisig sind, von etwa 15 m Stützweite ab, mit Bremsverbänden ausrüsten. Bei eingleisigen Überbauten braucht das erst bei etwa 25 m Stützweite zu geschehen.

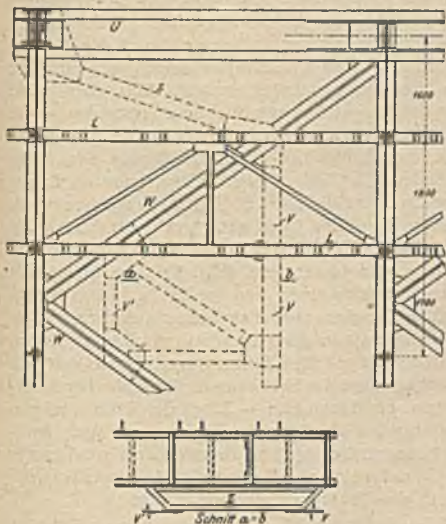


Fig. 306.

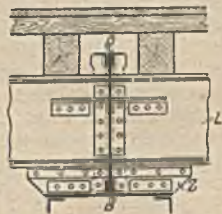


Fig. 307.

Bei Überbauten mittlerer Stützweite, deren Bahngerippe keine Unterbrechungen nötig hat, legt man den Bremsverband in die Überbaumitte, weil dann im allgemeinen die durch die Bremskraftübertragung in Längs- und Querträgern verursachten elastischen Formänderungen in jenen die geringsten Zusatzspannungen erzeugen. In diesem Falle bringt man meistens die Längsträger in feste Verbindung mit einem Bremsverbände, der entweder als Stabwerk in den Fahrbahnwindverband eingeschaltet oder als wagrecht liegender Vollwandträger auf dem Untergurte des mittleren Querträgers vernietet wird (Fig. 306 u. 307).

Fig. 306 gibt die obere Hälfte des Grundrisses vom Mittelfelde eines unter den Längsträgern liegenden Halbstrebenwindverbandes wieder. Die gestrichelten Linien und Anschlüsse veranschaulichen den zwischen den Windverbandstreben *W* und den Untergurten *U* eingeschalteten Bremsverband. Er liegt unter den Längsträgern *L*, muß also durch Zwischenträger *Z* an deren Untergurte geschlossen werden. Die Streben *S* übertragen die Bremskräfte auf die Hauptträgeruntergurte *U*, von wo aus sie in die festen Lagerpunkte geleitet werden.

Die Fig. 307 zeigt einen wagrecht liegenden Vollwandbremsträger *B*, der aus einer einseitig mit Winkeln gegürteten Blechwand besteht und mit dem Untergurte des mittleren Querträgers *Q* nietfest verbunden ist. An seine Blechwand sind mit Hilfe der Zwischenträger *Z* die Längsträger *L* geschlossen, so daß

¹⁾ Über Wind- und Bremsverbände vgl. man Ausführlicheres in Schaper, *Eiserne Brücken*, 3. Aufl., 2913.

die Bremskräfte von den Längsträgern auf den Bremsträger und durch diesen in die Hauptträgergurte geleitet werden. Der Bremsverband könnte sowohl auf dem Scheitel eines Bogenträgers mit oberliegender Bahn, als auch für einen Balkenträger (wie in Fig. 306) in Verbindung mit dem mittleren Querträger angeordnet werden.

Verbindung eines Bremsverbandes mit einem oder beiden Endquerträgern. Um elastische Längendehnungen des Bahngerippes an den Überbauenden zu vermeiden, kann man in jedes der beiden Endfelder eines Windverbandes einen Bremsverband einschalten. Ist dabei das Bogengerippe nicht unterbrochen, so müssen — wenn die Endquerträger Teile der gegliederten Bremsverbände sind — die Längsträger sich zugleich mit den Hauptträgern elastisch dehnen und dadurch werden alle Querträger quer zu ihrer Kraftebene von den erwähnten Biegemomenten befreit. Um aber dabei eine zu starke Zugbeanspruchung der Längsträgeranschlüsse zu vermeiden — die besonders dann eintreten wird, wenn die Fahrbahn in der Nähe der gezogenen Gurte liegt —, unterbricht man das Bahngerippe zweckmäßig in der Mitte zwischen den beiden Bremsverbänden. Bei bedeutenden weitgespannten Eisenbahnbrücken, deren Bahngerippe an verschiedenen Stellen unterbrochen wird, legt man je einen Bremsverband in die Mitte jeder unterbrochenen Strecke.

Berechnung der Bremsverbände für einfache Balkenträger. Liegt der mittlere Verband in der Nähe der Untergurte (Fig. 306), so haben die Untergurte die gesamte Bremskraft aufzunehmen und zu leiten. Liegt je ein Verband in einem Endfelde und dazwischen eine Fahrbahnunterbrechung, so haben die Gurte nur die halbe Bremskraft in die festen Stützpunkte zu leiten, während die andere Hälfte von dem an die festen Stützen grenzenden Verband unmittelbar an diese übergeben wird. Liegt die Fahrbahn in der Nähe der Obergurte, so treten gleiche Bedingungen für diesen ein. — Liegt der Bremsverband in einer zwischen Ober- und Untergurten angebrachten Bahn, so müssen zwischen den Bremsverbandknoten und den nahe liegenden Untergurtnknoten der Hauptträger besondere Stabglieder eingelegt werden, die imstande sind, die Bremskräfte in die Untergurte zu übertragen.

27. Bauliche Sonderheiten der Bogenbrücken.

a) Die freischwebende Bahn.

1. Für den Bogenbalken mit Zugband. Im dreistäbig gestützten Bogenbalken wird der Zugbandquerschnitt aus der Überzähligen der Bogenkraft H berechnet. Dabei wird vorausgesetzt, daß das Zugband sich unter der Verkehrslast und bei Luftwärmeänderungen des Überbaues vollkommen elastisch dehnen kann. Deshalb dürfen keinerlei Anschlüsse des Bahngerippes es daran behindern, weil schon kleine Änderungen des Nennerwertes $d_{aa} + k$ in der Grundformel für H die Bogenkraftgröße wesentlich verändern können¹⁾. Niefeste Verbindungen der Querträger mit dem Zugbände erzeugen in dem Zugbände Spannungsmomente, einerseits durch die lotrechten Verkehrslasten, andererseits durch Windkräfte, die auf das Verkehrsband fallen und durch die Querträger auf einen zwischen den Zugbandgurten gespannten Windverband übertragen werden müssen.

Winkler hat (1880) befürwortet, auf den Untergurten geschlossener Balkenträger die Querträger gelenkig zu lagern und ihr Stehblech mit einem Fortsatze zu versehen, der bei elastischen Formänderungen eines Querträgers auf den zugehörigen Knoten des unteren Windverbandes, zentrisch zum Untergurtquerschnitt, eine wagerechte Druckkraft ausübt. Diese Idee verwendete die Gesellschaft Harkort für ihre sog. freischwebende Fahrbahn, deren bauliche Einzelheiten das Zugband eines Bogenbalkenträgers von allen oben erläuterten Nebenspannungen befreien.

¹⁾ Mehrteus, Vorlesungen I. Teil, 3. Band, 2. Aufl., 2. Hälfte, S. 38.

Die Fig. 308 erläutert die Anordnung der freischwebenden Fahrbahn einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke. Das Haupttragwerk besteht aus miteinander verbundenen Teilen: aus zwei Windverbänden (einer im Obergurt, der zweite im Untergurt des Bogens), den Endportalen und den Endquerträgern. Die freischwebende Bahn liegt zwischen den Untergurtnoten des Bogens, in

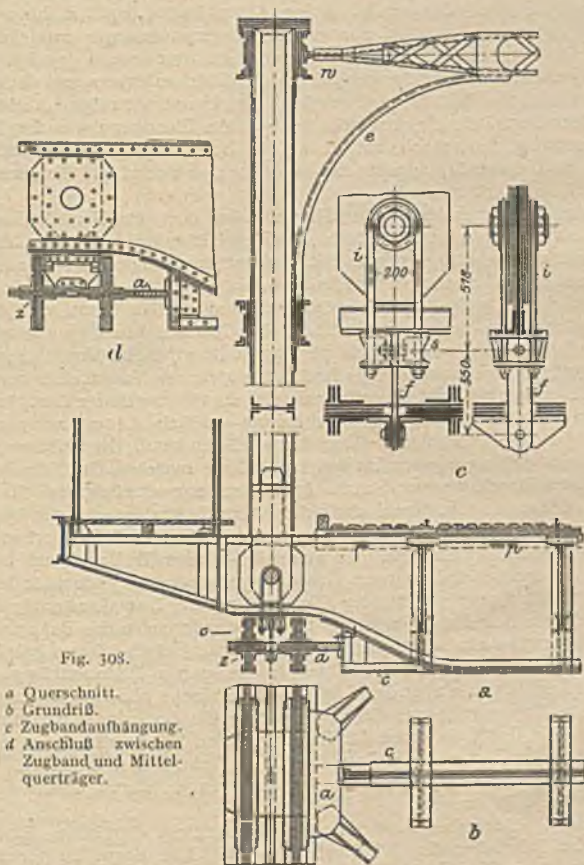


Fig. 308.

- a Querschnitt.
 b Grundriß.
 c Zugbandaufhängung.
 d Anschluß zwischen
 Zugband und Mittel-
 querträger.

denen das Zugband anschließt, und in diesen Knoten sind alle längslaufenden Fahrbahnteile (Längsträger, Decke, Geländer) unterbrochen. Dadurch soll erreicht werden, daß die — im Grundriß betrachtet — ursprünglich geraden Wände aller Querträger bei der elastischen Längenänderung der Hauptträger gerade bleiben, was sie sonst nicht könnten, weil durchlaufende Längsträger sie daran verhindern würden.

Alle Querträger sind an Hängegliedern (Hängern) mit Hilfe von Gelenkbolzen aufgehängt. Das Zugband hängt in jedem Knoten an dem dort liegenden Querträger. Um möglichste Unabhängigkeit zwischen beiden zu erzielen, sind die Hängebänder *f* nach der Quere nur schwach ausgebildet. Sie fassen in ein Stahlfußstück *s*, das mit Halseisen an den Gelenkbolzen geschlossen ist. Der mittlere Querträger ist nietfest an das Zugband geschlossen (Fig. 308d).

☞ Ihr Querschnitt ermöglicht es den Hängern h (leicht federnd) in den Hauptträgerebenen zu schwingen. Die in der wagerechten Symmetrieachse des Zugbandquerschnittes angeordneten Windverbandknoten a legen sich bei elastischen Formänderungen zwischen dem Haupttragwerk und dem Bahngerippe gegen die Querträgerfortsätze c (Fig. 308a, b). Die Windverbandanschlüsse im Obergurt bei w und e (Fig. 308a) erhalten geringe Querschnitte, damit in ihnen keine vollen Einspannungen, sondern nur geringe Biegemomente entstehen, so daß dabei die lotrechte Stellung der Hauptträger ausreichend gewahrt wird, und keine wesentliche elastische Verdrehung des Überbaukörpers und ein damit zusammenhängendes Windschiefwerden der Hauptträgerebenen eintreten kann. Solche Formänderungen würden bei vollen Einspannungen der Windverbandanschlüsse namentlich auf einseitig befahrenen Eisenbahnstrecken entstehen, weil deren Stützpunkte ruhen bleiben, während die Trägermitten sich verschieden stark senken.

Will man keine freischwebende Bahn, so kann man den Bogenbalken vier einen Balken behandeln und für diesen alle jene Hilfsmittel anwenden, die bei geschlossenen Haupttragwerken bereits besprochen wurden, das sind namentlich gelenkige Fahrbahnunterbrechungen (Fig. 291—294). Auch kann man zu gleichen Zwecken die Längsträger durchlaufen lassen und derart längsbeweglich lagern, daß nur in der Mitte der Überbauöffnung eine feste Verbindung zwischen Quer- und Längsträger hergestellt wird. Im Vergleich zu der freischwebenden Bahn hat eine solche Anordnung zwar den Vorteil einer gewissen Einfachheit; es ist aber nicht zu verkennen, daß ein biegungsfester Anschluß der Querträger an das Zugband dessen unbehinderte elastische Längendehnung (wie sie die Theorie voraussetzt) nicht vollkommen gewähren kann. Die freischwebende Bahn erscheint daher geeigneter als feste Anschlüsse zwischen Querträgern und Zugband unter Einschalten von Fahrbahnunterbrechungen, namentlich für weitgespannte Öffnungen, in denen ungleiche Wärmebestrahlungen der bei der statisch unbestimmten Berechnung in Betracht zu ziehenden Stäbe vorkommen.

2. Der Zweigelenkbogen mit untenliegender Bahn. Auch hierfür ist eine freischwebende Bahn oft am Platze, obwohl (bei starr gedachten Widerlagern) der Einfluß einer wandernden Einzellast auf die Bogenkraftgröße durch die gegenseitigen Beziehungen zwischen den Formänderungen des Bahngerippes und der Bogenstäbe nur unwesentlich berührt wird. Jedoch können bei Änderungen der Luftwärme die zwischen den beiden steifen Endquerträgern unterbrochen durchlaufenden Längsträger elastische Widerstände erzeugen, die bei ihrer Übertragung auf die Bogenelenke die Bogenkraft beeinflussen. Auch dürfen die Gurte des unter der Bahn liegenden Windverbandes nicht auf beiden Widerlagern fest mit dem Bogen verbunden sein, weil sie sonst bei Wind- und Temperaturbelastungen elastische Formänderungen, durch welche Bogenkräfte entstehen, übertragen.

Bei großen Stützweiten muß man alle gegenseitigen elastischen Einflüsse zwischen der Fahrbahn, den Windverbänden und dem Bogen zu vermeiden suchen. Das kann durch Anordnen einer freischwebenden Fahrbahn erreicht werden mit gelenkigen oder leicht federnden Bogenanschlüssen der kürzeren (schwerer biegsamen) Hänger.

b) Die frei gestützte Bahn. Beim Zweigelenkbogenträger mit hochliegender Bahn (Fig. 309) wird die freischwebende in eine frei gestützte Bahn verwandelt, und ihre Lasten werden durch unter sich querversteifte Pfosten h , die an ihren unteren Enden in den Hauptträgerknoten gelenkig angeschlossen sind, auf das Haupttragwerk übertragen (Fig. 309a). Jeder Querträger des Bahngerippes wird dabei auf das zweckmäßig mit einem Kugelgelenk versehene) obere Pfostenende gestützt. Ist das Bahngerippe dann im Scheitel mit dem Haupttragwerk nietfest verbunden, so erfolgen die gegenseitigen Bewegungen zwischen Fahrbahn und Hauptträgern von der Überbaumitte aus nach beiden Widerlagern o zu.

Der obere Windverband (Fig. 309b) dehnt sich mit dem Bahngerippe und überträgt die ihm zufallenden Windkräfte auf die Widerlager *o*. Dort muß er längsbeweglich gelagert, nach der Quere aber unbeweglich gestützt werden. Der untere Windverband spannt sich zwischen die Bogenuntergurte und ist auf den Widerlagern gemeinsam mit dem Endpfostenquerverbande verankert

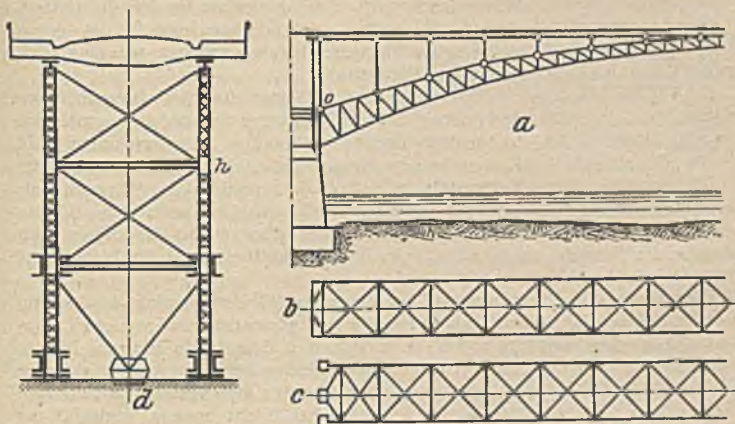


Fig. 309.

(Fig. 309c). Das geschieht in einer Spitze derart, daß auf die Bogengelenke keine Seitenkräfte übertragen werden (Fig. 309d), was der Fall sein würde, wenn die Endpfosten nicht lotrecht über den Gelenken anschließen.

28. Besondere Einzelheiten der Hängebogenträger.

a) Ketten. Wie unter 8a erläutert wurde, werden die Hängegurte als Kabel, als Ketten, und nur selten als durchweg vernietete Gurte ausgebildet. Hierzu ist die Tabelle 3 zu vergleichen.

Die Herstellung der Kettengurte erfolgt im wesentlichen so, wie dies für die Kettengurte der Bolzenbrücken beschrieben worden ist (24e). Als Baustoff dient Flußmetall, neuerdings auch Nickelstahl (17) mit einer zulässigen Spannung von einhalb bis zwei Drittel der Elastizitätsgrenze. Ein Kostenvergleich für beide Baustoffarten ergibt das Folgende: Es seien

s Kettenstablänge in m; *S* Kettenstabkraft in t;

σ , σ_n und γ , γ_n zulässige Spannungen und Gewichte von Flußmetall und Nickelstahl;

k , k_n Kosten einer Tonne der betriebsfertig hergestellten Trägerteile in Mark.

Danach erhält man für das Verhältnis der Gesamtkosten *K*, K_n für die verglichenen Trägerteile, wenn man in beiden Fällen γ und γ_n , sowie die $\sum S s$ gleich groß annimmt,

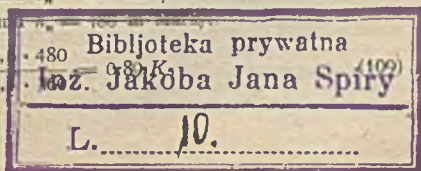
$$\frac{K_n}{K} = \frac{\sigma \cdot k_n}{\sigma_n \cdot k} \quad (108)$$

Das gibt für

$$\sigma = 1,6 \text{ und } \sigma_n = 2,4 \text{ in t/cm}^2$$

$$k = 360 \text{ und } k_n = 480$$

$$K_n = \frac{1,6 \cdot 480}{2,4 \cdot 360} K = 0,8 K$$



Seil von 13,3 cm Durchmesser. Beim Drahtseilhe stellen unterscheidet man einmal, zweimal oder dreimal geflochtene Seile. Das sind 1) Drahtspiralseile, 2) Litzenspiralseile und 3) geflochtene Litzenspiralseile. Im Brückenbau kommen nur die Gruppen 1 und 2 zur Anwendung. Litzenspiralseile werden aus weiterhin angegebenen Gründen verlassen. Man ordnet lieber, wenn der Spiralkerschnitt zu groß wird, deren mehrere parallel zueinander liegend an, wie dies bei neueren Entwürfen geschehen ist. Über eine Stärke von etwa 11 cm wird heute ein Drahtspiralseil nicht mehr hergestellt¹⁾.

c) Drähte, Litzen und Seile. Der gewöhnlich im Tiegel erzeugte Stahl wird durch wiederholtes Ziehen auf einen Drahtquerschnitt von etwa 4,0—6,5 mm Durchmesser gebracht. Für Brückenkabel werden bisher nur Drähte von 5 mm Durchmesser verwendet. Stärkere Drähte zu verwenden, verbietet deren Steifigkeit und das Auftreten großer Biegungsspannungen bei ihrer Handtierung. Parallel zusammgelegte Drähte haben Kreisquerschnitt. Bei den neueren Spiraldrahtkabeln verwendet man profilierte Drähte. Der runde Draht besitzt Zugfestigkeit etwa 12—15 t/cm². Sein Dehnungsmaß E unterscheidet sich nicht von demjenigen härterer Stahlsorten. Es beträgt 2000—2200 t/cm². Seine Elastizitätsgrenze liegt etwa zwischen 6 und 7,5 t/cm². Ausnahmsweise, bei härterem Drahte, läßt sich eine höhere Grenze erreichen, bei der Manhattan-



a Einfaches Seil.



b Kreuzschlagseil.

Fig. 313.



Fig. 314.

brücke 12,8 t/cm². Auch nach Versuchen der Kabelwerke von Felten & Guilleaume in Mülheim a. Rh. ist das Erzielen einer Elastizitätsgrenze 80—90 Hundertstel der Zugfestigkeit möglich. Jedoch ist der dafür brauchbare harte Draht wegen seiner leichten Brüchigkeit beim Biegen und Handtieren auf der Baustelle unbequem.

Die Proportionalitätsgrenze des Drahtes ist unsicher. Man darf dafür etwa 0,45—0,50 der Zugfestigkeit ansetzen. Die auf 50 cm Probelänge bezogene Bruchdehnung beträgt etwa 2,5—4,0 Hundertstel.

Zum Schutze gegen Witterungseinflüsse werden die Drähte meist galvanisiert. Auch erhalten die blanken Drähte bereits im Walzwerke einen Leinölstrich und darauf einen Deckanstrich. Weiteres unter d).

Spiralseile sind sehr biegsam, besonders wenn die aufeinanderfolgenden Drahtlagen abwechselnd (wie Links- und Rechtsgewinde) in verschiedenem Richtungsinne zusammengeflochten werden (Fig. 313). Man nennt sie dann Kreuzschlagseile (Cables alternatifs tordus). Eine besondere Art dieser Seile sind die (1885) von Felten & Guilleaume eingeführten sog. verschlossenen Seile. Darin werden über den aus Runddrähten gebildeten Kern mehrere Lagen von Drähten trapezförmigen Querschnittes geflochten. Um die Trapezdrähte legen sich dann noch mehrere Lagen von Drähten doppelwulstiger Querschnittsform, wie dies die Fig. 314 veranschaulicht. Bei der maschinellen Herstellung derartiger verschlossener Seile tröpfelt dauernd Mennige auf die Drahtlagen, sie sind daher sehr wasserdicht. Ein guter Ölfarbanstrich genügt, um sie vor Rost zu schützen. Die Fig. 315a und b zeigen verschlossene Seile englischer und französischer Herkunft.

¹⁾ Mehrtens u. Bleich, Der Wettbewerb um den Bau einer Rheinstraßenbrücke in Köln. 1912.

Beim Biegen der Spiralseile würden die Einzeldrähte, wenn sie alle gleich lang und gleich elastisch wären, eine gleiche Längenänderung erfahren. Weil aber der Kern- oder Seeldraht kürzer als alle übrigen Drähte ist, so muß er, um sich ohne Überspannung ebenso dehnen zu können wie die Nachbardrähte, ein entsprechend kleineres Dehnungsmaß erhalten. Für die Berechnung von elastischen Biegungen und besonders auch der dadurch in den Seilen verursachten Nebenspannungen ist es notwendig, das Verhältnis der Dehnungsmaße für Drähte und Seile zu kennen.

Nach Versuchen der Firma Felten & Guilleaume darf man das genannte Verhältnis wie folgt annehmen:

für Runddrahtseile 1 : 0,7 bis 1 : 0,85,
 „ verschlossene Seile 1 : 0,85 „ 1 : 0,90.

Ein Runddrahtseil erfährt bei der Biegung größere Formänderung des Innern als ein verschlossenes Seil, deshalb ist das Dehnungsmaß bei Runddrahtseilen kleiner als bei verschlossenen.

Die Zugfestigkeit der Drähte wird durch ihre Vereinigung im Seile etwas verringert. Bei Brückenseilen mit sehr geringer Ablenkung der Drahtrichtungen von der Geraden (etwa nur 17°) und besonders bei verschlossenen Seilen ist der Verlust an Zugfestigkeit nur gering. Darüber gibt die folgende Tabelle 24 Aufschluß.

Tabelle 24. Brückenseile der Firma Felten & Guilleaume in Mülheim am Rhein.

I. Runddrahtseile Zugfestigkeit des Drahtes gleich 13,5 t/cm ²					II. Verschlossene Seile Zugfestigkeit des Drahtes gleich 13,5 t/cm ²				
Gattung	Durchmesser cm	Gewicht kg/m	Zugfestigkeit des Seiles		Gattung	Durchmesser cm	Gewicht kg/m	Zugfestigkeit des Seiles	
			des Seiles t	Kreis- quer- schnittes t/cm ²				des Seiles t	Kreis- quer- schnittes t/cm ²
Spiral- seile	3,62	7,0	102	10,0	Spiral- seile	4,73	12,8	205	11,7
	4,52	11,0	159	10,0		5,69	18,7	301	11,8
	5,15	14,0	207	10,0		6,56	25,0	401	11,9
Litzen- seile	6,80	18,0	252	6,9	Spiral- seile	7,31	34,4	501	12,0
	8,60	28,0	398	6,9		7,96	37,2	602	12,1
	10,0	39,0	553	7,0		8,56	43,6	704	12,2
	11,3	50,0	705	7,0		9,13	49,5	800	12,2
	12,5	60,0	848	6,9	10,00	59,0	954	12,2	
	13,6	72,0	996	6,9	Litzen- seile	12,30	71,0	1025	8,6
	15,5	94,0	1306	6,9		13,40	82,0	1200	8,5
	13,3 ¹⁾	56,0 ¹⁾	850 ¹⁾	6,1 ¹⁾		14,47	103,3	1500	9,0

Die zwischen den Drähten und Seilen im Kabel verbleibenden Leerräume werden bei der Kabelherstellung durch mit Mennige getränkte Flachfasern ausgefüllt.

¹⁾ Seile der Brücke von Langenargen (Fig. 3(2), deren Drahtfestigkeit gleich 12,0 t/cm² war.

Man unterscheidet Paralleldraht- und Spiralseilkabel. Die erstgenannten herrschen in Amerika vor und ihre Durchmesser haben — wie die Tabelle 3 (8a) nachweist — bei der Manhattanbrücke (Fig. 96) die Größe von 54 cm erreicht. Spiralseilkabel wurden, soweit bekannt, zuerst 1863 bei der Lambethbrücke über die Themse in London verwendet¹⁾. Bei den größeren französischen Kabelbrücken besteht ein Hängegurt etwa aus 5—8 Spiralkabeln, die (wie Fig. 312 angibt) nebeneinander liegen und in der Regel etwa 5—7 cm Durchmesser erhalten. Dagegen besitzen die weitgespannten amerikanischen Kabelbrücken für jeden Hängeträger nicht mehr als zwei starke Paralleldrahtkabel. Über die Verschiedenheiten der französischen und amerikanischen Bauweise ist die angegebene Quelle²⁾ zu vergleichen.

d) Paralleldrahtkabel. Bei ihrer Herstellung wird jeder Litzendraht des Kabels auf der Baustelle zwischen seinen künftigen Verankerungen nach Lage, Länge und Durchhang in freier Luft geregelt und später mit einer entsprechenden Zahl von ebenso geregelten Drähten gebündelt. Schließlich werden alle Litzen zum Kabel vereinigt. Das ist das sog. Luftspinnverfahren. Die Teilung des Kabels in Litzen ist notwendig, um beim Ziehen der Tausende von dünnen Drähten den Überblick nicht zu verlieren und bei der erwähnten Regelung Reihenfolge und Ordnung aufrechtzuerhalten. Jedes Kabel der Williamsburg- und der Manhattanbrücke³⁾ teilte sich in 37 Litzen oder Bündel. Das gab

für Williamsburg: 37 Litzen zu je 208 = 7697 Drähte,
 „ Manhattan: 37 „ „ „ 256 = 9472 „

Vor dem Verankerungsschachte löst sich das Kabel k in seine einzelnen Litzen auf (Fig. 316 bei b) und an einer Stelle, wo zwischen den fächerartig fortlaufenden

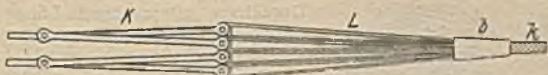


Fig. 316.

den Litzen L der nötige Platz gewonnen worden ist, legt sich jede Litze endgültig mit ihrem Schleifenende um einen hufeisenförmigen Stahlschuh. Dieser besitzt ein Bolzenauge, das zum Angriff einer oder mehrerer (im Mauerwerk verankerten) Ketten K dient. Die Verankerungen sind fertig, ehe die Kabellegung beginnt.

Der Litzendraht liegt ohne Ende auf Trommeln gewickelt, wobei die meist über 1 km langen Drähte an ihren Stoßstellen gespießt und verlötet oder durch Muffen verschraubt werden. Die Trommeln lagern über den Stützfeilern, von wo aus der Draht (mit Hilfe von Drahtseilbahnen) über eine Hilfsrüstung hinweg abgewickelt wird. An der Seilbahn entlang laufen Rollen, über welche die Schleifenenden der sich abwickelnden Drähte fassen. Ist eine Rolle bei einem Stahlshuhe angelangt, so wird um diesen die Schleife gelegt. Jede Rolle führt also zwei Drähte einer Litze.

Die Litze wird mit Hilfe eines vorher gezogenen Führungsdrahtes genau abgelängt, unter Anrechnung der Wirkung des Eigengewichtes und der Luftwärmeschwankungen. Sie kommt aber vorerst etwas höher zu liegen als später im fertigen Kabel und wird in gleichmäßigen Abständen gebündelt. Ihre Verbindung mit der Ankerkette ist zuerst nur eine vorläufige. In die endgültige (durch den Führungsdraht vorgeschriebene) Lage kommt die Litze dadurch, daß man den Ankerschuh löst, mit der Zugwinde faßt und nach erfolgter Drehung um 90° mit einem Auge der Ankerkette verbolzt. Dabei wird auch noch der Litzendurchhang endgültig berichtigt.

¹⁾ Mehrtens, Vorlesungen, 2. Teil, 1. Bd., S. 511.

²⁾ Mehrtens, Vorlesungen, 2. Teil, 1. Bd., § 9.

³⁾ Hauffe, Die Manhattanbrücke. Der Eisenbau 1911, April/Mai.

Nachdem alle Litzen zum Kabel vereinigt worden sind, werden unverschiebbare Kabelknoten geschaffen, an denen die Wandglieder (Hängeseile oder sonstige Wandstäbe) angreifen. Das geschieht bei Hängeträgern mit Versteifungsträgern, und auch beim Hängefachwerk, mit Hilfe von Stahlschellen (Fig. 317), die durch kräftige Schrauben angepreßt werden, damit der dadurch auf dem Kabelumfange erzeugte Reibungswiderstand genügt, um eine Verschiebung der Schelle zu verhindern. Zwischen den Schellenknoten wird das Kabel meist noch mit Segeltuchlagen umwickelt, die vorher mit einer gegen Rosten schützenden Masse getränkt worden sind. Darüber folgen Ölfarbenanstriche und das schon erwähnte Umschließen durch ein gedichtetes Stahl-

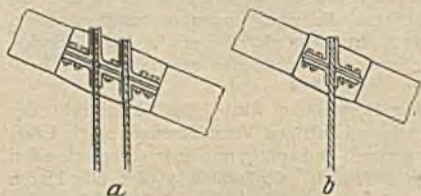


Fig. 317.

schutzrohr.

e) **Spiralseilkabel¹⁾**. Bei Brücken kleinerer Stützweiten wird man ein oder mehrere Kabel verwenden, von denen jedes aus mehreren Spiraldrahtseilen gebildet ist (Fig. 318). Diese Seile werden in der Fabrik zum Aufhängen fertig hergestellt und auf Trommeln gewickelt verschickt. Die biegsamen Teile sind bequem über ein Hilfsgerüst zu verbringen und mit ihren Enden in die Ankerkammern hinabzulassen. Die Enden werden mit sog. Seilköpfen versehen

(Fig. 319), mit deren Hilfe die vorläufig verankerten Seile genau auf die ihrem Durchhang entsprechende Länge gebracht werden können.

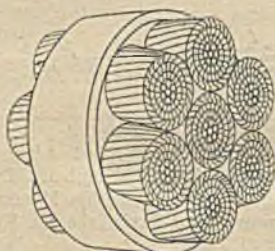


Fig. 318.

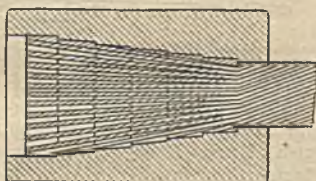


Fig. 319.

Fig. 319 veranschaulicht einen Seilkopf (Seilschloß) für die Endenfassung eines Kabeleiles aus dem Carlswerke der Firma Felten & Guilleaume. Der Kopf, aus bestem geschmiedeten Stahl gebildet, ist verzinkt und besitzt eine kegelförmige Hohlung. Darin werden die Drähte des Seiles büstenartig aufgelöst, jeder Draht sauber blank gemacht und verzinkt. Sodann wird die Hohlung unter gleichmäßiger Erhitzung völlig mit einer Metallegierung ausgegossen, die nach dem Erkalten nicht mehr schwindet.

Fig. 320 zeigt eine Kabelverankerung. Das Kabel ist vor dem Ankerkörper in seine Einzelseile aufgelöst. Jedes Seilende faßt in einen Seilkopf, der mit Gewinde versehen ist, um den Stempel einer Wasserdruckpresse aufzunehmen, mit deren Hilfe die Seillänge geregelt werden kann. Zwischen den Verankerungsträgern l und den Seilköpfen k sind Paßstücke p und Ankerplatten a eingeschaltet.

Fig. 321 erläutert einen Kabelknoten von der Straßenbrücke über den Argen bei Langenargen am Bodensee. Fig. 322 zeigt einen Kabelknoten für Hängefachwerk vom Wettbewerbsentwurfe für die Straßenbrücke bei Bonn über den Rhein.

¹⁾ Hohlfield, Das Kabel im Brückenbau. Doktorarbeit der Technischen Hochschule in Dresden. 1913.

Fig. 323 erläutert eine zweiteilige Kabelschelle für Hängefachwerk nach einem Entwurfe der Gesellschaft Harkort. Die Schellenfugen werden mit einer Legierung gedichtet. Die Schellenhälften erhalten oben und unten einen Ansatz zum Auflegen von Schrumpl-

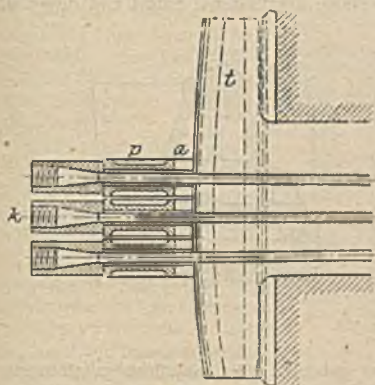


Fig. 320.

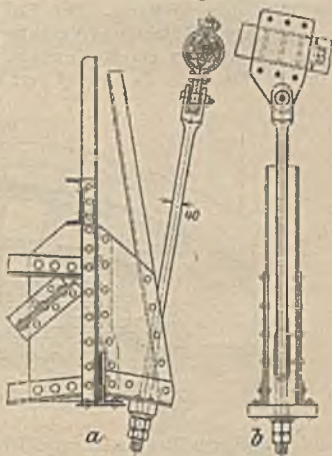


Fig. 321.

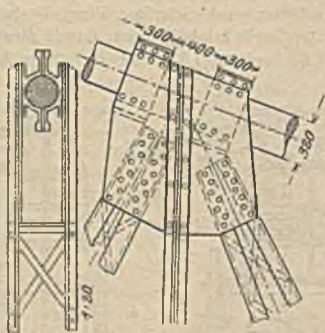


Fig. 322.

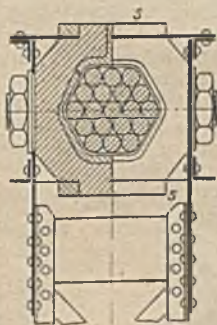
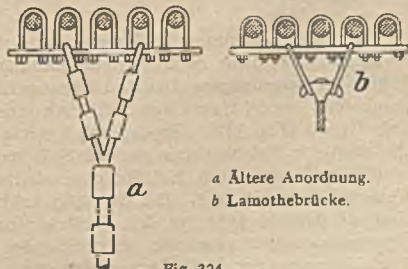


Fig. 323.

ringen, die warm aufgezogen werden und beim Erkalten Schelle und Kabel zusammenpressen. Seitlich erhält jede Schellenhälfte einen Zapfen zur Befestigung der Wandglieder. Auch läßt sich zwischen den Zapfen der Kabelknoten eine Gurtung einlegen, die einerseits die Masse des Hängegurtes nach außen hin kräftiger als ein Kabel hervortreten läßt, und andererseits auch den Tragquerschnitt des Kabels erhöht. Fig. 324 veranschaulicht das französische Verfahren, mehrere Seile (fünf bis acht) nebeneinander zu legen und daran die



a Ältere Anordnung.
b Lamothbrücke.

Fig. 324.

Hängeseile zu befestigen. Verschiedene bemerkenswerte neue Kabelbildungen und Hängeranschlüsse sind im 1. und 2. Wettbewerb um die Rheinstraßenbrücke in Köln hervorgetreten. Der Eisenbau 1911—1913 gibt darüber Auskunft.

f) Lager, Stützen und Verankerungen. Lager und Stützen für Kabel. Fig. 325 erläutert ein Rollenlager auf den Stützpfelern der Langenargener Brücke (Fig. 321). Das Kabel liegt in einem gekrümmten Sattel und dieser ist

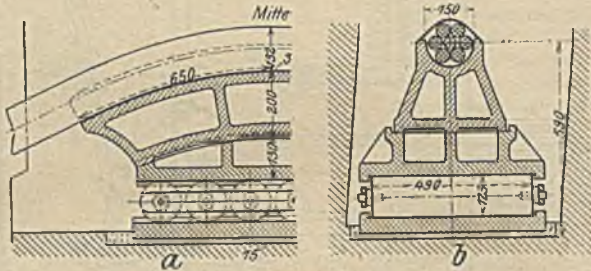


Fig. 325.

auf der oberen Rollplatte verschiebbar gelagert. Der Krümmungshalbmesser der Kabelachse ist groß genug, um hohe Nebenspannungen in den Drähten und Seilen auszuschließen. Die Schrägstellung der Wand des Versteifungsträgers (Fig. 321) bedingt eine entsprechende Schrägstellung des Sattels, ein Umstand, der beim Legen der Kabel zu berücksichtigen ist, damit diese sich nicht stark verdrehen. Fig. 326 zeigt eine Zwischenstütze des Kabels im Ankerschachte. Um bei elastischen Formänderungen des Kabels Nebenspannungen zu vermeiden, ist die Stütze mit Kippvorrichtung zu versehen.

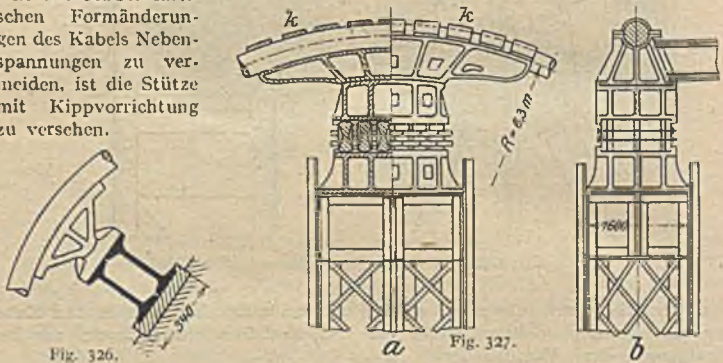


Fig. 326.

Fig. 327.

Wird der Krümmungshalbmesser der Kabelachse über den Stützpfelern zu klein, so erfahren die in der Sattelkrümmung liegenden Kabeldrähte unzulässig hohe Nebenspannungen. Das sind Zugspannungen, und um sie möglichst herabzumindern, versieht man den Sattel mit einer genügenden Zahl von Klemmschellen k (Fig. 327). Die dadurch bewirkten Druckspannungen verkleinern die positiven Nebenspannungen der Seile und Drähte.

Bei weitgespannten Kabelbrücken sind die Lager auf Stützpfelern meist beweglich angeordnet. Bei der 1911 eröffneten Manhattanbrücke (Fig. 96) sind sie dagegen fest mit den Pfeilerköpfen verbunden, obwohl dadurch, bei einseitigen Belastungen und entsprechenden Luftwärmänderungen, elastische Verschiebungen der Pfeilerkronen eintreten. Die Pfeilerfüße mußten daher ein-

gespannt werden, um Biegemomente auf den Untergrund übertragen zu können. Gustav Lindenthal, ein Anhänger solcher fester Lagerungen, hält die beweglichen Lager für weniger sicher als feste, weil es nicht ausgeschlossen sei, daß die theoretisch vorausgesetzte Beweglichkeit durch Witterungseinflüsse, Einrostn u. dgl. einmal gestört oder aufgehoben werden könne; mindestens wäre deshalb eine dauernde Bewachung der beweglichen Lager nötig, was ihrer hohen Lage auf den Pfeilerspitzen wegen umständlich und kostspielig sei.

Kabelverankerungen.

Bei den weitgespannten amerikanischen Hängebrücken laufen die Paralleldrahtkabel über den Stützpfeilern durch und teilen sich auf beiden Uferseiten an der sog. Einschnürung in ihre Litzen (Fig. 316), von denen eine jede, kurz vor ihrem Eintritte in die Ankerschächte, mit ihrem Schleifenende über den Stahlschuh der Ankerkette gelegt wird. Die Ankerketten (oder Rückhaltketten) führen

meist in Krümmungen bis zu den Wurzelplatten, wobei jeder Kettenknoten auf dem Mauerwerk des Ankerschachtes gestützt ist (Fig. 328).

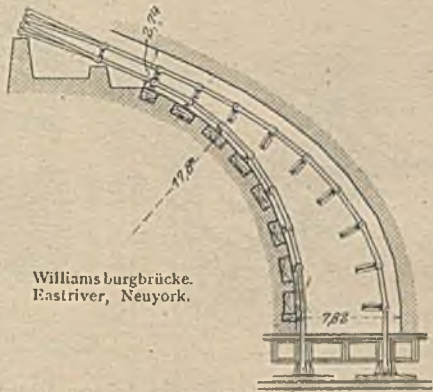
Fig. 329 veranschaulicht die Verankerung des Spiralseilkabels der Brücke von Langenargen. Die Achsenkraft des Kabels wird durch die Paßstücke p

(Fig. 320) auf die Mitten zweier Vollwandträger t übertragen, die an jedem ihrer Enden auf einer gemeinsamen Wurzelplatte lagern, von wo aus die Druckspannungen auf das umgebende Ankerschachtmauerwerk ausstrahlen.

Starke Spiralseilkabel werden bei der sog. Einschnürung (Fig. 330a und c) in ihre Seile aufgelöst und diese bis zur Wurzelverankerung weitergeführt. Die besondere Anordnung der Fig. 320 gehört zu dem Entwurfe

der Gesellschaft Harkort für eine Rheinstraßenbrücke in Köln (Fig. 13 bis 17).

Lagerung und Verankerung der Kettengurte. Kettenstränge verankert man auf den Stützpfeilern meist pendelartig. Entweder werden die Pfeiler selbst als Pendelstützen ausgebildet oder sie sind starr mit der Erde verbunden und tragen auf ihrer Krone eine kürzere oder längere Pendelstütze, deren Gelenke oben mit den Kettenaugen und unten mit dem Pfeilkröpfe ver-



Williamsburgbrücke.
East River, New York.
Schwellrast von 20 Balken
Fig. 328.

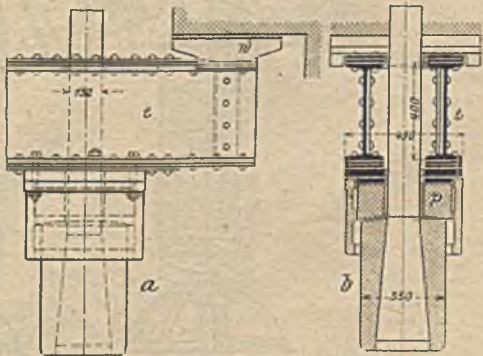


Fig. 329.

bunden sind (Fig. 321). Gustav Lindenthal hatte in einem Entwurfe für eine Manhattankettenbrücke das Pendelgelenk der Stützpfeiler etwa 25 m tief unter der Fahrbahn angeordnet.

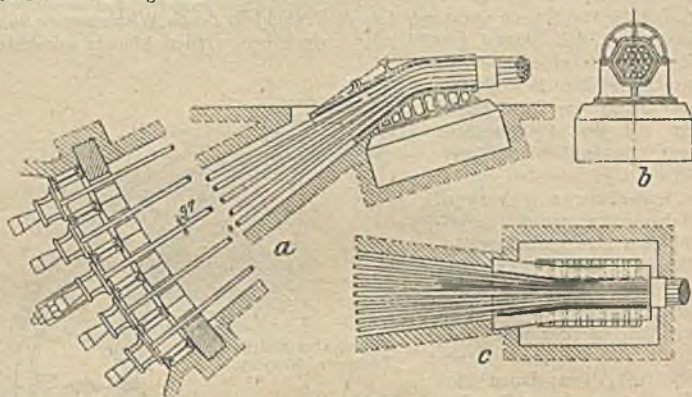


Fig. 330.

Zwischenstützen in den Ankerschächten bildet man (wie bei den Kabelbrücken) beweglich und die Wurzelverankerungen der Kettenstränge nach den bei den Kabelverankerungen erklärten Grundlagen.

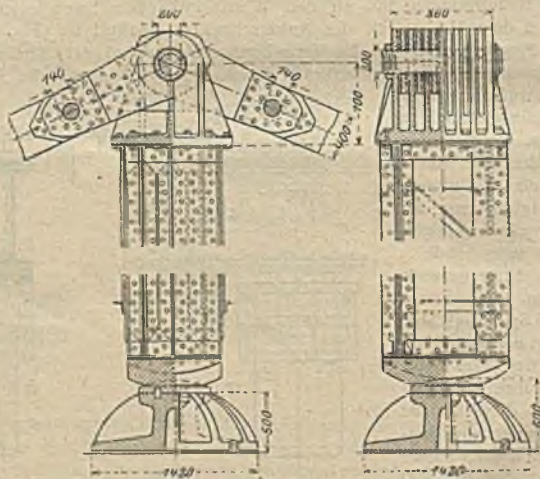


Fig. 331.

Fig. 332 gibt in Ansicht und Querschnitt die Aufhängung der Fahrbahn an den Ketten der Elisabethbrücke in Budapest (Fig. 94). Zwei übereinanderliegende Kettenstränge sind je für sich verankert (Fig. 333). Die Achsenkräfte jedes Kettenstranges werden in erster Linie auf den durch die untersten Kettenaugen geführten Bolzen und von diesem dann auf Füllstücke übertragen, die zwischen den einzelnen Kettengliedern eingeschoben sind, und die (soweit es die

Ausrundung der Kettenaugen zuläßt) nach unten hin beiderseits durch Platten verstärkt sind. Von den Füllstücken — durch welche der Stauchdruck in den Augenbolzen möglichst ermäßigt wird — werden die Achsenkräfte an je zwei die Kettenstäbe zwischen sich fassende plattenförmige Ankerbalcken *k* weitergegeben. Diese stützen sich mit ihren Enden auf die Lagerstühle *s*, die mit dem Ankermauerwerk verbunden sind. Schließlich werden die Kettenstranglängen (in ähnlicher Weise wie bei den Kabeln) mit Hilfe von Paßstücken, Keilen u. dgl. geregelt.

Fig. 332. Aufhängung des Versteifungsträgers.

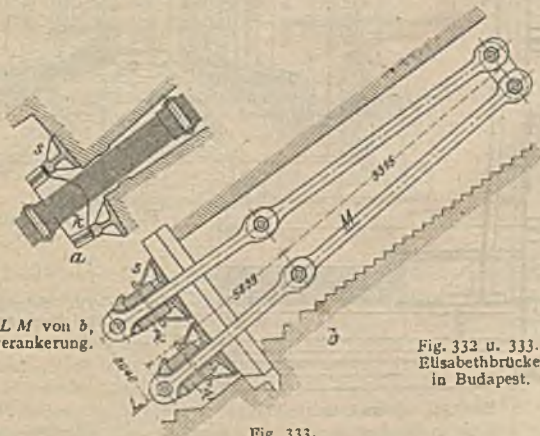
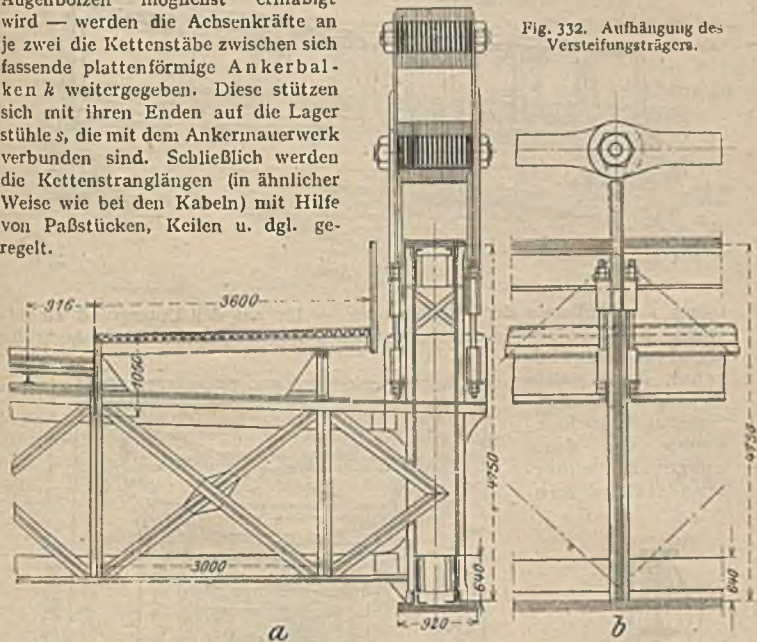
a Schnitt *LM* von *b*,
b Wurzelverankerung.Fig. 332 u. 333.
Elisabethbrücke
in Budapest.

Fig. 333.

g) Sicherheit und Schutz der Verankerungen im Mauerwerk. Das Verankerungsmauerwerk hat die in den Rückhaltseilen oder -ketten wirkenden äußeren Kräfte aufzunehmen und möglichst statisch bestimmt auf den Erduntergrund zu übertragen. Andererseits sind die aus dem Zusammenwirken

des Eigengewichtes der Mauer Massen und der Ankerkräfte sich ergebenden Mittelkraftlinien (Graphostafik) zu zeichnen und — unter Berücksich-

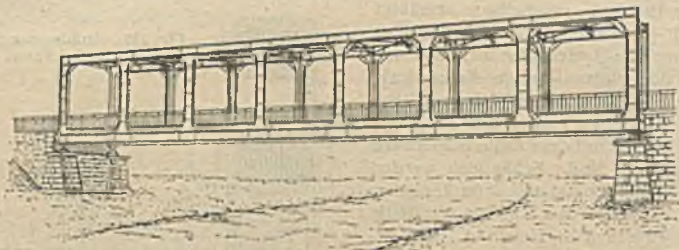


Fig. 334. Ansicht.

tigung des Einflusses der Verkehrslasten — bis auf den Untergrund zu verfolgen. So erhält man in den verschiedenen Angriffspunkten der Ankerkräfte Kraftstrahlenbüschel, durch welche diejenigen Mauerquerschnitte bezeichnet werden, in denen ausgesucht widerstandsfähige Bau-

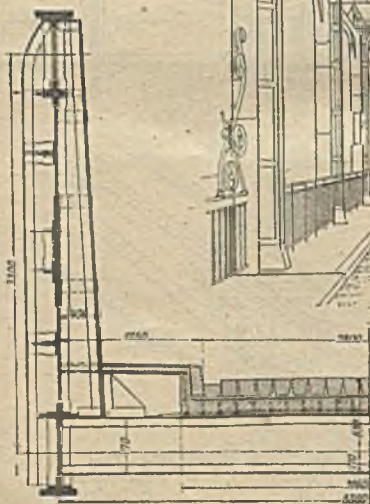


Fig. 336. Querschnitt.

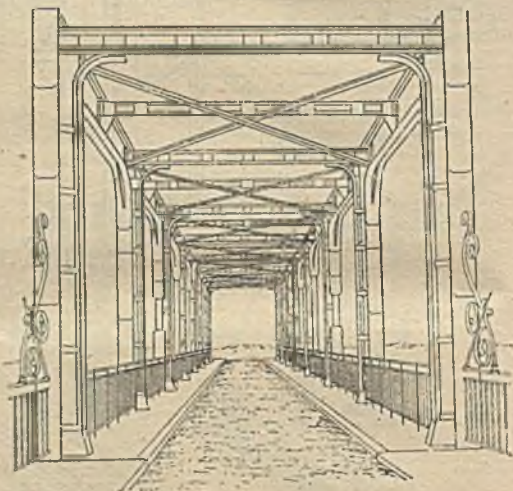


Fig. 335. Innenansicht.

Fig. 334—336. Scheldebrücke bei Avelghen (1904).

stoffe (Werksteine u. dgl.) vorzusehen sind. Außerhalb dieser Strahlenbüschel dürfen weniger gute Baustoffe, wie entsprechend gemischter, magerer Beton und andere Füllstoffe, verwendet werden.

Als Sicherheitsgrad gegen Heben, Verschieben und Verdrehen des Mauerwerks in seiner Gesamtheit wird in der Regel ein zweifacher angenommen.

Für weitgespannte Brücken muß dabei der Untergrund aus tragfähigem Felsboden bestehen. Die Reibungszahl darf mit 0,5—0,6 angenommen werden, was einem Reibungswinkel von etwa $27\text{--}31^\circ$ entspricht.

Über die beste Art des Schutzes der Verankerungen gegen Rost und der Möglichkeit des Ersatzes schadhaft gewordener Teile der Kabel bestehen heute noch verschiedene Meinungen. In Frankreich legt man Wert auf die Ersatzmöglichkeit (amovibilité). Hängegurte und ihre Verankerungen

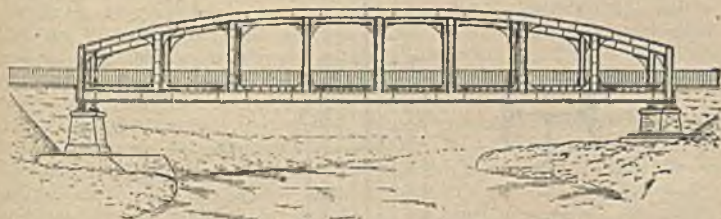


Fig. 337. Ansicht.

lösen sich in eine größere Zahl von Kabeln auf, damit jedes Seil (wenn schadhaft) fortgenommen und ersetzt werden kann. Dabei werden ausschließlich Spiralseile verwendet. Alle Verbindungen der einzelnen Teile erfolgen mit Hilfe von Seilköpfen. Sogenannte Kabel ohne Ende, die von den Ankerschächten eines Hauptträgers durch einen Querschacht nach dem gegenüberliegenden Schachte des zweiten Hauptträgers führen, sind verboten. In Amerika sind

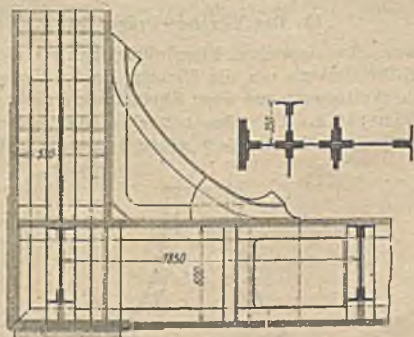


Fig. 338.

Seilköpfe bis heute nicht regelmäßig im Gebrauch. Die an deren Stelle dort verwendeten Schleifenenden (loop ends) der Litzen bieten (nach dortigen Erfahrungen) kein Hindernis, um die einzelnen Drähte — auf der Strecke von den Ankerschuhen ab bis zum Kabelanfang — reinigen und im Notfalle ersetzen zu können. Das ist dort wiederholt geschehen. Das Kabel selbst wird (wie beschrieben) ausreichend gegen Wasser und Luft geschützt.

Die gefährlichsten Stellen für Rostbildungen sind die langen im Gefälle liegenden Ankerschächte. In Amerika ersetzt man besonders in den Wurzelverankerungen, weil das Niederschlagswasser bis dorthin hinunterfließt, die Kabel durch Ketten. Die Wurzelnenden werden mit geeigneten Leichtmetallen vergossen und durch Überziehen mit Paraffin gegen Rosten geschützt.

Nach den französischen Vorschriften sollen Verankerungen jederzeit in allen Teilen besichtigt werden können, ohne dabei irgend etwas zerstören zu müssen.

Auch in Deutschland wird diese Vorschrift in der Regel erfüllt. Ankerschächte und Ankerkammern sind bequem zugänglich. Ein Entwurf der Gesellschaft Augsburg-Nürnberg für eine Kabelbrücke¹⁾, deren Hängegurte aus mehreren übereinanderliegenden, auswechselbar miteinander verbundenen Spiralseilen bestehen, sieht auch volle Ersatzmöglichkeit der Einzelseile vor.

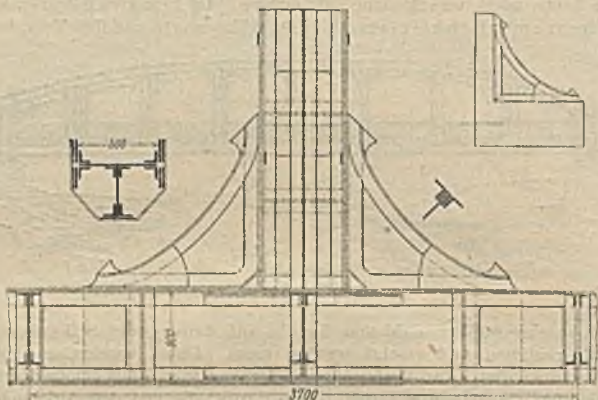


Fig. 339.

Fig. 337—339. Lysbrücke bei Ousselghem (1910).

29. Der Vierendeelträger²⁾.

a) Allgemeines. Im deutschen Eisenbrückenbau ist dieser Träger zuerst 1911 beim Ideen-Wettbewerb um die Bremer Kaiserbrücke hervorgetreten³⁾, später auch beim Wettbewerb um eine Rheinstraßenbrücke in Köln⁴⁾. Seine Berechnung s. Baustatik. Über den baulichen Wert des Pfostenträgers im Vergleich zum Dreiecks-Fachwerkträger gehen heute die Meinungen noch auseinander⁵⁾.

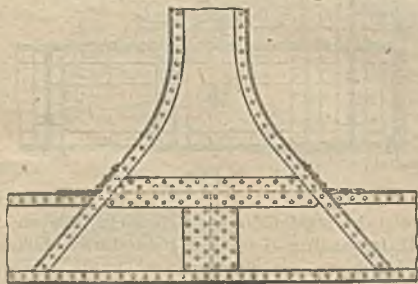


Fig. 340.

Die Dreiecksfachwerkträger haben zwar gegenüber den Viereckträgern unter Berücksichtigung der steifen Knotenverbindung einen weit höheren

¹⁾ Mehrtens, Der deutsche Brückenbau im 19. Jahrhundert. 1900.

²⁾ Vgl. die Literaturangaben Baustatik.

³⁾ Der Eisenbau 1914, Heft 6 u. 10; 1912, S. 104, 187, 214, 242 u. 281.

⁴⁾ Mehrtens und Bleich, Der Wettbewerb um den Bau einer Rheinstraßenbrücke in Köln. Sonderdruck aus: Der Eisenbau, 1912.

⁵⁾ Der Eisenbau, 1912, Nr. 5—7. 1914, Nr. 4.

Grad statischer Unbestimmtheit. Hierbei ist jedoch zu bedenken, daß bei den üblichen Querschnittsabmessungen und bei sachgemäßer Ausführung, die infolge der starren Knotenverbindungen auftretenden Stabmomente eine sekundäre und meist belanglose Nebenwirkung darstellen, sodann ihre Ermittlung in der Regel nicht erforderlich ist. In außergewöhnlichen Fällen können sie aber auch ohne Schwierigkeit berechnet und berücksichtigt werden¹⁾. Bei den Viereckträgern dagegen sind die Stabmomente wie beim Rahmen, primäre Kraftwirkungen, auf denen die Standsicherheit des Tragwerkes beruht. Da ferner das Dreieck das einfachste steife Gebilde ist, ergibt der Viereckträger unter gleichen Verhältnissen in der Regel wesentlich größere Durchbiegungen als das Dreiecksfachwerk. Als Vorzug des Viereckelträgers ist anzuführen, daß seine Rahmenöffnungen in manchen Fällen bessere An- und Durchblicke gewähren als die Dreiecksgliederungen.

b) **Einzelheiten.** Seit 1897 sind in Belgien mehrere Eisenbahnbrücken mit Viereckelträgern ausgeführt worden. Die Fig. 334—336 veranschaulichen die Eisenbahnbrücke über die Schelde bei Avelghem (1904) und Fig. 336—339 die Straßenbrücke über die Lys bei Ousseghem (1910). Aus den Fig. 338 u. 339 ist besonders der Anschluß der Ständer an die Gurte zu ersehen. Die je eine Feldweite langen Gurtstücke und die Ständer kamen fertig auf die Baustelle und wurden im Knoten durch Eckstücke verbunden. In jedem Felde sind Ober- und Untergurt gleichquerschnittig. Neuere Viereckelträgerknoten werden nach der Anordnung der Fig. 340 ausgebildet. Über Viereckelträger mit ungleich hohen Gurten vgl. man die Quelle²⁾. Bemerkenswert ist auch ein neuer Entwurf von Klönne-Dortmund für eine Rahmenbrücke über die Ems³⁾.

¹⁾ Gehler, Nebenspannungen eiserner Fachwerksbrücken, Berlin 1910, Verlag von W. Ernst & Sohn.

²⁾ Der Viereckelträger, deutsch von Dipl.-Ing. W. Mertens. 1912.

³⁾ Der Eisenbau 1912, S. 214.

Hölzerne Brücken.

Von

Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler,
o. Professor a. d. Bergakademie Freiberg in Sachsen.

I. Allgemeines.

Bedeutung und Dauer. Holzbrücken bieten den Vorteil eines geringen Gewichtes, niedrigen Baupreises, rascher Ausführung, auch durch weniger geübte Arbeiter, und leichter Auswechslung. Außerdem sind die erforderlichen Handwerker fast überall zu finden oder leicht anzulernen. Als Eisenbahnbrücken sind sie in Deutschland nur noch in Notfällen, d. h. als einstweilige Bauten zulässig; auch als Straßenbrücken empfehlen sie sich als bleibende Bauwerke nur für untergeordnete Wege oder da, wo ein anderer Baustoff schwer zu beschaffen ist. Nachteile sind die geringe Tragfähigkeit (geringe Spannweiten) und die kurze Dauer; diese kann man für Nadelholz zu 15—20 Jahren, für Eiche zu 30—40 Jahren annehmen; in feuchtem Boden ist sie wesentlich geringer; unter günstigen Verhältnissen und geeigneten Maßnahmen erhöht sie sich noch etwas. Solche Maßnahmen sind: Auswahl gesunden, splint- und fehlerfreien Holzes; Tränkung oder Anstrich (Quecksilber- und Zinkchlorid, Kupfervitriol, Kreosot; Ölfarbe, Teer, Karbolinum Avenarius, Antinonin usw.); Schutz der Haupttragteile vor Feuchtigkeit und Sorge für allseitigen Luftzutritt, möglichst auch an den Auflager- und Verbindungsstellen; Sorge für gute und rasche Entwässerung; Vermeidung von Wassersäcken und unzugänglichen Stellen beim Entwerfe; gründliche Durchsicht, etwa alle Jahre, besonders der Holzverbindungsstellen und der Anschlüsse ans Erdreich; erhebliche Erhöhung der Dauerhaftigkeit durch Überdachung des ganzen Bauwerks; ausreichender Feuerschutz durch Bereitstellung von Wasser (frostfrei) oder Anordnung einer Berieselungseinrichtung, vgl. Zentr. d. Bauw. 1917, S. 456; wenn nötig, durch Anordnung einer durchgehenden Kiesfahrbahn.

Wo Lokomotiven oder Dampfer unter hölzernen Brücken verkehren, sind diese an ihrer Unterseite durch Rauchschilder gegen Funkenflug zu sichern.

Das ganze Tragwerk soll statisch klar, die Verbindung der einzelnen Bauteile einfach und gut zugänglich, ihre Ausbesserung und Erneuerung jederzeit leicht möglich sein.

Die **Brückenbreite**, die Verkehrs- und die ständigen Lasten richten sich nach örtlichen Verhältnissen; für Fußgängerbrücken: 2—2,5 m Breite und höchstens bis 560 kg/qm Belastung; soll die Fahrbahn ein Ausweichen zweier Fuhrwerke gestatten, so muß sie 5 m Breite und dazu mindestens einen Fußweg von 1,25 m Breite erhalten. Weitere Angaben s. im Abschnitt Steinbrücken. — Schneelast und volle Verkehrslast wirken kaum gleichzeitig. Über Verkehrslasten s. die Abschnitte: Steinbrücken und Eisenbrücken. Das Brückeneigengewicht berechne man stets für nasses Holz, am besten aus einem Vorentwurf; für Überschläge genügt eine Ermittlung aus dem unten angegebenen Holzbedarf.

Es wiegt 1 cbm lufttrockenes Nadelholz 700 kg, Eiche und Buche 800 kg, 1 cbm nasses Nadelholz 900 kg, Eiche und Buche 1000 kg. Ferner beträgt das

Fahrbahngewicht für ein Gleis in Hauptbahnen (Schienen, Laschen, Kleineisenzeug, Schwellen, Bohlen) etwa 600 kg/m, mit Schotterbettung 2000 kg/m.

Baustoff, Beanspruchung, Bemessung. Eiche ist am besten, aber zu teuer; deshalb meist Nadelholz, besonders Kiefer (oder Lärche), sonst Fichte und Tanne. Letztere beiden haben geringere Haltbarkeit im Wechsel zwischen Naß und Trocken. Eiche zu kleineren, besonders wichtigen Teilen, Buche als Fahrbahnbelag bei starkem Verkehr, wo es sich rasch abnutzt und nicht stocken kann. Fahrbahnbelag neuerdings auch vielfach ausländisches Hartholz. Das Bauholz soll gerade gewachsen, gesund und fehlerfrei, auch möglichst astfrei sein und nicht zu starke Kern- und Strahlenrisse aufweisen. Beste Fällzeit Dezember. Verarbeitung als Rundholz, mit Waldkanten, oder als Kant- und Schnittholz. Unbehauenes Holz bietet den Nachteil, daß etwaige Fehler schwerer zu erkennen sind. Bedingungen über die Abnahme des Holzes s. u. a. Osthoff, Kostenberechnungen, 1909, S. 214. Nadelholz: Starkbauholz 15—20 m, Zopfstärke 30—35 cm; Mittelbauholz 10—12 m, Zopfstärke 20—25 cm; Eichenholz sehr teuer, wenn länger als 7 m. Verjüngung bei Nadelholz 1 bis 1,5 cm/m, bei Laubholz 1,5 bis 2,5 cm/m. Zulässige Beanspruchungen in kg/qcm gibt die folgende Zusammenstellung:

	Zug	Druck	Biegung	Abscherung	
				Faser	Faser
Nadelholz	105—120	60—70	80—105	8—10	35—40
Eiche	120—140	80—95	105—120	10—12	35—40

Die höheren Werte gelten für einstweilige, die niederen für bleibende Brücken. Elastizitätszahl etwa 110000 kg/qcm. Als **Knickformeln** können für schlanke Stäbe ($l : i > 110$) dienen: $J = 48,4 \cdot Pl^2$ bei fünffacher Sicherheit, $J = 60 Pl^2$ bei sechsfacher, $J = 10 Pl^2$ bei zehnfache Sicherheit; sowie bei fünffacher Sicherheit:

$$\left. \begin{array}{l} \text{für quadratischen Querschnitt } b = 4,91 \cdot \sqrt[3]{Pl^2} \\ \text{für kreisförmigen Querschnitt } d = 5,28 \cdot \sqrt[3]{Pl^2} \end{array} \right\} \begin{array}{l} P \text{ in t, } l \text{ in m,} \\ b \text{ und } d \text{ in cm,} \\ J \text{ in cm}^4. \end{array}$$

Weniger schlanke Stäbe mit $l : i < 110$ rechnet man auf Knicken nach Tetmajer, indem man die zulässige Druckspannung σ der obigen Tabelle um den Wert $0,00662 \cdot \frac{l}{i} \cdot \sigma$ vermindert. l Stablänge, i Trägheitshalbmesser. Ist $\frac{l}{i} < 45$, so ist Berechnung auf Knicken entbehrlich.

Für Holzbrücken genügt stets eine angenäherte Berechnung; bei der Bemessung der Bauteile ist Rücksicht auf die Schwächung an den Verbindungsstellen und auf die Gefahr der Fäulnis zu nehmen.

Holzbedarf, Kosten. Über den Holzbedarf und damit das Eigengewicht und die Kosten des Überbaues hölzerner Straßenbrücken geben die folgenden Formeln einen Anhalt:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Einfacher Bohlenbelag: } V = (0,11 + 0,0155 \cdot l) \text{ cbm} \\ \text{Doppelter Bohlenbelag: } V = (0,16 + 0,017 \cdot l) \text{ cbm} \end{array} \right\} \text{ für 1 qm der Fabr- und Gangbahn.}$$

Gültig für Spannweiten bis zu 25 m und für mittlere Verkehrslasten; die Geländer sind unbegriffen, die Joche natürlich nicht. Weitere Formeln s. Handbuch der Ingenieur-Wiss. Genaue Werte kann man aber nur an Hand eines Entwurfes erhalten. Anhalte über Balkenabmessungen geben die Fig. 3—10 und 13—30.

Osthoff (s. o.) gibt folgende Preise (ab Zimmerplatz): 1 cbm kieferne, vollkantige Balken kostet bei 30—35 cm Stärke 50—73 M., bei 25—30 cm Stärke 47—72 M., bei 20—25 cm Stärke 42—62 M., bis 20 cm Stärke 42—52 M. Die niedrigen Preise gelten für 8 m, die hohen für 15 m Länge; Zwischen-

längen sind entsprechend einzuschalten. Eichenholz, geschnitten, bei 5—12 m Länge 80—150 M./cbm. Bohlen, 1. Sorte, zum Fahrbahnbelag kosten 1 cbm: Kiefer 80 M., Eiche 150 M., Rotbuche 105 M., Pitchpine 100 M. Riegelholz (Geländer usw.): Nadelholz 50 M./cbm, Eiche 100 M./cbm. Für das Zurichten auf der Baustelle, das Verlegen und Abbinden von 1 cbm Holz kann man etwa

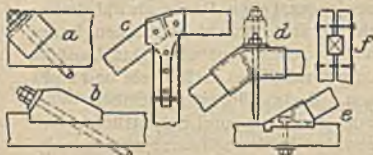


Fig. 1. Zusammenführung und Verbindung der Streckbalken, Streben, Ständer und Hängestangen von Spreng- und Hängewerken.

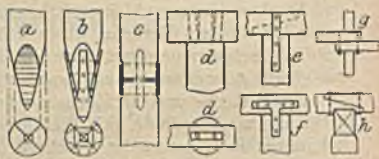


Fig. 2. Pfahlspitzen und -stöße, Auflagerung des Jochholms auf den Jochpfehlern und der Hauptbalken auf dem Jochholm.

12—15 M. rechnen, für Bohlenbeläge 20 M., für schwierig anzubringende Bauteile (Jochholme, Sattelhölzer, Kopfstreben usw.) das Doppelte. Die vorstehenden Preise galten vor 1914; im Kriege haben sie sich bis auf das Dreifache erhöht.

Der jährliche Unterhaltungsaufwand kann zu etwa $\frac{1}{40}$ bis $\frac{1}{50}$ der Baukosten angenommen werden.

II. Das Tragwerk und seine Berechnung.

Eine Übersicht über die erreichbaren Tragweiten von Balkenbrücken s. in der folgenden Tabelle.

Tragweiten hölzerner Balkenbrücken nach E. Winkler, Hölzerne Balkenbrücken. 1887.

I. Bleibende Straßenbrücken.

Art der Hauptträger	Belastung durch		
	sehr schwere Wagen (20 t)	schwere Wagen (12 t)	leichte Wagen (6 t)
Einfache Balken	4,2 m	5,3 m	6,5 m
Balken mit Sattelhölzern	4,7 „	6,0 „	7,3 „
Balken mit Sattelhölzern und Kopfbändern	5,2 „	6,6 „	8,1 „
Verzahnte oder verdübelte Träger aus zwei Balken	8,0 „	9,5 „	10,3 „

II. Einstweilige Eisenbahnbrücken.

Art und Zahl der Hauptträger für 1 Gleis	Hauptbahnen	Nebenbahnen	Schmalspur	
	13 t Achsdruck	10 t Achsdruck	1 m	0,75 m
Einfache Balken: 2 Träger	2,3 m	2,6 m	2,8 m	3,1 m
4 Träger	3,4 „	3,8 „	4,1 „	4,5 „
Balken mit Sattelhölzern und Kopfbändern:				
2 Träger	3,9 „	4,2 „	4,4 „	4,7 „
4 Träger	5,4 „	5,8 „	6,1 „	6,5 „
Verzahnte oder verdübelte Träger aus je zwei Balken:				
2 Träger	5,2 „	6,5 „	7,8 „	9,9 „
4 Träger	8,8 „	10,0 „	11,3 „	14,5 „

Abmessungen der Balken 35 · 35 cm. Für 1 cm Balkenhöhe mehr oder weniger wächst oder fällt die Tragweite um 4,3%. Die verzahnten und verbügelten Träger sind ohne Sattelhölzer und Kopfbänder angenommen. Mit diesen läßt sich die Stützweite noch um etwa 2 m vergrößern.

Da die Haupttragteile hölzerner Brücken wegen ihrer Stärke und Länge einen wesentlichen Teil der Baukosten ausmachen, so schützt man sie in ganz besonderer Weise: Schutz vor Feuchtigkeit durch aufgenagelte Bohlen mit Wassernasen oder durch Abdeckung mit Dachpappe oder Zinkblech (Fig. 4; 23a, c, d; 21; 26). Schutz der Randträger vor Schlagregen und Sonnenbestrahlung durch seitliche Bohlen (Fig. 15). Ganz besonders wichtig ist Schutz der Balkenden in gleicher Weise vor eindringender Feuchtigkeit (Fig. 17, 23—25). Man Sorge vor allem aber für möglichst allseitigen Luftzutritt, um das Austrocknen zu erleichtern. Über Tränkung des Holzes siehe I, unter Dauer. Auch leichte Auswechselbarkeit ohne Verkehrsstörung ist von Bedeutung. Besondere Windverbände sind bei den meist geringen Stützweiten der Holzbrücken im allgemeinen nicht notwendig; vgl. jedoch Fig. 13 und 22; Querversteifungen der Hauptträger gemäß den Fig. 8, 9, 13, 20; eine Lastübertragung quer zur Brücke bewirkt der Bohlenbelag oder besondere Querträger. Manchmal trennt man die Brücke oder wenigstens den Fahrbelag (Fig. 21, 26) nach der Länge in zwei Teile, um die Auswechslung zu erleichtern.

Zahlreiche Einzelheiten von Holzverbindungen siehe auch im Abschnitt Hochbaukunde, I, B.

A. Einfache und verstärkte Balken.

Für Straßenbrücken genügen einfache Balken, in etwa 0,9—1,2 m (bis höchstens 1,5 m) Entfernung in den meisten Fällen; vgl. obige Tabelle! Weitere Anhalte für Abmessungen in den Fig. 4, 13, 24—26. Für Eisenbahnbrücken geben außer der obigen Tabelle die folgende Zahlen¹⁾ einen guten Anhalt:

Stützweite	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	7.0	m
Gesamtbiegungsmoment f.									
ein Gleis	17,9	23,0	30,5	38,4	46,6	54,4	62,9	82,1	mt
Anzahl der Balken für ein									
Gleis	6	8	12	12	12	12	12	12	
Abmessungen der Balken									
für ein Gleis	22/28	20/26	20/26	22/28	26/28	24/30	28/30	28/34	cm

¹⁾ Eisenbahnnotbrücken der preuß. Staatsbahnen, Lastenzug von 1901.

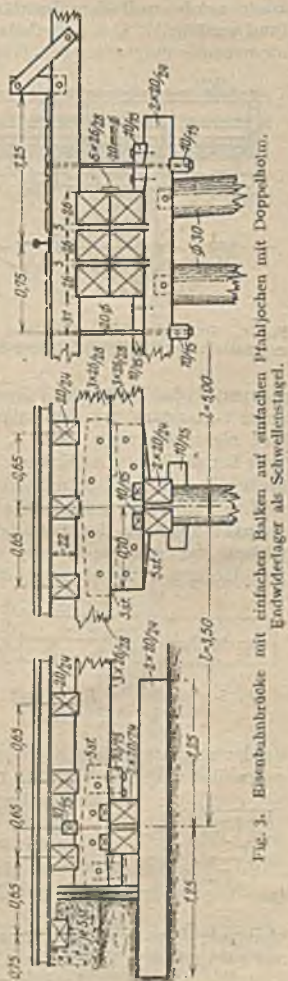


Fig. 3. Eisenbahnbrücke mit einfachen Balken auf einfachen Pfahljochen mit Doppelholm. Endwiderlager als Schwellenlager.

Stoß und Auflagerung auf Pfahl und Jochholm nach Fig. 2, d—h; verbessert wird beides durch Anwendung von Sattelhölzern (Fig. 4, 8, 10, 23, 24, 26). Diese werden mit dem Jochholm verkämmt, mit den Hauptträgern verbolzt (und verdübelt). Das Sattelholz selbst (ohne Kopfbänder) ist nach dem Stützenmoment des durchgehenden Trägers zu berechnen; eine Verringerung des Mitten-

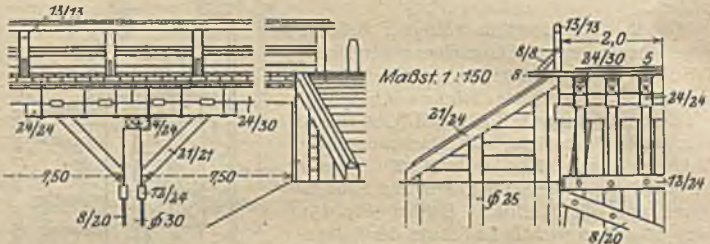


Fig. 4. Straßenbrücke für mittleren Verkehr, mit doppeltem Bohlenbelag, einfachen Balken mit Sattelhölzern und Kopfbändern auf einfachen Pfahljochen. Endwiderlager als Pfahlreihe.

momentes (durchgehender Träger) bewirkt es in diesem Falle aber nur bei sehr guter Verbindung mit den Balken (Dübel und Bolzen). Man macht das Sattelholz nicht länger als etwa $\frac{1}{3}$ der Stützweite. In manchen Fällen legt man zwei Sattelhölzer verschiedener Länge übereinander. Ist das Sattelholz breiter als der Hauptträger, so müssen seine oberen Kanten abgeschrägt werden. Eine weitere Verbesserung der Balkenunterstützung läßt sich durch die Zufügung von Kopfstreben zu den Sattelhölzern erreichen (Fig. 4, 8, 23, 24, 26). Sie bewirken eine gewisse Einspannung der Hauptträger, wenn diese gut mit den Sattelhölzern verbunden und diese wiederum gut auf den Jochen oder Pfeilern verankert sind. Für einen so gestützten Balken rechnet man das Biegemoment in der Mitte und über den Kopfstreben unter gleichmäßiger Vollast q etwa zu $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10} q l^2$, unter einer Einzellast P in Mittelstellung etwa zu $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{5} Pl$, wenn l die Entfernung der oberen Kopfstrebenenden bezeichnet. Anschluß der Kopfbänder an Sattelholz und Jochpfahl s. Fig. 1e, 4, 8, 23a und b. Abstützung gegen Widerlager s. Fig. 24. Die Kopfstreben sind für eine Vollbelastung der ganzen Jochweite auf Knicken zu berechnen.

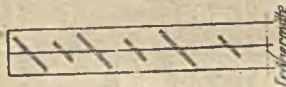


Fig. 5. Verdoppelter Balken mit eisernen Klammern.

Erhöhung der Tragfähigkeit zweier übereinanderliegender Balken durch geeignete Verbindung: für Hilfsbrücken durch eiserne Klammern verschiedener Länge, nach den Trägerenden hin ansteigend, vgl. Fig. 5, zweckmäßig in Verbindung mit Bolzen; für wichtigere und bleibende Bauten durch Dübel und Bolzen. Querdübel (Fig. 6, links) aus zwei schwach keilförmigen Hartholzstücken, die nachgetrieben und in ihrer Lage durch Nägel gehalten werden können. Berechnung so, daß weder ein Abscheren, noch ein Zerdrücken stattfindet. Fig. 6. $\delta = \frac{1}{10} h$, $b = 0,8 h$, $h_1 = 0,3 \dots 0,5 h$, Bolzendurchmesser = $0,09 \dots 0,07 h$. An den Stellen der Bolzen erhalten die Balken Futterstücke. Zahndübel (Fig. 6, rechts) aus einem Stück; Fasern \parallel denen des Balkens; Dübel nach der Mitte der Stützweite hin ansteigend; Bolzen durch die Dübel; besonders sorgfältige Arbeit nötig. Über die Schulzschen gußeisernen Dübel gemäß Fig. 7, vgl. Z. f. B. 1904, S. 287. Die Tragfähigkeit zweier Balken ist nach Versuchen bei Verbindung durch Querdübel höchstens zu 70%, bei Verbindung durch

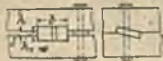


Fig. 6. Quer- und Zahndübel.

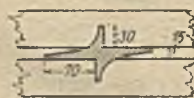


Fig. 7. Gußeiserner Dübel.

Arbeit nötig. Über die Schulzschen gußeisernen Dübel gemäß Fig. 7, vgl. Z. f. B. 1904, S. 287. Die Tragfähigkeit zweier Balken ist nach Versuchen bei Verbindung durch Querdübel höchstens zu 70%, bei Verbindung durch

Zur Berechnung können die folgenden einfachen Formeln dienen¹⁾:

1. Für einen Balken mit Dreiecksbewehrung (vgl. Fig. 9 und 11, $d = 0$):

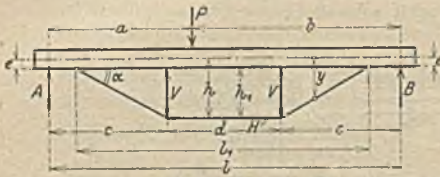


Fig. 11. Bewehrter Balken.

$$H = P \cdot \frac{a}{2 C \cdot l_1} (3 l^2 - 4 a^2)$$

für eine Einzellast;

$$H = \frac{5 p l^4}{16 \cdot C \cdot l_1}$$

für eine gleichmäßig verteilte Last p ;

$$C = h(3l - l_1) + e(9l - 8l_1),$$

$$V = 2 H \cdot \tan \alpha,$$

$$M = \mathfrak{M} - H \cdot y.$$

Hierin bedeutet \mathfrak{M} das Biegemoment des Balkens auf zwei Stützen von der Stützweite l .

2. Für einen Balken mit Trapezbewehrung (vgl. Fig. 11):

$$H = \frac{p h}{2 C} (l^3 - c^2(2l - c)),$$

wenn das ganze Tragwerk gleichmäßig belastet ist;

$$H = \frac{p c^2 h}{2 C} (6l - 7c),$$

wenn beide Seitenteile c mit p belastet sind;

(ist nur ein Teil belastet, so ist H halb so groß);

$$H = \frac{p h}{2 C} (l^3 - 8c^2(l - c)),$$

wenn der Mittelteil d mit p belastet ist;

$$H = \frac{P \cdot a \cdot h}{c C} (3c(l - c) - a^2),$$

wenn Last P auf einem Seitenteile c steht;

$$H = \frac{P \cdot h(3ab - c^2)}{C},$$

wenn Last P auf dem Mittelteil d steht;

$$C = h(2h(2d + l_1) + e(l_1 - d)), \quad V = H \cdot \tan \alpha, \quad M = \mathfrak{M} - H \cdot y.$$

\mathfrak{M} wie oben; einen Anhalt über die Lage der Lastscheiden bieten die Formeln im folgenden Abschnitt B.

B. Sprengwerke.

Das (unbewegliche) Dreieckssprengwerk ist wegen der notwendigen großen Bauhöhe selten anwendbar; der Streckbalken ist als durchgehender Träger auf drei Stützen zu berechnen;

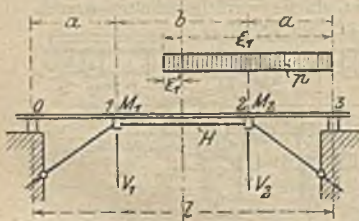


Fig. 12. Sprengwerk.

Berechnung genügen im allgemeinen die folgenden vereinfachten Formeln (nach Müller, Theorie hölzerner Tragwerke) (Fig. 12).

¹⁾ Nach Björnstad, Stelrahmen.

A. Mittelbare, d. h. nur in den Punkten 0, 1, 2, 3 übertragene Belastung: Eigengewicht beansprucht nur das Sprengwerk; Nutzlast (p kg/m):

$$V_1 = V_2 = \frac{1}{4} p(a + b);$$

$$M_1 = -M_2 = -\frac{1}{8} p \cdot a b.$$

B. Unmittelbar auf den Streckbalken wirkende Belastung:

Eigengewicht:

$$M = -\frac{1}{4} g \cdot \frac{a^3 + b^3}{2a + 3b}, \quad V = \frac{1}{2} g \left\{ (a + b) + \frac{a^3 + b^3}{2a(2a + 3b)} \right\};$$

Nutzlast:

$$\xi_1 = \frac{1}{2} l \left(1 + \frac{3b}{4a} \cdot \frac{b}{l + 2b} \right), \quad \mathfrak{M}_1 = -\frac{1}{4} p \frac{a^3 + b^3 + \xi_1^2(3b^2 - 4\xi_1^2)}{2a + 3b}$$

$$V_1 = \frac{1}{2} \left(p \cdot \frac{a + b + 2\xi_1'}{2} - \frac{\mathfrak{M}_1}{a} \right), \quad M_1 = -V_1 \cdot a + \frac{p \cdot \xi_1^2 \cdot a}{2l}$$

Im Sonderfalle $a = b$, d. h. $l = 3a$ ist:

$$\xi_1 = 1,7a, \quad \xi_1' = 0,2a, \quad V_1 = 0,66pa, \quad M_1 = -0,182pa^2.$$

Ausführliche Berechnung dieses Sonderfalles im Handbuch der Ingenieur-Wiss. II, 2; 4. Aufl., S. 64 ff. nach: Fränkel, Zivilingenieur, Bd. XXII, Heft 1; geeignet für Aufzeichnung von Einflußlinien. Tschertou gibt folgende Tabelle:

a : b : a	Größte Belastung in Pkt. 2	Größtes Moment im Streckbalken			
		negativ aus		positiv aus	
		Eigengewicht g	Verkehrslast p	Eigengewicht g	Verkehrslast p
1 : 0,4 : 1	0,9789	0,1299	0,1569	0,1358	0,2023
1 : 0,5 : 1	0,9964	0,1157	0,1537	0,1268	0,1971
1 : 0,6 : 1	1,0154	0,1065	0,1558	0,1174	0,1915
1 : 0,7 : 1	1,0354	0,1011	0,1617	0,1079	0,1861
1 : 0,8 : 1	1,0564	0,0986	0,1685	0,0984	0,1806
1 : 0,9 : 1	1,0778	0,0984	0,1755	0,0891	0,1751
1 : 1,0 : 1	1,1000	0,1000	0,1825	0,0800	0,1697
1 : 1,1 : 1	1,1226	0,1030	0,1896	0,0712	0,1643
1 : 1,2 : 1	1,1454	0,1070	0,1967	0,0629	0,1592
1 : 1,3 : 1	1,1686	0,1120	0,2038	0,0549	0,1543
	$(g + p) \cdot l_0$	$g \cdot l_0^2$	$p \cdot l_0^2$	$g \cdot l_0^2$	$p \cdot l_0^2$

Fig. 12.
 $l_0 = \frac{1}{2}(2a + b)$

Beim Trapezsprengwerk empfiehlt es sich, stets einen besonderen Spannriegel vorzusehen, wenn nötig, sogar mehrere. Der Spannriegel muß in seiner Längsrichtung gegen den Streckbalken unverschieblich festliegen. Gute Verankerung in 0 und 3 in lotrechten und wagerechten Sinne erforderlich. Die Entfernung der einzelnen Sprengwerke voneinander wählt man bei Eisenbahnbrücken etwa zu 1,5—2 m, bei Straßenbrücken zu 2—2,5 m. Werden nicht alle Balken gesprengt, so sind die nicht gesprengten durch Unterzüge abzufangen (Fig. 14) und diese entsprechend zu berechnen. Die günstigste Teilung des Streckbalkens ist 3 : 4 : 3, die günstigste Strebenneigung 45° . Zur Erhöhung der Knicksicherheit steift man lange Streben in ihrer Mitte durch Zangen gegen den Streckbalken oder auch gegen die Joche (Fig. 13 und 14) ab. Überhöhung bei der Zulage etwa $\frac{1}{200}$ der Spannweite. Einzelheiten siehe in den Fig. 1c—e und 13 bis 16.

In Fig. 13 ist an einer Straßenbrücke dargestellt, wie der alte Zustand verbessert wurde, um die Brücke gegen die Stöße der elektrischen Straßenbahn widerstandsfähig zu machen. Die Pfähle waren zum Teil stark angefault und wurden deshalb in ihrem unteren Teile durch eine Betongründung ersetzt. — Für einstweilige Fußgängerbrücken können die längsliegenden Bohlen gleichzeitig die Streckbalken bilden (Fig. 16).

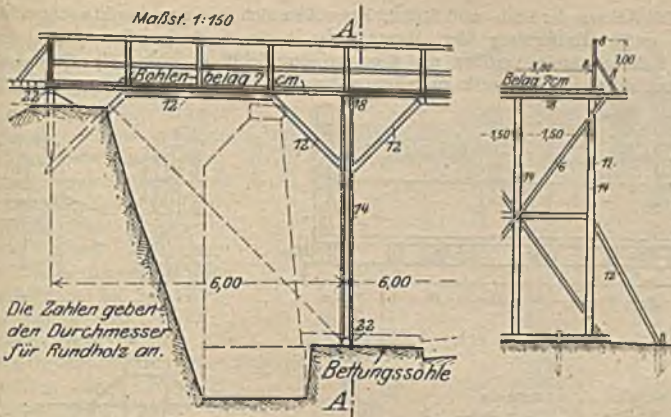


Fig. 16. Einstweilige Fußgängerbrücke als Sprengwerk einfacher Bauweise.

C. Hängewerke.

Ist die vorhandene Bauhöhe so gering, daß das Tragwerk ganz (oder zum Teil) über der Fahrbahn liegen muß, so wendet man für kleinere Spannweiten ein Hängewerk (Fig. 17), für große Spannweiten ein Hängesprengwerk gemäß Fig. 18 an, soweit nicht ein Fachwerk in Frage kommt. Das Hängewerk ist wie ein Sprengwerk zu berechnen, an dem die Lasten aber angehängt sind; oder auch nach den für bewehrte Balken gegebenen Formeln; die Streben können sich entweder gegen feste Joche und Pfeiler gemäß Fig. 18, oder auch gegen die Enden des Streckbalkens stützen. Die erstere Anordnung, stets beim Hängesprengwerk angewendet, ist am geeignetsten für sehr große Spannweiten, da das Sprengwerk dann durch die Streckbalken eine gute seitliche Versteifung erhält. Limmatbrücke bei Wettingen 119 m. Die Bauweise gestaltet sich hierbei am einfachsten, wenn man den Streckbalken doppelt ausbildet. Bei der zweiten Anordnung (Fig. 17) übt das Tragwerk auf seine Stützen keinen Schub aus;

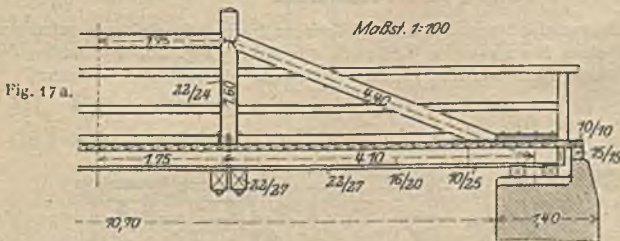


Fig. 17. Hängewerk für eine Straßenbrücke mit leichtem Verkehr.

man kann es auch als ein Fachwerk mit biegungsfestem Untergurt auffassen, in dessen Mittelfeld die Streben fehlen. Oft sind solche sogar nachträglich noch eingefügt worden.

Vereinigung von Dreieck- und Trapezhängewerk zu mehrfachen Hängewerk; vgl. Fig. 19; über das steife doppelte Hängewerk und Hängesprengwerk nach Heinzerling s. Handbuch der Ingenieur-Wiss. II, 2.

Die Achsen der Stab- und Stützkkräfte sollen sich in einem Punkte schneiden. Die große Entfernung der Hauptträger bedingt starke Querträger; ist die Fahrbahnbreite größer als 6 m, so empfiehlt es sich, sie durch ein drittes, mittleres Tragwerk zu teilen; schmale Fußsteige kann man auskragen.

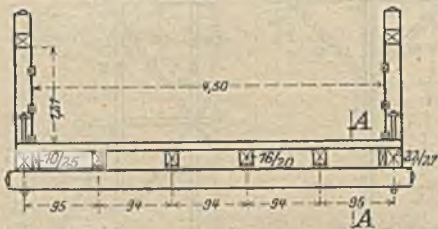


Fig. 17 b.

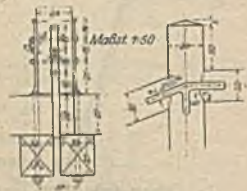


Fig. 17 c.

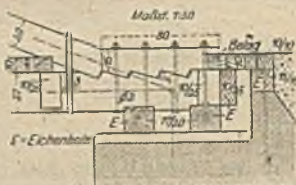


Fig. 17 d.

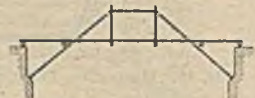


Fig. 18. Hängesprengwerk.



Fig. 19. Mehrfaches Hängewerk.

Die einfache Hängesäule stößt stumpf gegen den Streckbalken und wird mit ihm durch Eisenbänder oder -bolzen nachspannbar verbunden (Fig. 17); die Querträger legt man wegen der leichteren Auswechslung besser auf die Streckbalken und neben die Hängesäulen, jedenfalls vollständig unabhängig von deren Verbindung mit den Streckbalken; die Hängesäulen werden oft auch doppelt oder aus Rundeseisen ausgebildet (Fig. 1c—f; 17). Überhöhung bei der Zulage etwa $\frac{1}{800}$ der Spannweite.

D. Fachwerke.

Von den verschiedenen Systemen hölzerner Fachwerkbrücken¹⁾ seien nur 2 Beispiele eines Howeschen Trägers angeführt (Fig. 20. Normalien der österreichischen Südbahn; Fig. 21. Straßenbrücke für schweren Verkehr).

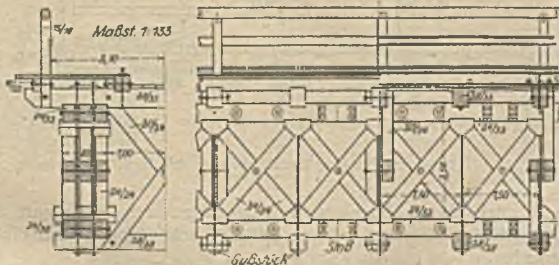


Fig. 20. Fachwerkträger für vollspurige Eisenbahn.

¹⁾ Vgl. u. a.: Zeitschr. östr. Ing. Arch. V. 1897, Nr. 23

Die Gurte bestehen meist aus mehreren Balken, mit Zwischenraum nebeneinander; die Streben stützen sich stumpf gegen eichene Stemmklötze; die eisernen Zugstangen gehen durch diese und zwischen den Gurtbalken hindurch; meist sind Wind- und Querverbände notwendig. Jede Zugstange hat eine Anspannung zu erhalten gleich dem Mittel aus den beiden größten Querkraften ihrer Nachbarfelder; dann erhalten die Haupt- und die Gegenstreben stets Druck, und zwar jene die volle, diese die halbe der Querkraft entsprechende Druckkraft. Durch die Anspannung entsteht in den Gurten Zug. Achsen der Gurte und Wandstäbe in einem Punkte schneiden lassen!

Zum Schluß sind in Fig. 22 noch zwei Fußgängerbrücken abgebildet, die außerordentlich rasch und mit den einfachsten Hilfsmitteln über verhältnismäßig große Weiten erbaut werden können (Deutsche Bauzeitung 1903, Nr. 104).

III. Die Fahrbahn und ihr Abschluß.

Den Fahrbahnbelag hölzerner Straßenbrücken macht man zweckmäßig auch aus Holz; Schotter und Beton haben außer ihrem großen Gewichte den Nachteil, daß sie die Austrocknung des Holzes erschweren;

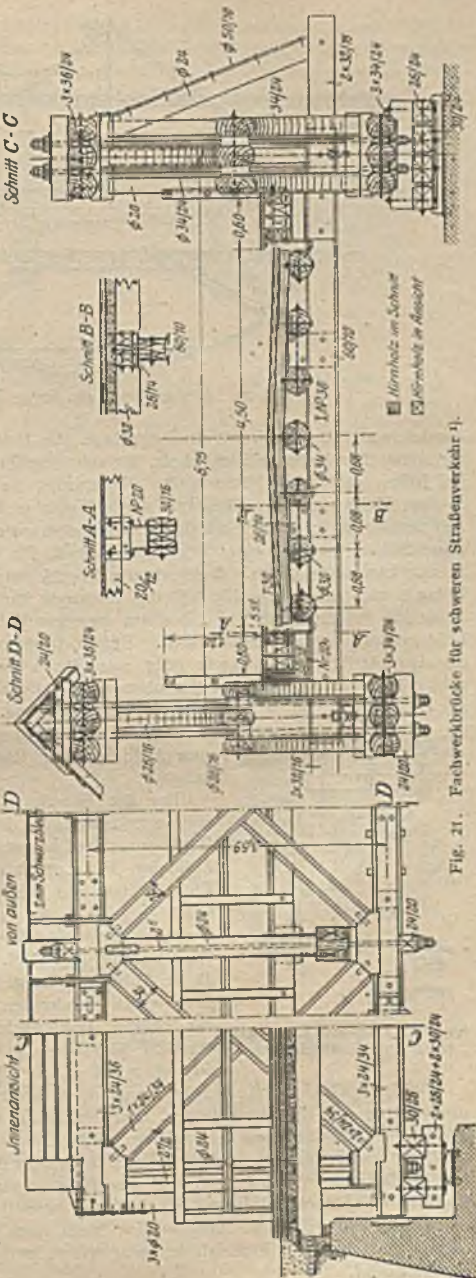


Fig. 21. Fachwerkbrücke für schweren Straßenverkehr 1).

1) Entwurf von K. Bernhard, Berlin. Vgl. Z. d. V. d. I. 1917.

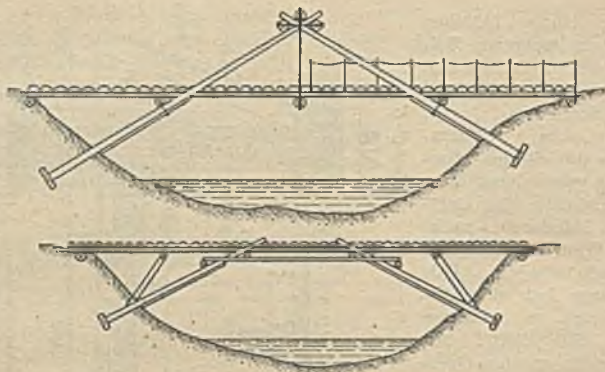


Fig. 22. Behelfsbrücken für Fußgängerverkehr.

desgleichen Holzpflaster mit Sandunterlage. Als Belag der Fahrbahn wählt man für schwachen Verkehr Eichenholz, für sehr starken Buchenholz; letzteres wird bei Regen und Frost leicht glatt. Neuerdings als Fahrbahnbelag oft ausländisches Holz, auch als Pflaster. Auch Kiefer und Fichte haben sich bewährt. Am besten ist ein doppelter Belag; nur der obere wird nach Abnutzung erneuert; seine Stärke ist 4—7 cm. Der untere muß für sich allein tragfähig sein; Stärke etwa 10—18 cm. Bohlenbreite 15—25 cm; Zwischenraum im unteren Belag 2 cm, im oberen bis 0,5 cm; Kernseite nach oben. Der obere Bohlenbelag soll in der Fahrbahn unbedingt quer zur Fahrtrichtung, auf Fußgängerbrücken am besten längs liegen. Er wird entweder mit dem unteren auf die Hauptträger aufgenagelt oder nur durch besondere Bordschwellen in seiner Lage gehalten. Geht der obere Belag nicht bis zum Geländer oder bis zur Bordkante, so ordnet man zweckmäßig sog. Auflaufbohlen an, die aus der Flucht der übrigen seitlich herausstehen und zum Aufheben der Räder abgelaufener Fahrzeuge dienen.

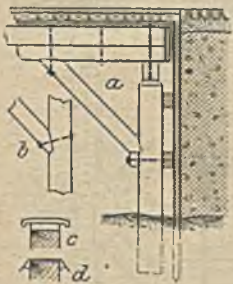


Fig. 23. Holzernes Endwiderlager einer Straßenbrücke.

Bei der Berechnung der Bohlen ist die Annahme zulässig, daß der Raddruck durch die obere Bohle immer auf je zwei untere Bohlen verteilt wird. Zulässige Beanspruchung nicht über 80 kg/qcm! Eine Teilung des Bohlenbelags in Mitte der Fahrbahn (Fig. 21 u. 26) erleichtert die Auswechslung und ermöglicht eine Neigung des Belags zur besseren Wasserabführung. Vgl. auch Fig. 13b. Auf der in dieser Abbildung dargestellten, von schwerem Fuhrwerk stark befahrenen Brücke hat sich an Stelle des oberen Bohlenbelags ein Pflaster aus 7 cm starkem Hartholz (Jarrah), die Klötze übereck liegend, recht gut bewährt.

Bei Eisenbahnbrücken legt man meist Querschwellen (oft hochkantig) unmittelbar auf die Hauptträger, und verkämmt und verbolzt sie mit ihnen. Wo ausnahmsweise keine Leitschienen oder Leitbalken (Fig. 14 u. 27) angeordnet sind, ist wenigstens ein starker Belag (mindestens 8 cm) zwischen den Schienen und außerhalb zu empfehlen. Die Überhöhung wird wie bei eisernen Brücken hergestellt. Manchmal liegen die Schienen unmittelbar auf den Hauptträgern als Langschwellen. Selbstverständlich kann auch ein durchgehendes Kiesbett angeordnet werden; doch ist das sehr selten, weil außerordentlich schwer und nässehaltend.

Die Fußwege von Straßenbrücken liegen am besten erhöht, wenn nötig, auf besonderen Querträgern (Fig. 13, 21 u. 26); Neigung entweder nach außen oder besser nach innen; ein Schlitz mit Rinne zwischen Fahrbahn und Fußweg sorgt für schnelle Abführung des Regenwassers (Fig. 13, 21 u. 26).

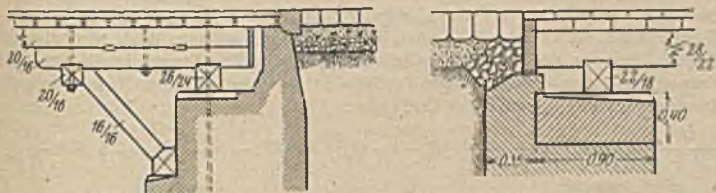


Fig. 24 u. 25. Gemauerte Endwiderlager von Straßenbrücken.

Der Abschluß der Brückenbahn ist so auszubilden, daß das Holz möglichst wenig mit dem Erdreich in Berührung kommt; die Stirnenden der Tragbalken werden durch eine Bohle abgeschlossen (Fig. 3, 17 u. d. 21, 23—25), sämtliche Holzteile (Fig. 3 u. 25) außerdem mit einer wasserdurchlässigen Bettung aus grobem Kies oder Steinschlag umgeben.

Die Pfosten des Geländers werden entweder an die Tragbalken seitlich angeschlossen (Fig. 26) oder in die Jochholme, die Querträger oder die Bohlen des Fahrbahnbelags eingezapft oder sonst mit ihnen zugfest verbunden (Fig. 4, 16, 20); auf diese stützen sich auch die außen liegenden Geländerstreben, die mit Versatz und Zapfen oder Bolzen oder mit Verblattung anschließen. Bei Eisenbahnbrücken schließt man die Geländerständer und -streben an besonders lange Querschwelen an (Fig. 9).

Die Pfosten stehen aller 2 bis 2,5 m, je nach der Jochstellung; der Zwischenraum wird durch Ständer und Riegel, auch durch Kreuze oder Bretter ausgefüllt. Berechnung des Geländers für eine Belastung von 40 kg/m, wagrecht am Geländerholm angreifend.

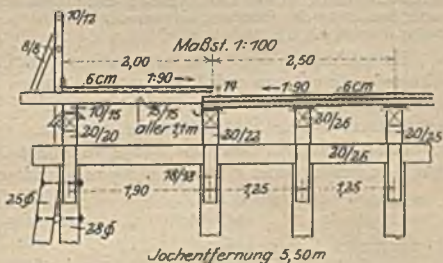


Fig. 26. Querschnitt einer Straßenbrücke.



Fig. 27. Leitbalken auf Eisenbahnbrücke.

IV. Mittel- und Endstützen; Auflagerung.

Hölzerne Mitteljoche bestehen aus einer Reihe von Pfählen in meist gleichem Abstände, von denen die beiden äußeren in der Regel eine Neigung von 1 : 8 bis 1 : 10 erhalten. Am besten wird unter jedem Balken des Haupttragwerks ein Jochpfahl angeordnet; Ausnahmen hiervon bei leichten Brücken.

Die Pfahlstärke ist so zu bemessen, daß außer dem nötigen Druckquerschnitt unter der größten möglichen Last noch mindestens fünffache Sicherheit gegen Knicken vorhanden ist, wobei tief gerammte Pfähle als unten eingespannt gerechnet werden dürfen (Euler-Formel, Fall 3). Als Tragfähigkeit gerammter Pfähle kann man beim Entwurf etwa 30—35 kg für 1 qcm des Quer-

werden (Fig. 16); noch besser ist es, sowohl im Wasser, als vor allem auf trockenem Boden, sie auf einen besonderen Mauerwerks- oder Betonkörper aufzusetzen (Fig. 13). Statt dessen kann man auch Steinkästen (Blockwände, Steinfüllung) anwenden (Fig. 28).

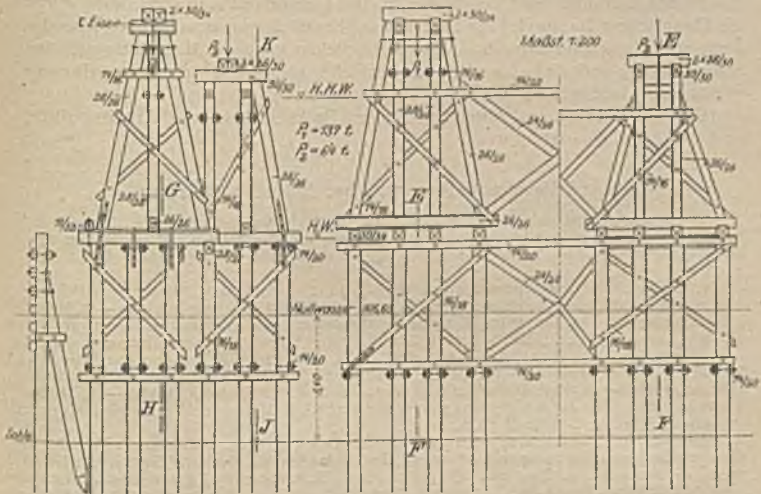


Fig. 30. Gerüstjoche einer Straßen-Notbrücke mit eisernen Hauptträgern von (links, P_1) 45 m und (rechts, P_2) 24 m Spannweite.

Sehr lange Jochbrücken erhalten dann und wann einen gemauerten Pfeiler oder ein Joch aus zwei oder drei Reihen von Pfählen, vgl. Fig. 28 u. 30. Letztere zeigt einen Pfeiler der Notbrücke beim Umbau der Augustusbrücke in Dresden, der links einen eisernen Überbau von 45 m, rechts einen solchen von 24 m zu tragen hatte. Schutz der Joche bei Schiffsverkehr durch wagerechte Streichbohlen zwischen N.W. und H.W., wenn nötig, durch besondere Leitwerke, gegen Eisgang seitlich ebenfalls durch Streichbohlen auf die ganze Jochbreite, vor Kopf, wenn nötig, außerdem durch einen Eispfahl oder einen Eisbrecher, die am besten vollständig frei stehen (Fig. 31 u. 32). Eisbrecher auch als eisenbeschlagener Holm in Neigung 1 : 2 bis 1 : 3, auf Pfählen oder Doppelpfählen, die seitlich mit Bohlen verschalt (Fig. 32) sind.

Hölzerne Endjoche sind so anzuordnen, daß sie mit dem Erdreich möglichst wenig in Berührung kommen (Fig. 23); besser sind gemauerte Endauflager (Fig. 17d, 21, 24, 25). Bei diesen liegen die Hauptträger auf



Fig. 32. Eisbrecher als Pfahlreihe mit schrägem Holm.

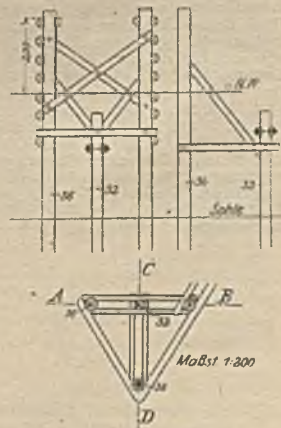


Fig. 31. Eisbrecher.

einer oder zwei Mauerlatten (Lagerschwellen) und sind mit diesen verkämmt und verbolzt; um die Auflagerung eindeutig zu machen, ordne man möglichst wenig und möglichst eng liegende Mauerlatten an, vgl. Fig. 30; sie werden von Einzelquadern getragen, die über das Mauerwerk herausstehen und am besten unter jedem Hauptträger liegen. Verankerung empfiehlt sich stets, auch durch die Hauptträger hindurch (Fig. 24); deren über die Lagerschwelle überstehendes Ende soll möglichst kurz sein. — Bei Hilfsbrücken kann die Mauerlatte auf eine Schwellenlage und diese unmittelbar auf die (genügend tragfähige) Dammschüttung gelegt werden (Fig. 3 u. 14).

Über Gerüstbrücken s. Abschn.: Steinerne Brücken, Lehr- und Arbeitsgerüste, und die Angaben hierunter.

Neuere Veröffentlichungen über hölzerne Brücken.

Es sei ausdrücklich darauf hingewiesen, daß für den Holzbrückenbau die älteren Lehrbücher oft ebenso gut sind wie die neueren; vor allem für Einzelheiten. Ältere Bücher u. a. von Winkler, Heinzerling, Ludwig usw. Siehe auch Handbuch d. Ing.-Wiss. 11, 2. Bd., 4. Aufl. S. 99.

1. Handbuch der Ing.-Wissenschaften, II, Tl., Bd. 2, 4. Aufl. 1904. Bearb. von Heinzerling. Mit ausführlichem Literaturnachweis bis 1904. Geschichtl. Angaben in II, 1. — 2. Melan, Der Brückenbau, I, Bd. 1910. Eingehende Darstellung von Einzelheiten. — 3. Handbuch d. Archit., III, T., Bd. 2, Heft 4, 2. Aufl. 1901. Einzelheiten über Holzverbindungen — 4. Tschertou, Der Brückenbau, 2. Aufl. 1907. — 5. Schmid, Holzbalkenbrücken. Mit vielen Kostenaufgaben. — 6. Krüger, Leitfaden des Brückenbaues (Webers Katechismen, 1905). — 7. Koll, Brücken aus Holz (Bibl. d. ges. Technik, 1908). — 8. Müller, Beiträge zur Theorie hölz. Tragwerke d. Hochb. I. Hänge- und Sprengwerke, 1907. 9. Laskus, Hölzerne Brücken. 1918.

Allgemeines: Verdübelte und verstärkte Balken, Versuche. Glasers Annalen f. Gew. u. Bauwesen. 1910, Nr. 9. — Neuere Holzbauweisen. Deutsche Bztg. 1907, Nr. 98 u. 99. — Zentralbl. d. Bauverw. 1907, Nr. 21. — Balkenbrücken: Balkenträgerbr. d. Queensland. Gouv. Eisenbahn. Verbolzte Balken von 8 m Länge. Eng. news. 1908, II, S. 493. — Alte hölz. Balkenbr., Eng. rec. 1904, Bd. 50, S. 718; Engg. 1904, II, S. 658. — Holzbr. mit Jochen in 8—9 m Abstand. Südd. Bztg. 1903, S. 310; auch S. 261. — Sprengwerke: Armierte u. Sprengwerksträger mit exzentrischem Strebenanschluß. Zeitschr. d. österr. Ing.-u. Arch.-V. 1908, S. 517, 533. — Hölz. Sprengwerkbr. mit eisernem Zugband. The Eng. 1902, II, S. 190. — Fußgängerbr. einfachster Art. Deutsche Bztg. 1903, Nr. 83 u. 104. — Fachwerke: Hölz. Drehbr. (Fachwerk mit Versteifungskabeln) von 39 m Länge. Eng. news. 1902, II, S. 444. — Fußgängerbr. in Chicago. 35,7 m lange hölzerne Gitterbr. nach Howe. Eng. news. 1902, II, S. 425. — Hölz. Howeträger. Eisenbahnüberführung in walddreicher abgelegener Gegend, 45 m Spannweite, 7,5 m Trägerhöhe. Eng. news. 1907, II, S. 225. — Fahrbahn: Fahrbahnordnung f. hölz. Br. Chaussierung auf Holzbelag, Abdeckung mit Pappe. Zentralbl. d. Bauv. 1910, Nr. 31, S. 215. — Haltbare Brückenabdeckung aus Holz f. Straßenbr. Auf die mit Kreosot getränkten Bohlen wurde Asphalt aufgebracht. Eng. rec. 1904, Bd. 49, S. 647. — Gerüst- und Notbrücken beim Umbau eiserner u. steinerne Br.: — Holzbr. (trestle work) für Eisenbahn. Eng. news. 1902, I, S. 347. — Schweiz. Bztg. 1903, II, S. 217. — Eng. rec. 1906, Bd. 53, S. 440. — Zeitschr. f. Bauwesen, 1904, S. 287. — Engg. 1906, I, S. 673, 716. — Südb. über d. Rhein in Köln. Einsturz der Gerüstbr. Beton u. Eisen, 1908, S. 302. — Notbr. mit hölz. Pfeilern und eis. Trägern, gebaut vom Eisenb.-Regt. Berlin. Elsbrecher. Zeitschrift für Bauwesen. 1910, Nr. 7—9. — Notbr. bei Dammschüttung mit Notsteg fürs Umsteigen. Schweiz. Bztg. 1910, Nr. 15. — Eisenbahnbr. über Angrapp. Verkehrsumleitung. Österr. Woch. öff. Baud. 1910, Nr. 13. — Deutsche Bztg. XLIII, Jg., Nr. 74 u. 75. — Holzbr. in McGill, Nevada. 33 m hohe zweigleisige Br. f. Bergwerksbahn. (Trestle work.) Eng. news. 1908, I, S. 409.

Steinbrücken.

Von

Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler,
o. Professor an der Bergakademie Freiberg in Sachsen.

I. Entwurfsgrundlagen.

Bedeutung: Die „Technischen Vereinbarungen“ des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen sagen: „Für Brücken und Durchlässe sind sorgfältig ausgeführte Wölbungen aus guten, natürlichen oder künstlichen Steinen oder aus Beton den eisernen Überbauten vorzuziehen, wenn diese nicht aus besonderen Gründen angezeigt erscheinen.“ Das gleiche gilt natürlich auch für Straßenbrücken.

Vorteile der Steinbrücken: Geringer Einfluß der Verkehrslasten gegenüber dem Eigengewichte; geringe Bauhöhe im Scheitel; dieselbe Fahrbahnausbildung wie außerhalb der Brücke möglich; kein störendes Geräusch beim Befahren; Entgleisungen sind weniger gefährlich; geringe Unterhaltungskosten; gefälliges Aussehen und gute Anpassung an die Umgebung, besonders in landschaftlich schöner Gegend, leicht und mit einfachen Mitteln zu erreichen.

Nachteile gegenüber eisernen Brücken: Gestatten nicht so große Spannweiten und bedingen größere Bauhöhe über den Kämpfern; erfordern stets umfangreiches Lehrgerüst und meist längere Bauzeit; machen durch ihr großes Eigengewicht bei wenig tragfähigem Baugrunde umfangreiche Gründungen notwendig.

Die **allgemeine Anordnung** einer Brücke wird in erster Linie bestimmt durch die Lage der beiden sich kreuzenden Verkehrswege zueinander und durch den Verkehr, dem sie dienen. Die Ausführung schiefer Brücken ist durch die Stampfbetonbauweise außerordentlich vereinfacht worden; ein Beispiel für eine Anordnung mit Stirnflächen senkrecht zur Gewölbeachse zeigt Fig. 1. Trotzdem soll man aber rechtwinklige Kreuzung anstreben. Im übrigen muß die Gesamtlänge der Brücke, ihre Höhe über Gründungssohle und die Länge der Zufahrtsrampen einen Kleinstwert erreichen, um die Kosten möglichst gering zu halten. Außer der Grundrißlage sind, schon beim ersten Entwurfe, zu beachten die Gründungsverhältnisse und die zulässigen Beanspruchungen des gewählten Baustoffes. Erforderlichenfalls ist die Brücke, wenn das geht, an eine andere Stelle zu verlegen.

Höhenlage: Für Brücken über Wasserläufe sind maßgebend: das höchste und das gewöhnliche Hochwasser; das höchste schiffbare Hochwasser und die für den Schiffsverkehr verlangte Durchfahrtsöhe; die Bauhöhe für das Lehrgerüst in den Schiffahrtsöffnungen. Vgl. Wasserbau, VIII, Schiffahrtskanäle, D, b. Die Kämpfer sollen, wenn möglich, noch mindestens 0,3 bis 0,5 m über dem gewöhnlichen Hochwasser liegen, mindestens wenn dieses Eis führt; es ist aber kaum notwendig und vor allem selten möglich, sie noch über das höchste

3,5 m, zweispurig mindestens 5 m Breite, Landstraßen etwa 7 m Breite unter der Brücke. Städtische Straßen sind am besten in voller Breite durchzuführen. Näheres siehe Straßenbau; örtliche Vorschriften beachten. — Bei Eisenbahnen ist auch seitlich zum Normalprofil noch ein Spielraum von je 20 cm zuzuschlagen, sowie ebenfalls die Schiefstellung des Profils im Bogen zu berücksichtigen. — Flüsse sollen durch die Pfeiler einer Brücke keinen oder nur sehr geringen Stau erfahren (vgl. Wasserbau, III, Gewässerkunde A). Die Durchfahrtsbreiten für den Schiffsverkehr bestimmen sich nach örtlichen Verhältnissen. Treidelwege sind unter der Brücke mit durchzuführen. Über die letzten Punkte siehe Wasserbau. Die vielfach vertretene Forderung einer ungeraden Zahl von Öffnungen gilt nur für besondere Fälle, durchaus nicht allgemein. Sie kann bedingt werden durch die Gestalt des Flußprofils; sie erscheint angebracht bei einer von der Mitte nach beiden Enden stark abfallenden Brückenbahn; als Beispiel dafür, daß auch die Anordnung von zwei Bögen ein recht befriedigendes Bild ergeben kann, sei der Wettbewerb für eine Rheinbrücke in Laufenburg genannt (vgl. S. 1942, Zeile 24). Soweit man nach Berücksichtigung der Wasser- und Verkehrsverhältnisse noch freie Hand hat in der Wahl der Lichtweiten, muß man die Entscheidung durch Kostenvergleiche treffen. Hierfür geben einige Vorentwürfe die richtigste Grundlage ab; statische Untersuchung ist kaum notwendig; einen guten Anhalt bieten immer, wie überhaupt für die allgemeine Anordnung und den ersten Entwurf, ausgeführte Beispiele. Die Frage der günstigsten Spannweite spielt eine ganz besondere Rolle für lange Viadukte und bedarf dort vor allem eingehender Untersuchung; obwohl es hierzu Näherungsverfahren gibt (vgl. Handb. d. Ing.-Wiss. II, 1; 4. Aufl., S. 208), so ist doch die Aufstellung und der Kostenvergleich verschiedener Entwürfe der sicherste Weg zur Ermittlung des wirklich billigsten. Beim Bau der Berliner Stadtbahn wurde festgestellt, daß die günstigste Spannweite etwa gleich der Höhe der Schienen über der Gründungssohle ist. Über die Stärke von Zwischenpfeilern vgl. III. Für alle Brücken müssen die Gruppenpfeiler schon in den ersten Entwürfen mitberücksichtigt werden. Die an eine Hauptöffnung anschließenden Nebenöffnungen erhalten oft zweckmäßig nach den Enden hin abnehmende Lichtweiten; eine solche Anordnung sieht im allgemeinen besser aus als gleichgroße Öffnungen, besonders wenn sich die Höhe der Brückenbahn über Gelände nach beiden Enden hin vermindert. Legt man Wert auf annähernd gleiche Bogenkraft in allen Öffnungen, so läßt sich das durch eine mit der Lichtweite abnehmende Pfeilhöhe erreichen.

In allen Fällen ist aber, außer auf die vorstehend angedeuteten Forderungen des Verkehrs und wirtschaftlichen Erwägungen, auch unbedingt auf ein gefälliges Aussehen des Gesamtbauwerks Bedacht zu nehmen; vor allem soll man diese Rücksicht auch schon bei Aufstellung der ersten Entwürfe walten lassen.

Brückenbreite. Bestimmend ist die Breite des zu überführenden Verkehrsweges. Straßenbrücken: Fußwege mindestens 0,75 m, am besten 1 bis 1,5 m, in Städten bis zu 4 m breit; Fahrbahnbreite einspurig 3,5 m; zum Ausweichen eingerichtet mindestens 4,5 m, besser 5,0 m. Städtische Straßen wesentlich mehr; auch hier örtliche Vorschriften beachten. Daneben hat man unter Umständen noch für Straßenlaternen und Leitungsmasten den nötigen Platz vorzusehen. Die Wagenkästen usw. stehen seitlich 0,4 bis 0,6 m über Außenkant-Räder hinaus; Fußwegbordkanten oder Radabweiser demgemäß anordnen. Bei der Festsetzung der Gewölbekbreite muß man auf eine ausreichende Unterstützung massiver Geländer Rücksicht nehmen. Maße S. 1929. Wenn nötig, kann man die Fußsteige ganz oder zum Teil auf einem Eisenbetontragwerke auskragen. Ein Beispiel für die Verringerung der Gewölbekbreite bei Eisenbahnbrücken auf ein Mindestmaß zeigt die Fig. 34. (Querschwellen auf Langschwellen statt dieser auch Quader.) Gefälle siehe Straßen- und Eisenbahnbau.

Abschluß der Brücken an den Enden durch Parallel- oder Winkelflügel. Maßgebend für die Wahl sind die Grundrißlage (besonders häufig bei

Straßenbrücken), das Gelände und die Kosten. Letztere werden am zutreffendsten wieder an Hand von Vorentwürfen ermittelt. Dabei ist außer dem Mauerwerk auch stets der Umfang der Dammschüttung zu berücksichtigen. Um die Länge der Flügel möglichst knapp zu halten, kann man die Böschungen in 1 : 1 anlegen; Abpflasterung dann oft notwendig. Für sog. verlorene (richtiger: gewölbte) Widerlager sind bei großer Gründungstiefe meist Parallelflügel zweckmäßig. Einen Anhalt über die verschiedenen Ausführungsmöglichkeiten geben die Fig. 1, 26—28, 35 und 42; oft empfiehlt es sich, den Endpfeiler einer Brücke so weit in den anschließenden Damm hineinzurücken, daß gar keine Flügel notwendig werden. Vgl. Fig. 2. Über bauliche Einzelheiten siehe S. 1933 ff.



Fig. 2.

Über die Eignung der verschiedenen Baustoffe zum Brückenbau vgl. die ausführlichen Angaben im Abschnitt „Baustoffe“: Über natürliche Steine im allgemeinen und ihre Festigkeiten S. 343—352.

über Bearbeitung S. 353, über ihre Verwendung S. 354 Prüfung, Raumgewichte usw. S. 358 und 1050; über Ziegelsteine S. 359 ff.; über Zemente und Mörtel im allgemeinen, ihre Ausbeute und Festigkeit S. 431 ff.; über Beton, seine Herstellung, Festigkeit und Prüfung S. 448 f. Vgl. auch S. 237 und hierunter.

Angaben über die zulässige Beanspruchung findet man u. a.: S. 451 (Sicherheitsgrad) und S. 237 und hierunter.

Die Bausteine für den Brückenbau müssen neben der notwendigen Festigkeit vor allem eine gute Wetter- und Frostbeständigkeit besitzen; die Wahl des Baustoffes wird im übrigen durch örtliche Verhältnisse und wirtschaftliche Überlegungen (Förderkosten) derart bestimmt, daß sich allgemein darüber wenig sagen läßt. Verwendung der natürlichen Steine: Hausteine (Quader) meist nur zur Verkleidung der Gewölbestirnen und für Simse, selten fürs ganze Gewölbe; ferner zur Verkleidung der Pfeiler Bruchsteine als Bruchstein- oder als Konkretmauerwerk.

Gruppierung verschiedener Bausteine nach ihrer Festigkeit: 2000—1800 kg/qcm Basalt, Diorit, Diabas, Gabbro, Grauwacke; 1600—1500 kg/qcm: Granit, Syenit, Porphy, Gneis; 1000—800 kg/qcm: Diabastuff, Dolomit, Kalkstein (Marmor), Dolerit; 600 kg/qcm: Sandstein, Trachyt, Basaltlava; 300 kg/qcm: Porphyrtuff; 200 kg/qcm: Klinker; 80 kg/qcm: gute Mauerziegel. Festigkeitsangaben über Mauerwerk siehe Handb. d. Ing.-Wiss. II, 1, 4. Aufl., S. 153. Elastizitätszahlen: Ziegelmauerwerk 30—50 t/qcm, Bruchsteinmauerwerk 70—100 t/qcm.

Mit den verschiedenen Betonmischungen lassen sich bei geeigneten Zuschlagstoffen (vgl. S. 449) nach 28 Tagen Erhärtung mindestens etwa die folgenden Würfelfestigkeiten (Würfel 30 cm) erreichen: 1 : 2,5 : 2,5—300, 1 : 3 : 3—270, 1 : 2 : 4—250, 1 : 3 : 5—180, 1 : 4 : 6—160, 1 : 5 : 7—140, 1 : 6 : 8—120, 1 : 7 : 9—90 kg/qcm. Zugfestigkeit etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{15}$ der Druckfestigkeit. Über die Elastizitätszahlen von Beton siehe S. 241; für Druck ist $E = 200$ bis 300 t/qcm. Die Ausdehnungszahl für Wärme beträgt $13 \cdot 10^{-6}$ für 1°C .

Über die notwendige Sicherheit lassen sich keine allgemeingültigen Vorschriften aufstellen; sie soll mindestens 5fach sein, muß aber oft erheblich höher gewählt werden, wenn irgendwelche Einflüsse (Temperaturänderungen, Stöße) nicht oder nicht genügend genau bei der Berechnung berücksichtigt werden können, oder wenn diese selbst nur überschläglich durchgeführt werden soll. Die Entscheidung richtet sich auch nach der Größe und Bedeutung des Bauwerks. Einen ungefähren Anhalt für die Wahl der zulässigen Spannung σ in kg/qcm gibt für größere Spannweiten die Formel

$$\sigma = 0,5 (l + f),$$

worin l die Spannweite und f der Pfeil des Bogens in m ist.

Als zulässige Belastung des Baugrundes kann man etwa annehmen: Lehm und Ton, trocken und mit Sand gemischt 2—3 kg/qcm, bei größerer Mächtigkeit 4—5 kg/qcm; Sand und Kies 4—5 kg/qcm, fest gelagert und mächtig bis 10 kg/qcm; Felsboden bis 20 kg/qcm. Die Tragfähigkeit des Bodens nimmt im allgemeinen mit der Gründungstiefe zu. Über die Tragfähigkeit von Pfählen vgl. Holzbrückenbau S. 1883.

Als angreifende Kräfte kommen in Frage: Eigengewicht, Winddruck, Temperaturänderungen, Verkehrslasten.

Das Eigengewicht gewölbter Brücken kann man nur nach einem (schon möglichst zutreffenden) Entwurfe ermitteln; grundlegende Maße sind: die Gesamtbauhöhe im Scheitel, sodann die Form der inneren Bogenleibung und die Neigung der Fahrbahn; endlich die Gewölbstärke und das Raumgewicht der Baustoffe. Weiteres siehe statische Berechnung.

Raumgewichte: Natürliche Bausteine (siehe diese, S. 341 und S. 1050), Eisenbeton 2400, Klarschlagbeton 2200—2400, Beton mit Ziegelbrocken 1800, Schlackenbeton 1200 bis 1700 je nach Mischungsverhältnis, Bimsbeton 1400 bis 1600; erstere Zahl für Beton aus Bimssand und Bimskies mit 50—90 kg/qcm Festigkeit, letztere Zahl für Beton aus Quarzsand und Bimskies mit 100 bis 140 kg/qcm Festigkeit, Ziegelmauerwerk 1800, Sand- oder Kiesauffüllung trocken 1700, naß bis 2000 kg/cbm. Granitpflaster von 16 cm Stärke: 430, Kleinpflaster von 12 cm Stärke: 320, Hartholzpflaster von 8 cm Stärke: 90, Chaussierung von 25 cm Stärke: 500, Stampfasphalt von 5 cm Stärke: 75 kg/qm. 1 lfd. m Gleis der Hauptbahn wiegt, je nach seiner Stärke, 275—300 kg.

Winddruck: 250 kg/qm auf die unbelastete Brücke, 150 kg/qm auf die Brücke und auf ein durchgehendes Verkehrsband, das bei Eisenbahnen zu 3 m, bei Straßen etwa zu 2,5 m Höhe und mit seiner Unterkante 1 m über der Fahrbahn angenommen werden kann.

Temperaturänderungen: Für gewölbte massive Brücken genügt die Annahme einer Temperaturänderung von ± 15 (allerhöchstens 20)° C, da sie die Temperatur der Luft nur außerordentlich langsam annehmen. Vgl. Lit. Angaben S. 1922 und Zentralbl. d. Bauverw. 1914, Nr. 45.

Verkehrslasten: Für Eisenbahnen der Lastenzug nach der Eisenbahnbau- und Betriebsordnung (1. Mai 1905; vgl. Fig. 3): 2 Lokomotiven in ungünstigster Stellung und eine beliebige Zahl einseitig angehängter Güterwagen:

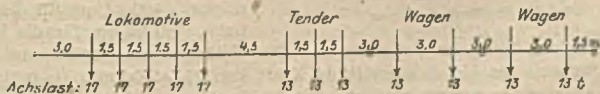


Fig. 3. Lastenzug.

oder: 1 oder 2 Achsen je zu 20 t, 3 Achsen zu je 19 t, oder 4 Achsen zu je 18 t; diese Achsen in je 1,5 m Abstand voneinander. Für wichtige Schnellzugslinien ist neuerdings für Preußen ein Lastenzug (nach Fig. 3) festgesetzt, mit Lokomotivachslasten von 20 t und Tender- und Wagenachslasten von 15 t. Will man mit gleichmäßig verteilter Belastung rechnen, so ist zu beachten, daß sich für jede Belastungslänge ein anderer Wert ergibt; die folgende Tabelle enthält einige Belastungsgleichwerte für den Lastenzug der BO., ermittelt aus den Biegemomenten:

Belastungslänge m	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18
Belastungsgleichwert in t für 1 m Gleis	15,34	14,75	13,68	12,64	11,69	10,88	9,91	9,03	8,44	8,08
Belastungslänge m	20	25	30	40	50	60	70	80	100	150
Belastungsgleichwert in t für 1 m Gleis	7,88	7,57	7,40	7,08	6,79	6,45	6,12	5,84	5,39	4,80

Für den oben erwähnten schwereren Lastenzug sind diese Werte um etwa 17 v. H. zu erhöhen, vgl. auch Zentralbl. d. Bauverw. 1907, Nr. 18.

Für Straßen kommen je nach der Örtlichkeit und der Bedeutung der Brücke sehr verschiedene Fahrzeuge in Betracht; die folgende Zusammenstellung gibt einige Beispiele schwerer Lasten.

Dampfwalzen, Fig. 4:

	V	$2H$	a	b_1	b_2	B	L
1	10 t	13 t	2,75 m	1,06 m	0,55 m	2,1 m	5,25 m
2	7 t	10,5 t	3,5 m	1,25 m	0,51 m	2,2 m	6,0 m
3	4,8 t	7,2 t	3,16 m	1,12 m	0,41 m	1,94 m	5,65 m

Kesselwagen, Fig. 5:

	$2V = 2H$	L	B	a	s	b
1	25 t	12 m	2,75 m	5,00 m	2,26 m	0,23 m
2	15,25 t	8,85 m	2,0 m	4,85 m	1,84 m	0,20 m
3	12 t	8,0 m	2,3 m	4,00 m	1,80 m	0,20 m

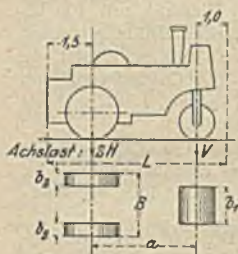


Fig. 4. Dampfwalze.

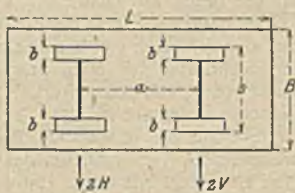


Fig. 5. Kesselwagen.

Als Bespannung sind etwa zu rechnen für 1: 14, für 2: 8, für 3: 6 Pferde mit insgesamt 8,1; 4,8; 3,3 t Gewicht und etwa 22,5; 13,0; 9,5 m Bespannungslänge.

Straßenbahnwagen, nach Fig. 6. Weiteres über Verkehrslasten s. S. 1769 ff.

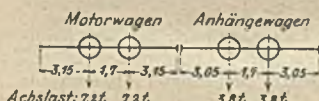


Fig. 6. Straßenbahnwagen.

Der von den Fahrzeugen und ihrer Bespannung nicht eingenommene Teil der Brücke ist mit Menschengedränge¹⁾ belastet anzunehmen; 400 kg/qm für die Fahrbahn, 560 kg/qm für die Berechnung einzelner Teile der Gangbahnen.

Die Geländer sind (außer auf Winddruck) für eine am Holm angreifende Kraft von 75—100 kg/m zu berechnen.

Im allgemeinen nimmt man an, daß der Druck von Einzellasten durch die Versteinung der Straßen, die Bettung der Gleise oder die Auffüllung der Gewölbe unter 45° verteilt wird, ausgehend von den Kanten der die Lasten übertragenden Körper (Räder, Schwellen usw.). Dabei darf man die Verteilung bis zur Nulllinie des tragenden Bauteiles rechnen.

Über Belastungsannahmen für Straßenbrücken und Vorschläge für die Vereinheitlichung von Prof. Ka yser siehe u. a. Zeitschr. f. Betonbau 1918, Nr. 47/48.

II. Formgebung und statische Untersuchung der Gewölbe.

A. Allgemeines.

Als Dreigelenkbogen sind für die Berechnung aufzufassen: Alle Gewölbe mit drei wirklichen Gelenken und solche mit gelenkähnlicher Ausbildung des Scheitels und der Kämpfer, wenn dort die Stützlinie ihrem Durch-

¹⁾ Über den Begriff Menschengedränge vgl. auch Zentralbl. d. Bauverw. 1912, Nr. 29, 37, 49.

gangspunkt nach als gegeben anzusehen ist, und wenn dort gegen eine Verbiegung ein erheblich kleinerer Widerstand vorhanden ist, als in den übrigen Gewölbequerschnitten. Über Gelenkausbildung siehe S. 1927.

Alle anderen Gewölbe sind als eingespannt, also dreifach statisch unbestimmt anzusehen. So z. B. ein Gewölbe ohne Scheitelgelenk, das mit seinen Kämpfern in deren ganzer Stärke auf den Widerlagern aufsitzt, auch dann, wenn die Kämpferfugen keine Zugfestigkeit aufweisen sollten. In besonderem Maße gilt das für Eisenbetonbögen, deren Eiseneinlagen in die Pfeiler oder Widerlager eingreifen. In folgenden sollen die dreifach statisch unbestimmten Gewölbe kurz eingespannt genannt werden. Durch die Versuche des Österr. Ing.- und Arch.-Ver. ist festgestellt worden, daß sich solche Bögen, einerlei ob sie aus Mauerwerk oder aus Eisenbeton bestehen, unter den gewöhnlichen Belastungen vollkommen elastisch verhalten; sie dürfen also unbedingt nach der Elastizitätstheorie berechnet werden. Wenn man sie trotzdem oft als Dreigelenkbogen untersucht, so muß dabei beachtet werden, daß das nur für untergeordnete Bauwerke zulässig und ausreichend ist, für wichtigere aber höchstens dazu dienen kann, einen ersten Anhalt über die Abmessungen zu bekommen. Auch die noch vielfach übliche Annahme, daß die Stützlinien durch die Kernpunkte des Scheitels und Kämpfers verlaufen (Maximal- und Minimallinie), muß als willkürlich bezeichnet werden; sie gibt keine zutreffenden Ergebnisse. Immerhin besitzt sie einen gewissen Wert insofern, als sie eine gute Vorstellung ermöglicht über das Verhalten der Stützlinie und über die Veränderlichkeit der Bogenkraft bei den verschiedenen Belastungsfällen, wenn entweder das Gewölbe eine erheblich stärkere Belastung erfährt im Vergleich zu der, für die seine Mittelachse geformt ist, oder wenn die Pfeiler oder Widerlager nachgiebig sind (Fig. 6 a links, Senkung des Gewölbes) oder von außen her Schub erfahren (Fig. 6 a rechts, Hebung des Gewölbes). Die sog. Max.- und Min.-Linien geben aber keinesfalls mit Sicherheit die Grenzwerte der Stützlinie oder der Bogenkraft. Allein eine genaue Untersuchung unter Berücksichtigung des statisch unbestimmten Verhaltens kann Aufschluß über die tatsächlich zu erwartenden Beanspruchungen und damit über die Standsicherheit des Bauwerks geben.

Hier sei noch ganz besonders darauf hingewiesen, daß die Untersuchungsverfahren für eingespannte Gewölbe neuerdings wesentlich vereinfacht und auf die häufig wiederkehrenden Sonderfälle zugeschnitten sind, so daß ihre Anwendung einfach und durchaus nicht zeitraubend ist.

Hauptsache ist, daß durch zweckentsprechenden Wölbvorgang, durch die Bauweise und richtig bemessene Überhöhung des Lehrgerüsts und durch vorsichtiges Ausrüsten die Stützlinie die der Berechnung zugrunde liegende Lage im Gewölbe hat.

B. Erste Bestimmung der Form und der Stärke eines Gewölbes.

Von der inneren Leibung eines Gewölbes sind meist einige Punkte festgelegt; sei es durch die freizuhaltenden Verkehrsräume unter der Brücke oder durch Hochwasser u. dgl., sei es durch Rücksichten auf ein gutes Aussehen und die Anpassung an Nachbargewölbe, oder auf die Standfestigkeit von Zwischenpfeilern. Erste Form der inneren Gewölbeleibung durch die gegebenen Punkte zunächst beliebig, mehr kreisähnlich bei großem, mehr parabelähnlich bei klei-

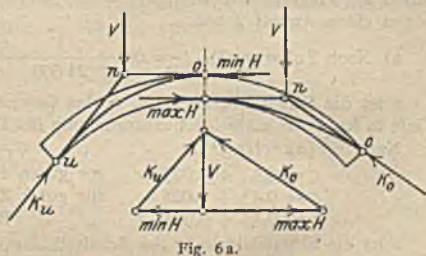


Fig. 6 a.

nem Stich; letzteres auch, wenn in der Nähe der Kämpfer große oder zahlreiche Aussparungen. Erste Annahme der Form nur dazu, einen Anhalt für die Spannweite und den Stich, sowie u. U. den Krümmungshalbmesser des Gewölbes zu bekommen (Handriß genügt). Wenn angängig, soll man den Zentriwinkel des Gewölbes nicht $> 120^\circ$ wählen, darüber hinaus liegende Teile vielmehr als Widerlager auffassen und ausbilden.

Des weiteren ist es notwendig, die Gewölbestärken im Scheitel und im Kämpfer unter Einhaltung der zulässigen Spannungen möglichst zutreffend anzunehmen. Dies ist wichtig, da durch sie die Fugenmitten und damit die Durchgangspunkte der später zu zeichnenden oder zu rechnenden Stützlinie festgelegt werden, und da die Gewölbestärke das Eigengewicht der Brücke oft erheblich beeinflusst. Bei der Wahl der Gewölbestärke ist ein grundlegender Unterschied zwischen eingespannten und Dreigelenkbögen zu beachten. Beim eingespannten Gewölbe wächst sie am besten gleichmäßig vom Scheitel nach den Kämpfern hin; beträgt sie im Scheitel c , so ist sie in einer beliebigen Fuge mindestens $c : \cos \varphi$, wenn φ den Winkel des Krümmungshalbmessers gegen die Lotrechte bezeichnet. Beim Dreigelenkbogen jedoch ist die Gewölbestärke in der Mitte der beiden Schenkel am größten, d. h. also etwa $\frac{1}{4}$ der Stützweite; die Stärke im Scheitel und an den Kämpfern wird wesentlich mit durch die bauliche Ausbildung der Gelenke bestimmt, nicht allein durch die Druckfestigkeit des Gewölbebaustoffes. Die folgenden Formeln a) bis c) gelten für eingespannte Gewölbe, können aber natürlich auch für Dreigelenkbögen einen Anhalt geben.

$$\text{a) Nach Schwarz}^1): c = 0,2 + \frac{1}{21000} \cdot \frac{G}{\sigma} \cdot \frac{l}{f} \quad \text{Fig. 9.}$$

c ist die Scheitelstärke in m, G das Gewicht einer Gewölbehälfte auf 1 m Tiefe in kg, σ die zulässige Beanspruchung des Baustoffes in kg/qcm.

Nach Heinzerling¹⁾:

$$c = 0,4 + 0,025 \cdot r \quad \text{für guten Haustein,}$$

$$c = 0,43 + 0,028 \cdot r \quad \text{für gutes Ziegelmauerwerk,}$$

$$c = 0,48 + 0,031 \cdot r \quad \text{„ „ Bruchsteinmauerwerk.}$$

c ist die Scheitelstärke, r der Scheitelhalbmesser der inneren Leibung in m. Die c dürfen meist um 10–15% ermäßigt werden.

Nach Housselle¹⁾: $c = 0,2 + 0,022 \cdot r$ für Stampfbetongewölbe.

b) Tolkmitt²⁾ gibt die folgenden beiden Formeln zur Ermittlung der Scheitelstärke, Fig. 7:



Fig. 7.

$$c = \frac{0,15 \frac{l^2}{f} \left(u + \frac{p}{2} + \frac{f}{10} \right)}{\sigma_0 - 0,15 \frac{l^2}{f}} \quad (1)$$

und

$$c \geq - \left(\frac{u}{2} + \frac{p}{4} + \frac{f}{20} \right) + \sqrt{\left(\frac{u}{2} + \frac{p}{4} + \frac{f}{20} \right)^2 + 0,4 p f}. \quad (2)$$

Hierin sind die Überschüttungshöhe u und die Verkehrslast p auf Gewölbe-mauerwerk umzurechnen und in m einzusetzen; σ_0 ist die gleichmäßig verteilte Beanspruchung im Gewölbescheitel, ausgedrückt in cbm/qm; der Umrechnung aus kg/qcm wird das Raumgewicht γ des Gewölbebaustoffes zugrunde gelegt; σ_0 darf höchstens zu etwa $\frac{2}{3}$ der größten im Gewölbe zulässigen Beanspruchung angenommen werden.

¹⁾ Handb. d. Ing.-Wiss. II, 1. 5. Aufl. 1917.

²⁾ Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken, Berlin 1902.

Formel 1 gilt für eine gleichmäßige Belastung des ganzen Gewölbes mit Eigengewicht + $\frac{1}{2}$ Verkehrslast ($g + \frac{1}{2}p$), Formel 2 für einseitige Belastung mit voller Verkehrslast p .

Der größere der beiden Werte c ist zu wählen.

Die vorstehenden Formeln (1) und (2) ergeben Annäherungswerte, die allerdings meist genügend zutreffen; will man sie noch nachprüfen, so benutze man die Gleichungen (Fig. 7):

$$H = \frac{l^2}{16} \left\{ \left(\frac{z_0}{f} + \frac{1}{8} + \frac{8c z_0}{l^2} \right) + \sqrt{\left(\frac{z_0}{f} + \frac{1}{8} + \frac{8c z_0}{l^2} \right)^2 + \frac{32c z_0}{l^2}} \right\}, \quad (3)$$

$$c = \frac{H}{\sigma_0}$$

Ferner muß gelten Gl. (4):

$$c \geq 0,06 \frac{pl^2}{H} \quad (4); \quad c \geq \frac{l}{10} \sqrt{\frac{6p}{\sigma_0}} \quad (5)$$

Weicht der errechnete Wert c zu sehr vom angenommenen ab, so ist die Rechnung mit ihm zu wiederholen; die Bogenkraft H ergibt sich in cbm. Als brauchbare Formel für Vergleiche kann noch die Gl. (5) dienen.

Voraussetzung für die Tolkmittschen Formeln ist, daß das Gewölbe für den „Normalfall“ (Eigengewicht + halbe Verkehrslast) geformt ist (s. unter C) und daß es eine wagerecht abgegliche Belastungslinie hat. Die letzte Annahme trifft sehr selten zu; deshalb besser die Formeln unter d und bes. e.

c) Die folgenden angenäherten Formeln beziehen sich auf ein nach der Stützlinie geformtes Gewölbe. Für einseitige Vollbelastung (Fig. 8) beträgt die Abweichung der Stützlinie von der Gewölbemitte im Scheitel:

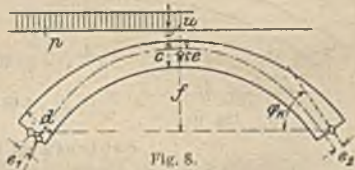


Fig. 8.

$$e = \frac{5c^2}{16f} \quad (\text{nach Winkler}),$$

$$\left(\begin{array}{l} \text{im belasteten Kämpfer: } e_1 = \cos \varphi_k \left(2c + \frac{1}{8} \frac{pl}{u + 0,14f} \right), \\ \text{(nach Müller - Breslau).} \\ \text{im unbelasteten Kämpfer: } e_2 = \cos \varphi_k \left(2c - \frac{1}{8} \frac{pl}{u + 0,14f} \right). \end{array} \right. \quad (6)$$

Die größte Druckspannung (kg/qcm) in der belasteten Kämpferfuge (Fig. 8) ist nach Müller - Breslau:

$$\sigma = \frac{\gamma l^2}{80000 \cdot d \cdot f} \left\{ (z_0 + 0,14f) \left(\frac{1}{\cos \varphi_k} \mp \frac{4\alpha}{\alpha^2 + 1} \right) \mp 0,75 \cdot p \cdot \alpha \right\}. \quad (7)$$

Die Längen sind in m einzusetzen; — für die obere, + für die untere Kante; $z_0 = c + u + \frac{1}{2}p$; $\alpha = f:d$.

Tolkmitt gibt für die vorgenannte Belastung die lotrechte Abweichung

$$\left. \begin{array}{l} \text{im Abstände } \frac{l}{5} \text{ vom Scheitel zu } 0,01 \frac{pl^2}{H}, \\ \text{in der Kämpferlotrechten zu } 0,0125 \frac{pl^2}{H}. \end{array} \right\} \quad (8)$$

H ist die Bogenkraft für Eigengewicht + $\frac{1}{2}$ Verkehrslast. Gl. (3).

d) Nach Ritter¹⁾ ergeben sich im Scheitel eines eingespannten Gewölbes die folgenden Beanspruchungen (Fig. 9):

¹⁾ Beiträge zur Theorie der vollwandigen Bogenträger ohne Scheitelgelenk. Berlin 1909.



Fig. 9.

Aus Eigengewicht und Temperatur:

$$\sigma = \sigma_0 \pm \frac{2c}{f} (\sigma_0 - E \cdot \alpha t^\circ), \quad (9a)$$

$$\sigma_0 = \frac{H}{F}, \quad H = \frac{5g_r + g_h}{48f} l^2. \quad (9b)$$

Ferner ist das Gewicht einer Bogenhälfte

$$G = \frac{l}{6} (2g_r + g_h).$$

Aus Verkehrslast in der für den Scheitel ungünstigsten Stellung:

$$H = \frac{p l^2}{16,8 - f}, \quad M_s = \pm \frac{p l^2}{186}. \quad (10)$$

Auch aus den Formeln (9) und (10) läßt sich, allerdings nur durch Probieren, die Scheitelstärke ausreichend bemessen; man beachte, daß σ , σ_0 und E in gleichen Einheiten erscheinen müssen, desgl. p , g_r und g_h ; F bezeichnet den Scheitelquerschnitt, H die Bogenkraft, M_s das Biegemoment im Scheitel.

e) Recht genaue und bequeme Formeln zur Bemessung eines eingespannten Gewölbes sind die folgenden¹⁾:

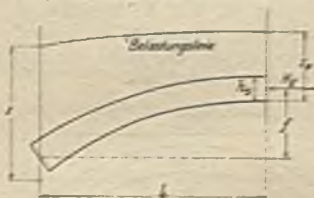


Fig. 10.

1. Ständige Lasten: vgl. Fig. 10. Die Bogenkraft ist in t für t in Tiefe:

$$H_x = e \frac{l^2}{f} \cdot z \cdot \gamma, \quad (11)$$

γ Raugewicht des Baustoffes in t/cbm.

e in folgender Zahlentafel; $\varphi = \frac{z - z_0}{6 z_0}$.

Zahlentafel 1. Werte e :

$\varphi = 0,1$	0,2	0,3	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2
$e = 0,0339$	0,0669	0,0562	0,0490	0,0401	0,0337	0,0295	0,0267

Beanspruchung im Scheitel unter den ständigen Lasten

$$\sigma_0 = \frac{H_x}{F_s} \left(1 + J \cdot \frac{h_s}{f} \right) \quad (12)$$

F_s = Inhalt des Scheitelquerschnitts, J in der folgenden Zahlentafel; + oberer, - unterer Randpunkt.

Zahlentafel 2. Werte J .

Stich = $\frac{1}{4}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{2}{10}$	$\frac{1}{12}$
$J = 2,37$	2,20	2,10	1,99	1,95	1,92

2. Temperaturänderungen um $t^\circ\text{C}$ (15 bis höchstens 20°C) erzeugen im Scheitel eine Beanspruchung

$$\sigma_t = \pm J \cdot \frac{h_s}{f} \cdot E \alpha t^\circ \quad (13)$$

E Elastizitäts-, α Wärmedehnungszahl des Baustoffes; + Druck, - Zug.

3. Verkehrslasten.

Ist das Gewölbe nach einer Stützl原因 für Eigengewicht geformt, so sind die größten Biegemomente in bezug auf die Mitte der Scheitelfuge:

¹⁾ Kögler, Vereinfachte Berechnung eingespannter Gewölbe; Springer, 1913; vgl. auch Abschn. F, d, S. 1906. Die Zahlentafeln 1-4 sind hier nur im Auszug wiedergegeben.

Verkehrslast p_1 auf Laststrecke l_1 , Fig. 11:

$$+M_1 = f_1 \cdot p_1. \tag{14}$$

Verkehrslast p_2 auf den beiden Laststrecken l_2 , Fig. 11:

$$-M_2 = -2 \cdot f_2 \cdot p_2.$$

Ist das Gewölbe geformt für Eigengewicht $+ \frac{1}{2}$ Verkehrslast $(g + \frac{1}{2} p)$, so sind die Momente entsprechend:

$$+M_1 = +f_1 \cdot p_1 - (f_1 - 2f_2) \cdot p_2,$$

$$-M_2 = -2f_2 \cdot p_2 - (f_1 - 2f_2) \cdot p_2. \tag{15}$$

Werte f_1 und $2f_2$ in der folgenden Zahlentafel; positives Moment erzeugt an Gewölbeinnenseite Zug, außen Druck.

Zahlentafel 3. Flächeninhalte der Momenteneinflußlinien für die Mitte des Scheitelquerschnittes.

Stich	$\varphi =$	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2
$\frac{1}{4}$	$f_1 =$	4,87	5,51	6,03	6,47	6,80	7,08	$7,33 \cdot l^2: 1000$
	$2f_2 =$	4,51	3,97	3,57	3,29	3,09	2,93	2,80 „ „
$\frac{1}{6}$	$f_1 =$	5,18	5,80	6,30	6,75	7,13	7,50	$7,50 \cdot l^2: 1000$
	$2f_2 =$	4,63	4,11	3,71	3,42	3,19	3,03	„ „
$\frac{1}{8}$	$f_1 =$	5,38	5,96	6,49	6,98	7,48	7,88	$7,88 \cdot l^2: 1000$
	$2f_2 =$	4,75	4,23	3,83	3,52	3,28	„ „	„ „
$\frac{1}{10}$	$f_1 =$	5,60	6,11	6,69	7,32	7,98	8,60	$8,60 \cdot l^2: 1000$
	$2f_2 =$	4,88	4,35	3,94	3,53	„ „	„ „	„ „
$\frac{1}{12}$	$f_1 =$	5,75	6,19	6,88	7,68	8,58	9,50	$9,50 \cdot l^2: 1000$
	$2f_2 =$	4,95	4,42	4,00	„ „	„ „	„ „	„ „
$\frac{1}{12}$	$f_1 =$	5,85	6,28	7,01	7,92	8,98	10,10	$10,10 \cdot l^2: 1000$
	$2f_2 =$	4,98	4,45	4,03	„ „	„ „	„ „	„ „

Da die Biegemomente vorstehend in bezug auf die Mitte der Scheitelfuge gegeben sind, so braucht man für die Ermittlung der Spannungen noch die den Querschnitt beanspruchende Längskraft, d. i. die Bogenkraft für die ungünstigste Laststellung; diese beträgt

$$\begin{aligned} \text{zu } +M_1: & H_1 = F_1 \cdot p_1, \\ \text{zu } -M_2: & H_2 = 2F_2 \cdot p_2. \end{aligned} \tag{16}$$

Werte F_1 und $2F_2$ in der folgenden Zahlentafel.

Zahlentafel 4. Inhalte der Bogenkraftfläche.

Stich	$\varphi =$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2
$\frac{1}{4}$	$2F_2 =$	0,650	0,595	0,581	0,573	0,560	$0,555 \cdot l^2/f$
	$F_1 =$	0,643	0,730	0,770	0,802	0,834	0,859 „
$\frac{1}{6}$	$2F_2 =$	0,647	0,595	0,581	0,573	0,560	$0,560 \cdot l^2/f$
	$F_1 =$	0,643	0,725	0,762	0,791	0,822	„
$\frac{1}{8}$	$2F_2 =$	0,640	0,595	0,581	0,573	0,560	l^2/f
	$F_1 =$	0,644	0,721	0,758	0,783	„	„
$\frac{1}{10}$	$2F_2 =$	0,628	0,595	0,581	0,581	0,581	l^2/f
	$F_1 =$	0,657	0,715	0,749	„	„	„
$\frac{1}{12}$	$2F_2 =$	0,623	0,595	0,595	0,595	0,595	l^2/f
	$F_1 =$	0,661	0,712	„	„	„	„
$\frac{1}{12}$	$2F_2 =$	0,622	0,595	0,595	0,595	0,595	l^2/f
	$F_1 =$	0,660	0,711	„	„	„	„



Fig. 11/12.

f) Bei der Bemessung eines Dreigelenkbogens können die vorstehenden Formeln 1, 3, 9b und 11 für die Scheitelstärke c ohne weiteres Verwendung finden; die Bogenkraft unter voller Verkehrslast p ist $H_0 = p l^2 : 8 f$. Zur Ermittlung der Gewölbstärke s im gefährlichen Querschnitte ($l/4$) gibt Tolkmit folgende Gleichungen:

$$s \geq 0,094 \frac{p l^2}{H} \cdot \cos \varphi \quad (17), \quad s^2 - \frac{H \cdot s}{\sigma_0 \cdot \cos \varphi} = 0,094 \frac{p l^2}{\sigma_0} \quad (18).$$

(17), wenn die Stütze innerhalb des Kernes verbleiben soll (Kantenpressung bis zu $2\sigma_0$); (18), wenn der gefährliche Querschnitt dieselbe Beanspruchung erreichen soll, wie der Kämpfer und Scheitel (σ_0). (Oberer Grenzwert von s .) Die Bezeichnungen, auch H , entsprechen denen in den Formeln 1—5; φ ist der Winkel des Krümmungshalbmessers gegen die Lotrechte.

g) Ein weiteres Verfahren zur Behandlung des Dreigelenkbogens siehe unter D, a.

Zur Nachprüfung der errechneten Werte empfiehlt sich in allen Fällen deren Vergleich mit den Abmessungen ausgeführter Bauwerke; vgl. die Zusammenstellungen im Handb. d. Ing.-Wiss. II, 1; 5. Aufl., S. 158 ff.

Ein kurzer Auszug folgt nachstehend; die laufenden Nummern beziehen sich auf vorgenannte Quelle; die kursiv gesetzten Zahlen gelten für Dreigelenkgewölbe.

Num- mer	Abmessungen des Gewölbes in m					Größte Pressung im Gewölbe in kg/cm ²	Num- mer	Abmessungen des Gewölbes in m					Größte Pressung im Gewölbe in kg/cm ²
	Licht- weite	Pfeilhöhe bzw. Pfeilverhältnis	Schei- tel	Kämpfer bzw. bei Halbkreisen in d. Bruchfuge	Stärke in m			Licht- weite	Pfeilhöhe bzw. Pfeilverhältnis	Schei- tel	Kämpfer bzw. bei Halbkreisen in d. Bruchfuge	Stärke in m	
2	85,65	35,05	2,06	5,64	42,0	41	50,0	15,9	1,5	2,28	30,0		
3	85,3	24,4	1,83	3,35	—	42	50,0	5,0	1,1	1,1	40,53		
4	85,0	21,8	2,1	3,5	51,0	43	50,0	25,0	1,8	4,5	—		
13	65,4	13,02	1,06	1,5	40,0	59	43,1	7,8	1,1	1,25	—		
14	65,0	17,9	2,1	3,1	27,5	60	43,0	∞ 1:4	0,9	1,55	—		
15	64,9	16,1	1,7	4,2	—	61	43,0	4,46	0,7	0,8	36,5		
16	64,5	26,43	1,35	1,85	35,0	62	43,0	8,60	1,3	2,08	—		
17	64,0	16,1	2,0	2,8	35,0	74	39,36	17,0	1,40	2,0	20,0		
27	58,1	9,2	1,0	1,3	40,0	75	39,3	9,5	0,95	1,25	35,0		
29	57,5	5,23	1,1	1,3	45,0	77	39,0	3,31	0,78	0,72	29,0		
30	57,1	9,82	1,1	1,65	30,0	80	38,1	11,88	1,52	2,34	—		
31	57,0	14,25	1,8	2,6	34,3	89	33,0	3,3	0,6	0,8	50,9		
34	55,0	33,34	1,8	3,02	23,5	90	31,5	6,5	1,1	1,3	23,0		
39	50,0	4,55	0,8	0,85	39,8	91	30,4	3,55	0,6	0,9	45,0		
40	50,0	5,0	1,0	1,1	38,0	92	30,0	3,1	0,7	0,7	30,0		

C. Ermittlung der Stütze.

Hat man an Hand des Vorstehenden (B) einen in der Form wahrscheinlichen und in den Abmessungen annähernd zutreffenden Entwurf aufgestellt, so ist zunächst die zweckmäßigste Gewölbeform zu suchen. Als solche muß die-

jenige bezeichnet werden, deren Mittellinie (d. h. die Linie der Mitten der Gewölbestärken) am besten mit der Stützlinie zusammenfällt. Hat ein Gewölbe nur ständige Lasten zu tragen, so muß man natürlich für diese die Stützlinie gestalten; kommen aber auch bewegliche Lasten in Frage, so empfiehlt es sich, nach dem Vorschlage Tolkmitts die Gewölbemittellinie nach der Stützlinie für Eigengewicht und halbe Verkehrslast zu formen. Halbe Verkehrslast: Belastung des ganzen Bogens mit $\frac{1}{2} p$. Vgl. jedoch auch Beispiel S. 1905.

Weicht die gefundene Stützlinie von der zuerst angenommenen Mittellinie erheblich ab, so ist die Gewölbeform nach ihr zu verbessern und mit den dadurch geänderten Gewichten eine zweite Stützlinie zu ermitteln, die im allgemeinen schon als ausreichend genau angesehen werden darf. Für die zu zeichnende Kurve sind bestimmend die Schnittpunkte der Stützlinie mit den Lamellentrennungslinien; die einzelnen Seileckseiten sind Tangenten.

a) **Zeichnerisches Verfahren.** Verwendung von Kraft- und Seileck; für jede Gewölbhälfte wird die Mittelkraft aller Lasten bestimmt, R_1 und R_2 ; zu jeder dieser beiden ermittelt man gesondert die Bogenstützenkräfte, deren Zusammensetzung die Kämpferdrücke und den Scheitelschub liefert. Von diesen ausgehend zeichnet man die Stützlinie. Vgl. Baustatik S. 1631 ff. und Beispiel S. 1905.

b) **Rechnerisches Verfahren.** Genauer als nach a) kann man die Gewölbeform durch Rechnung finden.

1. Tolkmitt gibt für eine wagrecht abgegliche Belastungslinie und für die Normalbelastung (Eigengewicht + halbe Verkehrslast, Fig. 7, $z_0 = c + u + p/2$) als Gleichung der inneren Bogenlinie (Fig. 7 und 13):

$$y = \frac{m x^2}{\frac{l^2}{4} \cdot \frac{f+m}{f} - x^2} = \frac{m x^2}{2 m r - x^2}, \quad (19)$$

worin

$$m = \frac{z_0}{\frac{1}{8} + \frac{c}{r+c}}, \quad (20)$$



Fig. 13.

einzusetzen ist. Über die Bezeichnungen siehe die Erläuterungen zu den Formeln (1) bis (5) (S. 1894) und die Fig. 7 und 13. Für die Krümmungshalbmesse im Scheitel (r der inneren Leibung, ρ der Bogenachse) hat man:

$$r + c = \rho = \frac{l^2}{16 z_0} \left\{ \frac{z_0}{f} + \frac{1}{8} + \frac{8 c z_0}{l^2} + \sqrt{\left(\frac{z_0}{f} + \frac{1}{8} + \frac{8 c z_0}{l^2} \right)^2 + \frac{32 c z_0}{l^2}} \right\} \quad (21)$$

Weiteres siehe im Tolkmittschen Leitfaden.

2. Wird die Belastungslinie als Parabel (Fig. 14) angenommen, so lautet nach Färber (S. 1901) und nach Ritter (S. 1912) die Gleichung der Gewölbemittellinie:

$$\eta = \frac{1}{q'} \cdot \xi^2 (1 + \varphi \cdot \xi^2). \quad (22)$$

Hierin ist:

$$\xi = x : \frac{l}{2}, \quad \eta = y : f, \quad \varphi = \frac{z'}{6 z_0},$$

$$q' = 1 + \varphi.$$

Die Neigung der Tangente bestimmt sich aus:

$$\tan \alpha = \frac{4 f}{\varphi' \cdot l} \cdot \xi \cdot (1 + 2 \varphi \cdot \xi^2). \quad (23)$$

Beispiel s. S. 1906.

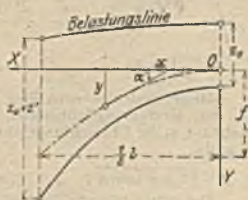


Fig. 14.

3. Genauere und bequemere Ermittlung der Stützlinie mit Hilfe der folgenden Tabelle¹⁾, deren Ergebnisse für jedes (auch Gelenk-) Gewölbe mit stetiger Belastungslinie gelten; Erläuterungen (vgl. Gl. 11).

Zahlentafel 5. Ordinaten der Stützlinie. Werte y/f .

x	$q = 0,0$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
0	0	0	0	0	0	0	0
0.1 · $l/2$	0,0100	0,0072	0,0064	0,0060	0,0057	0,0054	0,0051
0,2 „	0,0400	0,0352	0,0320	0,0300	0,0285	0,0271	0,0259
0,3 „	0,0900	0,0810	0,0752	0,0710	0,0674	0,0643	0,0617
0,4 „	0,1600	0,1463	0,1369	0,1297	0,1237	0,1186	0,1143
0,5 „	0,2500	0,2308	0,2184	0,2082	0,1995	0,1921	0,1856
0,6 „	0,3600	0,3367	0,3213	0,3088	0,2973	0,2876	0,2794
0,7 „	0,4900	0,4649	0,4476	0,4328	0,4206	0,4097	0,4002
0,8 „	0,6400	0,6167	0,5999	0,5860	0,5739	0,5633	0,5539
0,9 „	0,8100	0,7936	0,7813	0,7713	0,7627	0,7550	0,7481
0,975 „	0,9506	0,9459	0,9420	0,9389	0,9361	0,9337	0,9315
1,00 „	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000

x	$q = 0,7$	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
0	0	0	0	0	0	0
0.1 · $l/2$	0,0049	0,0047	0,0046	0,0045	0,0044	0,0043
0,2 „	0,0249	0,0241	0,0234	0,0228	0,0223	0,0217
0,3 „	0,0596	0,0576	0,0560	0,0544	0,0531	0,0518
0,4 „	0,1106	0,1071	0,1040	0,1013	0,0990	0,0967
0,5 „	0,1803	0,1751	0,1708	0,1667	0,1628	0,1593
0,6 „	0,2722	0,2658	0,2600	0,2549	0,2496	0,2447
0,7 „	0,3920	0,3844	0,3777	0,3718	0,3658	0,3604
0,8 „	0,5456	0,5382	0,5318	0,5256	0,5202	0,5151
0,9 „	0,7420	0,7364	0,7314	0,7269	0,7226	0,7184
0,975 „	0,9295	0,9276	0,9258	0,9245	0,9231	0,9220
1,00 „	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000

Beispiel s. S. 1905.

4. Ein Verfahren zur rechnerischen Festlegung der Stützlinie, gültig für beliebige Belastung, wird im folgenden Abschnitt D unter b) besprochen werden.

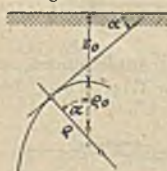


Fig. 15.

5. Gewölbe unter hohen Dämmen, auf denen infolge der großen Überschüttungshöhe auch ein erheblicher wogerechter Erddruck lastet, können ihre Form nach der folgenden, von Schwedler angegebenen Formel erhalten:

$$q = z_0 \cdot \frac{a}{\beta^2 \cos^3 \alpha \sqrt{\beta^2 + 8 a \beta (\beta - 1)}} = z_0 \cdot \mu. \quad (24)$$

Hierin bedeutet nach Fig. 15: a_0 den Krümmungshalbmesser im Scheitel, z_0 die Überschüttungshöhe daselbst,

$$\beta = 1 + \frac{1}{2} \tan^2 \alpha, \quad a = a_0 \cdot z_0.$$

Die nebenstehende Zahlentafel gibt die Werte μ abhängig von a und α .

α	$a = 3$	$a = 1$	$a = 0,5$	$a = 0,3$	$a = 0,1$
0	3,00	1,00	0,50	0,30	0,100
10	2,99	1,02	0,51	0,31	0,103
20	2,90	1,07	0,55	0,34	0,113
30	2,94	1,19	0,64	0,39	0,134
40	3,04	1,34	0,75	0,47	0,168
50	3,40	1,62	0,95	0,61	0,225
60	4,00	2,00	1,25	0,83	0,317
90	4,80	2,70	1,80	1,30	0,600

¹⁾ Kögler, Vereinfachte Berechnung eingespannter Gewölbe. Springer, Berlin, 1913.

D. Endgültige Formgebung für den Dreigelenkbogen.

Für den Dreigelenkbogen können wegen seiner statischen Bestimmtheit die Abmessungen in den einzelnen Querschnitten schärfer ermittelt und den auftretenden Kräften und Biegemomenten besser angepaßt werden, als beim eingespannten Bogen. Verfahren hierzu im folgenden.

a) Zunächst eine von Färber¹⁾ angegebene Berechnungsweise, die ohne eine vorausgehende Aufzeichnung und vorläufige Berechnung des Gewölbes nach B und C anwendbar ist. Mit Hilfe zahlreicher Formeln und einiger Tabellen läßt sich damit zu den Grundgrößen eines Bogens (Spannweite und Pfeilhöhe), der Verkehrsbelastung und der zulässigen Spannung die günstigste Gelenklage (u. U. sehr wichtig!) und die günstigste Eigengewichtsverteilung durch Probieren finden. Man geht hierbei also den umgekehrten Weg als sonst. Im übrigen ist auf das Färbersche Buch zu verweisen.

b) Mörsch hat in der Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen 1900, S. 175 ein Verfahren angegeben, „dessen Wiederholung es mit jeder gewünschten Genauigkeit gestattet, die Form und Stärke eines Brückengewölbes mit drei Gelenken in der Weise festzustellen, daß für irgendwelche Übermauerung und Lage der Gelenke in jedem einzelnen Querschnitt die zulässige Randspannung voll ausgenutzt wird“. Voraussetzung ist, daß schon ein ungefähr zutreffender Entwurf vorliegt (vgl. B und C).

Für diesen wird nun zunächst die genaue Lage der Stützlinie für Eigengewicht oder für Eigengewicht und halbe Verkehrslast (vgl. c) festgelegt, und zwar in bekannter Weise folgendermaßen: Ermittelt, im Scheitel anfangend, die Momente M aller Lamellengewichte in bezug auf die einzelnen Lamellentrennungslinien (mit Hilfe der Querkräfte, $M = \sum Q dx$), bis zu den Kämpferlotrechten A und B ; für diese seien die Momente M_A und M_B . Dann ist nach Fig. 16:

$$\left. \begin{aligned} M_A &= H \cdot (f - c) \\ M_B &= H \cdot (f + c) \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

woraus H und c bestimmbar sind. Symmetrische Belastung ergibt natürlich $c = 0$. Der Wert $(M:H)$ liefert in den einzelnen Lamellentrennungslinien die Tiefe y der Stützlinie unter der H -Linie und damit eine erste verbesserte Gewölbeform. Weicht diese von der zuerst angenommenen Form zu sehr ab, so ist das Verfahren vor weiterem zu wiederholen.

Die Gewölbeform ist nun noch nach den Momenten aus der Verkehrslast zu verändern. Da hierzu die Einflußlinien der Kernpunktsmomente benutzt werden, so muß also auch die Gewölbestärke schon einigermaßen zutreffend ermittelt sein. Die größten Momente unter einseitiger

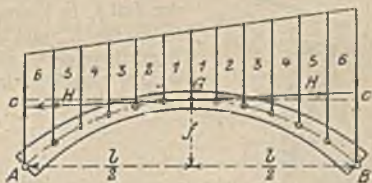


Fig. 16.

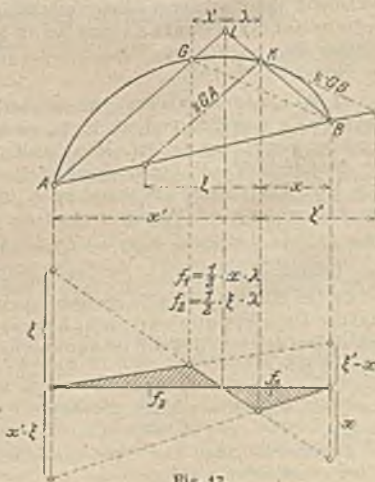


Fig. 17.

¹⁾ Färber, Dreigelenkbogenbrücken usw. Stuttgart 1908.

Stellung der Verkehrslasten erhält man bekanntlich, wenn man die Einflußflächen f_1 und f_2 (Fig. 17) mit p_1 und p_2 multipliziert; beide Werte lassen sich aber berechnen, ohne Aufzeichnung der Einflußlinien. Nach Fig. 17 ist¹⁾:

$$f_1 = \frac{1}{2} \cdot x \cdot \lambda, \quad f_2 = \frac{1}{2} \cdot \xi \cdot \lambda', \quad (26)$$

also

$$M'_k = f_1 \cdot p_1 = \frac{1}{2} \cdot p_1 \cdot x \cdot \lambda, \quad M''_k = \frac{1}{2} \cdot p_2 \cdot \xi \cdot \lambda'. \quad (27)$$

Zur Berechnung von M'_k und M''_k demnach nur in der bekannten Weise zu K die Lastscheide L zu finden (Fig. 17) und durch K die Parallele zu GA bis zur Kämpferlinie AB zu ziehen. (Für Punkte auf dem linken Schenkel die Parallele zu GB ; x dann von A aus zu messen, λ wieder von K zu L ; f_1 liegt immer unter K ; p_1 und p_2 je nach Belastungslänge.)

Will man nun z. B. im Schnitte der Fig. 18 die Lage der Stützlinie $E-E$ für Eigengewicht nach der Verkehrslast p berichtigen, so hat man die Momente der Verkehrslast in bezug auf die Kernpunkte K_0 und K_u zu ermitteln; dabei kommt für alle K_0 der Teil f_2 der Einflußfläche, für alle K_u der Teil f_1 in Frage, also M''_{k_0} und M'_{k_u} . Die Einflußlinien für K_0 und K_u sind verschieden; das ist bei der Ermittlung der f_1 und f_2 wohl zu beachten! Die Momente werden ohne Vorzeichen in die folgenden Gleichungen eingeführt:

$$\sigma \cdot b \cdot h^2 = \frac{H \cdot h}{\cos \alpha} + 3(M''_{k_0} + M'_{k_u}). \quad (28)$$

$$\eta = \frac{M''_{k_0} - M'_{k_u}}{2H}, \quad e = \eta \cdot \cos \alpha. \quad (29)$$

Hierin bezeichnet b die Gewölbetiefe, σ die größte zulässige Druckspannung, die überall einzuhalten ist, h die Gewölbestärke, η die lotrechte Strecke, um die S unter $E-E$ liegt (Fig. 18). H aus Gl. (25).

Zu große Abweichung der so gefundenen Gewölbemittellinie von der zuerst angenommenen bedingt Wiederholung der Rechnung. Das Verfahren hat den großen Vorteil, daß es für jede beliebige Belastung und bis zu jeder gewünschten Genauigkeit durchführbar ist.

Beispiel s. S. 1905.

c) Will man nach dem eben beschriebenen Verfahren von der Normalbelastung ausgehen (vgl. C, b, 1), so behandelt man diese, wie vorstehend für Eigengewicht angegeben. Man erhält dann zunächst die Durchgangspunkte der Stützlinie $N-N$ durch die Lamellentrennungslinien für den Normalfall $g + \frac{1}{2} p$. Die Momente in bezug auf K_0 und K_u berechnen sich nun, wiederum unter Beachtung der Verschiedenheit der Einflußlinien für K_0 und K_u :

$$M'_{k_u} = + f_1 p_1 - p/2 (f_1 - f_2), \quad M''_{k_0} = + f_2 p_2 - p/2 (f_2 - f_1). \quad (30)$$

Das Weitere folgt aus den Gl. (28) und (29).

d) Die Gl. (28) und (29) genügen nur der Bedingung, daß eine größte zulässige Druckspannung nicht überschritten wird. Soll aber auch Sicherheit dafür bestehen, daß die Zugspannungen den Wert σ_z nicht überschreiten, so muß sein:

$$\sigma_z \cdot b \cdot h^2 = - \frac{H \cdot h}{\cos \alpha} + 3(M''_{k_u} + M'_{k_0}), \quad \eta = \frac{M''_{k_u} - M'_{k_0}}{2H}. \quad (31)$$

Zu beachten, daß hier, im Gegensatz zu oben, M''_{k_u} aus f_2 und M'_{k_0} aus f_1 berechnet wird.

¹⁾ Beweis siehe Mörsch, a. a. O., und Kögler, Einflußlinien für beliebig gerichtete Lasten. Dresden 1906.

e) Bei Anwendung von Eisenbeton leisten die unter b) und c) angegebenen Verfahren gleichfalls gute Dienste. Für die Annahme der Kernpunkte ist zu beachten, daß die Fugenstärke im Eisenbetongewölbe geringer sein wird als im unbewehrten Gewölbe, daß aber andererseits die Kernpunkte infolge der Eiseneinlagen etwas weiter nach außen rücken. Man ermittelt also M_{k_o} und M_{k_u} , daraus η und h nach Gl. (28) und (29). Die Fugenstärke wird nun kleiner als h gewählt; die ihr entsprechenden Eiseneinlagen ergeben sich dann nach den üblichen Eisenbetonformeln.

f) Hat man die statische Untersuchung des Dreigelenkbogens mit Hilfe von Stützlinsen durchgeführt, so läßt sich nach Färber Lage der Bogenachse und Gewölbestärke folgendermaßen finden: Die Entfernung n der beiden Grenzlagen der Stützlinsen (Fig. 19) und die Größen N_o und N_u der Stützkkräfte seien bekannt; die zulässige Druckspannung sei zu σ festgelegt. Dann der Reihe nach mit den oberen Vorzeichen:



Fig. 19.

$$h_o = \frac{N_o}{\sigma}, \quad h_u = \frac{N_u}{\sigma}, \quad h_m = \frac{2 h_o h_u}{h_o + h_u} = \frac{1}{\sigma} \frac{2 N_o N_u}{N_o + N_u}, \quad (32)$$

$$h = \frac{1}{2} h_m \left(+1 + \sqrt{1 + \frac{12 n}{h_m}} \right); \quad n_o = \frac{h}{6} \left(\frac{h}{h_o} + 1 \right), \quad n_u = \frac{h}{6} \left(\frac{h}{h_u} + 1 \right).$$

Die unteren Vorzeichen gelten, wenn die Abmessungen unter Einhaltung einer bestimmten Zugspannung σ_z berechnet werden sollen; an Stelle von σ dann σ_z zu setzen. Ist überhaupt keine Zugfestigkeit des Baustoffes vorhanden, z. B. in einer mörtellosen Fuge, so gilt:

$$h = \frac{2}{3} (h_o + h_u) + n; \quad n_o = \frac{h}{2} - \frac{2}{3} h_o, \quad n_u = \frac{h}{2} - \frac{2}{3} h_u. \quad (33)$$

Beispiel s. S. 1905.

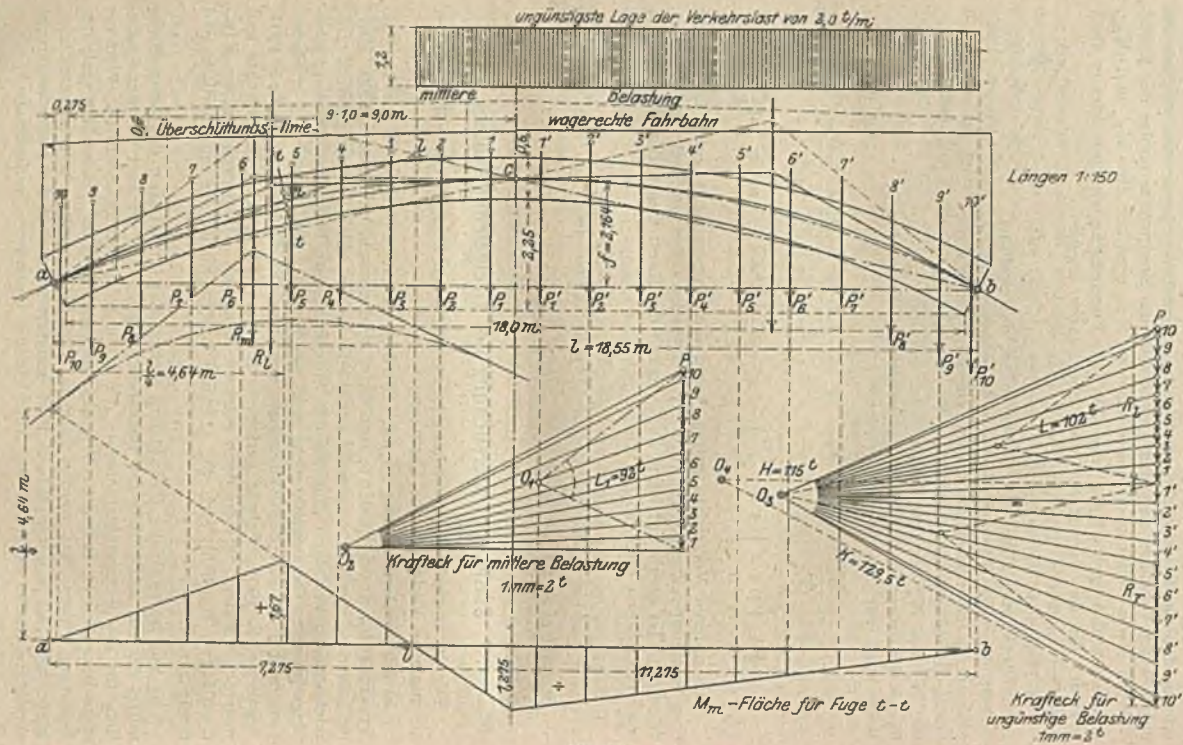
E. Statische Untersuchung des Dreigelenkgebölbes.

Für die statische Untersuchung eines gegebenen Dreigelenkgebölbes stehen mannigfache Verfahren zur Verfügung.

a) Für die Berücksichtigung nur ständiger Lasten führt am schnellsten die Ermittlung der Stützlinsen zum Ziele. Zeichnerisch, vgl. C, a; S. 1899. Hierbei bieten schräg oder wagrecht gerichtete Lasten keine Schwierigkeiten. Das zeichnerische Verfahren muß als das übersichtlichste bezeichnet werden; allerdings ist seine Genauigkeit nicht groß. — Wo sie nicht ausreichend erscheint, kann man die Lage der Stützlinsen rechnerisch finden; vgl. D, b; S. 1901. Beispiel s. S. 1905. Schräg gerichtete Lasten werden dabei in lotrechte und wagerechte zerlegt, letztere dann getrennt behandelt. Die Anwendung von Einflußlinien empfiehlt sich für ständige Lasten nicht, da umständlich und wenig genau.

b) Für bewegliche Belastung stellen Einflußlinien das beste Hilfsmittel dar zur Auffindung der Beanspruchungen; man zeichnet sie, wenn möglich, für die Kernpunktsmomente der zu untersuchenden Schnitte. Weiteres siehe Baustatik II, B und C. Wie die Einflußlinien unter gleichmäßig verteilter Belastung ausgewertet werden können, ohne daß man sie erst aufzuzeichnen braucht, ist schon unter D, b, S. 1901 erläutert worden. Schräg oder wagrecht gerichtete Lasten bedingen die Aufzeichnung besonderer Einflußlinien¹⁾.

¹⁾ Kögler, Einflußlinien für beliebig gerichtete Lasten. Dresden, Dressels ak. Buchh.



F. Beispiele.

Das Gewölbe einer massiven Eisenbahnbrücke mit drei Gelenken ist zu entwerfen und zu berechnen (Fig. 19a).

Lichte Weite 18,00 m, lichte Pfeilhöhe 2,25 m; Baustoff des Gewölbes Beton von 2 t/cbm Eigengewicht und 20 kg/qcm zulässiger Beanspruchung. Die Überschüttung hat ein Eigengewicht von 1,8 t/cbm, im Scheitel eine Stärke von 0,6 m. Verkehrslast 2,4 t/qm.

Es werden verschiedene Verfahren nebeneinander angewendet, um die Rechnungsweisen und die Übereinstimmung zu zeigen. Betrachtete Gewölbetiefe stets gleich 1 m.

A. Scheitelstärke.

a) Sie ergibt sich zunächst nach Gl. (1) (S. 1894), worin σ_0 in cbm/qm, und zwar zu $\frac{2}{3}$ des größten im Gewölbe zugelassenen Wertes einzusetzen ist. $\sigma_0 = \frac{2}{3} \cdot 20 \text{ kg/qcm} = \frac{2}{3} \cdot 200 \text{ t/qm} = \frac{2}{3} \cdot 100 \text{ cbm/qm} = 67 \text{ cbm/qm}$. Maße für l und f aus einer vorläufigen Aufzeichnung entnommen zu $l = 18,7 \text{ m}$, $f = 2,1 \text{ m}$.

$$(1) \quad c = \frac{0,15 \cdot \frac{l^2}{f} \left(u + \frac{p}{2} + \frac{f}{10} \right)}{\sigma_0 - 0,15 \cdot \frac{l^2}{f}} = \frac{0,15 \cdot \frac{18,7^2}{2,1} (0,54 + 0,60 + 0,22)}{67 - 0,15 \cdot 166,5} = \frac{0,15 \cdot 166,5 \cdot 1,36}{67 - 25} = 0,81 \text{ m.}$$

Zeichnet man das Gewölbe nunmehr genauer auf mit der Scheitelstärke $c = 0,80 \text{ m}$ und einer Kämpferstärke von 1,10 m, so bekommt man genauer: $l = 18,55 \text{ m}$, $f = 2,164 \text{ m}$. Diese Maße sollen festgehalten werden, selbst wenn sie etwas zu reichlich wären und wenn die Lichtweite usw. damit etwas größer ausfiele, als erforderlich ist. Es wird nunmehr:

$$(2) \quad c = \frac{0,15 \cdot \frac{18,55^2}{2,164} (0,54 + 0,60 + 0,22)}{67 - 0,15 \cdot 158,8} = \frac{0,15 \cdot 158,8 \cdot 1,36}{67 - 23,8} = 0,78 \text{ m.}$$

b) Zur Nachprüfung benutzt man die Gl. (11) (S. 1896). Es ist gemäß Fig. 10:

$$(3) \quad x_0 = 0,8 + 0,6 \cdot 0,9 = 1,34 \text{ m}, \quad z = 3,50 \text{ m gemäß Zeichnung,}$$

$$\eta = \frac{z - x_0}{6x_0} = \frac{3,50 - 1,34}{6 \cdot 1,34} = \frac{2,16}{8,04} = 0,269,$$

somit aus Zahlentafel 1 (S. 1896):

$$(4) \quad e = 0,0594 \quad \text{und} \quad H_f = e \cdot \frac{l^2}{f} \cdot z \cdot \eta = 0,0594 \cdot \frac{18,55^2}{2,164} \cdot 3,50 \cdot 2,0 = 66,1 \text{ t;}$$

ferner:

$$H_e = \frac{p l^2}{8 f} = \frac{2,4 \cdot 18,55^2}{8 \cdot 2,164} = 47,6 \text{ t.}$$

c) Gemäß Gl. (9b) und Fig. 9 (S. 1896) wird bestätigt:

$$(5) \quad H_e = \frac{5z_0 + z}{48 \cdot f} \cdot l^2 = \frac{5 \cdot 1,34 + 3,50}{48 \cdot 2,164} \cdot 18,55^2 = \frac{10,20}{48} \cdot 158,8 = 33,75 \text{ cbm} = 67,5 \text{ t.}$$

d) Aus vorstehender Gl. (4) folgt die erforderliche Scheitelstärke genauer zu

$$(6) \quad c = \frac{H_f + H_e}{\sigma \cdot b}, \quad \text{worn } \sigma = 200 \text{ t/qm}$$

und $b = 1 \text{ m}$ einzusetzen ist;

$$c = \frac{66,1 + 47,6}{200 \cdot 1,00} = \frac{113,7}{200} = 0,57 \text{ m.}$$

Das gewählte Maß von 0,80 m ist also sehr reichlich; es soll aber beibehalten werden mit Rücksicht auf die nachstehende Rechnung unter B, um das Gewölbe vom Scheitel über die Bruchfuge zum Kämpfer hin gleichmäßig in seiner Stärke zunehmen zu lassen.

B. Stärke der Bruchfuge.

Benutzt werden zunächst Gl. (17) und (18) (S. 1898). Darin ist H für Eigengewicht und halbe Verkehrslast einzusetzen, also $H = 66,1 + \frac{1}{2} \cdot 47,6 = 66,1 + 23,8 = 89,9 \text{ t}$. Es wird:

$$(7) \quad s \geq 0,094 \cdot \frac{p l^2}{H} \cdot c \quad \eta \geq 0,094 \cdot \frac{2,4 \cdot 18,55^2}{89,9} \cdot 0,973 \geq 0,84 \text{ m}$$

und:

$$(8) \quad s^2 = \frac{H \cdot s}{\sigma_0 \cdot \cos \eta} = 0,094 \cdot \frac{p l^2}{\sigma_0}, \quad s^2 = \frac{89,9 \cdot s}{200 \cdot 0,973} = 0,094 \cdot \frac{2,4 \cdot 18,55^2}{200},$$

$$s^2 - 0,162 \cdot s - 0,388 = 0, \quad s = 0,895 \text{ m.}$$

Bei der Aufzeichnung ist s zu 0,95 m angenommen und wird als ausreichend beibehalten; Weiteres s . unter E.

C. Kämpferstärke.

Neigungswinkel der Kämpferfuge gegen die Lotrechte rund $\alpha = 30^\circ$ gemäß Aufzeichnung; erforderliche Stärke somit:

$$(9) \quad d = \frac{e}{\cos 30^\circ} = \frac{0,57}{0,87} = 0,66 \text{ m.}$$

Das gewählte Maß von 1,10 m ist somit ebenfalls sehr reichlich, wird aber aus dem am Schluß von Absatz A angegebenen Grunde beibehalten. Selbstverständlich könnte man das Dreigelenkengewölbe auch so bemessen, daß es im Scheitel 0,57 m, in der Bruchfuge 0,95 m, im Kämpfer 0,66 m stark wird. Doch sieht das im vorliegenden Falle wegen der großen Stärkeunterschiede nicht gut aus; die gleichmäßige Zunahme der Wölbstärke vom Scheitel über die Bruchfuge zum Kämpfer hin ist vorzuziehen.

D. Ermittlung der Stützlinie.

a) Benutzung der Zahlentafel 5 (S. 1900); dazu mit den gewählten Abmessungen im Scheitel und Kämpfer für Eigengewicht:

$$(10) \quad z_0 = 1,34 \text{ m, } z = 3,45 \text{ m, } \eta = \frac{3,45 - 1,34}{6 \cdot 1,34} = 0,262.$$

Damit folgende Ordinaten der Stützlinie:

$x = 0$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	$1,0 \cdot l/2$
$y = 0$	0,0062	0,0307	0,0726	0,1324	0,2121	0,3136	0,4284	0,5913	0,7751	$1,0 \cdot f$
$y = 0$	0,013	0,067	0,157	0,287	0,459	0,679	0,927	1,280	1,677	2,164 m

b) Benutzung der Gl. (22) (S. 1899) zur Nachprüfung der Ordinate in $l/4$: $\xi = 0,5$, $\eta = 0,262$, $\eta' = 1,262$; somit:

$$(11) \quad \eta = \frac{1}{\eta'} \cdot \xi^2 (1 + \eta' \cdot \xi^2) = \frac{1}{1,262} \cdot 0,5^2 (1 + 0,262 \cdot 0,5^2) = \frac{0,25}{1,262} \cdot 1,0655 = 0,2113.$$

$$y = \eta \cdot f = 0,2113 \cdot 2,164 = 0,458 \text{ m gegen vorstehend } y = 0,459 \text{ m.}$$

Desgleichen zur Ermittlung der Ordinate in der Entfernung $x = 5,0$ m vom Scheitel (vgl. später unter d), entsprechend $\xi = 5,0 : 9,275 = 0,539$.

$$\eta = \frac{1}{1,262} \cdot 0,539^2 (1 + 0,262 \cdot 0,539^2) = \frac{0,539^2}{1,262} \cdot 1,0762 = 0,2475, \quad y = 0,2475 \cdot 2,164 = 0,537 \text{ m.}$$

Hat man nach Vorstehendem die Stützlinie gefunden und läßt die Bogenachse zunächst mit ihr zusammenfallen, so kann man das Gewölbe aufzeichnen und aus der durch die Form des Gewölbes und die Lage der Fahrbahn bedingten Überschüttungshöhe, auf Gewölbebaustoff umgerechnet, die Belastungshöhen an den einzelnen Stellen auftragen. In Fig. 19a ist die Belastungslinie als Überschüttungslinie bezeichnet.

c) Aufzeichnung der Stützlinie. Einteilung der Belastungsfläche in Streifen, gemäß Fig. 19a in 9 Streifen zu je 1 m und 1 zu 0,275 m Breite. Gewichte der einzelnen Streifen werden aus der Zeichnung abgegriffen und berechnet und im Krafteck zusammengetragen, dazu das Selveck durch die drei Punkte a , b und c gezeichnet. Dieses ist die Stützlinie. In Fig. 19a ist das geschehen für die sog. mittlere Belastung, d. h. für Eigengewicht + $\frac{1}{2}$ Verkehrslast. Es ergaben sich folgende Streifenlasten:

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Eigengewicht E	2,68	2,73	2,90	3,18	3,56	4,02	4,58	5,28	6,10	1,66
Eigengewicht E + halbe Verkehrslast $\frac{1}{2} V$	3,88	3,93	4,10	4,38	4,76	5,22	5,78	6,48	7,30	1,99
Eigengewicht E + Verkehrs- last V	5,08	5,13	5,30	5,58	5,96	6,42	6,98	7,68	8,50	2,32

Die Aufzeichnung der Stützlinie ist nicht sehr genau, für größere Spannweiten unzureichend. Deshalb besser

d) Berechnung der Stützlinie gemäß Gl. (25) (S. 1901), entsprechend dem dort beschriebenen Verfahren. Die Streifenteilung nach Fig. 19a wird beibehalten. Alles Weitere aus den folgenden Zahlentafeln.

1. Eigengewicht.

2. Eigengewicht + halbe Verkehrslast.

	x	P	Q	$Q_m \cdot dx$	M	$y = \frac{M}{H}$
	in m	in t	in t	in mt	in mt	in m
Scheitel	= 0		0	1,34	0	0
	1,0	2,68	2,68	4,05	1,34	0,021
	2,0	2,73	5,41	6,86	5,39	0,082
	3,0	2,90	8,31	9,90	12,25	0,187
	4,0	3,18	11,49	13,27	22,15	0,338
	5,0	3,56	15,05	17,06	35,42	0,541
	6,0	4,02	19,07	21,36	52,48	0,802
	7,0	4,58	23,65	26,29	73,84	1,126
	8,0	5,28	28,93	31,98	100,13	1,529
	9,0	6,10	35,03	38,86	132,11	2,015
Kämpfer	= 9,275	1,66	36,69	9,86	141,97	2,164
			36,69	141,97		

	P	Q	$Q_m \cdot dx$	M	$y = \frac{M}{H}$	x
	in t	in t	in mt	in mt	in m	in m
Scheitel		0	1,94	0	0	0
	3,88	3,88	5,84	1,94	0,0217	1,0
	3,93	7,81	9,86	7,78	0,0869	2,0
	4,10	11,91	14,10	17,64	0,1971	3,0
	4,38	16,29	18,67	31,74	0,355	4,0
	4,76	21,05	23,66	50,41	0,563	5,0
	5,22	26,27	29,16	74,07	0,827	6,0
	5,78	32,05	35,29	103,23	1,155	7,0
	6,48	38,53	42,18	138,52	1,548	8,0
	7,30	45,83	49,86	180,70	2,019	9,0
Kämpfer	1,99	47,82	193,57	2,164	= 9,275	
			193,57			

$H = \frac{141,97}{2,164} = 65,5 \text{ t.}$ $x_R = \frac{141,97}{36,69} = 3,87 \text{ m.}$ $H = \frac{193,57}{2,164} = 89,5 \text{ t.}$ $x_R = \frac{193,57}{47,82} = 4,05 \text{ m.}$

Die Ordinaten stimmen mit denen unter a) und b) ausgezeichnet überein; z. B. ist unter b) gefunden für $x = 5,0 \text{ m}$ ein $y = 0,537 \text{ m}$; die genaue Rechnung ergibt für Eigengewicht $y = 0,541 \text{ m}$, also nur 4 mm Abweichung. Ebenso stimmen die sämtlichen unter a) errechneten Ordinaten mit denjenigen der Zahlen- und Tabellen 1 ausgezeichnet überein; Unterschied höchstens 2–3 mm. Vergleich allerdings nur durch Interpolation möglich, da andre Abszissen.

3. Eigengewicht + volle Verkehrslast.

	x	P	Q	$Q_m \cdot dx$	M	$y = \frac{M}{H}$
	in m	in t	in t	in mt	in mt	in m
Scheitel	0		0	2,54	0	0
	1,0	5,08	5,08	7,64	2,54	0,022
	2,0	5,13	10,21	12,86	10,18	0,090
	3,0	5,30	15,51	18,30	23,01	0,203
	4,0	5,58	21,09	24,07	41,34	0,364
	5,0	5,96	27,05	30,26	65,41	0,577
	6,0	6,42	33,47	36,96	95,67	0,845
	7,0	6,98	40,45	44,29	132,63	1,169
	8,0	7,68	48,13	52,38	176,92	1,559
	9,0	8,50	56,63	61,89	229,30	2,021
Kämpfer	= 9,275	2,32	58,95	245,19	2,164	
			58,95	245,19		

E. Festlegung der Bogenachse und Bogenstärke.

Die Bogenachse wählt man nach einer der Stützlinien unter D; z. B. nach der für Eigengewicht E oder für $E + \frac{1}{2} V$. Welche maßgebend ist, läßt sich nicht von vornherein entscheiden; es hängt das von der Größe der Verkehrslast ab. Zur Verbesserung und endgültigen Festlegung der Bogenachse kann man zwei Verfahren verwenden. Die Rechnung wird durchgeführt für die Bruchfuge in $x = 5,0 \text{ m}$ vom Scheitel, d. h. $x = 4,275 \text{ m}$ vom linken Kämpfer (vgl. Tabellen unter D).

a) Benutzung von Einflußlinien gemäß den Gl. (26) bis (29) (S. 1902). Kernweite $h = \frac{1}{2} \cdot 95 = 15,9 \text{ cm}$; Koordinaten der Kernpunkte, von der Kämpferwagrette aus gemessen, ergeben sich folgendermaßen: Neigung der Bruchfuge gegen die Lotrechte aus den Tabellen unter D, d; $\tan \alpha = 0,232$, $\alpha = 13^\circ 6'$; $\sin \alpha = 0,227$, $\cos \alpha = 0,973$.

$y_a = y_s + 0,159 \cdot \cos \alpha = y_s + 0,159 \cdot 0,973 = y_s + 0,155$; $y_w = y_s - 0,155$
 $x_a = x_s - 0,159 \cdot \sin \alpha = x_s - 0,159 \cdot 0,227 = x_s - 0,036$; $x_w = x_s + 0,036$.

Ermittlung der Flächeninhalte der Einflußlinien rechnerisch nach folgendem Rechnungsgange, wobei der Abstand des Kernpunktes K von der Lotrechten durch den Kämpferpunkt mit l_1 bezeichnet werde (vgl. Fig. 17). Es gilt:

$$l_k = 2f: \left(\frac{y}{x} + \frac{2f}{l} \right) = 4,328: \left(\frac{y}{x} + \frac{4,328}{18,55} \right) = 4,328: \left(\frac{y}{x} + 0,233 \right);$$

$$\xi = \frac{l}{2f} \cdot y = \frac{18,55}{4,328} \cdot y = 4,28 \cdot y.$$

Man erhält unter Zugrundelegung der Ordinaten aus der Stützlinie (vgl. D, d) für

$$1. \text{ Eigengewicht. } y_s = 2,164 - 0,541 = 1,623 \text{ m } H = 65,5 \text{ t.}$$

Oberer Kernpunkt

Unterer Kernpunkt.

$$x_0 = 4,275 - 0,036 = 4,239 \text{ m.}$$

$$y_0 = 1,623 + 0,155 = 1,778 \text{ m.}$$

$$y/x = 0,420.$$

$$l_1 = 4,328: (0,233 + 0,420) = 4,328: 0,653 = 6,63 \text{ m.}$$

$$\lambda = l_1 - x = 6,63 - 4,24 = 2,39 \text{ m.}$$

$$\lambda' = l_2 - l_1 = 9,275 - 6,63 = 2,65 \text{ m.}$$

$$\xi = 4,28 \cdot y = 7,62 \text{ m.}$$

$$f_1 = \frac{1}{2} \lambda \xi = \frac{1}{2} \cdot 2,39 \cdot 7,62 = 5,065 \text{ qm.}$$

$$f_2 = \frac{1}{2} \lambda' \xi = \frac{1}{2} \cdot 2,65 \cdot 7,62 = 10,10 \text{ qm.}$$

$$x_u = 4,275 + 0,036 = 4,311 \text{ m.}$$

$$y_u = 1,623 - 0,155 = 1,468 \text{ m.}$$

$$y/x = 0,341.$$

$$l_1 = 4,328: (0,233 + 0,341) = 4,328: 0,574 = 7,54 \text{ m.}$$

$$\lambda = 7,54 - 4,31 = 3,23 \text{ m.}$$

$$\lambda' = 9,28 - 7,54 = 1,74 \text{ m.}$$

$$\xi = 4,28 \cdot y = 6,28 \text{ m.}$$

$$f_1 = \frac{1}{2} \cdot 3,23 \cdot 6,28 = 6,97 \text{ qm.}$$

$$f_2 = \frac{1}{2} \cdot 1,74 \cdot 6,28 = 5,47 \text{ qm.}$$

$$\eta_1 = \frac{(10,10 - 6,97) \cdot 2,4}{2 \cdot 65,5} = 0,0574 \text{ m.}$$

Da dieser Wert schon verhältnismäßig groß ist, die verbesserte Ordinate von der der Rechnung zugrunde liegenden also ganz erheblich abweicht, so wird zum Vergleich dieselbe Rechnung noch einmal angestellt für:

$$2. \text{ Eigengewicht + halbe Verkehrslast. } y_s = 2,164 - 0,563 = 1,601 \text{ m } H = 89,5 \text{ t.}$$

Oberer Kernpunkt.

Unterer Kernpunkt.

$$x_0 = 4,239 \text{ m.}$$

$$y_0 = 1,601 + 0,155 = 1,756 \text{ m.}$$

$$y/x = 0,414.$$

$$l_1 = 4,328: (0,233 + 0,414) = 6,69 \text{ m.}$$

$$\lambda = 6,69 - 4,24 = 2,45 \text{ m.}$$

$$\lambda' = 9,28 - 6,69 = 2,59 \text{ m.}$$

$$\xi = 4,28 \cdot 1,756 = 7,53 \text{ m.}$$

$$f_1 = \frac{1}{2} \cdot 2,45 \cdot 7,53 = 5,19 \text{ qm.}$$

$$f_2 = \frac{1}{2} \cdot 2,59 \cdot 7,53 = 9,68 \text{ qm.}$$

$$x_u = 4,311 \text{ m.}$$

$$y_u = 1,601 - 0,155 = 1,446 \text{ m.}$$

$$y/x = 0,336.$$

$$l_1 = 4,328: (0,233 + 0,336) = 7,61 \text{ m.}$$

$$\lambda = 7,61 - 4,31 = 3,30 \text{ m.}$$

$$\lambda' = 9,28 - 7,61 = 1,67 \text{ m.}$$

$$\xi = 4,28 \cdot 1,446 = 6,19 \text{ m.}$$

$$f_1 = \frac{1}{2} \cdot 3,30 \cdot 6,19 = 7,12 \text{ qm.}$$

$$f_2 = \frac{1}{2} \cdot 1,67 \cdot 6,19 = 5,17 \text{ qm.}$$

Zur Berechnung der Momente M gelten hier die beiden Gl. (30) (S. 1902).

$$\eta_2 = \frac{(14,87 - 12,29) \cdot 1,2}{2 \cdot 89,5} = \frac{3,10}{179} = 0,0173 \text{ m.}$$

Die Schwerpunktsordinate wird somit $y_s = 1,601 - 0,017 = 1,584 \text{ m.}$

Zur Vervollständigung und Nachprüfung (obwohl diese nicht erforderlich) sei auch noch angegeben das Ergebnis der Rechnung für:

$$3. \text{ Eigengewicht + volle Verkehrslast.}$$

$$y_s = 2,164 - 0,577 = 1,587 \text{ m; } y_0 = 1,742 \text{ m; } y_u = 1,432 \text{ m; } H = 113,2 \text{ t.}$$

$$f_{10} = 5,28 \text{ qm; } f_{20} = 9,51 \text{ qm; } f_{1u} = 7,22 \text{ qm; } f_{2u} = 4,96 \text{ qm.}$$

$$\eta_3 = \frac{(M'_{k_0} - M''_{k_u})}{2 \cdot H} = \frac{(5,28 - 4,96) \cdot 2,4}{2 \cdot 113,2} = 0,0034 \text{ m.}$$

Hierbei waren sinngemäß für den oberen Kernpunkt M'_{k_0} , für den unteren M''_{k_u} zu benutzen. Die Schwerpunktsordinate wird somit: $y_s = 1,587 - 0,003 = 1,584 \text{ m}$, also genau wie unter 2.

Der Wert η_3 würde sich also anstatt zu 0,0574 m nur zu 1,623 - 1,584 = 0,039 m ergeben.

Rechnet man die Rechnung unter 1 mit den hiermit verbesserten Ordinaten nochmals durch (was durchaus nicht erforderlich, aber lehrreich), so erhält man für

$$1a. \text{ Eigengewicht (verbessert). } H = 65,5 \text{ t. } y_s = 1,623.$$

Oberer Kernpunkt.

Unterer Kernpunkt.

$$x_0 = 4,24 \text{ m.}$$

$$y_0 = 1,778 - 0,039 = 1,739.$$

$$f_1 = \frac{1}{2} \cdot 4,24 \cdot 2,50 = 5,30 \text{ qm.}$$

$$f_2 = \frac{1}{2} \cdot 7,45 \cdot 2,54 = 9,46 \text{ qm.}$$

$$x_u = 4,31 \text{ m.}$$

$$y_u = 1,468 - 0,039 = 1,429 \text{ m.}$$

$$f_1 = \frac{1}{2} \cdot 4,31 \cdot 3,36 = 7,24 \text{ qm.}$$

$$f_2 = \frac{1}{2} \cdot 6,12 \cdot 1,61 = 4,93 \text{ qm.}$$

$$\eta_1 = \frac{(9,46 - 7,24) \cdot 2,4}{2 \cdot 65,5} = 0,041 \text{ m.}$$

Die nunmehr errechnete Verbesserung $\eta_1 = 0,041 \text{ m}$ stimmt mit der angenommenen von 0,039 m ausgezeichnet überein: Die übrigen Ordinaten der Bogenachse würden im Verhältnis ihres Abstandes von der Bruchfuge entsprechend zu berichtigen sein. Da die verbesserte Ordinate der Bruchfuge nahezu mit der für $E - I'$ unter 3. errechneten übereinstimmt, so kann man

diese Stützlinie zweckmäßig zugrunde legen. Man erhält als Ordinalen gegen die Kämpferwagrechte:

$x = 0$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	9,275 m
$y = 2,164$	2,142	2,074	1,960	1,798	1,584	1,317	0,987	0,604	0,143	0,000 m

Die vorstehenden Rechnungsergebnisse bestätigen, daß es gleichgültig ist, von welchem Belastungsfall man ausgeht; man kommt stets zum selben Ergebnis. Jedenfalls ist es zweckmäßiger, von $E + \frac{1}{2} V$ als von E auszugehen; im vorliegenden Falle stimmt infolge der starken Verkehrsbelastung die Bogenachse sogar noch besser mit der Stützlinie für $E + V$ überein.

Zur Berechnung der Bogenstärke erhält man gemäß Gl. (28) (S. 1902) im Anschluß an die vorstehende Rechnung unter 1a:

$$\alpha b h^3 = \frac{H \cdot h}{\cos \alpha} + 3(M''_{k_0} + M'_{k_u}), \quad 200 \cdot 1 \cdot h^3 = \frac{65,5 \cdot h}{0,973} + 3(9,46 + 7,24)2,4,$$

$$h^3 - 0,337 h - 0,601 = 0, \quad h = 0,961 \text{ m.}$$

Der gleiche Wert ergibt sich aus vorstehender Rechnung 2 und 3.

Im vorstehenden ist nur die Druckspannung berücksichtigt; soll keine Zugspannung auftreten, so würde man rechnen:

$$0 \cdot 1 \cdot h^3 = \frac{65,5 \cdot h}{0,973} + 3(4,93 + 5,30)2,4; \quad h = \frac{73,7}{67,3} = 1,095 \text{ m.}$$

b) Berechnung der Lage der Bogenachse und der Bogenstärke auch noch nach dem Verfahren gemäß Gl. (32) (S. 1903). Zunächst Ermittlung der Grenzlagen der Stützlinien für einseitige Stellung der Verkehrslast vom Kämpfer bis zur Lastscheide. Maßgebend ist hier die Lastscheide des Schwerpunktes, $\lambda_s' = \frac{1}{2}(\lambda_0' + \lambda_u') = \frac{1}{2}(2,65 + 1,74) = 2,20 \text{ m}$. Die Stützlinien könnte man aufzeichnen; doch ist das wenig genau. Hier sollen sie errechnet werden. Dazu wieder dieselbe Tabellenrechnung wie unter D, d.

4. Belastung rechts der Lastscheide.

5. Belastung links der Lastscheide.

x in m	4. Belastung rechts der Lastscheide						5. Belastung links der Lastscheide					
	P in t	Q in t	Q _m ·d _x in t	M in mt	y unter H; in m	y unter der Wagerechten	P in t	Q in t	Q _m ·d _x in t	M in mt	y in m	y unter der Wagerechten
9,275		41,97		185,44	1,863	2,164 = 1,863 + 0,301		54,67		201,24	2,537	2,164 = 2,537 - 0,373
9,0	1,66	40,31	41,14	174,11			2,32	14,45		186,79		
8,0	6,10	34,21	37,26	136,85			8,50	47,10		139,69		
7,0	5,28	28,93	31,57	105,28			7,68	39,01		100,68		
6,0	4,58	24,35	26,91	78,34	0,788		6,98	31,68		69,00	0,870	
5,0	4,02	20,33	22,34	56,00	0,564	0,726 = 0,564 + 0,162	6,42	24,98		44,02	0,554	0,353 = 0,554 - 0,201
4,0	3,56	16,77	18,55	37,45	0,377		5,96	18,79		25,23	0,318	
3,0	3,18	13,59	15,18	22,27			5,58	13,02		12,21		
2,20	2,32	11,27	9,94	12,33			4,24	5,69		6,52		
2,0	1,06	10,21	2,15	10,18			0,58	5,99		6,52		
1,0	5,13	5,08	7,64	2,540			2,73	1,14		5,38		
0	5,08	0	2,54	0	0	0	2,68	4,04		1,34		
	0	0	0	0	0	0	0	1,34		0	0	0

Fortsetzung wie in Tab. 3, für Eigengewicht + volle Verkehrslast unter D, d, S. 1907.

Fortsetzung wie in Tab. 1 für Eigengewicht unter D, d, S. 1907.

9,275 || 58,95 245,20 2,465 2,465 - 0,301

$$M_A = 185,44 = H \cdot (2,164 - e)$$

$$M_B = 245,20 = H \cdot (2,164 + e)$$

$$H = \frac{185,44 + 245,20}{2 \cdot 2,164} = \frac{430,64}{4,328} = 99,40 \text{ t.}$$

$$e = \frac{59,76}{2 \cdot 99,40} = 0,301 \text{ m.}$$

$$C_k = \frac{0,301}{9,275} \cdot 5 = 0,162 \text{ m.}$$

$$N_u = P_2 = \frac{H}{\cos \alpha_2} = \frac{99,4}{0,973} = 102,0 \text{ t.}$$

36,69 141,98 1,791 1,791 = 2,164 - 0,373

$$M_A = 201,24 = H \cdot (2,164 - e)$$

$$M_B = 141,98 = H \cdot (2,164 + e)$$

$$H = \frac{343,22}{4,328} = 79,4 \text{ t.}$$

$$e = \frac{59,26}{2 \cdot 79,4} = 0,373 \text{ m.}$$

$$C_k = 0,373 \cdot \frac{5}{9,275} = 0,201 \text{ m.}$$

$$N_u = P_k = \frac{H}{\cos \alpha_k} = \frac{79,4}{0,973} = 81,6 \text{ t.}$$

Aus den Momenten in bezug auf die beiden Kämpfer M_A und M_B ergeben sich H und c (vgl. Fig. 16, S. 1901); aus den Momenten die Ordinaten in bezug auf die Wirkungslinie von H ; aus diesen unter Berücksichtigung der zugehörigen Werte c und c_2 die Ordinaten unter der Wagrechten durch den Scheitel. Für die Bruchfuge ergeben diese also die Durchgangspunkte der Stützlinien, also auch der Stützkkräfte durch die Fuge. Die Größe der Längskräfte selbst folgt aus den Bogenkräften durch Division mit $\cos \alpha = 0,973$ zu $N_n = 81,6$ t, $N_u = 102,0$ t; ihr Abstand voneinander aus den Ordinaten ihrer Durchgangspunkte: $(0,726 - 0,353) \cdot \cos \alpha = 0,373 \cdot 0,973 = 0,363$ m. Die weitere Rechnung ergibt gemäß Gl. (32) (S. 1903):

$$N_o = 81,6 \text{ t}, \quad N_u = 102,0 \text{ t}; \quad h_o = \frac{81,6}{20} = 40,8 \text{ cm}, \quad h_u = \frac{102}{20} = 51 \text{ cm};$$

$$h_{ni} = \frac{2 \cdot 40,8 \cdot 51,0}{91,8} = 45,3 \text{ cm}; \quad h = \frac{1}{2} \cdot 45,3 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{12 \cdot 36,3}{45,3}} \right) = \frac{1}{2} \cdot 45,3 \cdot 4,26$$

$$h = 96,6 \text{ cm}. \quad n_o = \frac{96,6}{6} \left(\frac{96,6}{40,8} - 1 \right) = 16,1 \cdot (2,370 - 1) = 22,1 \text{ cm.} \quad \text{lotrecht } 22,7 \text{ cm.}$$

$$n_u = \frac{96,6}{6} \left(\frac{96,6}{51,0} - 1 \right) = 16,1 \cdot (1,895 - 1) = 14,4 \text{ cm.} \quad 14,8 \text{ cm.}$$

Der Schwerpunkt der Bruchfuge kommt also auf $y_s = 0,353 + 0,227 = 0,580$ m unter dem Scheitel, also auf

$$y_s = 2,164 - 0,580 = 1,584 \text{ m}$$

über der Kämpferwagrechten zu liegen. Das ist genau derselbe Wert, wie oben unter a, Fall 1a berechnet. Die beiden Verfahren stimmen ausgezeichnet überein. Letzteres hat den Vorzug, daß es bei größerer Abweichung des errechneten vom angenommenen Werte nicht wiederholt zu werden braucht.

Eine Nachrechnung der Spannung liefert im oberen Randpunkte:

$$\sigma_n = \frac{81,6}{0,96 \cdot 1,0} + \frac{81,6 \cdot 0,221}{0,96^2 \cdot 1,00} \cdot 6 = 85,0 + 117,5 = 202,5 \text{ t/qm},$$

im unteren:

$$\sigma_u = \frac{102,0}{0,96 \cdot 1,0} + \frac{102 \cdot 0,144}{0,96^2 \cdot 1,00} \cdot 6 = 106,3 + 95,8 = 202,1 \text{ t/qcm.}$$

c) In Fig. 19a ist die statische Untersuchung auch noch auf rein zeichnerischem Wege durchgeführt; für die angedeutete einseitige Stellung der Verkehrslast ist Krafteck und Seileck gezeichnet, sowie für den Schwerpunkt m der Bruchfuge $t-t$ die Momenteneinflußlinie. Die Längskraft P im Schnitt ergibt sich zu 102 t; die Auswertung der Einflußlinie unter Eigengewichts- und Verkehrslasten liefert:

$$M_B = +24,68 - 22,96 \text{ mt} = +1,72 \text{ mt.} \quad M_T = -17,21 \text{ mt.}$$

Daraus:

$$M_m = -17,21 + 1,72 = -15,49 \text{ mt.}$$

Die Entfernung der Stützlinie vom Schwerpunkt des Gewölbes, das für $E + \frac{1}{2} V$ geformt worden ist, folgt daraus zu $v = \frac{15,49 \text{ mt}}{102 \text{ t}} = 0,152$ m, ein Wert, der mit dem errechneten Werte aus Zahlentafel 2 und 4

$$\text{lotrecht: } 0,726 - 0,563 = 1,63 \text{ m}, \quad \text{senkrecht zur Stützlinie: } 1,63 \cdot 0,973 = 0,159 \text{ m}$$

so weit übereinstimmt, wie es die Genauigkeit des zeichnerischen Verfahrens zuläßt. Die größte Druckspannung im unteren Randpunkte des Querschnitts wird hier:

$$\sigma_u = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} = \frac{102}{0,96 \cdot 1,00} + \frac{15,49}{0,96^2 \cdot 1,00} \cdot 6 = 106,3 + 101,0 = 207,3 \text{ t/qm} = 20,7 \text{ kg/qcm.}$$

Von einer wirklichen genauen Festlegung der Bogenachse mittels des zeichnerischen Verfahrens kann natürlich keine Rede sein; auch die Bogenstärke läßt sich nur durch Probieren finden.

G. Statische Untersuchung des eingespannten Gewölbes.

a) Für die statische Untersuchung des eingespannten (dreifach statisch unbestimmten) Gewölbes müssen die Abmessungen sämtlicher Querschnitte gegeben sein: sie läßt sich also nur an einem vollständig fertig entworfenen oder durch vereinfachende Annahmen festgelegten Bogen vornehmen. Das statisch bestimmte Hauptsystem kann man herstellen, indem man entweder den einen Kämpfer ganz frei macht und am freien Ende des so entstehenden Kragträgers die drei Unbekannten (M , H , V) anbringt, oder besser, indem man beide Kämpfer frei drehbar und in wagerechtem Sinne beweglich macht und

an beiden Enden des so gebildeten Balkenträgers die statisch unbestimmten Größen (M , H , V) ausgreifen läßt. Das allgemeine Verfahren siehe in der Baustatik V, C. Auf die von Schönhöfer angegebene Vereinfachung (geeignete Ermittlung der w -Kräfte) sei hier noch hingewiesen; vgl. Baustatik V, C, d.

Für den eingespannten Bogen gelten sinngemäß dieselben Bemerkungen, wie unter E für den Dreiecksbogen.

Das allgemeine Verfahren wird man anwenden, wenn das Gewölbe nicht nach der Stützlinie geformt ist, oder wenn sonst eine andere Besonderheit der Form oder der Abmessungen das notwendig erscheinen läßt.

b) In allen Fällen aber, wo die Gewölbeachse einer Stützlinie (für Eigengewicht oder für Eigengewicht + $\frac{1}{2}$ Verkehrslast) entspricht, benutzt man zweckmäßig eins der folgenden vereinfachten Verfahren. Dabei ist folgendermaßen vorzugehen:

1. Ständige Lasten. Zunächst die reinen Druckspannungen aus den Stützkraften der Stützlinie (nach der das Gewölbe geformt ist) zu ermitteln. Dazu dann die Biegungsspannungen infolge der Zusammendrückung der Bogenachse unter den ständigen Lasten; diese berechnen sich mit Hilfe der Ergänzungsbogenkraft, deren allgemeine Gleichung lautet:

$$\Delta H = H \cdot \frac{\int \frac{d s}{F}}{\int y^2 d w + \int \frac{d s}{F} \cos^2 \varphi} \quad (34)$$

H bezieht sich auf diejenige Belastung (Eigengewicht oder Eigengewicht + $\frac{1}{2}$ Verkehr), nach deren Stützlinie die Gewölbeachse geformt ist. Es bedeutet nach Fig. 20: $d w$ die elastische (w -) Kraft des Bogenstückes von der Länge $d s$, dem

Querschnitte F und dem Trägheitsmomente J , $d w = \frac{d s}{J}$; die Ergänzungsbogenkraft ΔH ist in fester Verbindung mit den Kämpfern zu denken (Fig. 20);

sie wirkt nach außen, in der Schwerlinie der elastischen Kräfte $d w$; ΔH bewirkt im Scheitel eine Hebung, im Kämpfer eine Senkung der Stützlinie; die Gesamtdruckspannungen aus den ständigen Lasten ergeben sich zu:

$$\sigma = \frac{H}{F \cdot \cos \varphi} \pm \frac{\Delta H \cdot y}{W} \quad (35)$$



Fig. 20.

Darin bezieht sich + auf den unteren, - auf den oberen Kernpunkt, y ist deren Ordinate (Fig. 20), W das Widerstandsmoment des Querschnitts. Für Größe und Lage von ΔH im folgenden unter c und d vereinfachte Formeln. (Gl. 37, S. 1912 und Gl. 44, S. 1914.)

2. Temperaturänderungen ergeben eine Bogenkraft H_1 , die wie ΔH wirkt, und zwar nach außen bei Abnahme, nach innen bei Zunahme der Temperatur. Vereinfachte Formeln s. unter c und d, Gl. 38, S. 1912 und Gl. 45, S. 1914.

3. Verkehrslasten am besten mit Hilfe von Einflußlinien zu berücksichtigen. Diese zeichnerisch zu ermitteln nach dem folgenden Verfahren unter c, fertig gerechnet in den Tabellen unter d. Ist das Gewölbe geformt nach einer Stützlinie für Eigengewicht + $\frac{1}{2}$ Verkehrslast ($g + \frac{1}{2} p$), so hat man zur Ermittlung der größten Biegemomente aus den vollen Verkehrslasten (und Einzellasten) nicht nur diese in ungünstigster Stellung auszuwerten, sondern muß außerdem die Biegemomente für eine Belastung des ganzen Gewölbes mit $-\frac{1}{2} p$ (Entlastung!) berücksichtigen, da die Wirkung von $+\frac{1}{2} p$ ja in den reinen Druckspannungen der Stützlinie schon mit enthalten ist; vgl. auch Abschn. B, c; Gl. 15, S. 1897.

c) Eine angenäherte Berechnungsweise des eingespannten und nach der Stützlinie geformten Gewölbes, die zu recht einfachen Ergebnissen führt,

gibt Ritter in seiner Dissertation: Beitrag zur Theorie und Berechnung der vollwandigen Bogenträger ohne Scheitelgelenk. Dabei kann jede beliebige Veränderlichkeit des Querschnitts in einfacher Weise berücksichtigt werden. Bezeichnet J_s das Trägheitsmoment im Scheitel, J_k das im Kämpfer, so berechne man:

$$n = \frac{J_s}{J_k \cos \varphi_k} \quad (36)$$

1. Für ständige Lasten vgl. das vorstehend unter b 1 Gesagte; es ist hier einfach:

$$\Delta H = H_s \cdot \frac{56}{3n + 2} \cdot \left(\frac{i_s}{f}\right)^2 = \mu \cdot H_s \quad (37)$$

H_s ist die Bogenkraft der Stützlinie; über die Lage von ΔH im Punkte O vgl. Fig. 20 und 21; Erläuterung der Bezeichnungen im folgenden. Unter den ständigen Lasten beträgt die lotrechte Abweichung der Stützlinie von der Mittellinie im Scheitel $\Delta y_s = \mu \cdot y_s$, im Kämpfer $\Delta y_k = \mu \cdot y_k$.

2. Eine Temperaturänderung des ganzen Gewölbes um t° C erzeugt eine Bogenkraft:

$$H_t = \frac{56}{3n + 2} \cdot \left(\frac{i_s}{f}\right)^2 \cdot E \cdot F_s \cdot \alpha \cdot t^\circ \quad (38)$$

F_s ist der Inhalt des Scheitelquerschnitts, E die Elastizitäts-, α die Wärmeausdehnungszahl des Baustoffes, H_t wirkt wie ΔH ; vgl. auch vorstehend b 2, S. 1911. Erläuterung der Bezeichnungen im folgenden.

3. Für bewegliche Lasten empfiehlt sich hier die Aufzeichnung von Einflußlinien für die Biegemomente in bezug auf die Kernpunkte der Querschnitte. Das Biegemoment ist:

$$M = \mathfrak{M} - H \cdot y;$$

positiv erzeugt es an der Gewölbeinnenseite Zug, außen Druck; y ist die Ordinate des Kernpunktes K , positiv für Punkt K über der Wirkungslinie von H ; vgl. Fig. 21.

\mathfrak{M} sind die Biegemomente im beiderseits eingespannten Balken; sie werden nicht unmittelbar als Einflußlinien aufgezeichnet, sondern aus einer Reihe von Momentenflächen, die man für die verschiedenen Stellungen der Einzellast P aufzeichnen muß, entnommen und zur Einflußlinie zusammengestellt. Zu ihrer Ermittlung dienen die sog. Festpunkte; deren Lage ist (Fig. 21) gegeben durch:

$$a = b = \frac{n + 4}{5(n + 2)} \cdot l \quad (39)$$

In diesen Festpunkten trägt man die beiden Momente M'_a und M'_b auf und zieht deren Verbindungsgerade, die dann auf den Kämpferlotrechten die Einspannungsmomente \mathfrak{M}_a und \mathfrak{M}_b abschneidet, und die als Schlußlinie zur Biegemomentenlinie des frei aufliegenden Balkenträgers AB die Momente \mathfrak{M} des beiderseits eingespannten Balkens AB liefert. Es ist:

$$M'_a = -a \cdot P \cdot m_a \quad M'_b = -b \cdot P \cdot m_b \quad (40)$$

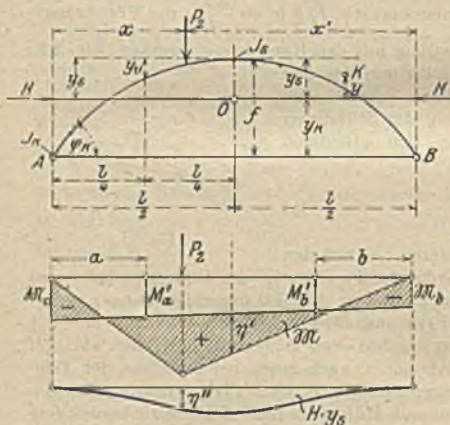


Fig. 21.

In der unstehenden Zahlentafel 6 sind für verschiedene Stellungen von P , die durch $\alpha = x:l$ gekennzeichnet werden, die Werte m_a und m_b ausgerechnet, die ohne weiteres zur Ausrechnung der M'_a und M'_b , somit auch zur Aufzeichnung aller \mathfrak{M} , benutzt werden können.

Zahlentafel 6. Werte von $m_a \cdot 10^3$ (obere Zahl) und $m_b \cdot 10^3$ (untere Zahl).

Lastpunkt $\alpha = x:l =$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	0,041	0,083	0,125	0,167	0,208	0,250	0,292	0,333	0,375	0,417	0,458	0,500
$n = 1$	78	146	205	255	296	328	353	370	381	385	383	375
0,8	42	83	123	162	199	234	267	296	322	344	362	375
	75	142	201	251	293	326	352	370	382	387	385	378
0,7	42	83	123	163	200	235	269	298	324	347	365	378
	74	140	199	249	291	325	351	370	382	388	386	379
0,6	42	83	123	163	200	236	269	299	325	348	366	379
	72	138	196	247	289	324	351	370	383	389	387	380
0,5	42	83	124	163	201	236	270	300	327	349	368	380
	71	136	193	245	287	322	350	370	383	390	389	382
0,4	42	83	124	163	201	237	271	302	328	351	369	382
	69	133	191	242	286	321	349	370	384	391	390	383
0,3	42	83	124	164	202	238	272	303	330	353	371	383
	68	131	188	240	284	320	349	370	385	392	392	385
0,25	42	83	124	164	202	239	273	304	331	354	372	385
	66	128	186	237	282	318	348	370	385	393	393	387
0,2	42	83	124	164	203	240	274	305	332	356	374	387
	65	126	184	235	280	317	348	370	385	394	394	388
0,15	42	83	124	164	203	240	275	306	333	357	375	388

Zahlentafel 7. Werte von $h \cdot 10^4$.

Lastpunkt $\alpha = x:l =$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	0,041	0,083	0,125	0,167	0,208	0,250	0,292	0,333	0,375	0,417	0,458	0,500
$n = 1,0$	60	219	449	723	1020	1318	1601	1852	2060	2215	2311	2344
0,8	56	208	432	704	1002	1306	1595	1857	2075	2238	2339	2374
0,7	54	201	421	692	991	1298	1593	1860	2084	2252	2356	2392
0,6	51	194	410	678	978	1289	1590	1864	2094	2268	2376	2413
0,5	48	185	396	662	963	1279	1587	1869	2103	2288	2399	2438
0,4	44	174	379	641	945	1266	1583	1875	2122	2310	2428	2468
0,3	40	160	357	617	922	1250	1577	1880	2140	2339	2464	2506
0,25	37	152	344	602	909	1240	1573	1885	2152	2357	2486	2530
0,2	33	142	329	585	892	1229	1569	1889	2166	2377	2511	2557
0,15	29	131	311	564	873	1215	1565	1892	2181	2401	2541	2588

Die Größe der Bogenkraft H infolge einer Einzellast P gibt Ritter zu

$$H = P \cdot h \cdot \frac{l}{f(1 + \mu)} \quad (41)$$

Die Werte h , abhängig von der Lage $\alpha = x:l$ der Last P , sind in der unstehenden Zahlentafel 7 zusammengestellt; für μ ist zu setzen:

$$\mu = \frac{56}{3n + 2} \left(\frac{i_s}{f} \right)^2 \quad (42)$$

Hierin bezeichnet i_s den Trägheitshalbmesser des Scheitelquerschnitts.

Auch hier wirkt H nicht in der Kämpferlinie, sondern parallel dazu in der Entfernung y_s vom Scheitel, so wie in Fig. 21 eingezeichnet; seine Lage wird bestimmt durch:

$$y_s = \frac{2m + 26 + n(5m + 37)}{11,67 \cdot (m + 5)(n + 2)} \cdot f \quad (43)$$

worin $m = \frac{23f - 80y_0}{16y_0 - f}$ einzusetzen ist. Der Wert y_0 bestimmt sich nach Fig. 21 aus der Formgebung des Bogens, die entweder für Eigengewicht oder auch für Eigengewicht + $\frac{1}{2}$ Verkehrslast erfolgt sein kann.

Will man z. B. für den Mittelpunkt der Scheitelfuge die Einflußlinie des Biegemomentes aufzeichnen, und zwar auf jeder Gewölbehälfte 6 Ordinaten, so hat man für die entsprechenden 6 Stellungen der Last P die 6 Momentenflächen der M zu zeichnen, und dazu die Einflußlinie des Momentes $H \cdot y_2$. Um die Ordinate des M unter P_2 (vgl. Fig. 21) zu ermitteln, ist unter der der Stellung P_2 entsprechenden Momentenfläche die Ordinate η' unter der Scheitelfuge zu entnehmen, und von ihr die aus der Einflußlinie $H \cdot y_0$ unter P_2 abgegriffene Ordinate η'' abzuziehen, die Differenz aber unter P_2 in die zu zeichnende Einflußlinie einzutragen.

d) Eine noch weitergehende Vereinfachung der Berechnung¹⁾ wird erreicht, wenn man die folgenden, der Wirklichkeit im allgemeinen sehr gut entsprechenden Voraussetzungen zugrunde legt:

1. Das Gewölbe ist nach einer Stützlinie geformt, einerlei ob für Eigengewicht, oder für Eigengewicht + $\frac{1}{2}$ Verkehr.
2. Seine Stärke ändert sich vom Scheitel zum Kämpfer hin nach dem Gesetz $h = h_2 \cdot \cos \varphi$, d. h. proportional der Stützkraft.

Sämtliche überhaupt gebrauchten Größen und Werte lassen sich danach fertig rechnen und in Tabellen zusammenstellen; in diesen sind die Gewölbe abgestuft nach den Stichverhältnissen, Pfeilhöhe zur Spannweite, beide gemessen in der Bogenachse, und nach der Zahl φ , die die Veränderlichkeit der Belastungshöhe angibt (Fig. 22).

1. Ständige Lasten; allgemeines vgl. F, b, 1; Bogenkraft H_E der ständigen Lasten nach Gl. 11, s. B, e, 1; S. 1896, wenn nicht auf andere Weise genauer gerechnet; aus H_E die Längskräfte im Gewölbe. Die Ergänzungsbogenkraft (Fig. 20, Gl. 34, S. 1911) ist hier, vgl. Fig. 22:

$$\Delta H = \Delta h \cdot \left(\frac{i_2}{f}\right)^2 \cdot H_E \quad (44)$$

i_2 Trägheitshalbmesser des Scheitelquerschnitts, Δh in der folgenden Zahlentafel.

$$\varphi = \frac{z - z_0}{6z_0}$$

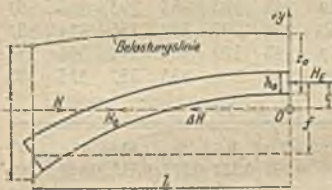


Fig. 22.

 Zahlentafel 8. Werte Δh .

$\varphi =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
$\frac{1}{4}$	18,20	19,04	19,86	20,65	21,46	22,23	22,96	23,66	24,33	24,95	25,54	26,09
$\frac{1}{5}$	15,90	16,62	17,33	18,00	18,64	19,23	19,80	20,33	20,77	21,12	—	—
$\frac{1}{6}$	14,73	15,32	15,88	16,43	16,93	17,39	17,81	18,16	—	—	—	—
$\frac{1}{8}$	13,45	13,88	14,28	14,68	15,06	15,41	—	—	—	—	—	—
$\frac{1}{10}$	12,87	13,21	13,53	13,85	—	—	—	—	—	—	—	—
$\frac{1}{12}$	12,43	12,80	13,17	13,51	—	—	—	—	—	—	—	—

2. Temperaturänderungen; Allgemeines vgl. G, b, 2, S. 1914; hier ist:

$$H_t = \Delta h \cdot \left(\frac{i_2}{f}\right)^2 \cdot E \cdot F_s \cdot \alpha \cdot t^\circ \quad (45)$$

E Elastizitäts-, α Wärmedehnungszahl des Baustoffes, $t^\circ C$, F_s Inhalt des Scheitelquerschnitts.

3. Verkehrslasten. Einflußlinien der Biegemomente nach der Formel

$$M = \mathfrak{M} - H \cdot y \quad (46)$$

für den Scheitel- und Kämpferquerschnitt mit Hilfe der Zahlentafeln 10, S. 1915–1917 zu rechnen und aufzutragen. \mathfrak{M} Biegemomente im beiderseits eingespannten Balken; H Bogenkraft; y Ordinate des Bezugspunktes des Biegemomentes; positiv, wenn über H ; vgl. Fig. 22. Lage von H durch c gegeben; s. folgende

¹⁾ Kögler, Vereinfachte Berechnung eingespannter Gewölbe; Springer, 1913; vgl. auch Abachu, B, e. Die Zahlentafeln 3 bis 10 sind hier nur im Auszug wiedergegeben.

Zahlentafel 9. Werte $c : f$.

$\varphi =$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
$\frac{1}{4}$	0,273	0,256	0,243	0,234	0,226	0,219	0,213	0,207	0,201	0,197	0,194	0,190	0,186
$\frac{1}{2}$	0,290	0,275	0,261	0,252	0,243	0,236	0,230	0,223	0,218	0,214	0,211	—	—
$\frac{3}{4}$	0,300	0,286	0,273	0,263	0,254	0,247	0,242	0,236	0,231	—	—	—	—
$\frac{1}{8}$	0,312	0,298	0,286	0,277	0,270	0,263	0,257	—	—	—	—	—	—
$\frac{1}{10}$	0,320	0,306	0,294	0,286	0,279	—	—	—	—	—	—	—	—
$\frac{1}{12}$	0,325	0,312	0,300	0,290	0,282	—	—	—	—	—	—	—	—

Zahlentafel 10.

Tabellen der Bogenkraft und der Biegemomente am eingespannten Gewölbe. Erläuterungen. Ein positives Moment erzeugt an der Innenseite des Gewölbes Zug, an der Außenseite Druck.

$x:l/2$	Bogenkraft		Momente $M:l$		Bogenkraft		Momente $M:l$		
	$H:l/f$	Scheitel	Linker Kämpfer		$H:l/f$	Scheitel	Linker Kämpfer		
Stich = $\frac{1}{4}$, $\varphi = 0,2$.					Stich = $\frac{1}{4}$, $\varphi = 0,4$.				
0,0	0,2526	0,1087	-0,1413		0,2584	0,1079	-0,1421		
0,1	0,2483	0,0849	-0,1561	-0,1241	0,2540	0,0841	-0,1573	-0,1245	
0,2	0,2314	0,0647	-0,1661	-0,1045	0,2370	0,0639	-0,1676	-0,1046	
0,3	0,2047	0,0476	-0,1706	-0,0842	0,2099	0,0467	-0,1726	-0,0840	
0,4	0,1706	0,0334	-0,1689	-0,0643	0,1751	0,0326	-0,1709	-0,0639	
0,5	0,1321	0,0221	-0,1599	-0,0459	0,1356	0,0214	-0,1619	-0,0453	
0,6	0,0926	0,0134	-0,1435	-0,0297	0,0950	0,0128	-0,1452	-0,0292	
0,7	0,0558	0,0070	-0,1193	-0,0167	0,0572	0,0067	-0,1205	-0,0161	
0,8	0,0257	0,0028	-0,0872	-0,0072	0,0262	0,0026	-0,0879	-0,0069	
0,9	0,0055	0,0005	-0,0476	-0,0014	0,0055	0,0005	-0,0477	-0,0013	
1,0	0	0	links	rechts	0	0	links	rechts	
Stich = $\frac{1}{4}$, $\varphi = 0,6$.					Stich = $\frac{1}{4}$, $\varphi = 0,8$.				
0,0	0,2630	0,1072	-0,1428		0,2682	0,1063	-0,1437		
0,1	0,2586	0,0834	-0,1583	-0,1249	0,2637	0,0825	-0,1596	-0,1254	
0,2	0,2414	0,0632	-0,1689	-0,1047	0,2461	0,0623	-0,1706	-0,1048	
0,3	0,2140	0,0461	-0,1739	-0,0839	0,2182	0,0453	-0,1758	-0,0836	
0,4	0,1787	0,0320	-0,1724	-0,0636	0,1822	0,0313	-0,1744	-0,0630	
0,5	0,1385	0,0209	-0,1634	-0,0448	0,1410	0,0202	-0,1654	-0,0442	
0,6	0,0971	0,0124	-0,1465	-0,0287	0,0984	0,0119	-0,1482	-0,0280	
0,7	0,0584	0,0064	-0,1214	-0,0158	0,0589	0,0060	-0,1227	-0,0153	
0,8	0,0267	0,0025	-0,0884	-0,0066	0,0266	0,0023	-0,0891	-0,0063	
0,9	0,0057	0,0005	-0,0478	-0,0012	0,0055	0,0004	-0,0480	-0,0012	
1,0	0	0	links	rechts	0	0	links	rechts	
Stich = $\frac{1}{4}$, $\varphi = 1,00$.					Stich = $\frac{1}{4}$, $\varphi = 1,2$.				
0,0	0,2720	0,1062	-0,1438		0,2752	0,1058	-0,1442		
0,1	0,2675	0,0824	-0,1599	-0,1253	0,2706	0,0820	-0,1604	-0,1256	
0,2	0,2498	0,0621	-0,1711	-0,1047	0,2528	0,0618	-0,1716	-0,1048	
0,3	0,2215	0,0450	-0,1766	-0,0834	0,2245	0,0447	-0,1772	-0,0834	
0,4	0,1850	0,0310	-0,1753	-0,0627	0,1877	0,0307	-0,1760	-0,0626	
0,5	0,1431	0,0199	-0,1664	-0,0438	0,1454	0,0197	-0,1670	-0,0436	
0,6	0,0998	0,0116	-0,1492	-0,0276	0,1016	0,0115	-0,1496	-0,0274	
0,7	0,0595	0,0059	-0,1234	-0,0148	0,0608	0,0058	-0,1237	-0,0147	
0,8	0,0267	0,0022	-0,0895	-0,0061	0,0275	0,0022	-0,0896	-0,0060	
0,9	0,0055	0,0004	-0,0481	-0,0011	0,0058	0,0004	-0,0481	-0,0011	
1,0	0	0	links	rechts	0	0	links	rechts	

$x:l/2$	Bogenkraft $H:l/f$		Momente $M:l$		Bogenkraft $H:l/f$		Momente $M:l$		
	Scheitel	Linker Kämpfer	Rechts	Linker Kämpfer	Scheitel	Rechts	Linker Kämpfer	Rechts	
Stich = $\frac{1}{3}$, $\varphi = 0,2$.					Stich = $\frac{1}{5}$, $\varphi = 0,4$.				
0,0	0,2484	0,1133	-0,1367		0,2538	0,1124	-0,1376		
0,1	0,2444	0,0894	-0,1506	-0,1206	0,2498	0,0885	-0,1518	-0,1212	
0,2	0,2285	0,0688	-0,1601	-0,1023	0,2337	0,0679	-0,1616	-0,1026	
0,3	0,2033	0,0512	-0,1645	-0,0831	0,2081	0,0503	-0,1663	-0,0831	
0,4	0,1708	0,0364	-0,1631	-0,0641	0,1749	0,0356	-0,1650	-0,0638	
0,5	0,1335	0,0244	-0,1550	-0,0462	0,1368	0,0237	-0,1569	-0,0457	
0,6	0,0946	0,0149	-0,1398	-0,0304	0,0969	0,0144	-0,1414	-0,0298	
0,7	0,0579	0,0080	-0,1168	-0,0172	0,0591	0,0076	-0,1181	-0,0167	
0,8	0,0270	0,0033	-0,0859	-0,0075	0,0275	0,0031	-0,0867	-0,0071	
0,9	0,0059	0,0006	-0,0473	-0,0015	0,0059	0,0006	-0,0474	-0,0014	
1,0	0	0	links	rechts	0	0	links	rechts	
Stich = $\frac{1}{3}$, $\varphi = 0,6$.					Stich = $\frac{1}{5}$, $\varphi = 0,8$.				
0,0	0,2578	0,1119	-0,1381		0,2619	0,1110	-0,1390		
0,1	0,2537	0,0880	-0,1525	-0,1215	0,2577	0,0871	-0,1537	-0,1221	
0,2	0,2375	0,0674	-0,1625	-0,1027	0,2414	0,0666	-0,1639	-0,1029	
0,3	0,2118	0,0499	-0,1673	-0,0829	0,2152	0,0491	-0,1689	-0,0829	
0,4	0,1783	0,0352	-0,1661	-0,0635	0,1812	0,0345	-0,1677	-0,0633	
0,5	0,1396	0,0233	-0,1580	-0,0454	0,1418	0,0227	-0,1596	-0,0450	
0,6	0,0990	0,0141	-0,1424	-0,0294	0,1004	0,0136	-0,1438	-0,0290	
0,7	0,0604	0,0074	-0,1188	-0,0164	0,0611	0,0070	-0,1199	-0,0161	
0,8	0,0281	0,0029	-0,0871	-0,0071	0,0282	0,0028	-0,0877	-0,0067	
0,9	0,0061	0,0005	-0,0476	-0,0014	0,0060	0,0005	-0,0477	-0,0013	
1,0	0	0	links	rechts	0	0	links	rechts	
Stich = $\frac{1}{3}$, $\varphi = 1,0$.					Stich = $\frac{1}{5}$, $\varphi = 0,2$.				
0,0	0,2646	0,1108	-0,1392		0,2458	0,1162	-0,1338		
0,1	0,2605	0,0869	-0,1540	-0,1222	0,2419	0,0923	-0,1470	-0,1184	
0,2	0,2441	0,0664	-0,1643	-0,1029	0,2266	0,0716	-0,1560	-0,1008	
0,3	0,2179	0,0488	-0,1695	-0,0829	0,2023	0,0536	-0,1604	-0,0824	
0,4	0,1837	0,0342	-0,1684	-0,0632	0,1707	0,0385	-0,1591	-0,0639	
0,5	0,1440	0,0225	-0,1602	-0,0448	0,1343	0,0260	-0,1515	-0,0465	
0,6	0,1021	0,0134	-0,1444	-0,0288	0,0960	0,0161	-0,1370	-0,0308	
0,7	0,0622	0,0069	-0,1203	-0,0159	0,0592	0,0087	-0,1149	-0,0177	
0,8	0,0287	0,0027	-0,0879	-0,0067	0,0280	0,0036	-0,0850	-0,0078	
0,9	0,0061	0,0005	-0,0478	-0,0012	0,0062	0,0007	-0,0470	-0,0016	
1,0	0	0	links	rechts	0	0	links	rechts	
Stich = $\frac{1}{3}$, $\varphi = 0,4$.					Stich = $\frac{1}{5}$, $\varphi = 0,6$.				
0,0	0,2505	0,1153	-0,1347		0,2542	0,1149	-0,1351		
0,1	0,2466	0,0914	-0,1482	-0,1190	0,2502	0,0910	-0,1488	-0,1192	
0,2	0,2312	0,0707	-0,1575	-0,1011	0,2348	0,0702	-0,1583	-0,1013	
0,3	0,2067	0,0528	-0,1621	-0,0823	0,2102	0,0524	-0,1629	-0,0823	
0,4	0,1747	0,0377	-0,1610	-0,0636	0,1779	0,0373	-0,1619	-0,0635	
0,5	0,1375	0,0253	-0,1534	-0,0460	0,1403	0,0249	-0,1543	-0,0459	
0,6	0,0983	0,0155	-0,1387	-0,0303	0,1005	0,0153	-0,1394	-0,0300	
0,7	0,0606	0,0083	-0,1162	-0,0172	0,0620	0,0081	-0,1168	-0,0170	
0,8	0,0285	0,0034	-0,0857	-0,0075	0,0292	0,0033	-0,0860	-0,0074	
0,9	0,0063	0,0006	-0,0473	-0,0015	0,0064	0,0006	-0,0473	-0,0015	
1,0	0	0	links	rechts	0	0	links	rechts	

$x:l/2$	Bogenkraft $H:l/f$		Momente $M:l$		Bogenkraft $H:l/f$		Momente $M:l$		
	Scheitel	Linker Kämpfer	Linker Kämpfer	Rechts	Scheitel	Linker Kämpfer	Linker Kämpfer	Rechts	
Stich = $1/6, \varphi = 0,8.$					Stich = $1/8, \varphi = 0,2.$				
0,0	0,2569	0,1144	-0,1356		0,2428	0,1196	-0,1304		
0,1	0,2530	0,0905	-0,1494	-0,1196	0,2390	0,0957	-0,1429	-0,1157	
0,2	0,2375	0,0698	-0,1590	-0,1014	0,2244	0,0747	-0,1516	-0,0990	
0,3	0,2128	0,0519	-0,1638	-0,0824	0,2011	0,0564	-0,1559	-0,0813	
0,4	0,1803	0,0369	-0,1628	-0,0634	0,1706	0,0408	-0,1548	-0,0636	
0,5	0,1424	0,0246	-0,1552	-0,0456	0,1351	0,0278	-0,1478	-0,0466	
0,6	0,1020	0,0150	-0,1402	-0,0298	0,0973	0,0174	-0,1341	-0,0311	
0,7	0,0631	0,0079	-0,1173	-0,0169	0,0607	0,0095	-0,1129	-0,0181	
0,8	0,0298	0,0032	-0,0863	-0,0073	0,0290	0,0040	-0,0840	-0,0080	
0,9	0,0066	0,0006	-0,0474	-0,0014	0,0065	0,0008	-0,0468	-0,0016	
1,0	0	0	links	rechts	0	0	links	rechts	
Stich = $1/8, \varphi = 0,4.$					Stich = $1/8, \varphi = 0,6.$				
0,0	0,2465	0,1192	-0,1308		0,2493	0,1187	-0,1313		
0,1	0,2428	0,0952	-0,1436	-0,1160	0,2457	0,0947	-0,1442	-0,1164	
0,2	0,2282	0,0742	-0,1524	-0,0992	0,2311	0,0738	-0,1530	-0,0994	
0,3	0,2048	0,0560	-0,1567	-0,0813	0,2077	0,0555	-0,1576	-0,0814	
0,4	0,1741	0,0404	-0,1557	-0,0635	0,1769	0,0400	-0,1567	-0,0633	
0,5	0,1382	0,0275	-0,1487	-0,0463	0,1406	0,0271	-0,1496	-0,0462	
0,6	0,0998	0,0171	-0,1349	-0,0309	0,1017	0,0168	-0,1357	-0,0307	
0,7	0,0624	0,0093	-0,1136	-0,0178	0,0637	0,0091	-0,1142	-0,0176	
0,8	0,0299	0,0039	-0,0843	-0,0079	0,0305	0,0038	-0,0847	-0,0077	
0,9	0,0067	0,0007	-0,0469	-0,0017	0,0069	0,0007	-0,0470	-0,0016	
1,0	0	0	links	rechts	0	0	links	rechts	
Stich = $1/10, \varphi = 0,2.$					Stich = $1/10, \varphi = 0,4.$				
0,0	0,2413	0,1215	-0,1285		0,2444	0,1213	-0,1287		
0,1	0,2376	0,0975	-0,1407	-0,1143	0,2408	0,0973	-0,1410	-0,1144	
0,2	0,2233	0,0765	-0,1491	-0,0979	0,2265	0,0762	-0,1496	-0,0980	
0,3	0,2005	0,0580	-0,1532	-0,0808	0,2038	0,0578	-0,1538	-0,0806	
0,4	0,1705	0,0422	-0,1523	-0,0633	0,1738	0,0419	-0,1530	-0,0632	
0,5	0,1355	0,0289	-0,1456	-0,0466	0,1386	0,0287	-0,1462	-0,0464	
0,6	0,0981	0,0182	-0,1323	-0,0313	0,1006	0,0180	-0,1329	-0,0311	
0,7	0,0615	0,0100	-0,1117	-0,0183	0,0633	0,0098	-0,1122	-0,0182	
0,8	0,0296	0,0042	-0,0834	-0,0082	0,0306	0,0041	-0,0837	-0,0081	
0,9	0,0067	0,0008	-0,0467	-0,0017	0,0070	0,0008	-0,0467	-0,0017	
1,0	0	0	links	rechts	0	0	links	rechts	
Stich = $1/12, \varphi = 0,2.$					Stich = $1/12, \varphi = 0,4.$				
0,0	0,2402	0,1227	-0,1273		0,2435	0,1222	-0,1278		
0,1	0,2366	0,0987	-0,1393	-0,1133	0,2399	0,0982	-0,1399	-0,1137	
0,2	0,2225	0,0776	-0,1475	-0,0973	0,2259	0,0771	-0,1483	-0,0975	
0,3	0,2000	0,0590	-0,1517	-0,0803	0,2034	0,0586	-0,1524	-0,0804	
0,4	0,1704	0,0430	-0,1508	-0,0632	0,1737	0,0426	-0,1516	-0,0632	
0,5	0,1357	0,0296	-0,1442	-0,0466	0,1388	0,0293	-0,1450	-0,0464	
0,6	0,0985	0,0187	-0,1312	-0,0314	0,1011	0,0184	-0,1319	-0,0313	
0,7	0,0619	0,0103	-0,1110	-0,0184	0,0638	0,0101	-0,1115	-0,0183	
0,8	0,0299	0,0044	-0,0830	-0,0082	0,0309	0,0043	-0,0832	-0,0082	
0,9	0,0068	0,0009	-0,0465	-0,0017	0,0071	0,0008	-0,0467	-0,0017	
1,0	0	0	links	rechts	0	0	links	rechts	

Ein positives Moment erzeugt an der Gewölbeinnenseite Zug, außen Druck. Über Ermittlung der Spannungen, je nachdem M für den Schwerpunkt oder die Kernpunkte eines Schnittes ermittelt ist, vgl. Abschn. H, b u. c; S. 1920.

Beispiel: Gewölbe nach Fig. 23, für Eigengewicht geformt, zu untersuchen.

$$\text{Stichverhältnis } \frac{3,20}{20,80} = \frac{1}{6,5}; \quad \gamma = \frac{3,88 - 0,86}{6 \cdot 0,86} = 0,586.$$

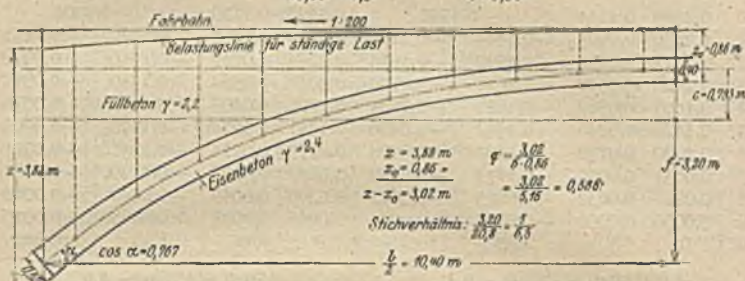


Fig. 23.

Aus einer Aufzeichnung des Bogens mit Hilfe der Zahlentafel 5 (S. 1900) wurden die Gewichte P der 10 Lamellen auf einer Gewölbehälfte (je dx breit) entnommen; aus diesen folgen die Querkräfte Q und deren Mittel Q_m , aus diesen die Momente M für die einzelnen Lamellentrennungslinien, und aus diesen durch Teilung mit H die Ordinaten y gegen die Wagrechte durch den Scheitel. Es wird $H = 50,5$ t.

x	P	Q	Q_m	$M = Q_m \cdot dx$	$y = \frac{M}{H}$
Scheitel: 0,0	$0,86 \cdot dx$	0	0,43	0	0
0,1	0,88	0,86	1,30	0,43	0,022
0,2	0,97	1,74	2,22	1,73	0,085
0,3	1,11	2,71	3,27	3,95	0,203
0,4	1,29	3,82	4,46	7,22	0,371
0,5	1,54	5,11	5,88	11,68	0,601
0,6	1,85	6,65	7,58	17,56	0,903
0,7	2,26	8,50	9,63	25,14	1,292
0,8	2,80	10,76	12,16	34,77	1,787
0,9	3,47	13,56	15,30	46,93	2,413
Kä tfer: 1,0	$17,03 \cdot dx$	17,03	$62,23 \cdot dx$	62,23	3,200

$$dx = \frac{1}{20} \cdot l = \frac{1}{20} \cdot 20,8 = 1,04 \text{ m}; \quad H_R = \frac{M_{10}}{f} = \frac{62,23 \cdot dx^2}{3,20} = 21,03 \text{ cbm} = 50,5 \text{ t.}$$

Des weiteren rechnet man:

1. Bogenkraft für Eigengewicht, nach Gl. 11, S. 1896.

$$H_R = 0,0407 \cdot \frac{20,8^2}{3,20} \cdot 3,88 \cdot 2,4 = 21,34 \cdot 2,4 = 51,2 \text{ t.}$$

Ergänzungsbogenkraft nach Gl. 44: $\Delta H = 16,67 \cdot \left(\frac{11,56}{320}\right)^2 \cdot 51,2 = 1,113 \text{ t.}$

$c = 0,248 \cdot 3,20 = 0,793 \text{ m}$ nach Zahlentafel 9. Moment von ΔH in bezug auf die Mitte des Scheitelquerschnitts:

$$\Delta M = +\Delta H \cdot c = +1,113 \cdot 0,793 = +0,882 \text{ mt.}$$

Spannungen im Scheitelquerschnitt unter den ständigen Lasten somit:

$$\sigma_0 = \frac{51200 - 1113}{40 \cdot 100} \pm \frac{88200 \cdot 6}{100 \cdot 40^2} = 12,52 \pm 3,31 = +15,83 \text{ kg/qcm oben, } = +9,21 \text{ kg/qcm unten.}$$

2. Mit $E = 250$ t/qcm und 20° C Temperaturänderung wird nach Gl. 45:

$$H_t = \pm 16,67 \cdot \left(\frac{11,56}{320}\right)^2 \cdot 250 \cdot 4000 \cdot \frac{12}{10^6} \cdot 20 = \pm 5,24 \text{ t,}$$

ihr Moment für die Mitte des Scheitelquerschnitts:

$$M_t = \pm 5,24 \cdot 0,793 = \pm 4,16 \text{ mt.}$$

Spannungen infolge Temperaturänderung:

$$\sigma_t = \frac{5240}{4000} \mp \frac{416000 \cdot 6}{100 \cdot 40^2} = 1,31 \mp 15,10 = \pm 13,79 \text{ kg/qcm oben, } = \pm 16,41 \text{ kg/qcm unten.}$$

3. Verkehrslasten. Will man die Einflußlinie für das Biegemoment z. B. in bezug auf die Mitte des Scheitelquerschnittes aufzeichnen, so hat man nur die Werte M und H aus den Tabellen S. 1915—1917 zu entnehmen, wobei für $\varphi = 0,586$ zwischen $\varphi = 0,4$ und $\varphi = 0,6$ und für Stich $1/6,5$ zwischen $1/6$ und $1/8$ einzuschalten ist. Die H sind mit γ ($= c = 0,248 \cdot f$) zu multiplizieren und von den M abzuziehen; s. folgende Tabelle.

x	M	H	$-H \cdot \gamma$	$M - H \cdot \gamma$
0,0 $\cdot 1/3 l$	+ 0,1162 $\cdot l$	2523 $\cdot \frac{l}{f}$	- 0,0626 $\cdot l$	+ 0,0536 $\cdot l$
0,1	+ 0,0922	2485	- 0,0616	+ 0,0306
0,2	+ 0,0714	2333	- 0,0579	+ 0,0135
0,3	+ 0,0534	2091	- 0,0518	+ 0,0016
0,4	+ 0,0382	1774	- 0,0440	- 0,0058
0,5	+ 0,0256	1402	- 0,0343	- 0,0092
0,6	+ 0,0158	1007	- 0,0250	- 0,0092
0,7	+ 0,0084	625	- 0,0155	- 0,0071
0,8	+ 0,0035	296	- 0,0073	- 0,0038
0,9	+ 0,0006	66	- 0,0016	- 0,0010
1,0	+ 0,0	0	- 0,0	- 0,0

Da die Einflußlinie des Biegemomentes für die Mitte des Querschnittes gezeichnet ist, so sind noch die Längskräfte (Bogenkraft) aus den Verkehrslasten zu ermitteln. Diese aus einer Einflußlinie der Bogenkraft H (Tab. S. 1915—1917) oder nach Gl. 16, S. 1897.

Ermittlung der Biegemomente und Berechnung der Spannungen wird hier nicht nochmals durchgeführt; vgl. hierzu Beispiel F, S. 1905 ff.

e) In gleicher Weise, wie vorstehend unter *d*, 3, allerdings nicht so genau, lassen sich die Einflußlinien der Biegemomente mit Hilfe der folgenden Tabelle aufzeichnen. Ihr liegt die (seltener zutreffende) Annahme einer parabolischen Gewölbeachse zugrunde, sowie einer fast unveränderlichen Bogenstärke¹⁾. Die Tafel gibt die Momente M nicht nur für den Scheitel- und den Kämpferquerschnitt, sondern für 5 weitere Schnitte zwischen diesen; die Bogenkraft H (vgl. Fig. 22) hat eine feste Lage; es ist $c = 1/3 f$; im übrigen gelten dieselben Bemerkungen, wie unter *b*, 3 und *d*, 3.

Zahlentafel 11.

		Werte $m \cdot 10^5$; Lage des zu untersuchenden Querschnittes auf linker Gewölbehälfte; $x : l =$							$k \cdot 10^5$	
α		1,00	0,90	0,70	0,50	0,30	0,20	0,00		
Lage der Last $P = 1$.	links	1,00	0	0	0	0	0	0	0	
		0,90	— 4514	450	378	305	233	197	124	226
		0,80	— 8100	— 3240	1480	1200	920	780	500	810
		0,70	— 10838	— 6142	3251	2643	2036	1732	1124	1626
		0,60	— 12800	— 8320	640	4600	3560	3040	2000	2560
	rechts	0,50	— 14063	— 9844	— 1407	7030	5468	4687	3126	3516
		0,40	— 14700	— 10780	— 2940	4900	7740	6660	4500	4410
		0,30	— 14788	— 11195	— 4015	3167	10351	8942	6124	5176
		0,20	— 14400	— 11160	— 4680	1800	8280	11520	8000	5760
		0,10	— 13612	— 10739	— 4991	757	6503	9377	10125	6125
Lage der Last $P = 1$.	links	0,00	— 12500	— 10000	— 5000	± 0	5000	7500	12500	6250
		0,10	— 11137	— 9011	— 4758	— 506	3747	5873	10125	6125
		0,20	— 9600	— 7840	— 4320	— 800	2720	4480	8000	5760
		0,30	— 7963	— 6554	— 3737	— 919	1898	3307	6124	5176
		0,40	— 6300	— 5220	— 3060	— 900	1260	2340	4500	4410
	rechts	0,50	— 4688	— 3907	— 2344	— 782	781	1562	3124	3516
		0,60	— 3200	— 2680	— 1640	— 600	440	960	2000	2560
		0,70	— 1913	— 1610	— 1002	— 394	213	517	1124	1626
		0,80	— 900	— 760	— 480	— 200	80	220	500	810
		0,90	— 238	— 202	— 130	— 57	16	52	124	226
1,00	— 0	— 0	— 0	— 0	0	0	0	0		

¹⁾ Näheres s. Fußnote S. 1914. Die Zahlentafel 11 ist hier stark gekürzt wiedergegeben.

Das Moment M schreibt sich in der Form:

$$M = \mathfrak{M} - H \cdot y = P \cdot l \cdot \left(m - h \cdot \frac{y}{r} \right). \quad (47)$$

Werte m und h in der vorstehenden Zahlentafel, $r = \sqrt[4]{\frac{1}{15} f}$.

H. Ermittlung der Spannungen.

Entsprechend den verschiedenen Untersuchungsverfahren sind die Spannungen in einem Gewölbequerschnitte auf dreierlei Weise zu ermitteln.

a) Aus der Stützlinie. Das Kräfteck gibt die Größe, die Lage der Stützlinie im Schnitte bezeichnet den Angriffspunkt der Längskraft P , die den Schnitt beansprucht. Ist ihr Abstand vom Schwerpunkte S gleich e , so sind die beiden Randspannungen:

$$\sigma_{\pm} = \frac{P}{F} \pm \frac{P \cdot e}{W}. \quad (48)$$

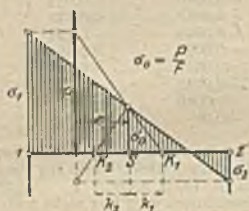


Fig. 24.

F Flächeninhalt, W Widerstandsmoment der Querschnittsfläche; ein negativer Wert für σ_2 bedeutet Zugspannung. Zeichnerische Ermittlung nach Fig. 24 mit Hilfe der Kernpunkte; gilt natürlich auch, wenn P innerhalb der Kernpunkte.

Soll keine Zugspannung auftreten, so muß P innerhalb der Kernpunkte, beim rechteckigen Querschnitte also im inneren Drittel, verbleiben. Ist der Querschnitt nicht imstande, Zugspannungen aufzunehmen, so wird die größte Druckspannung

$$\sigma = \frac{2P}{3 \cdot b \cdot c}, \quad (49)$$

worin b die Tiefe des Querschnitts, c die Entfernung der Längskraft P vom Rande bedeutet.

b) Aus dem Momente in bezug auf den Querschnittsschwerpunkt. In Gl. (48) bedeutet der Ausdruck $P \cdot e$ das Moment M_s der Längskraft P in bezug auf den Schwerpunkt S . Dieses Moment kann man natürlich, und zwar viel genauer als aus der Lage der Stützlinie, aus einer Einflußlinie für M_s ermitteln. Zur Berechnung der Spannungen braucht man aber, wie Gl. (48) zeigt, noch die Längskraft P , natürlich für diejenige Laststellung, unter der M_s gefunden wurde. Dieses Verfahren ist im allgemeinen etwas zeitraubend; doch empfiehlt es sich, wo man die Lage der Kernpunkte (vgl. c) nicht von vornherein mit Sicherheit annehmen kann, also z. B. für starkbewehrte Eisenbetongewölbe.

Für die nach einer bestimmten Richtung genommenen Teilkräfte der Längskraft P lassen sich auch Einflußlinien aufzeichnen, so z. B. für die Teilkräfte parallel und senkrecht zur Tangente an die Bogenmittellinie im Punkte S nach den Formeln:

$$P_t = Q \sin \varphi + H \cos \varphi, \quad P_n = Q \cos \varphi - H \sin \varphi. \quad (50)$$

Hierin bedeutet: Q die Querkraft im Punkte S für den Balken auf zwei Stützen, H die Bogenkraft, φ den Neigungswinkel der Tangente gegen die Wagerechte. Voraussetzung für obige Formeln ist eine wagerechte Kämpferlinie. Vgl. auch S. 1634; P_n = Bogenkraft.

c) Aus den Momenten in bezug auf die Kernpunkte des Querschnitts. Setzt man in Gl. (48) für W das Produkt $F \cdot k$, worin k die Kernweite, so erhält man:

$$\sigma_{\pm} = \frac{P}{F} \pm \frac{P \cdot e}{F \cdot k} = \frac{P}{F \cdot k} (k \pm e) = \frac{M_k}{F \cdot k} = \frac{M_k}{W}. \quad (51)$$

$(k \pm e)$ sind die Entfernungen der Kraft P von den beiden Kernpunkten; $P \cdot (k \pm e) = M_k$ bezeichnet also die Momente von P in bezug auf K_1 und K_2 . Man kann somit aus diesen durch Division mit dem Widerstandsmomente die Spannungen unmittelbar ableiten, ohne die Längskraft P ermitteln zu müssen. Sobald daher die Kernpunkte mit einiger Sicherheit festliegen, wendet man mit Vorteil das Verfahren unter c) an.

III. Bemessung und statische Untersuchung der Pfeiler und Widerlager.

Auch bei der Bemessung von Pfeilern und Widerlagern ist derselbe Weg einzuschlagen, wie unter II, B für die Gewölbe beschrieben. Nach Erfahrungswerten wird ein Vorentwurf aufgestellt, der die Grundlage für eine vorläufige und überschlägliche Berechnung bildet. Nach dieser wird der erste Entwurf verbessert und der endgültigen statischen Untersuchung unterworfen, die dann im allgemeinen nur so geringfügige Abänderungen bedingen wird, daß ihre Grundlagen Geltung behalten.

1. Zwischenpfeiler.

Die obere Stärke kann man für niedrige Zwischenpfeiler zu $\frac{1}{6} - \frac{1}{10}$ für hohe (Viadukt-) Pfeiler zu $\frac{1}{4} - \frac{1}{7}$ der größten anschließenden Stützweite annehmen. Den besten Anhalt geben ausgeführte Bauwerke (Zusammenstellung im Handb. d. Ing.-Wiss.); maßgebend und keinesfalls außer acht zu lassen ist stets die Rücksicht auf ein gefälliges Aussehen des Ganzen. Der Anlauf ergibt sich aus der statischen Untersuchung; erscheint er zu groß, so muß der Pfeiler an seinem oberen Ende verstärkt werden. Bevor nicht die Abmessungen der Zwischenpfeiler als einigermaßen zutreffend erkannt sind, soll man nicht mit der endgültigen statischen Untersuchung der Gewölbe beginnen.

Zwischenpfeiler für zwei Belastungszustände zu untersuchen:

1. Vollbelastung der beiden anschließenden Gewölbe und des Pfeilers;
2. Vollbelastung nur des einen (des größeren) der anschließenden Gewölbe.

Ersteres gibt die größte mögliche Mittelkraft in einer mittleren Lage; letzteres bewirkt den größten Ausschlag der Mittelkraft und ist fast immer der gefährlichere Belastungszustand. Niedrige, starke Pfeiler kann man als vollkommen starr ansehen und ihnen somit den gesamten Unterschied in den Bogenkräften der als Dreigelenkbögen wirkend gedachten Gewölbe zuweisen. Für hohe, schlanke Pfeiler wird diese Annahme zu ungünstig; bei solchen muß man unbedingt den Einfluß des tatsächlichen elastischen Verhaltens der beiden benachbarten Gewölbe und des Pfeilers selbst mit in Rechnung stellen. Als Grundsatz hierbei gilt, daß die Bogenkraft des belasteten Gewölbes gleich ist der Bogenkraft des unbelasteten + dem Biegungswiderstand des Pfeilers. Auch für die Gewölbe selbst ist dieser gegenseitige Einfluß von großer Wichtigkeit, da er noch besondere Beanspruchungen hervorruft.

Über durchgehende Bogenträger und ihre Berechnung im Zusammenhang mit den Pfeilern siehe u. a. die Literaturangaben.

2. Widerlager.

Die Form der Widerlager bestimmt man am zweckmäßigsten, indem man die Gewölbstützlinie für Eigengewicht + halbe Verkehrslast über den Kämpfer hinaus fortsetzt. Dabei ist die Erdüberschüttung des Widerlagers und unter Umständen der Erddruck mit zu berücksichtigen. Seine obere Stärke ist durch die Abmessungen des Gewölbekämpfers gegeben, die untere durch die Größe des zulässigen Bodendruckes. Die Vorder- und Rückseite begrenzt man durch ebene Flächen; die Sohle wird möglichst senkrecht zur mittleren Stützlinie angeordnet, wenn nötig abgetreppelt. Genügende Sicherheit gegen Gleiten muß sowohl in allen Fugen, als auch in der Sohle vorhanden sein. Für die statische Untersuchung der Widerlager können, je nach dem Bauvorgang, verschiedene Belastungszustände in Frage kommen:

1. Das Gewölbe ist durch Überschüttung und Verkehrslast, das Widerlager nur durch die Überschüttung belastet; hierbei darf der tätige Erddruck auf die

Widerlager-Rückfläche mit in Rechnung gestellt werden; zweckmäßig aber nicht der passive Erddruck. Die größte Pressung an der Außenkante des Widerlagers.

2. Gewölbe und Widerlager voll überschüttet, dieses noch mit Verkehrslast belastet; der Erddruck auf die Widerlager-Rückfläche muß berücksichtigt werden. Die größte Pressung an der Innenkante des Widerlagers.

3. Das Gewölbe trägt nur sein eigenes Gewicht, höchstens noch die Stirnmauern, Übermauerung und Abdichtung; das Widerlager ist noch nicht hinterfüllt. (Möglicher Zustand beim Ausrüsten.)

4. Das Widerlager erhält noch keinen Gewölbeschub, wohl aber den Erddruck einer Hinterfüllung bis zur Kämpferhöhe. (Kann vor dem Ausrüsten in Frage kommen.)

Neuere Veröffentlichungen in Zeitschriften über Theorie der Gewölbe.

Dreigelenkbogen und Formgebung: Gewölbebemessung. Stützlinien für Eigengew. Deren Abänderung, und Stärkeermittlung des Gewölbes nach den Mom. der Verkehrslast aus Einflußlinien. Prof. Mörsch. Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen, 1900, II, S. 175. Beitrag zur Dimensionierung von Dreigelenkbögen. Deutsche Bztg. 1910, Mitt. Z. Nr. 12. Erweiterung des Verfahrens von Mörsch. Die stat. Berechnung von Gewölben. Von Dr.-Ing. Färber. Deutsche Bztg., Mitt. 1915, Nr. 20. Formung, Bemessung und stat. Untersuchung von Brückenbögen. Von Dipl.-Ing. Lilienfeld. Der Brückenbau 1914, Heft 15, 1915, Heft 15. Beitrag zur Bestimmung der Bogenform bei Wölbbrücken. Von Ing. Doorentz. Beton u. Eisen 1915, Heft XVI. Einfaches Verfahren zur Bestimmung der Achse des Brückengewölbes, Schw. Bauztg. 1918, Bd. 71, Nr. 6. Bestimmung der Gewölbestärken und der Form der Gewölbe mittellinie. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1917, Nr. 37/38. Zur Statik der Gewölbe. Von Dr.-Ing. Ryllir. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1916, Heft 18. Das praktische Entwerfen von Brückengewölben. Arm. Beton 1917, Nr. 6, 7, 8. Die Mittellinie der Gewölbe als Stützlinie lotrechter Last. Von Baumt Francke. Zeitschr. f. Betonbau 1915 Heft 6. — Zweigelenkbogen: Berechnung von flachen Betonbögen mit zwei Auflager gelenken. Zeitschr. d. Österr. Ing.-u. Arch.-V. 1907, S. 63. Zur Berechnung von Zweigelenkbogen. Parabol. Achse. Zentr. d. Bauv. 1910, Nr. 90. — Eingespanntes Gewölbe: Berechnung schwachgekrümmter, elastischer Bogen. Z. d. Bauv. 1905, S. 410. Berechnung von eingespannten Gewölben. Prof. Mörsch. Schw. Bztg. 1906, S. 83. Elastische Gewölbe. Elwitz. Z. f. Bauwesen 1907, S. 541—611. Zur Berechnung gelenkloser Brückengewölbe. Schw. Bztg. 1907, I, S. 25. Vereinfachung der Berechnung gelenkloser Brückengewölbe. Dipl.-Ing. Ritter, Schw. Bztg. 1908, I, S. 286, 310, 331. Vereinfachte Berechnung von eingespannten Gewölben nach der Elastizitätstheorie. Mörsch. Beton u. Eisen 1909, Nr. 11. Berechnung des Stützliniengewölbes. Dr. Schwätzer. Formeln für die statisch unbestimmten Größen. Zeitschr. d. Österr. Ing.-u. Arch.-V. 1909, S. 302. The analytic calculation of a concrete arch. Eingespanntes Gewölbe unter einer Einzellast. Engg. News., 12. Mai 1910. Beitrag zur Elastizitätstheorie der Stützliniengewölbe. Eisenbeton 10, Nr. 4. Berechnung von eingespannten Gewölben. Parabolische Achse. Beton u. Eisen 10, Nr. 4. Hierzu auch: Zeitschr. d. Österr. Ing.-u. Arch.-V. 10, Nr. 25. Gewölbe- und Rahmenberechnung nach der Elastizitätstheorie. Dr.-Ing. Pilgrim. Zeitschr. f. Arch.-u. Ing.-Wesen 1911, Nr. 3. Der beiderseits eingespannte Bogen. Zeitschr. f. Bauwesen, Okt. 1911. Zentr. d. Bauv. 1912, Nr. 54. Zur Berechnung von eingespannten Gewölben. Dipl.-Ing. H. Ritter, Danzig. Schweiz. Bztg. 1911, Bd. 57, Nr. 12. Statische Berechnung der eingespannten Bogenträger bei beliebigem Lastangriff. Dr. S. Schwätzer. Näherungsformeln. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst, 1912, Nr. 11. Überschlägige Berechnung weitgespannter flacher Eisenbetonbogen ohne Gelenke. Formeln u. Zahlentabellen. Zement u. Beton 1910, Nr. 35 u. 36. Einflußlinien des eingespannten Bogens. Zeichnerisches Verfahren. Chr. Vlachos. Beton u. Eisen 1911, Heft 2 u. 3. Beitrag zur Lehre vom eingespannten Bogen. Kögler. Vereinfachte Einflußlinien für parabolische Bögen. Zentr. d. Bauv. 1911, Nr. 100. Gleichungen über die Formänderung vollwandiger Bögen. Eingehende theor. Unters. Zeitschr. f. Arch. u. Ing. 1912, Nr. 2. Über die Formänderung gelenkloser Gewölbe. Tabellen. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1912, Nr. 22. Zur strengen Theorie der Bogenträger. Dr. Federhofer. Vollständige Rücksichtnahme auf die entstehende Formänderung. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1911, Nr. 33 u. 34. Berechnung der Gewölbe nach der Elastizitätstheorie. Von Prof. Hertwig - Aachen. Zeitschr. f. Betonbau 1913, Heft 8, 9. Zur Berechnung des gelenklosen Bogens (Näherungsverfahren). Von Ing. Straßner. Beton u. Eisen 1914, Heft X. Faustformeln zur Berechnung der größten Zusatzmomente in statisch unbestimmten Bogenträgern. Mitt. f. Zement u. Beton 1917, Nr. 14. Neues Verfahren zur raschen Ermittlung der Biegemomente in eingespannten Gewölben nebst Pfeilern und Widerlagern. Von Dr.-Ing. Färber. Deutsche Bztg., Mitt. 1915, Nr. 5. Zur Berechnung des symmetrischen, statisch unbestimmten Bogenträgers. Dr.-Ing.

Gilbrin. Der Brückenbau 1915, Heft 8. Beitrag zur Statik gelenkloser, fest eingespannter Bogenträger. Von Brandler. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1916, Heft 37. Die Berücksichtigung der Querschnittsveränderlichkeit bei der statischen Untersuchung gelenkloser Bögen. Von Blandek. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1915, Heft 28. Untersuchung über die Zulässigkeit der Annahme der Gewölbbeachse als Parabel bei der Berechnung von Brückengewölben. Beton u. Eisen 1917, Heft 14 u. 15. Über eine Näherungsformel zur Berechnung des Kreisbogengewölbes. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1916, 49. Über die Berechnung von beiderseits eingespannten Kreisbogengewölben auf Grundlage der Elastizitätstheorie. Von Ing. David. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1915, Heft 52. — Sonderfragen: Einfluß der Temperatur auf die Spannungen in Eisenbetongewölben. Aus Beobachtungen Angabe, daß die Temperaturschwankungen des Bogens nur rund $\frac{1}{5}$ von denen der Luft betragen, daß es also genügt, + 10° C in Ansatz zu bringen. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1911, Nr. 3. Über den Einfluß der Vernachlässigung der Axialkraft bei Berechnung von Bogenbrücken mit eingespannten Bindern. Dr. Binder. Allg. Bztg. 10, Nr. 1. Auch als Sonderdruck. Berechnung von sechsfach statisch unbestimmten Gewölben. Berücksichtigung des Zusammenhanges des Gewölbes nach der Tiefe. Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen 10, Nr. 2. Flachgespanntes Gewölbe mit Widerlagerplatte. Möller. D. Bztg. 1909. Mitt. S. 2, 7, 11. Unbelastete kreisförmige Überwölbungen. Zweigelenkbogen mit kreisförmiger Achse. Tabellen. Zement u. Beton 1911, Nr. 24. Das Stützliniengewölbe mit lotrechter Überlast. A. Hofmann. Zeitschr. f. Arch. u. Ing. 1912, Nr. 1. Der zulässige Verlauf von Stützlinien in Betonbögen. Berücksichtigung der Unhomogenität des Materials. Berichtigung und Nachträge. Reg.-Baumstr. Sonntag. Arm. Beton 1910, H. 11. Belastungsannahmen für Straßenbrücken und Vorschläge für die Vereinfachung. Von Prof. Kayser. Zeitschr. f. Betonbau 1916, Heft 8. Durchbiegungen von Brücken unter bewegten Lasten. Zentralblatt 1917, Nr. 68. Rißbildung in gewölbten Brücken. Zeitschr. d. Bauv. 1918, Nr. 47/48. Berechnung von Bogenbrücken bei räumlichem Kraftangriff. Beton u. Eisen 1918, Nr. 9/10. Weitgespannte Bogenbrücken bei Beanspruchung in der Querrichtung. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1918, Nr. 3, 4, 5. Berechnung gewölbter Eisenbahnbrücken in der Gleiskrümmung. Von Obering. Buweda. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1914, Nr. 42. — Durchgehende Bogen: Bogenbrücken mit elastischen Pfeilern. Theoretische Untersuchung. Schw. Bztg. 1902, II, S. 290. Génie civil 1903, S. 153. Berechnung von gemauerten Brücken mit mehreren Bögen. H. Lossler. Le ciment armé 1908, Nr. 9 u. 10. Graphische Behandlung von Bogenträgern über mehreren Öffnungen und mit (in wagerechter Richtung) nachgiebigen Unterstützungen. Prof. Ostenfeld. Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen 1909, Nr. 4. Le calcul graphique de l'arc continu. Le Génie civil 1910, Nr. 5—7. Otzen, Berechnung von Gewölben mit Zwischenpfeilern. D. Bztg. 10, Mitt. Nr. 24. Berechnung von kontinuierlichen Bogenträgern. Schw. Bauztg. 1912, Bd. 60, Nr. 21. Statisch bestimmter Bogenträger mit einer oder mehreren Öffnungen. Zeitschr. f. Arch. u. Ing. 1912, Nr. 3. Zeichnerische Behandlung des mehrfach statisch unbestimmten durchgehenden Bogenträgers mit zwei Kämpfergelenken. Dipl.-Ing. Chr. Vlachos. Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen 1911, Nr. 2. Mehrfach statisch unbestimmte durchgehende Bogenträger mit zwei Kämpfergelenken. Zeichnerische Behandlung. Chr. Vlachos. Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen 1911, Heft 12. Über die Größe des Auftriebes unter Pfeilern. Zentralbl. d. Bauv. 1912, Nr. 81 und 89, sowie Nr. 94.

IV. Bauliche Ausbildung und Ausführung der Steinbrücken.

A. Durchlässe.

Plattendurchlässe, nur für ganz kleine Lichtweiten mit Platten aus natürlichen Steinen, sonst mit Eisenbetonplatten abgedeckt. Berechnung der Platte als Balken auf zwei Stützen, bei gekuppelten Durchlässen als durchgehender Träger. Näheres siehe Eisenbetonbrücken.

Gewölbte Durchlässe oft noch als Halbkreis- oder Segmentgewölbe auf einfachen lotrechten Widerlagsmauern, ähnlich wie in Fig. 27. Getrennte oder (besser) gemeinsame Gründung der beiden Widerlager; im ersten Falle oft Verbindung durch Erdbögen. Stets sind Herdmauern empfehlenswert, um Verschiebungen der Sohle und Unterspülung der Widerlager zu verhindern; besonders im Falle getrennter Gründung; vgl. Fig. 27. Bei unsicherem Baugrunde sogar Spundwand. Absatzweise Gründung bei geneigtem Durchlaß. Bei solchem ist die Sohle besonders gut zu befestigen; bei starker Neigung Anordnung von Stufen; wenn nötig, Fallkessel vor dem Durchlaß.

Au besten sind die neuerdings fast ausschließlich angewendeten gewölbten Durchlässe nach Fig. 25, auch für größere Weiten. Bei großer Wassergeschwin-

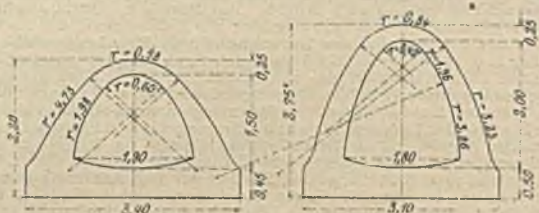


Fig. 25. Gewölbte Durchlässe in Beton, für Hauptbahn.

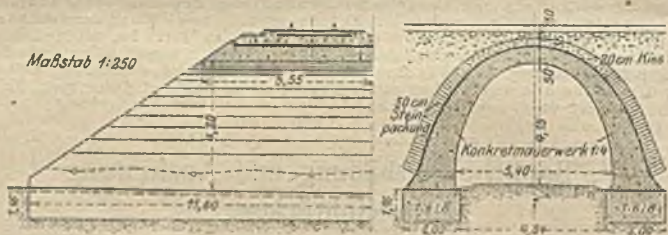
digkeit sorgfältige Befestigung der Sohle des Wasserlaufs vor dem Durchlaß, unter Umständen besondere Herdmauer oder sogar Spundwand vor Kopf.

Stärke von Standwiderlagern etwa: $w = 0,30 + \frac{1}{8} l \left(\frac{3l-f}{l+f} \right) + 0,17 \cdot h$, worin h Höhe vom Fundament bis zum Kämpfer; l Spannweite, f Stich des Gewölbes.

B. Brückengewölbe.

Verwendung der Baustoffe. Die Lagerfugen sind stets radial, d. h. senkrecht zur inneren Wölblinie oder zur Mittellinie anzuordnen. Dies wird beim Bau erreicht mit Hilfe von Schnuren oder Latten aus den Krümmungsmittelpunkten, oder mit Richtbogen (Quadranten) oder Schablonen, die man aufs Lehrgerüst aufsetzt.

Ziegelsteine: Zunahme der Gewölbestärke durch Absätze erreicht; der Verband geht, auch wenn in Ringen gewölbt wird, am besten durchs ganze Gewölbe hindurch; siehe Wölbvorgang.



Hausteine: Höhe der Quader möglichst gleich Gewölbestärke; sonst $\frac{1}{2}$ oder $\frac{1}{3}$ dieser; Stoßfugen müssen versetzt sein, Läufer und Binder abwechseln. Breite 0,3—0,6 m; Rauminhalt der Werkstücke gewöhnlich 0,3 cbm, bei mittlerer Größe 0,5 cbm, in besonderen Fällen 0,75 cbm und darüber (bis zu 7 cbm verbaut!). Maßgebend sind auch die verfügbaren Versetzgeräte. An die Hausteine werden oft sog. Druckschläge angebracht, um bei einer Formänderung des Gewölbes ein Absplittern der Kanten zu vermeiden.

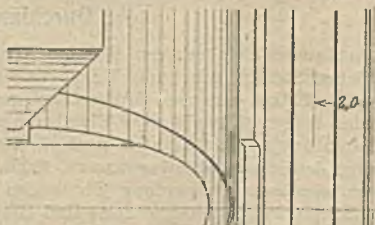


Fig. 26. Wegunterführung. Hauptbahn.

Bruchsteine: Entweder Mauerung in richtigem Verbands und im Mörtelbett, oder trockenes Versetzen und Ausgießen oder besser Ausstampfen der Fugen mit Mörtel. Konkretmauerwerk. Die Zwischenräume werden durch Holzkeile, Holzlatten und Bleiclagen hergestellt und erhalten; bearbeitete Steine erfordern dünne (0,5—1 cm), unbearbeitete starke Fugen (2—3 cm).

Mörtel: Heute wird wohl ausschließlich Portlandzementmörtel verwendet; Mischungsverhältnis 1 : 2 bis 1 : 5; der Wasserzusatz richtet sich nach der Art der Verwendung (Vermauern, Einstampfen oder Vergießen). Über die Festigkeit siehe Baustofflehre, S. 431 ff.

Beton: Ermöglicht außerordentlich schnelle Herstellung der Gewölbe und gewährleistet große Gleichmäßigkeit; gute Bauaufsicht und rasches Arbeiten notwendig; durch Verwendung von^v Vorsatzbeton läßt sich ein tadelloses Aussehen der Ansichtsflächen erzielen. Entweder werden Quader aus Beton vorher fertiggestellt, mit weiten Fugen versetzt und diese dann mit Beton ausgefüllt; oder man stampft den Beton unmittelbar auf der Schalung immer gleichzeitig auf beiden Bogenhälften in einzelnen Lamellen, die über die ganze Breite des Gewölbes reichen und sofort die ganze Höhe erhalten; die Schalungswände stehen natürlich bogenrecht. Vgl. auch Fig. 30 und 36.

Verkleidung der Stirnen in Haustein oder dgl. erfordert einen guten Verband mit dem eigentlichen Gewölbebaustoffe durch tief eingreifende Binder oder durch eiserne Klammern oder Anker im Zementmörtel.

Wölbvorgang. Kleine und wenig starke Gewölbe werden in ganzer Stärke vom Kämpfer bis zum Scheitel gewölbt und dort geschlossen. Für größere Bauten empfiehlt sich die Anwendung eines oder zweier der nachstehenden Verfahren:

1. Wölben in Ringen. Der Druck auf das Lehrgerüst und damit dessen Senkung wird verringert, da der erste Ring die fol-

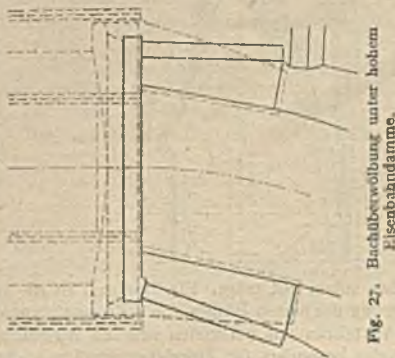
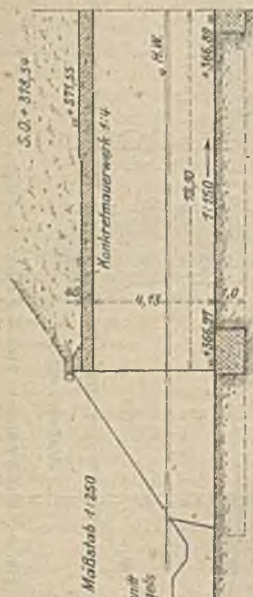


Fig. 27. Bachüberwölbung unter hohem Eisenabstämme.

Bau der Isonzobrücke bei Salcano wird es aber für sehr große Brücken zu verwerfen sein. Vgl. Literaturangaben.

2. Aussparen von Lücken. Im Scheitel und an den Kämpfern. Schließt man sie erst nach dem Ausrüsten, so entsteht an den drei durch die Lücken geschwächten Stellen eine sehr hohe Beanspruchung; die nachträglich eingefügten Teile erhalten dagegen aus dem Eigengewicht des Gewölbes überhaupt keine Beanspruchung. Eine sichere Festlegung der Stützlinie kann man von diesem Verfahren wohl kaum erwarten. Schließt man die Lücken kurz vor dem Ausrüsten, so wirken sie wie vorübergehende Gelenke; man darf dann wegen der Beweglichkeit der drei Fugen schon eher eine günstige Lage der Stützlinie nach dem Ausrüsten annehmen. Noch sicherer geht man natürlich mit dem Einbau richtiger Gelenke (siehe diese), die nach dem Ausrüsten vergossen werden.

3. Schließen des Gewölbes an mehreren Stellen. Das Wölben beginnt an möglichst vielen Stellen zugleich; durch die zahlreichen, gleichmäßig verteilten Belastungspunkte erzielt man eine gleichmäßige Belastung und Senkung des Lehrgerüsts; durch die Lücken zwischen den einzelnen Wölbstücken wird die Formänderung des Lehrgerüsts ermöglicht ohne wesentliche Beanspruchung der einzelnen Gewölbeteile; durch deren Aufmauerung bis zur vollen Wölbstärke wird nahezu die größte Senkung des Lehrgerüsts noch vor dem Schließen der Lücken hergestellt. Dieser Bauvorgang darf wohl als das beste Wölbverfahren bezeichnet werden. Absteifung

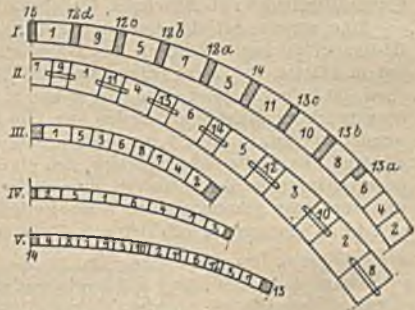


Fig. 30. Wölbvorgang.

der einzelnen Lamellen gegeneinander oder gegen das Lehrgerüst durch besondere Koffer (Fig. 36). Die Bauart des Lehrgerüsts ist maßgebend für die Reihenfolge in der Herstellung der einzelnen Lamellen; einige Beispiele für die Reihenfolge des Einstampfens bei Betonbrücken gibt die Fig. 30.

Gelenke. Bleibende Gelenke ordnet man nur da an, wo sie unbedingt notwendig erscheinen; etwa bei unsicherem Baugrunde oder vor sehr hohem Endpfeiler usw. Die Vermeidung von Temperaturspannungen erscheint allein noch kein ausreichender Grund für die Anordnung von Gelenken; denn die Temperaturänderungen erzeugen in den Gewölben nach den bisherigen neueren Beobachtungen nicht die Spannungen, die man bisher und nach der Rechnung anzunehmen geneigt war; auch ist zu bedenken, daß Dehnungsfugen in den Stirnwänden sehr schwer dicht zu halten sind. Dem Charakter der steinernen Brücken entsprechen zweifelhaft am besten die Wälzgelenke aus Stein, etwa nach Fig. 38 a. Zu ihrer Berechnung können die folgenden Formeln¹⁾ dienen, die mit den von M. Leibbrand nach der Hertzschen Theorie angegebenen übereinstimmen (Handb. d. Ing.-Wiss. II, 1. — Betonkalender II. Teil. Gewölbte Brücken):

$$\sigma_m = 2 \sqrt{\frac{5P}{18\pi} \cdot \frac{EE_1}{E + E_1} \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{1}{R_1}\right)}, \quad a = \frac{2P}{\pi \sigma_m} \quad (47)$$

Hierin bedeutet:

- | | |
|--|----------------------------------|
| σ_m die größte entstehende Druckspannung, | |
| P die Belastung auf die Längeneinheit der Berührungsmantellinie, | |
| E, E_1 die Elastizitätszahlen | } der sich berührenden Zylinder. |
| R, R_1 die Krümmungshalbmesser | |
| a die halbe Breite der Berührung. | |

¹⁾ Annales des travaux publics de Belgique 1910, 2. Heft.

R_1 ist mit negativem Vorzeichen einzusetzen, wenn es auf derselben Seite liegt, wie R (Fig. 38a). Wird der eine Zylinder zu einer Ebene, $R_1 = \infty$, und haben beide Flächen dieselbe Elastizitätszahl E , so gilt die vereinfachte Formel:

$$\sigma_m = 2 \sqrt{\frac{5}{18\pi} \cdot \frac{PE}{2R}}, \quad a = \frac{2P}{\pi \sigma_m}. \quad (48)$$

Da die größte Beanspruchung nur in der Mitte der Berührungsbreite herrscht, so darf man mit σ_m ziemlich hoch gehen; bei Eisen unbedenklich bis zur Elastizitätsgrenze, ja sogar bis zur Fließgrenze (für Flußeisen etwa 2,2—2,4 t/qcm, für Flußstahl 2,8—3,0 t/qcm); für Steine und Beton mindestens bis zu $\frac{1}{2}$ der Druckfestigkeit. Die zulässige Druckbeanspruchung ist dabei in hohem Maße von der Berührungsbreite $2a$ abhängig; einen guten Anhalt hierfür geben die Versuchsergebnisse auf S. 356. In wichtigen Fällen ist unbedingt die Vornahme von Untersuchungen mit dem vorgesehenen Gelenkbaustoffe anzuraten. Über Eisenbetonwälgelenke vgl. Abschnitt Eisenbetonbrücken.

Eine andere Art der Gelenkausbildung besteht in der Einlegung von Bleistreifen in die Scheitel- und Kämpferfugen. Walzblei, mit 5% Antimon, hat in Platten von 7 cm Seitenlänge und 25 mm Stärke eine Fließgrenze von etwa 500 kg/qcm gezeigt; man darf es also in den Gelenken mit 400—450 kg/qcm beanspruchen. Meist sind Streifen von 1 m Länge und 20—25 mm Stärke verwendet worden, in etwa 5 cm Abstand von der Stirn und 10 cm gegenseitigem Abstand. Es dürfte sich empfehlen, den übrigen Teil der Gelenkfugen mit Kalk- oder verlängertem Zementmörtel auszugießen, nachdem das Gewölbe ausgerüstet und zur Ruhe gekommen ist. Auch Einlegung von Dachpappe bei Gewölben von 18 m Spannweite, vgl. Beton u. Eisen 1912, Nr. 7 u. 8.

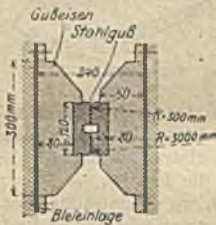


Fig. 31.



Fig. 32.

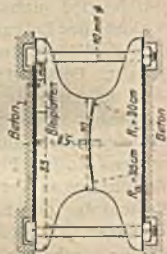


Fig. 33.

Eiserne Gelenke für massive Brücken.

Von eisernen Gelenken seien nur einige Beispiele in den Fig. 31—33 gegeben. In neuester Zeit hat man die Gelenke einiger französischer und zweier deutscher Eisenbetonbrücken als eine Art Federgelenke in Eisenbeton ausgeführt. Vgl. Abschnitt Eisenbetonbrücken.

Entsprechend der Beweglichkeit der Gelenke müssen auch die Stirnmauern und etwaige Abschlußpfeiler der Quergewölbe Trennungsfugen erhalten; vgl. Fig. 28, 36, 38c, 39. Bisweilen wird auch das letzte Spargewölbe mit Gelenken versehen. Die Dichtung der Trennungsfugen gegen das Eindringen von Sickerwasser darf ihre Beweglichkeit nicht hindern und muß mit besonderer Sorgfalt durchgebildet werden; vgl. Fig. 38c. Bei schiefen Brücken wird man die Gelenkfugen stufenförmig absetzen, bei großer Schiefe aber die Gelenke am besten überhaupt vermeiden.

Unterstützung der Fahrbahn. Eine Übermauerung ist in statischer Beziehung nur nötig bei halbkreisförmigen Gewölben, wo sie eine Verstärkung des Bogens am Kämpfer darstellt. Bei flachen, insbesondere bei Stützliniengewölben hat sie nur den Zweck, einen Schutz für das Gewölbe, eine Unterlage für die Abdichtung und eine Ausmauerung der Zwickel zur Wasserabführung zu bilden.

Die Auffüllung kann aus Sand, Kies oder Schotter bestehen und muß auf jeden Fall gut wasserdurchlässig sein; quellige Massen sind zu verwerfen. Wendet man Füllbeton oder Mauerwerk an, so muß die Abdichtung natürlich über diesem liegen. Ein Beispiel voller Übermauerung bei sehr schmaler Brücke zeigt die Fig. 34.

Spargewölbe haben den Vorteil, daß sie die tote Last vermindern, das Austrocknen und die Zugänglichkeit aller Teile erleichtern und, als sichtbare Quergewölbe, das Aussehen einer Brücke verbessern.

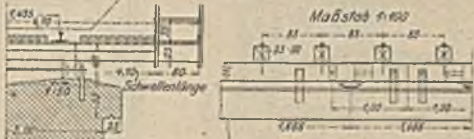


Fig. 34. Fahrbahngestaltung auf sehr schmaler Brücke.

Sie können quer und längs angeordnet sein. Quergewölbe erscheinen als Viadukt auf dem Hauptgewölbe (Fig. 35, 36, 37), manchmal mit besonderen Sohlgewölben, oft auch in Ring- oder ähnlicher Form. (Fig. 51, Syratalbrücke in Plauen i. V.) Dabei können die Querwände auch wieder durchbrochen und mit Gurtbögen abgefangen werden (Fig. 37). Längsgewölbe (Fig. 39) ruhen auf Zungenmauern parallel den Stirnmauern und auf diesen; die Zungenmauern kann man über den Pfeilern durch Gurtbögen abfangen, was die Entwässerung und Zugänglichkeit wesentlich erleichtert. Der Schub der Längsgewölbe auf die Stirnmauern ist bei deren Bemessung zu berücksichtigen; will man ihn vermeiden, so kann man statt der Gewölbe Eisenbetonplatten anordnen. In diesem Falle werden die Stirn- und Zungenmauern oft auch in einzelne Säulen aufgelöst; vgl. Eisenbetonbrücken.

Die Stirnmauern erhalten eine obere Stärke von mindestens 40—50 cm, eine geneigte Rückfläche und eine wasserdichte Abdichtung auf dieser bis unter die Abdeckplatte. Ihre Standfestigkeit gegen den Erddruck der Hinterfüllung oder den Schub von Längsgewölben ist zu untersuchen; im allgemeinen genügt als mittlere Stärke $\frac{1}{3}$ der Höhe.

Sims- oder Abdeckplatten liegen bei Straßenbrücken mit ihrer Oberkante 0—20 cm über dem Fußwege; bei Eisenbahnbrücken ist auf die Schwellenauswechslung Rücksicht zu nehmen, doch sollen aber auch keine Bettungsstoffe von der Brücke fallen können. Für die Simsplatten und etwaige Konsolsteine wähle man stets einfache, kräftige Formen.

Die Geländer müssen genügende Standsicherheit besitzen; auch in ihrem Anschluß an die Abdeckplatten. Stärke bei Ausführung in Stein mindestens 25—30 cm; in Eisenbeton 8—10 cm; in Eisen 4—5 cm; Anschluß etwa nach Fig. 35a. Soweit nicht Fußwegbordkanten vorhanden, müssen Radabweiser angeordnet werden in 0,4 bis 0,6 m Entfernung vom Geländer.

Auch bei Anordnung der Geländer ist auf eine leichte Schwellenauswechslung nach Möglichkeit Rücksicht zu nehmen. In Eisen ist das leicht zu erreichen; in Eisenbetonbrüstungen hat man neuerdings auf die Feldlänge (zwischen den einzelnen Geländerschäften) einen durchgehenden Schlitz (von etwas mehr als Schwellenhöhe) zwischen Brüstung und Abdeckplatte gelassen, der für gewöhnlich mit Drahtgitter geschlossen ist.

Abdichtung. Eine wasserdichte Abdeckung des Hauptgewölbes, der Spargewölbe, der Übermauerung, sowie der Rückflächen der Stirnmauern ist außerordentlich wichtig und unbedingt notwendig. Sie läßt sich in verschiedener Weise erzielen. Zementbeton und -mörtel kann wasserdicht gemacht werden durch einen Zusatz von Traß oder Fettkalk, durch Wunners Bitumen-Emulsion, Ceresit, Aquabar, Bibermörtel u. a. Wo es angängig ist, zieht man jedoch eine der folgenden Abdeckungen vor: Asphalt in zwei Lagen, jede 1,5 cm stark, die untere, weich, mit einem Goudronzusatz, die obere, fest, mit einem Zusatz von reinem Kies. Asphaltfilzplatten. Von Jeserich, Berlin: 4—5 mm stark, 81 cm breit, bis 25 m lang. Von Büsscher & Hoffmann, Eberswalde:

Fig. 35—38.

Muldenbrücke bei Göhren.

1903.

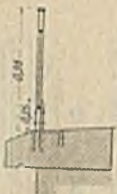


Fig. 35 a.
Abdeckplatte
und Geländer-
anschluß.

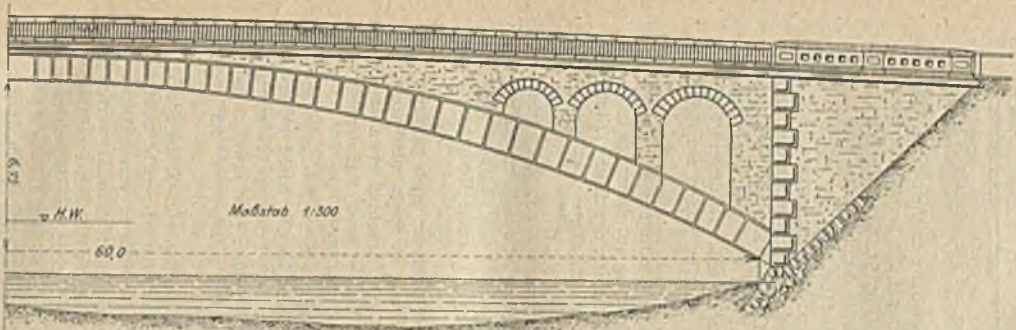


Fig. 35. Ansicht.

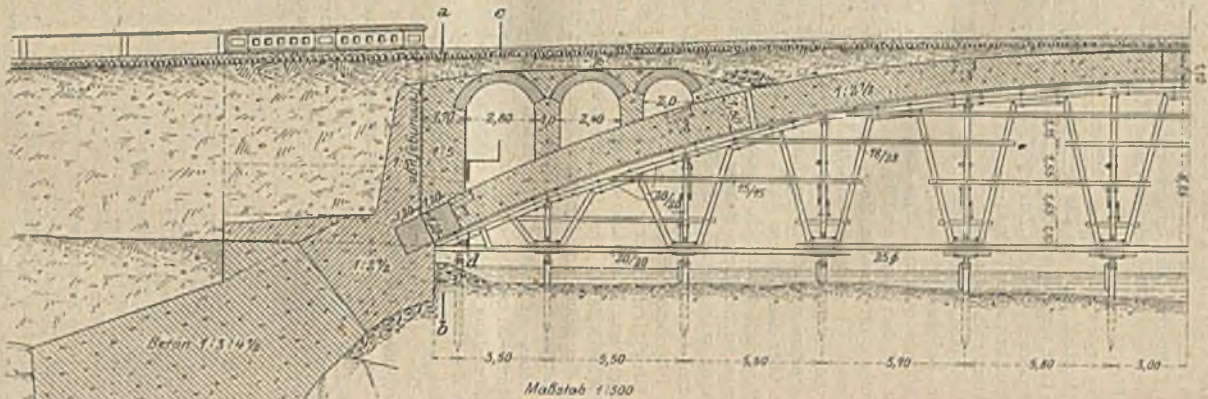


Fig. 36. Längsschnitt und Lehrgerüst.

7—13 mm stark, 81 cm breit, 3 m lang. Die 10 cm breiten Falze werden mit Asphaltkitt aufeinandergeklebt und damit nochmals überstrichen. Asphalt-

Alle Abdeckungen werden auf einer geglätteten, 2—3 cm starken Schicht von Zementmörtel 1 : 2 oder 1 : 3 verlegt, die vorher gut ausgetrocknet sein muß; Schutz der Abdeckung manchmal durch Holzroste, besser aber durch eine Ziegelfach- oder Tonfliesenschicht oder eine Betonschicht (Fig. 26, 29) oder durch Verwendung von runden Flußkieseln als unterste Schicht der Auffüllung. Letzteres sichert den schnellsten Wasserabfluß.

Die Entwässerung muß nach dem Grundsatz angeordnet werden, das Wasser möglichst rasch und auf kürzestem Wege von der Brücke zu entfernen.

Die Abführung des Oberflächenwassers kommt nur bei Straßenbrücken in Frage; bei ganz schmalen oder untergeordneten Brücken entwässert die Fahrbahn einfach im Quergefälle nach den beiden Stirnen; Simsplatten mit Wasserhasen (Fig. 34, 35a); besser ist es jedoch, und notwendig bei erhöhten Fußwegen, ein Längsgefälle zu schaffen und das Oberflächenwasser in den Schnittgerinnen abzuführen (Fig. 28, 39); bei längeren Brücken werden etwa alle 25 m Einfallschächte (mit Schlaumfang) eingebaut, die das Wasser dann auf irgendeinem der weiterhin zu besprechenden Wege ins Freie führen.

Das Sickerwasser, dessen Menge auf Straßenbrücken von der Art der Versteinung abhängt, auf Eisenbahnbrücken aber stets gleich der gesamten Niederschlagsmenge anzunehmen ist, kann in verschiedener Weise aus der Brücke entfernt werden. Bei kurzen Brücken in einfacher und bester Weise durch Ableitung hinter die Widerlager, wo eine Steinpackung (50—60 cm stark) den Abfluß erleichtert (Fig. 26, 29). In solchem Falle ist nur eine geringe oder gar keine Übermauerung notwendig. — Auf längeren Brücken muß durch die Übermauerung ein Längsgefälle nach den einzelnen Wasserabzugsstellen geschaffen werden; Wasserabführung entweder durch das Gewölbe im Scheitel, in Schenkelmitte oder nahe dem Kämpfer (Fig. 28, besser noch in Fig. 36/39), oder durch die Mittelpfeiler, oder endlich an beliebiger Stelle seitlich durch die Stirnmauern. Entwässerung nahe dem Scheitel erfordert, wenn nicht Spargewölbe vorhanden sind (Fig. 39), eine hohe Übermauerung in den Gewölbezwickeln und wird dadurch teuer, ist außerdem wenig vor Frost und den Stößen der Verkehrslasten geschützt. Am besten ist Abführung des Wassers durch die Gewölbeschenkel nahe den Kämpfern (Fig. 28); doch ist es oft nicht anwendbar mit Rücksicht auf den Verkehrsweg unter der Brücke oder schwierig wegen der Gelenkfuge. Dann muß das Wasser durch die Pfeiler abgeführt werden. Es empfiehlt sich hierbei, die Entwässerungsanlage so einzubauen, daß sie jederzeit nachgesehen werden kann (begehbare Schächte, herausnehmbare Rohre), und daß sie möglichst frostfrei liegt. Führt man das Wasser durch die Stirnen ab, so sollen die Rohre oder Wasserspeier möglichst weit, mindestens aber 20—25 cm vor die Stirnmauer vortreten.



Fig. 40. Entwässerungsanlage.

Die Einlaufstellen des Wassers in die Abführungsrohre sind durch Siebe oder durchbrochene Hauben zu überdecken; letztere können aus Eisen bestehen (Fig. 38b) oder auch gemauert sein (Fig. 40). Die wasserdichte Abdeckung des Gewölbes geht unter der Haube hinweg bis auf den tellerförmigen Rand des oberen Rohrendes (Fig. 40). Die Siebe und Hauben werden mit einer Steinpackung oder mit einer Lage von groben Kiesel (Fig. 36) umgeben, die ein Verstopfen durch Sand u. dgl. verhüten soll; die Entwässerungsrohre selbst werden im Gewölbe zweckmäßig in Asphalt gebettet. Eine Zugänglichkeit der Entwässerungsanlage ist für die Unterhaltung von großem Vorteil.

C. Pfeiler, Widerlager und Flügel.

Erhalten die Außenflächen eine Verkleidung, so muß diese durch besondere Binderschichten gut mit der Hintermauerung verbunden werden, damit kein ungleiches Setzen und kein Ablösen der Verkleidung eintritt. Die Schichthöhe von Bruchsteinen beträgt 0,2—0,3 m, von Hausteinen 0,3—0,6 m.

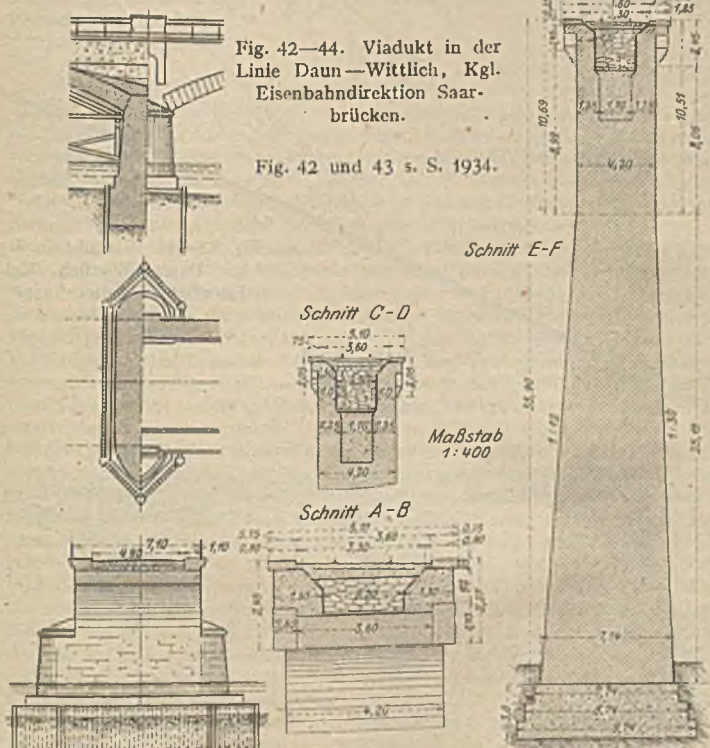


Fig. 41. Mittelpfeiler einer Flußbrücke.

Fig. 44.

Steinbrücken erfordern eine besonders sichere Gründung der Pfeiler und Widerlager; stehen erstere im Wasser, so sind sie vor allem gegen Unterspülung zu sichern. Dazu dient außer einer genügenden Tiefe der Gründungssohle bzw. der Spundwand zunächst eine geeignete Ausbildung des Pfeilervorkopfes bis zur Höhe des H.-W., am besten in Spitzbogenform (Fig. 41). Die Ausbildung des Hinterkopfes ist gleichgültig. Ferner ist die Flußsohle durch Steinschüttung ohne Einengung des Profils zu befestigen, vor allem an den Übergangsstellen vom Vorkopf zum eigentlichen Pfeilerkörper. Da der Vorkopf bei Eisgang als Eisbrecher wirken muß, auch bei H.-W. starke Stöße erhält, so muß man ihn mit besonders großen und festen Steinen in möglichst innigem Verbands verkleiden oder ihn ganz aus Hausteinen herstellen.

Flügel. Winkelflügel erhalten in ihrer Vorderfläche $\frac{1}{5}$ — $\frac{1}{10}$ Anlauf und lassen möglichst die Kämpfersteine des Gewölbes vollständig frei; oben erhalten

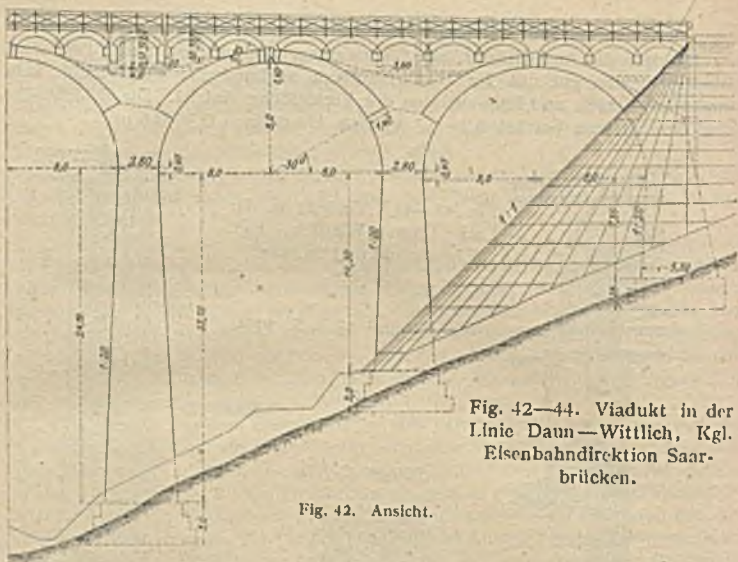


Fig. 42—44. Viadukt in der Linie Daun—Wittlich, Kgl. Eisenbahndirektion Saarbrücken.

Fig. 42. Ansicht.

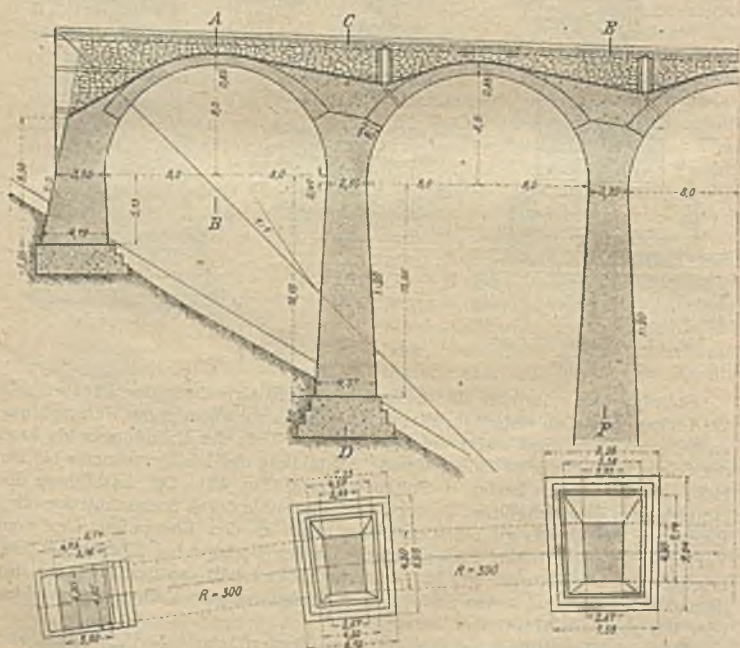


Fig. 43. Längsschnitt und Grundriß.

sie eine Abdeckschicht, deren Fugen sämtlich senkrecht zur Richtung der schrägen Kante liegen (Fig. 1, 27). Die Stärke hoher Parallelfügel läßt sich durch eine gegenseitige Verankerung vermindern; die eisernen Zuganker wird man dabei in Beton betten, um sie vor Rost zu schützen. Einem Abreißen der Flügel von den Widerlagern wird durch eine Verstärkung der Anschlußstellen oder durch Anordnung von Trennungsfugen vorgebeugt; diese Sicherung ist besonders bei Winkelflügeln notwendig.

D. Gerüste.

1. Lehrgerüste.

Das Lehrgerüst hat das Gewicht des Gewölbes zu tragen und eine Lehre für die Wölbung zu bilden; dementsprechend muß es unter der vollen Last die vorgeschriebene Wölbform aufweisen, unter der Belastung möglichst wenig nachgeben, und absenkbar sein (Ausrüstung). Es besteht aus 1. der Schalung (Wöblehre), 2. den Lehrbögen oder Bindern mit den Kranzhölzern, 3. der Ausrüstungsvorrichtung, 4. dem Unterbau oder den Stützen.

Grundsätze fürs Entwerfen: Zulässige Beanspruchungen niedrig halten (vgl. Holzbrücken); Druck senkrecht zur Faser für Nadelholz 15—20 kg/qcm, für hartes Holz bis 40 kg/qcm. Beanspruchung auf Biegung nach Möglichkeit zu vermeiden; wenn nicht zu umgehen, dann stärkere Abmessungen (Beispiel Fig. 52, linkes Feld). Einfache Bauweise. In lotrechtem Sinne möglichst wenig Verbindungsstellen, damit die Zusammendrückungen gering werden. S. auch Holzverbindungen. — Die einzelnen Stützen möglichst gleichmäßig belasten; wo Ungleichheiten nicht zu vermeiden, dann Stärke und Gründung der Stützen den verschiedenen Lasten anpassen (vgl. Fig. 55 u. 56, weniger gut Fig. 57). — Klarheit der Lastübertragung anstreben. Lotrechte und wagrechte Windverbände nicht vergessen. Nach Möglichkeit Rundholz, für Zangen Halbrundholz verwenden.

Die Schalung wird bei kleinen Wölbsteinen aus Latten mit 2—4 cm Zwischenraum, bei großen Wölbsteinen aus einzelnen Schalhölzern gebildet, deren Entfernung kleiner ist als die Steinbreite. Für Betongewölbe kann man die Schalhölzer entweder dicht an dicht legen, oder auf ihnen und senkrecht dazu aus besonderen dünnen, biegsamen Latten eine lückenlose krumme Fläche herstellen. Das letztere Verfahren findet manchmal auch bei Steingewölben Anwendung. Berechnung der Schalung als Träger auf zwei Stützen; zulässige Beanspruchung etwa 60 kg/qcm. Durchbiegung zu beachten. Zur Holzersparnis kann man entweder die Stärke der Schalhölzer vom Scheitel nach den Kämpfern hin sprungweise ab- oder ihre Entfernung zunehmen lassen.

Die Lehrbögen oder Binder des Lehrgerüsts liegen in 1—2 m Entfernung; gebräuchlichstes Maß etwa 1,5 m. Will man in den beiden äußersten Bindern ungefähr dieselbe Belastung und folglich gleiche Senkung erzielen wie in den mittleren, so kann man sie gegen die Gewölbestirn um etwa die halbe Binderentfernung zurücksetzen lassen. Jedoch wird dann meist noch eine besondere Absteifung der ausragenden Schalhölzer notwendig.



Fig. 45. Einzelheiten des Lehrgerüsts.

Bei schiefen Gewölben zwei Möglichkeiten der Lehrgerüstanordnung: Entweder stellt man die Binder senkrecht zu der Mantellinie des Gewölbezylinders; dann normale Holzverbindungen, aber ein Mehrverbrauch an Lehrbögen und einseitige Belastung der äußersten Binder; für geringe Schiefe manchmal zu empfehlen. Oder man stellt die Binder parallel zur Stirn des Gewölbes; dann müssen die Kranzhölzer zur Auflagerung der Schalung schief zugehauen, oder, wenn einzelne Schalhölzer (Fig. 56—58) vorhanden sind, diese schief auf die Kranzhölzer aufgekämmt werden; trotzdem ist das für große Schiefe zu empfehlen.

Die Lehre und Unterstützung für die Schalung bilden die Kranzhölzer, die oft aus mehreren Bohlen oder Balken zusammengesetzt sind, um einen zu großen Verschnitt zu vermeiden (Fig. 55, 58). Berechnung als Träger auf zwei Stützen; zulässige Beanspruchung 80 kg/qcm; Durchbiegung zu beachten. Verbindung mit den Streben, Ständern usw. nach den Fig. 45, 52 u. a. Außer der Schalung erhalten die Binder noch besondere Tiefenverbindungen (Längsbalken, Zangen) und -verstrebrungen (Andraskreuz), die am besten in den Ebenen der Ständer liegen.

Ausrüstungsmittel: Die Erhärtungsdauer bemesse man reichlich; günstiges Wetter vorausgesetzt, für größere Brücken auf etwa 4 Wochen; für kleinere Brücken kann sie etwas kürzer sein. Die Ausrüstungsmittel müssen so beschaffen und angeordnet sein, daß sie eine langsame Absenkung, ohne plötzliche Bewegungen ermöglichen, und daß die Absenkung in jedem Augenblicke eingestellt werden kann. Wenn irgend möglich, ordne man die Ausrüstungsmittel über dem höchsten H.-W. an. Für kleine Brücken genügen Keile; für große sind sie jedoch

zu schwer beweglich. Keile aus hartem Holz, Neigung 15—20°, zulässige Beanspruchung 15—20 kg/qcm. Am geeignetsten sind Setzschrauben (Fig. 46) und Sandtöpfe (Fig. 47). Ersterer kommen nur in Frage,

wo Sicherheit gegeben ist, daß die Spindeln nicht einrostn können; keinesfalls verwende man Setzschrauben mit Kugellagerung, da diese zu leicht beweglich und

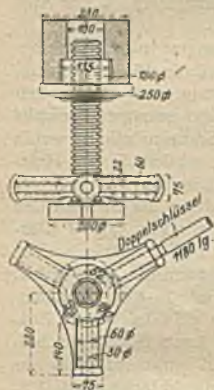


Fig. 46.

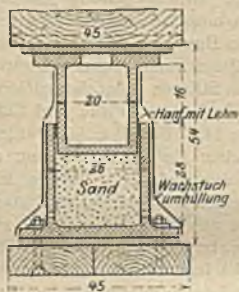


Fig. 47.



Fig. 48.

Fig. 46—48. Ausrüstungsmittel: Schraube, Sandtopf, Hartholzklotz.

deshalb nicht zuverlässig. Unter Umständen brauchen die Setzschrauben erst kurz vor dem Ausrüsten eingebaut zu werden; zur leichteren Entfernung der bis dahin die Lasten tragenden Keile zieht man die Schrauben zunächst etwas an. Sie haben vor allen anderen Ausrüstungsmitteln den Vorzug, daß man mit ihnen die Rüstung auch heben kann, wo das notwendig werden sollte. Sandtöpfe müssen schon von Anfang an im Gerüst stehen, da sie keine Hebung gestatten. Es ist notwendig, nur gut ausgeglühten trockenen Sand zur Füllung zu verwenden und diesen aufs sorgfältigste vor Nässe zu schützen. (Verschließen aller Fugen mit Ton oder Gips oder Asphalt, Überdecken mit Wachstuch usw.) Sandtöpfe müssen unbedingt hochwasserfrei stehen, weil sonst ihre Wirkungsweise stark beeinträchtigt, unter Umständen ihr Ersatz durch Schrauben notwendig werden kann. Schrauben sind teurer als Sandtöpfe. Letztere besitzen größere Standsicherheit und sind ebenso gut zu handhaben wie jene. Besonders gut sind Sandtöpfe mit zwei gegenüberliegenden Öffnungen, die allmählich geöffnet werden können. Über das bei den großen Wölbbrücken im Zuge der neuen Alpenbahnen angewendete Ausrüstungsverfahren nach Zuffer vgl. Zeitschr. d. Osterr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1908, S. 174 und Fig. 48.

Beim eingespannten Gewölbe beginnt die Ausrüstung mit dem Scheitel und nimmt allmählich die nach den Kämpfern hin liegenden Punkte mit, etwa wie es Fig. 49a zeigt. Beim Dreigelenkbogen erscheint es jedoch richtiger, in den Mitten der Gewölbeschenkel zu beginnen, etwa nach Fig. 49b.

Der Unterbau des Lehrgerüsts besteht aus Pfahlreihen oder einzelnen Gerüstjochen, manchmal auch aus gemauerten Pfeilern; auf festem Boden außerhalb des Wassers kann man unter Umständen Schwellenstapel verwenden. Freitragende Lehrgerüste stützen sich auf Quader, Eisenschienen oder -träger¹⁾, die aus den Pfeilern auskragen und später beseitigt werden, oder auf passende Mauerabsätze mit Hilfe hölzerner Stempel. Fig. 56, 58, 59.

Die Holzverbindungen der Lehrgerüste müssen sorgfältig hergestellt werden, damit sie eine gute Druckübertragung gewährleisten und eine möglichst geringe und gleichmäßige Formänderung ergeben. Die Zahl der einzelnen Teile und damit der Stöße ist auf das geringste Maß zu beschränken; natürlich dürfen die Bauteile nicht unhandlich werden. Einlegen von (1—2 mm starkem) Zinkblech in die Stöße vermindert das Zusammenpressen und somit die Formänderung; Verbindung der Teile mit eisernen Bolzen und Klammern. Wo in einem Knotenpunkte mehrere Hölzer stumpf zusammenstoßen, sind sie durch eiserne Laschen und Bolzen oder auch durch Schuhe zu halten. Etwa noch vorhandene Fugen macht man durch Eintreiben flacher eiserner oder auch hölzerner Keile unschädlich. Wo Stempel auf Mauerwerk oder Fels zu stehen kommen, soll man sie unmittelbar aufsetzen, nicht erst Querholz dazwischen legen, damit die Zusammendrückungen gering bleiben. Wenn nötig, mit Zement vergießen.

Die Senkung des Lehrgerüsts während des Wölbens kann man nach der folgenden Formel abschätzen:

für feste Lehrgerüste für sprengwerkartige Lehrgerüste

$$t = \frac{1}{200}(l - f) \qquad t = \frac{1}{100}(l - f).$$

Weitere Zahlenangaben finden sich im Handb. d. Ing.-Wiss.

Die Senkung während des Wölbens läßt sich wesentlich herabmindern, wenn man auf das Lehrgerüst vorher eine der Gewölbelast entsprechende Belastung aufbringt. Über die Verfahren, die Lehrgerüstsenkung für das Gewölbe unschädlich zu machen, vgl. S. 1925, Wölbvorgang; doch ist immer an der Hauptbedingung festzuhalten, daß das Lehrgerüst unter der vollen Last des Gewölbes die richtige Form aufweisen muß.

Der Holzbedarf für das Lehrgerüst hängt naturgemäß von der Höhe des Unterbaues ab; für mittlere Verhältnisse kann man annehmen, daß auf 1 cbm Gewölbe etwa 0,33 cbm Holz entfallen; in günstigen Fällen sinkt dieser Wert bis auf 0,2 cbm; als oberer Grenzwert kann 0,45 cbm gelten. (Isonzobrücke bei Salcano 0,5 cbm.) Die Zahlen treffen auch ungefähr für freitragende Lehrgerüste zu.

Einen weiteren Anhalt bieten die folgenden Zahlen nach Arm. Beton 1918, Nr. 2 u. 3. Für den oberen Teil des Lehrgerüsts, also die eigentlichen Lehrbögen, kann man 4—6%, für den Unterbau 3—3,5% des vom Lehrgerüst umbauten Raumes als Holzverbrauch rechnen; z. B. für Fig. 55 auf 10 m Tiefe etwa erforderlich:

$$\text{Unterbau: } 14,00 \cdot 3,00 \cdot 10,00 \cdot 3,5\% = 14,7 \text{ cbm Holz,}$$

$$\text{Oberteil: } \frac{2}{3} \cdot 14,00 \cdot 3,28 \cdot 10,00 \cdot 5\% = 15,3 \text{ cbm Holz.}$$

Fig. 51 und 54 s. S. 1939.

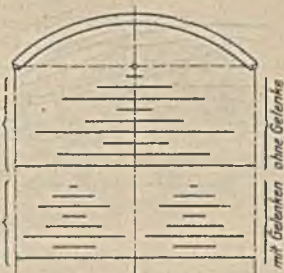


Fig. 49. Ausrüstungsvorgang.

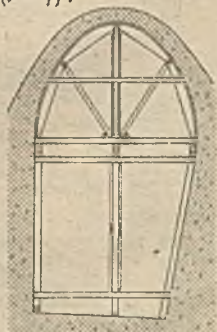


Fig. 50. Einrichtung einer Sparöffnung.

¹⁾ Sitterviadukt, Schw. Bztg. 1910, 1. Oktober.



Fig. 57. Überbrückung des Canal St. Martin in Paris.

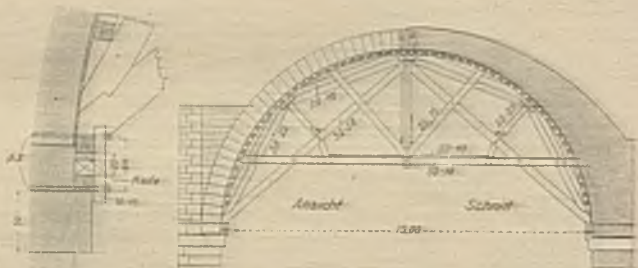


Fig. 58. Vladuc de la Manse. Linie Tours—Bordeaux.

Fig. 59 s. S. 1938.

Die Berechnung der Lehrgerüste führe man in einfachster Weise durch, nachdem der Entwurf aufgestellt ist. Die Abmessungen sind überall reichlich zu wählen, Beanspruchungen auf Biegung zu vermeiden. Der Druck eines auf dem Kämpfer aufsitzenden Gewölbes auf das Lehrgerüst (senkrecht zur Schalung) kann nach Fig. 60 oder nach folgender Formel ermittelt werden:



Fig. 60.

$$z = q d \cos \alpha (1 - \tan \alpha \cdot \tan \varphi).$$

Dabei ist q für Stein auf Stein zu etwa 35° , für Stein auf weichem Mörtel zu etwa 26° anzunehmen; die Berechnungsweise gilt nicht mehr, wenn auf der Schalung künstliche Widerlager angebracht werden, da diese dann die gesamte Last des von ihnen gehaltenen Wölbstückes auf das Lehrgerüst übertragen.

Der Wölbvorgang (vgl. S. 1925) ist also auf die Berechnung von Einfluß.

Beispiele für die Gesamtanordnung einiger Lehrgerüste geben die Fig. 36, 37 b, 38—59; einige Einzelheiten s. auch im Abschnitt Holzbrücken.

2. Arbeits- und Fördergerüste.

Die Art der Versatzgerüste hängt dermaßen von der Örtlichkeit, dem Bauplane und den vorhandenen Hilfsmitteln ab, daß sich hier nur wenig darüber sagen läßt. Man verwendet nach Möglichkeit Rundholz (15—30 cm), zu Zangen usw. auch Halbrundholz. Weite der Gerüstfelder etwa 4—9 m, Höhe der Stockwerke etwa 5—8 m. Berechnung der Gerüste auf Belastung durch Baustoffe und Fördergeräte und auf Winddruck; zulässige Beanspruchung des Holzes bis

120 kg/qcm. Erhöhung der Seitensteifigkeit (gegen Wind, Hochwasser, Eisgang usw.) durch Verbreiterung der Grundfläche mittels besonderer Verstrebungen.

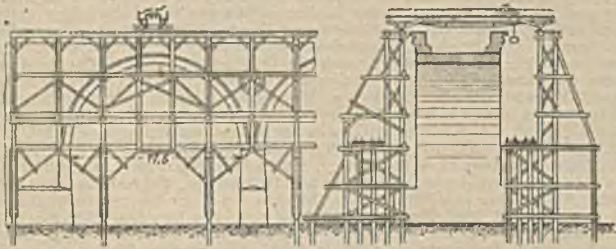


Fig. 61. Werrabrücke bei Minden.

Für kleine niedrige Brücken genügt meist ein neben dem Lehrgerüst stehendes einfaches Fördergerüst, dessen Bahn zweckmäßig etwa in Höhe der zukünftigen Brückenbahn liegt; bei größerer Höhe des Bauwerks wird man dem Gerüst mehrere Förderbahnen geben, wenn nicht überhaupt ein Laufkran notwendig wird. Beispiel zweier Versetzgerüste in Fig. 61 und 62.

Über Lehr-, Arbeits- und Fördergerüste findet man gute Beispiele in den beiden Werken: Technisches von der Albulabahn, Zürich 1904, Albert Raustein, und Gerüstungen und Baumethoden der gewölbten Brücken der Albulabahn, Zürich 1904, Jean Frey.

Ferner sei auf das im Verlage von Ernst & Sohn, Berlin, 1911 erschienene Buch „Die Haupt-, Neben- und Hilfsgerüste im Brückenbau“ von Dr. Schönhöfer ganz besonders hingewiesen, sowie auf den beachtlichen Aufsatz von O. Muij, Arm. Beton 1918, Nr. 2 und 3.

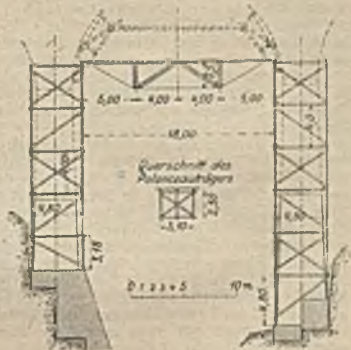


Fig. 62. Tischbach-Viadukt der Albulabahn.

E. Kosten.

Wie schon im Anfange dieses Abschnittes ausgeführt wurde, lassen sich Kostenangaben für Steinbrücken nur an Hand eines schon ungefähr zutreffenden Vorentwurfs ermitteln; allgemein gültige Formeln, wie sie für Eisenbrücken bestehen, gibt es nicht. Einen Anhalt kann die folgende Angabe bieten: Für eine Reihe von mittleren Wölbbrücken wurden die Kosten ermittelt für 1 qm Grundfläche, wobei die Länge zwischen den äußersten Enden der Widerlager, bzw. der Gründungen gemessen ist. Winkelflügel denkt man sich am besten durch entsprechende Parallelfügel ersetzt. Die Kosten einfacher Gründungen sind inbegriffen. Ein Mittelwert aus den gewonnenen Zahlen läßt sich etwa in der Form darstellen:

$$K = 13,1 \cdot h - 18,5 ;$$

hierin bedeutet K die Kosten in Mk. für 1 qm Grundfläche, h die Höhe in m von der Gründungssohle bis zur Abdeckplatte. Die Formel gilt nur von $h = 5$ m bis $h = 14$ m. Gründungen im oder am Wasser erhöhen die Kosten erheblich und sind am besten gesondert zu berechnen. Der obigen Formel entspricht ein Preis von 10—12 Mk. für 1 cbm umbauten Raum.

Neuere Veröffentlichungen in Zeitschriften über größere Steinbrücken.

Allgemeines: Fortschritte im Bau weitgespannter, massiver Br. D. Bztg. 1906, S. 588, 595, 611, 639. Ausbildung der Gelenke; Ausführung der Lehrgerüste. Herstellung der Gewölbe und Widerlager. Tabellarische Zusammenstellungen und Einzelheiten ausgeführter Br. Zentr. d. Bauv. 1906, S. 462. Bau weitgespannter Wölbbrücken. Angaben ü. d. größten Spann. von Bruch- u. Hausteinerbr. Zus. stellung von Betonbrücken. Auflösung der Übermauerung u. der Widerlager, auch des Gewölbes in mehrere Rippen; Anwendung d. Gelenke. The Canadian Eng. 1911. Le Ciment armé 1911, Nr. 5. Steinerne u. eiserne Brücken. Vergleich zwischen den Vor- u. Nachteilen. Schweiz. Bztg. 1910, Nr. 22. Der Brückenbau in den letzten Jahren. Schweiz. Bztg. 1912, Nr. 4. Anwendung von Gelenken bei Br. Vorteile der Gelenke bei Wölbbauten großer Spannweite. Mit Abb. D. Bztg. 1908, S. 283, 303. Br. der Albula-Bahn (Solis-Br., usw.). D. Bztg. 1903, S. 449, 473, 793; Schw. Bztg. 1903, II, S. 139; 1904, I, S. 29 ff.; The Eng. 1904, I, S. 226 ff. Brückenbauten der österreichischen Staatsbahn (Tauern-Bahn, Phyrn-Bahn usw.). Z. V. d. E.-V. 1902, S. 512. Die gewölbten Eisenbahnbr. im Zuge der neuen Alpenbahnen. Z. V. d. E.-V. 1904, S. 298. Massive Wölbbr. d. Linie Bevers — Schuls d. Rh.-B. Schweiz. Bztg. 1912, Bd. 61, Nr. 3, 5, 9. Frankreichs Brücken im Städtebild. Abb. gewölbter Br. D. Bauztg. 1911, Nr. 11. Erfahrungen u. Beobachtungen beim Bau der 85 m weiten Wölbbr. über den Isonzo bei Salcano. Zeitschr. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1910, Nr. 33 u. 34. — Beschreibung einzelner Br.: Augustus-Br. Dresden (Umbau). D. Bztg. 1902, S. 637; 1903, S. 53; Südd. Bztg. 1903, S. 141. Wettbewerb Rheinbr. Basel. Z. V. d. Ing. 1902, S. 568; Z. f. Transp. u. Straßenb. 1902, S. 363; Schw. Bztg. 1902, I, S. 39, 40, 290; 1904, II, S. 31, 39; 1906, I, S. 1, 15, 46. Umbau der Donaubr. zu Regensburg. Südd. Bztg. 1904, S. 79; D. Bztg. 1904, S. 62; Schw. Bztg. 1904, I, S. 62. Wettbewerb Steinbr. Laufenburg a. Rh. D. Bztg. 1910, Nr. 79; Schw. Bztg. 1910, 24. Sept. Maximiliansbr. München. Schw. Bztg. 1905, I, S. 236. Max-Josef-Br. in München. 64 m Spw., 6 m Pfeilh. Stahlgelenke. Muschelkalk. Neue Fraunhofer Br. in München. Vier Betonbögen von 44, 28, 27 und 26 m l. W., Dreigelenkbogen, Br.-Breite 20,5 m. Schw. Bztg. 1903, II, S. 51. Die neuen Isar-Br. Münchens. Schw. Bztg. 1907, I, S. 81, 107, 151. Wallstraßenbr. in Ulm. Dreigelenkbogenbetonbr., Lichtweite 65,5 m, Pfeil = $\frac{1}{10}$; Gelenke aus Siemens-Martin-Gußstahl. Beton u. Eisen 1906, Heft II, S. 27; D. Bztg. 1906, Mitt. Nr. 1—3, S. 1, 7, 11. Syratlbr. in Plauen i. V. Spw. 90 m. Beim Ausrüsten im Scheitel eine Senkung von rd. 15 cm, ohne daß Risse bemerkbar. Drucksp. unter Berücks. der Temp. 69 at. Schw. Bztg. 1905, II, S. 139; Engineer 1905, II, S. 409; Génie civil 1905, Bd. 48, S. 1; Z. V. d. E.-V. 1904, S. 333; Z. f. Transp. u. Straßenb. 1904, S. 200; Eng. rec. 1904, Bd. 49, S. 376; D. Bztg. 1904, S. 324. Dreigelenkbogenbr. aus Stampfbeton über den Teltowkanal. Lichtweite 39 m; Betonquadergelenke. D. Bztg. 1905, S. 434. Br. über die Sense bei Guggersbach. Eingsp. Gewölbe von 51,5 m Stützw. Fahrbahn und -stützen aus Eisenbeton. Schw. Bztg. 1908, I, S. 107. Stein. Brücke über die Thur. Bahnhline Ebnat — Neblau. Spannweite 63,26 m. Schweiz. Bauztg. 1913, Bd. 61, Nr. 5 u. 6. Moselbrücke in Sauvage bei Metz. Vier Öffnungen von 30 und 2 x 34 m Spw.; Dreigelenkbogen; Gelenke aus Beton. D. Bztg. 1907, Mitt. Nr. 18 u. 19, S. 73. Größere Betongewölbebr. und ihre Lehrgerüste. Bruchstein mit gestampften Zementfugen. Über Illertal bei Lautrach mit 59 m Spw., vor Kempten mit 65 m Spw. Pfeilhöhe 32 m. Walzengelenke aus Gußstahl. Baukosten 91 000 M. Südd. Bztg. 1903, S. 410; D. Bztg. 1904, S. 441; 1906, S. 218, 232, 261; Génie civil 1907, Bd. 49, S. 257; Eng. news 1907, I, S. 480; Eng. rec. 1907, Bd. 55, S. 575; The Eng. 1907, I, S. 446. Pont de Montanges. Bogenbr. über die Valserine, Lokalbahn. 80 m Spannweite u. 20 m Stich, 60 m Höhe über Flußsohle. Stärke des Gewölbes im Scheitel 1,50 m, an den Kämpfern 2,50 m; Breite 5,35 m. Größte Beanspruchung 80 kg/qcm bei 12—1700 kg/qcm Festigkeit. Quadermauerwerk aus Jurakalk. Fahrbahn von Spargewölben getragen. Ann. ponts chauss. 1911, Nr. 4; Le Génie civil 1911, Nr. 20; La Construction moderne 1910, Nr. 26; Zeitschr. Österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1911, Nr. 11. Br. über die Loire bei Orleans. Straßenbr. 7 Öffnungen von je 43,85 m. Génie civil 1906, Bd. 49, S. 337. Quindybr. in Trégnier. Dreigelenkbogen von 54 m Stützweite. Ann. d. ponts et chauss. 1907, Heft 4, S. 34. Neue Steinbr. bei Orleans. 7 Bögen 43,3 m Spw., 5,7 m Pfeilh., 1,2 m Scheitel- und 1,4 m Kämpferstärke; Breite 13,3 m. The Eng. 1907, I, S. 130; Eng. news 1907, I, S. 345; Addabr. bei Morbegno. 70 m Spw. mit Gelenken. Granit. Z. V. d. E.-V. 1903, S. 682, 1256; Schw. Bztg. 1903, II, S. 116; Zentr. d. B. 1903, S. 478; D. Bztg. 1903, S. 471; Zusammenstellung von 18 Brücken über 50 m Spw. The Eng. 1903, II, S. 371; Eng. rec. 1903, Bd. 48, S. 453; Génie civil 1903, Bd. 43, S. 409; Z. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1904, S. 12. Walnut Lane Bridge Philadelphia. Betonbogenbr. über den Wissahickon Creek. Hauptbögen 70 m, 5 Seitenbögen, je 16 m. Hauptbogen aus 2 Streifen nebeneinander. Eng. news 1907, I, S. 117; 1907, II, S. 168; Eng. rec. 1907, Bd. 56, S. 222; 1908, Bd. 57, S. 172; D. Bztg. 1906, Mitt. Nr. 24; Z. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1907, S. 216. Piney Creek - Br. in Washington. Straßenbr. aus Beton. Zwei 6 m voneinander entfernt liegende Bögen. 37,5 m Spw., 11,7 m Pfeilh. Eng. rec. 1907, Bd. 55, S. 88. Pétrusse - Br. in Luxemburg. D. Bztg. 1902, S. 521, 533, 537; Bauing.-Ztg. 1902, S. 275, 283; Z. d. B. 1902, S. 461; 1903, S. 627; Rev. techn. 1904, S. 509; Schw. Bztg. 1902, I, S. 281; The Eng. 1902, I, S. 431; Eng. News 1902, I, S. 362; 1903, I, S. 206, Südd. Bztg. 1902, S. 258. Eisenbahnbogenbr. ü. d. Tiefengraben. 40 m Lichtweite, 2 Bögen nebeneinander, mit Bewehrung, Fahrbahntafel in Eisenbeton. Zeitschr. österr. Ing.-Ver. 1911, Nr. 3 u. 4. Straßenbrücke bei Rothenburg. Bogenbrücke, 2 Gewölberippen aus Stampfbeton, Fahrbahntafel aus Eisenbeton. Schweiz. Bztg. 1913, Nr. 9. Pont des Amidonniers

üb. d. Garonne in Toulouse. Straßenbr., Öffnungen v. 38,5 bis 46 m, 2 Gewölbe übereinander, je 3,25 m breit, zwischen sich eine lichte Entfernung v. 10 m, gesamte Brückenbreite 22,50 m; Eisenbetonplatte trägt die Fahrbahn. Annales trav. publ. Belg. 1911, Nr. 6. Betonbogen über den Rocky-River, Cleveland, Ohio. 86 m Spannweite; Straßenbr. Bogen aus zwei Teilen nebeneinander. Fahrbahn von großen Spargewölben getragen. Cement and Eng. News 1909, März; Revue mat. constr. trav. publ. 1910, Nr. 6. Bogenbr. über die Maas in Hermalle-sous-Huy. Fahrbahn von 2 Bogenrippen getragen, die durch wagerechte Platte verbunden. Ann. trav. publ. Belg. 1911, Nr. 4. Straßenbr. bei Torre dei Passeri über den Fluß Pescara. 60 m Lichtweite u. 11,65 m Stch. Breite d. Br. 5,90 m, 2 nebeneinander liegende Bögen, durch eine dünne Platte verbunden. Il Cemento 1912, Nr. 3. Connecticut-Bogenbr. in Washington. Straßenbr., 7 Halbkreisbögen aus Beton von 45 m Spw. Eng. rec. 1906, Bd. 53, S. 675; 1907, Bd. 55, S. 172; Eng. news 1908, I, S. 327; Génie civil 1908, Bd. 53, S. 313. Betonbr. über den Big-Muddy-Fluß. 3 Bögen von je 42,7 m Spw. und 9,14 m Pfeilh. Lehrgerüste und Bauvorgang. Eng. news 1903, II, S. 423. Entwurf für den Grand-Ave-Viadukt in Milwaukee. Eng. rec. 1907, Bd. 55, S. 150. Hudson-Memorial-Br. in New York. Entwurf, Eisenbeton mit 211 m Spw., 53 m Pfeilh.; 2 Fahrbahnen von 21 m Breite übereinander. Scient. Ame. 1908, S. 258. Die neue gewölbte Brücke beim Rudolfinum in Prag (4 Öffnungen). 38,25 m bzw. 41,80 m l. W. Dreigelenkbogen in Stampfbeton. Wälzgelenke mit Bleiplatten. Allg. Bztg. 1913, Heft 4. Sauerbrücke bei Wasserbillig. 29 m l. W. Vollgewölbe aus Bruchsteinen. Moselbrücke bei Longuich. $l_{\max} = 46$ m. Beton-Vollgewölbe; 5 Öffnungen. Neuere Brückenbauten in der Mosel- und Saargegend sowie im luxemburgischen Grenzgebiet. Von Reg.-Baumstr. Kropf in Kassel. Eisenbahnbrücke über die Wupper in Elberfeld-Sönnborn. $l = 66$ m. Dreigelenkbogenbrücke aus Stein. Zentralbl. d. Bauverw. 1914, Nr. 101. Neue Kaiser-Wilhelm-Brücke in Trier. 43 m l. W. Stampfbeton. Zentralbl. d. Bauverw. 1913, Nr. 83. Concrete bridge at Georgetown $l = 36$ m. Stampfbeton. Cement and Engineering News 1914, Vol. 26, Nr. 1. Neue Rheinbrücke bei Laufenburg. $l = 41,5$ m Stampfbetonquader. Deutsche Bauztg., Mitt. 1914, Nr. 2. Alsterbrücke bei Fuhlsbüttel. $l = 35$ m. Dreigelenkbogenbrücke aus Stampfbeton. Arm. Beton 1916, Heft 6. Dreigelenkbogen aus Beton mit großer Spannweite und kleiner Konstruktionshöhe. Reg.-Baumstr. Kutschke-Charlottenburg. Deutsche Bztg., Mitt. 1913, Nr. 23 und 24. — Sonderfragen: Versuche mit Grauitquadern zu Brückengelenken, Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1903, S. 439; mit Sandsteinquadern, ebenda 1904, S. 1915. Last-(Radruck-)Verteilung bei Fahrbahntafeln aus Eisenbeton. Beton u. Eisen 1911, Heft 13. Über Dilatationsfugen. Betonbogenbrücke. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1912, Nr. 16. Kanalbrücke. Einzelheiten der Dichtungen: Zentr. d. Bauv. 1912, Nr. 67. — Lehrgerüste: Eisernes Lehrgerüst der Rocky River-Br. in Cleveland, Ohio. Hauptbogen. 85,34 m Lichtweite, 24,4 m Pfeilhöhe, Lehrgerüste: Dreigelenk-Fachwerkbogen. Beton u. Eisen 1911, Heft 18. Einsturz des Lehrgerüsts für ein Gewölbe. Schweiz. Bauztg. 1912, Bd. 60, Nr. 21. Lehrgerüste von Wölbb. an Kabeln aufgehängt. Le Clément armé 1911, Nr. 7; Cement Age 1914, Bd. 12, Nr. 6, Bd. 13, Nr. 1; Concr. a. Constr. Engg. 1912, Bd. 7, Nr. 1.

Weitere Angaben in der ausführlichen Literaturschau der Zeitschr. „Armiertes Beton“, unter V, 3: Brückenbau, wo alle Veröffentlichungen über massive Brücken erwähnt werden, und in den Lit.-Angaben zum Abschn. Eisenbetonbrücken.

Eisenbetonbrücken.

Von

Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler,
o. Professor a. d. Bergakademie in Freiberg i. Sa.

I. Allgemeines.

Über die allgemeinen Entwurfsgrundlagen: Grundriß- und Aufrißanordnung, Lichtweiten, Brückenbreiten, Endabschlüsse, Eigengewicht und Verkehrslasten vgl. Abschnitt Steinbrücken. Schiefe Brücken sind in Eisenbeton ebenso einfach auszuführen wie in Beton.

Zulässige Beanspruchung: Eisen 1200—1000 kg/qcm; bei starker Stoßbeanspruchung weniger, in Eisenbahnbrücken oft nur 750 kg/qcm zugelassen. Beton $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{6}$ der Druckfestigkeit an Würfeln von 30 cm Seitenlänge nach 28 Tagen, im allgemeinen also 45—35 kg/qcm. Für weitgespannte Brücken sind die höheren Werte zulässig, für die Bögen von Bogenbrücken sogar bis zu etwa 60 kg/qcm, wenn alle Belastungen berücksichtigt sind und die Würfel-druckfestigkeit entsprechend groß ist. Die Schub- und Haftbeanspruchung im Beton und zwischen Eisen und Beton soll 4,5 kg/qcm nicht überschreiten.

Die Zugspannungen im Beton sollten rechnerisch stets nachgeprüft, bei der Ermittlung der Tragfähigkeit aber nicht in Rechnung gestellt werden. Zulässige rechnerische Zugbeanspruchung bei Biegung etwa $\frac{1}{12}$, bei reinem Zug etwa $\frac{1}{25}$ der Würfel-druckfestigkeit. Im übrigen sind die Vorschriften maßgebend. Über Betonmischungsverhältnisse und ihre Druck- und Zugfestigkeiten siehe Baustofflehre und Abschnitt Steinbrücken.

Temperaturänderungen: Da Eisenbetonbrücken dem Einfluß der Luftwärme mehr ausgesetzt sind als Steinbrücken, so müssen dementsprechend etwas höhere Werte der Temperaturänderung in Rechnung gestellt werden. Für Balkenbrücken etwa ± 20 bis 25°C , für Bogenbrücken, entsprechend deren meist freierer Lage, insbesondere bei hohen Brücken und solchen mit aufgelöstem Tragwerk, $\pm 25^\circ$ bis höchstens 30°C .

Vor allem sind ausreichende Vorkehrungen zu treffen, daß die einzelnen Bauteile sich ungehindert ausdehnen und zusammenziehen können. Temperaturfugen von vornherein anlegen, damit nicht Risse auftreten; insbesondere Trennung der Fahrbahn von Pfeilern und Widerlagern; entsprechende Gleit- oder Rollenlager. Über Rissebildung vgl. Arm. Beton 1910, Nr. 1.

Einzelheiten der baulichen Ausbildung. Besonders wichtig ist vor allem für Balken zweckentsprechende Führung und Aufbiegung der Haupttrag-eisen, je nach den Momenten, Anordnung von Bügeln zur Verbindung dieser mit der Druckzone und Umbiegung der Trageisen an ihren Enden als kräftige Haken in C-Form; Umbiegung um ein Rund- oder ein hochkant stehendes Flach- oder ein Winkелеisen, das quer zu den Haupttrageisen. Als Hakenlängen kann man wählen: Für 5—12 mm Rundeisen 5 cm, für 16—20 mm Rundeisen 7,5 cm, für 24—30 mm Rundeisen 10 cm.

Zwischenraum zwischen den Trageisen allseits etwa $1-2d$, mindestens aber 2 cm. Eisen möglichst in einer einzigen Reihe anzuordnen, möglichst weit entfernt von Nulllinie, aber nach außen hin noch durch mindestens 2—3 cm Betonstärke gegen Rosten geschützt.

Stoßstellen der Eisen nach Möglichkeit zu vermeiden, jedenfalls aber zu versetzen und dahin zu legen, wo das Eisen eine geringe Beanspruchung erfährt. Stoßstellen bei kleineren Bauwerken durch Übereinandergreifen der Eisen, Überdeckung auf 50—80 cm Länge, Umbiegung an den Enden und Verbündeln mit Draht auf Stoßlänge; bei größeren Bauwerken durch Schweißen oder Verschraubung. Das Schweißen muß sehr sorgfältig geschehen und nur von geübten Schmieden; auf dem Bau gefertigte Schweißstellen ergaben etwa $\frac{3}{4}$ der Festigkeit des Rundeisens, zeigten aber dieselbe Fließgrenze und sind danach praktisch wohl brauchbar. Der Stoß durch Verschraubung mit Muffen ist am sichersten, aber auch teuer und nimmt viel Platz weg. Der Schwächung durch das Gewindeanschneiden kann durch vorheriges Stauchen vorgebeugt werden.

Außer Aufbiegung der Haupttrageisen sind stets Bügel vorzusehen, Rundeisen von 6 mm Durchmesser und stärker, gut mit den Trageisen zu verbinden und durch Umbiegung gut im Beton zu verankern. Hauptzweck: Verbindung der Trageisen mit dem Beton der Druckzone. Bei Abbiegen der Haupteisen legt man die Bügel oft senkrecht zu diesen.

Die Eiseneinlagen der Rippen binde man, wenn möglich, außerhalb ab und lege sie dann im ganzen ein; über erforderliche Rippenbreite für gutes Arbeiten vgl. S. 1948.

Für lediglich gedrückte, d. h. nicht erheblich auf Biegung beanspruchte Bauteile kommt neuerdings auch umschnürtes Gußeisen nach v. Emperger in Frage (Säulen, Druckgurte von Balkenbrücken, Rippen von Bögen usw.). Näheres s. III., Bogenbrücken.

Weitere Einzelheiten der baulichen Ausbildung siehe in den Abschnitten Eisenbetonbau und Steinbrücken, sowie in den folg. Fig.

Versteinerungsstärken bei Eisenbahnbrücken mindestens 40 cm von Schienenunterkante bis Plattenoberkante, bei Straßenbrücken mindestens 25 cm, bei Kleinpflaster 15 cm von Pflaster- bis Plattenoberkante.

Um die wasserdichte Abdeckung des Eisenbetontragwerks vor Beschädigungen zu schützen, ordnet man über ihr zweckmäßig eine Betonschutzschicht von 8 bis 10 cm Stärke an; nötigenfalls genügen auch Steinzeugplatten von 4—6 cm Stärke.

Die wasserdichte Abdeckung führe man bis hinter die Widerlager (vgl. Fig. 3), jedenfalls über die Stoßfuge zwischen Tragwerk und Widerlager hinweg, wenn nötig mit der erforderlichen Beweglichkeit über die Stoßfuge. An den seitlichen Rändern des Tragwerks zieht man sie hoch bis unter die Abdeckplatten (vgl. Fig. 1).

Rohrleitungen, Kabel u. dgl. werden zweckmäßig mittels eiserner Bänder unterhalb der ausgekragten Fußwege oder zwischen den Rippen der Hauptträger angehängt oder auf eingestampfte Eisenträger oder besondere kleine Eisenbetonkonsolen verlegt. Oft auch besondere Rohr- und Kabelkanäle unter der Fußwegabdeckung.

Über Lehrgerüste usw. siehe Abschnitt Steinbrücken; ein Beispiel der Anordnung der Schalung und Rüstung gibt Fig. 12a/b.

Für Schalung und Rüstung sind zwischen dem freizuhaltenden Lichtraum und Trägerunterkante mindestens 15 cm zu rechnen. Will man zwischen zwei Gleise eine Lehrgerüststütze stellen, so müssen die Normalprofile mindestens 35 cm Zwischenraum aufweisen.

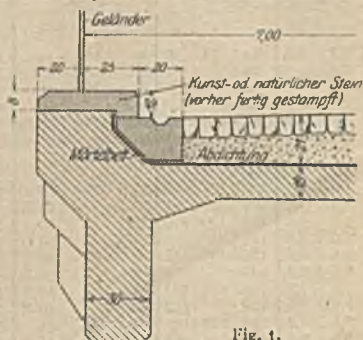


Fig. 1.
Wasserdichte Abdeckung der Fahrbahn, an den Enden durch besondere Formsteine geschützt.

II. Balkenbrücken.

A. Bauliche Anordnung.

a) **Tragwerk als einfache Platte ohne Rippen.** Nur für kleine Stützweiten wirtschaftlich (Durchlässe usw.); als einfache Träger mit Rundeseisen unter Straßen bis zu höchstens 6 m, unter Eisenbahnen bis zu etwa 2,0 m Lichtweite (Fig. 2 und 11). Über die verschiedene Anordnung der Auflager, die statische Wirkung und Berechnung siehe später.

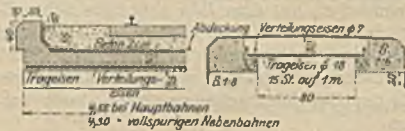


Fig. 2. Platte mit Rundeseisenbewehrung.

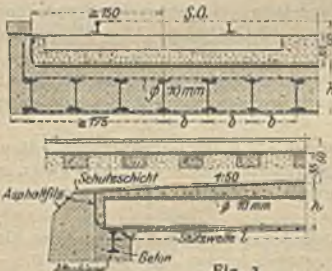


Fig. 3. Platte mit Walzträgerbewehrung.

Eine besondere Art der Plattenbewehrung ist die mit Walzträgern (Fig. 3); die Bauweise ist schon nicht mehr als Eisenbeton zu bezeichnen, sondern als eine Umhüllung der Träger mit Beton. Meist wird so gerechnet, daß die Träger die ganze Last aufnehmen können; die Schalung wird an die Träger angehängt, oder überhaupt die ganze Platte abseits hergestellt und dann übergeschoben.

Zahlentafel 1 enthält eine Zusammenstellung der Stärke, Bewehrung und Tragfähigkeit solcher Platten aus Walzträgern in Beton für Eisenbahnbrücken. Zahlen unter a: E. B. Dir. Berlin; unter b: Sächs. St. E. B. V.; unter c: nach Kommerell¹⁾. Verkehrslast für a und b:

Zahlentafel 1.

Walzträger in Beton für Eisenbahnbrücken.

Stützweite m	Bauhöhe cm			Trägerart I Nr.			Trägerabstand cm			Größe Betonstärke cm			Biegemoment mt			
	a	b	c	a	b	c	a	b	c	a	b	c	a	b	c	
2,3	2,3	31	78	90	20	18	21	35	33	40	31	28	25	15,0	15,4	15,3
2,3		31			22			50			31			15,0		
2,8	2,8	85	80	92	22	20	23	35	33	40	36	30	27	20,6	19,8	20,0
		86			25			50			36			20,6		
3,4	3,4	91	84	97	25	24	27	35	33	40	41	34	32	29,6	28,2	31,2
3,4		91			28			50			41			29,6		
3,9	3,9	96	89	100	28	27	30	35	33	40	46	39	35	39,8	37,7	42,1
3,9		96			32			50			46			39,8		
4,4	4,4	102	91	104	30	29	34	35	33	46	52	41	39	51,5	48,2	51,6
4,4		102			34			50			52			51,5		
5,6	5,6	112	100	110	36	36		40	35	37	46	62	50	83,4	76,5	81,7
5,6		112			42 1/2			50			44			83,4		
6,6	6,6	120	101	115	40	40	45	35	37	46	70	54	51	116	104	115
6,6		120			47 1/2			50			44			116		
7,6	7,5	128	110	122	45	45	50	35	37	46	78	60	57	155	138	155
7,6		128			50			50			46			155		
8,6	8,5	134	121	127	55	55	55	35	47	45	84	71	62	202	182	201
8,6		138			55			50			88			204		
9,6	9,6	140	122	133	55	55	55	35	55	45	90	72	68	255	225	260
9,6		140			55			50			90			254		
10,6	10,5	149	133	123	60	65	65	50	55	45	99	83	63	314	280	292
11,7	11,7	153	145	139	65	75	65	45	55	44	103	95	74	388	348	376

55 B bedeutet Differdinger Nr. 55 D.

¹⁾ Kommerell, Tafeln für Eisenbahnbrücken aus einbetonierten Walzträgern. Berlin, Ernst & Sohn, 1911. Mit Erlaubnis des Verfassers und des Verlegers entnommen.

Lastenzug der B.-O.; für c : der neue preußische Lastenzug von 1911, Lok. mit 5 Achsen zu 20 t und 3 zu 15 t. Vgl. auch S. 1769. Die Verkehrslast ist auf a : 3,5 m, b : 3,3 m, c : 3,5 m Breite verteilt, das Gewicht von Bettung und Gleis für a und b zu 2,7 t/m, für c zu 3,45 t/m für diese Breite angenommen. Die Eisen können die gesamte Last allein tragen, ohne mehr als a : 800, b : 950, c : 800 kg/qcm Beanspruchung zu erfahren; die Druckbeanspruchung im Beton bleibt bei a und b unter 40 kg/qcm, die Zugbeanspruchung bei a unter 20 kg/qcm. Bettungshöhe, für Holzschwellen, von Oberkante Tragwerk bis Oberkante Schwellen, einschließlich der Schutz-(Ziegelflach-) Schicht, beträgt für a und b : 35 cm, für c : 50 cm, die Schienenhöhe 15 cm. Bauhöhe reicht von Schienenoberkante bis Betonunterkante; Bauhöhe und Betonstärke sind angegeben für die Mitte der Stützweite, also einschließlich der Aufhöhung zur Erzielung des Längsgefälles. Bei c kann die Bettungshöhe auch auf 35 cm ermäßigt werden, ohne daß die Tabelle ihre Geltung verliert; vgl. 1). Unter den Trägern ist bei a und b noch eine Betonschicht von 3 cm Stärke vorhanden, bei c nicht. Entwässerung im Längsgefälle, für a und b etwa 1 : 50, für c etwa 1 : 80, hinter die Widerlager. Verbindung der Träger bei a durch Rundelsen etwa 10 mm, die um die Flanschen umgeben sind, bei b und c durch Bolzen; Schalung wird an I-Träger angehängt; Mischungsverhältnis a : 1 Zement auf 4 Kiessand, b : 1 Zement, 3 Sand, 3 Feinschlag, c : mindestens 1 Zement, 3 Sand, 6 Kies- oder Feinschlag.

Zahlentafel 2 gibt einen Auszug aus den vorzüglichen Tabellen von Kommerell¹⁾. Als Verkehrslast ist angenommen: Menschengedänge von 400 kg/qm, höchstens 2 Dampfwalzen von

Zahlentafel 2.

Walzträger in Beton für Straßenbrücken.

(9 + 2 · 5,5) t Gewicht, beliebige Zahl von Lastwagen von 10 t Achsgewicht und 3,50 m Achsstand. Die Eisen können die gesamte Last allein tragen, ohne mehr als 900 kg/qcm Beanspruchung und ohne größere Durchbiegung als $\frac{1}{800}$ der Stützweite zu erfahren. Bauhöhe von Trägerunterkante bis Straßenoberkante, für die Mitte der Stützweite, also einschließlich der Aufhöhung zur Erzielung des Längsgefälles von 1 : 80. Bauhöhen und Belastungsgleichwerte sind angegeben unter Annahme einer Betonschicht von 10 cm Stärke als Fahrbaubersteinerung, unmittelbar auf dem Beton des Tragwerks; eine stärkere Fahrbaubersteinerung bis zu 30 cm (Schotter oder Pflaster) kann unbedenklich ausgeführt werden; sie erhöht die Beanspruchung der Träger nur um etwa 10%. Die Belastungsgleichwerte gelten für Eigengewicht und Verkehrslast, verteilt auf den Trägerabstand c ; das Eisengewicht ist ohne Querverbindungen für 1 qm Platte angegeben. Mischungsverhältnis 1 Zement : 2 $\frac{1}{2}$ Sand : 5 Kies; bei stärkeren Platten (> 40 cm) auch 1 Zement : 3 Sand : 6 Kies. Die Zahlentafel 2 gibt Werte nur für die eigentliche Fahrbahn; wegen Bemessung und Anordnung der Fahrbahnrand- und der Fußwegträger muß auf das Kommerellsche Buch verwiesen werden.	Stützweite	Bauhöhe	Trägerart	Trägerabstand	Belastungsgleichwert	Eisengewicht
	m	cm	I Nr.	cm	t/m	kg/qm
	2,0	45	22	60	4,80	51,7
	4,0	49	30	63	2,96	86,0
	4,1	45	B 22	49	2,25	116,8
	6,0	56	38	68	2,57	123,5
	6,0	49	B 29	68	2,68	162,9
	8,0	61	42 $\frac{1}{2}$	55	1,96	187,4
	8,0	52	B 34	60	2,03	219,0
	10,0	73	55	73	2,57	227,4
	10,1	61	B 42 $\frac{1}{2}$	63	2,15	266,5
	12,1	78	B 60	85	2,94	277,7
	12,2	63	B 45	49	1,63	307,4
	14,0	88	B 70	73	2,72	349,7
	14,0	68	B 50	45	1,56	456,7

b) **Tragwerk als Rippenplatte.** Durch Anordnung von Rippen wird gegenüber der vollen Platte an Eigengewicht gespart, während sich die Trägerhöhe und somit die Tragfähigkeit nicht verringert. Die Eisen werden gewissermaßen in den Rippen zusammengedrängt. Dementsprechend ist die Berechnung auch in den allermeisten Fällen mit den Formeln und Tabellen für Platten durchzuführen, solange nur Stärke der Platte $> x$. Die in Rechnung zu stellende Plattenbreite für eine Rippe darf nicht größer als die 4 fache Trägerhöhe, die 8 fache Rippenbreite, die 16 fache Plattendicke sein. Brücken mit Rippenplatten als Haupttragwerk sind ausgeführt für Straßen usw. bis nahezu 30 m Stützweite; für Eisenbahnbrücken kann etwa 10—13 m als oberste Grenze gelten. Das Verhältnis der Trägerhöhe h zur Stützweite l bewegt sich für Straßenbrücken etwa zwischen $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{16}$, für Fußgängerbrücken zwischen $\frac{1}{20}$ — $\frac{1}{22}$, für Eisenbahnbrücken zwischen $\frac{1}{8}$ — $\frac{1}{10}$. Entfernung a der Rippen

¹⁾ Kommerell, Tabellen für Straßenbrücken aus einbetonierten Walzträgern. Berlin 1912, W. Ernst & Sohn. Mit Erlaubnis des Verfassers und des Verlegers entnommen.

also die Lasten verteilen¹⁾, und die Hauptträger außerdem, besonders bei hohen Rippen, gut seitlich versteifen. — Eine Verringerung des Eigengewichts ist dadurch möglich, daß man die Rippen der Hauptträger mit Durchbrechungen versieht oder ganz in ein Fachwerk auflöst, System Visintini. Vgl. Arm. Beton 1911, Nr. 10, S. 348. Bei den Trägern Möllerscher Bauart paßt sich die Rippenhöhe der Größe der Momente an (Fig. 6). Bewehrung meist mit Flacheseisen, die durch quer aufgenietete kurze Winkelstücke in Beton der Rippen und durch mehrere breitere Winkelstücke in der Platte über dem Auflager festgelegt und verankert sind. Vgl. Beton u. Eisen 1912, Nr. 8 u. 9.

c) **Vollwandträger mit versenkter Fahrbahn.** Ist die vorhandene Bauhöhe so gering, daß sie für eine Rippenplatte nicht ausreicht, dann ordnet man die Haupt-

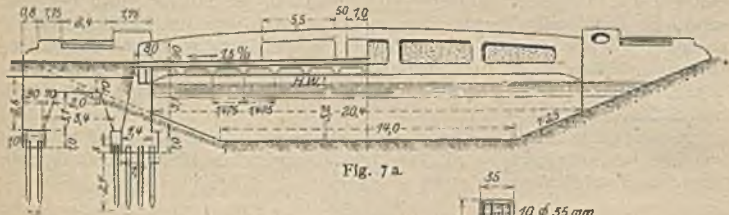


Fig. 7a.

Fig. 7. Vollwandträger zu beiden Seiten der Straße.

träger nur zu beiden Seiten der Fahrbahn und zum Teil über dieser liegend an (Fig. 7). Die Lasten werden durch Querträger auf die Hauptträger übertragen²⁾; die Platte, oft mit Rippen; also einer Art Längsträgern, versehen, spannt sich zwischen den Querträgern. Maßgebend für die Bauhöhe sind also hier die Querträger; daraus folgt, daß eine solche Anordnung nur bei geringer Brückenbreite möglich ist, die keine zu hohen Querträger fordert (< 6 m); unter Umständen

kann man die Fahrbahn durch einen dritten Hauptträger teilen. Die Fußwege werden in solchem Falle zweckmäßig (vgl. Fig. 19) ausgekragt; allerdings werden dadurch besondere Geländerefordernisse; ferner ist dann kein Querverkehr möglich, doch erscheint dieser Nachteil bei der meist geringen Brückenlänge bedeutungslos.

Verhältnis der Hauptträgerhöhe zur Stützweite etwa $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$; die Hauptträger sind entweder vollwandig oder durchbrochen. Beispiel für letzteres: Arm. Beton 1912, Nr. 6, S. 221.

d) **Fachwerkträger und Pfostenfachwerk- (Vierendeel-) Träger.** Die Linienführung des Obergurtes kann einem Parallel-, Parabel- oder Halbparabelträger entsprechen; letzteres erscheint als das beste. Berechnung der Fachwerkträger wie bei Eisen oder Holz: Die Knotenpunkte werden als reibungslose Gelenke angenommen; die Zugkräfte im Untergurt und in den Wandstäben nehmen allein die Eisen auf, wobei aber auch die Zugspannung im Beton die zulässige Grenze nicht überschreiten darf. Druckstäbe können unschnürt werden. Auf die Knicksicherheit des Obergurtes und der gedrückten Wandstäbe ist besonders zu achten. Die Eisen der Streben und Ständer müssen sorgfältig in diejenigen des Ober- und Untergurtes eingehakt und mit ihnen verbündelt werden. Die Untergurteisen sind am Ende besonders kräftig umzubiegen oder in gemeinsamer Platte zu verankern (vgl. Fig. 19a), ein oder zwei Endfelder am besten vollwandig auszugestalten. Bei tiefliegender Fahrbahn wird eine

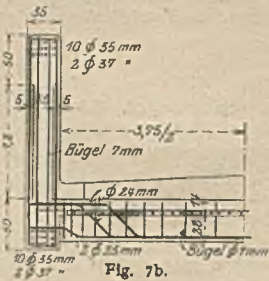


Fig. 7b.

¹⁾ Vgl. hierzu: Über die lastverteilende Wirkung der Querträger. Arm.-Beton 1912, Nr. 3.

²⁾ Über die Einspannung der Querträger in den Hauptträgern vgl. Deutsche Bauztg. 1908. Mittell. Nr. 12.

gute seitliche Versteifung der Hauptträger gegen die Querträger erforderlich, bei genügender Trägerhöhe eine obere Verbindung der Hauptträger empfohlen.

Ausbildung des Fachwerks sinngemäß wie Fig. 19 a/b. Beispiel: Agerbrücke bei Schwanenstadt, Ann. Beton 1912, Nr. 6, S. 217.

Das Pfostenfachwerk (Vierendeel), auch Rahmenfachwerk genannt, besitzt zwischen dem Ober- und dem Untergurt nur lotrechte Ständer, ist vielfach statisch unbestimmt und auch bei vereinfachenden Annahmen noch verhältnismäßig umständlich zu berechnen (vgl. S. 1714). Dafür bietet es in baulicher Beziehung nicht so viele Schwierigkeiten wie ein Fachwerk mit Ständern und Streben. Hier ist vollwandige Ausbildung eines oder zweier Endfelder von besonderem Vorteil, um die Schubspannungen gut aufnehmen und die Eisenlagen des Untergurtes aufbiegen zu können. Da die Ständer einen Teil oder sämtliche Schubkräfte aufzunehmen und in die Gurte überzuführen haben, so müssen sie ganz besonders biegungsfest an die Gurte angeschlossen werden. Obergurt vielfach aus umschnürtem Beton. Beispiel: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1914, Nr. 23; Brücke bei La Louvière (Belgien). — Ann. Beton 1914, S. 153 und S. 266.

Es sind ausgeführt: Straßenbrücken mit versenkter Fahrbahn und mit vollwandigen Hauptträgern bis rd. 30 m, mit Fachwerk als Halbparabelträger bis 32 m, als Parabelträger bis 40 m.

B. Lager und Stützen.

Soweit nicht Einspannung beabsichtigt, soll das Lager des Tragwerks so ausgebildet werden, wie bei Berechnung angenommen, d. h. der Träger soll sich an seinem Ende drehen und unter Umständen auch längs verschieben können. Mindestens also einfache oder doppelte Schicht von Dachpappe oder Blech als Zwischenlage, auch einfache Flacheisen als Lagerplatten, Kipplatten, und bei größeren Brücken Rollenlager. Abschrägung der Vorderkante des Widerlagers (Fig. 9 und 11), damit keine Absplitterung. Oft auch Verwendung vorher gestampfter und erhärteter Auflagerquader (Fig. 9).



Fig. 8.

Fig. 8 u. 9. Einfache Lager.

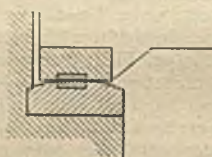


Fig. 9.

Auflagerlänge von Platten etwa gleich ihrer Stärke, mindestens 15 cm, von Balken so, daß die zulässige Pressung (20 bis 25 kg/qcm) nicht überschritten wird. Zweckmäßige Lagerausbildung nach dem Muster der bayrischen Staats-

bahnen (siehe in Fig. 8). Näheres vgl. auch Abschnitt Steinbrücken, Gelenke.

Will man Einspannung erzielen und dementsprechend in Rechnung stellen, so müssen die Haupttrageisen der Träger tief in das Widerlager hinabgreifen und dort gut verankert sein, so daß keine endliche Beweglichkeit des Trägerendes gegen Widerlager möglich. Dabei zulässige Spannung in Eisen und Beton einhalten! Es empfehlen sich Widerlager, die rückwärts weit unter das Erreich hinuntergreifen und damit dessen Gewicht zur Erzielung ausreichender Standfestigkeit mit heranziehen.

Die Mittelstützen durchgehender Träger müssen besonders sorgfältig gegründet sein, damit sie sich nicht senken; ebenso selbstverständlich die Endwiderlager. Niemals Gründung auf unsicherem Baugrunde oder alten Widerlagern.

Auflagerung der Träger auf den Stützen so, wie bei Berechnung angenommen, also entweder gelenkig oder in starrer Verbindung. Im ersteren Falle Pappzwischenlagen oder Lagerplatten wie bei den Endauflagern oder Gelenkquader,

wie Fig. 13. Im zweiten Falle ausreichende Überführung von Eiseneinlagen und voutenförmige Verstärkung zwischen Säule und Träger.

Die Stützen können als massive Pfeiler ausgebildet sein, als volle Eisenbetonwände, als Rahmen mit einem oder mehreren Querriegeln (Fig. 12) oder auch als Einzelsäulen mit oder ohne eine gegenseitige Querverbindung; zweckmäßig werden stark belastete Säulen aus umschnürtem Beton hergestellt, Wände, Rahmen und Einzelsäulen auch pendelnd mit oberem und unterem Wälzelenk (Fig 10 u. 13); für schiefe Brücken sind einzelne Pendelsäulen am geeignetsten, da sie die geringsten Verdrehungen im Tragwerk hervorrufen und selbst erleiden. Dasselbe gilt für sehr schlanke Stützen, da diese bei Einspannung im Träger dessen Momente nur wenig verringern, selbst aber sehr große Biegungsbeanspruchungen erleiden.

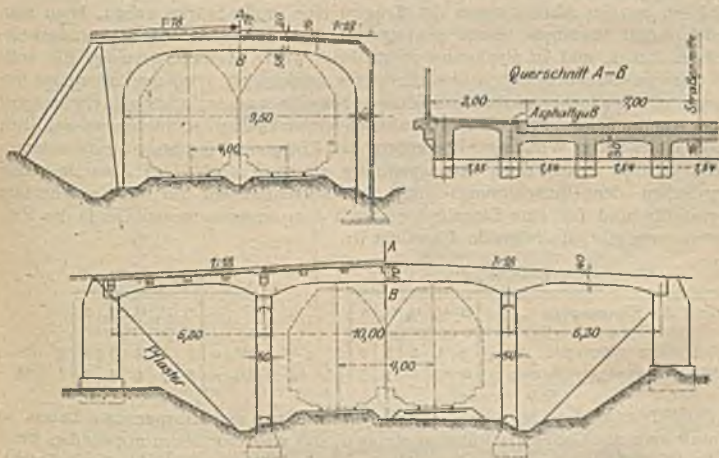


Fig. 10. Oben: Rahmenbrücke; unten: Durchgehender Träger mit Pendelsäulen.

Würden die Endwiderlager eines durchgehenden Trägers im Damme liegen und somit unsicher gegründet sein, so bildet man die Trägerenden oder auch die Flügel oft als Kragträger aus, die frei überstehen und an ihren Enden somit überhaupt nicht gestützt sind. Vgl. Fig. 19 und Beispiele Beton u. Eisen 1908, Nr. 11; Zement u. Beton 1908, Nr. 29. — Der Brückenbau 1914, Nr. 20 u. 21.

C. Berechnung.

Zu den unter B, a bis c besprochenen Möglichkeiten der baulichen Gestaltung des Tragwerks kommt noch die Verschiedenheit in der statischen Wirkung der Träger je nach ihrer Auflagerung und der Verbindung mit den Stützen.

a) **Träger auf zwei Stützen.** Nimmt man die für die Berechnung außerordentlich einfache freie Auflagerung an, so sorge man auch dafür, daß die tatsächliche Lagerung der gemachten Annahme entspricht, daß der Träger also keine Verbindung mit den Widerlagern aufweist. Vgl. vorstehend unter B. Lager und Stützen.

b) **Allseits aufgelagerte Platte.** Besteht zwischen der größeren Seite b und der kleineren a der Auflagerung die Beziehung $b < 1,5 a$, so kann man das größte Moment annehmen zu $M = \frac{p a^2}{12}$. Die sich hieraus ergebende Bewehrung ist in Richtung der Seite a zu legen, die in Richtung der Seite b im Verhältnis b/a größer zu wählen.

Die Deutsche und Österreichische Vorschrift rechnet mit einer geringeren Belastung:

$$p' = \frac{b^4}{a^4 + b^4} \cdot p; \quad \text{für } b = a \text{ ist } p' = \frac{1}{2} p, \\ \text{für } b = 1,5 \cdot a \text{ wird } p' = \frac{5}{8} p, \\ \text{Mittel } p' = \frac{3}{8} p.$$

c) **Eingespannte Träger.** Das Moment in Trägermitte und somit die Bauhöhe wird durch die Einspannung an den Trägerenden verringert, die Standfestigkeit der Widerlager infolge der oberen Verspannung durch das Tragwerk wesentlich erhöht oder ihre notwendige Stärke herabgemindert. Ein Nachteil ist die etwas unsichere und umständliche Berechnung des statisch unbestimmten Systems.

In einfachen Fällen, insbesondere bei niedrigen Widerlagern, die im Verhältnis zu den Abmessungen des Trägers eine große Stärke haben, kann man sich damit begnügen, einen gewissen Grad der Einspannung schätzungsweise anzunehmen und in Rechnung zu stellen. Volle Einspannung, die vollkommene Unbeweglichkeit des Auflagers voraussetzt, wird man allerdings nur ganz selten annehmen dürfen, höchstens bei sehr starken, niedrigen Widerlagern mit breiter Sohle. Will man sie praktisch verwirklichen, so müssen so viel Eisen aus Tragwerk in Widerlager übergehen, daß Einspannungsmoment aufgenommen und weder Eisen- noch Betonspannung zu groß wird. Den Zusammenhang zwischen dem Einspannungs- und dem Mittenmoment für eine gleichmäßig verteilte und für eine Einzellast je nach dem angenommenen Grade der Einspannung gibt die folgende Übersicht¹⁾:

Gleichmäßig verteilte Last $q \cdot l$.						Einzellast P .						
Grad der Einspannung . . .	0	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	1		0	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	1	
Einspannungsmoment. $M_e =$	0	1	2	3	4	} $q \cdot l^2$ 48	$M_e =$	0	1	2	3	4
Mittenmoment $M_m =$	6	5	4	3	2		$M_m =$	8	7	6	5	4
												} $\frac{P \cdot l}{32}$

Will man einen genauen Wert für den Grad der Einspannung haben, so muß man das Ganze als Rahmen rechnen; das wird vor allem notwendig, wenn die Widerlager oder Stützen verhältnismäßig schwach und somit elastisch sind. Die Widerlager müssen mindestens 1,5- bis 2fache Standsicherheit besitzen; die einseitige Bodenpressung darf nicht zu groß werden.

Über eingespannte Balken vgl. u. a.: Arm. Beton 1909, Nr. 4. Beton u. Eisen 1909, Nr. 1.

d) **Rahmen.** Allgemeines siehe vorstehend unter a und c; für die gewöhnlichen Fälle sind die Formeln im Abschnitt Baustatik (S. 1707) sehr gut zu gebrauchen. Im allgemeinen wird man nur gelenkige Lagerung der Rahmenfüße annehmen können; im günstigen Falle einen Mittelwert zwischen dieser und voller Einspannung.

Ausführungsbeispiel vgl. Arm. Beton 1912, Nr. 6, S. 221.

Eine besondere und sehr beachtliche Art von Rahmen stellt die Langenzugbrücke in Hamburg dar²⁾. Dort hat man die beiden seitlichen von insgesamt drei Öffnungen je als geschlossenen Rahmen ausgebildet, zwischen denen sich der Mittelträger als eingespannter Träger stützt.

e) **Träger auf mehreren Stützen.** Wenn Eisenbetonträger über mehrere Öffnungen reichen und über den Stützen nicht durch besondere Fugen voneinander getrennt sind, so müssen sie auf alle Fälle als durchgehende Träger berechnet und bewehrt werden, weil sonst die Gefahr besteht, daß sich über den Stützen Risse bilden (z. B. die über mehrere Rippen durchgehende Platte eines Rippenbalkentragwerks). Außerdem bietet der durchgehende gegenüber den getrennten Trägern den großen Vorteil der geringeren Mittenmomente. Platten-

¹⁾ Näheres siehe Deutsche Bauztg. 1908. Mitteil. Nr. 12.

²⁾ Vgl. Arm. Beton 1911, Nr. 5.

senken, da sonst im durchgehenden Träger ganz erhebliche Beanspruchungen entstehen; der durchgehende Träger ist also nie auf unsicherem Baugrunde oder auf alten (unsicheren) Widerlagern zu verwenden.

In jedem Falle wird man die Trägerhöhe über den Stützen und bei Einspannung auch über den Endwiderlagern voutenartig vergrößern.

Berechnung des durchgehenden Trägers nach verschiedenen Verfahren:

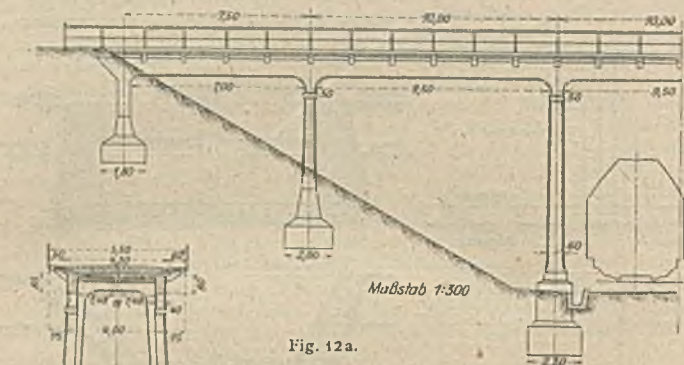


Fig. 12a.

Fig. 12. Durchgehender Träger mit den Stützen fest verbunden.

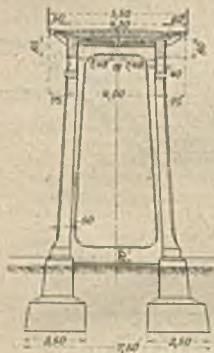


Fig. 12b.

a) Man nimmt das Stützenmoment zu $\frac{1}{11}$, das Mittelmoment zu $\frac{1}{4}$ des Mittelmomentes des frei aufliegenden Trägers an; für Überschlagsrechnungen (aber auch nur für solche) brauchbare Annahme.

b) Benutzung der „Winklerschen Zahlen“ (S. 1681—1682). Sie geben die Querkräfte und Momente, getrennt nach ständigen und Verkehrslasten; letztere in der ungünstigsten Stellung berücksichtigt. Allerdings nur für gleich große Öffnungen und gleichmäßig verteilte Belastung. Bei ungleichen, aber nicht allzu verschiedenen Öffnungen kann man mit einem Mittelwerte oder, noch sicherer, mit der größten der Stützweiten rechnen; Einzellasten sind in verteilte Belastung umzuwandeln (vgl. S. 1772). Die entsprechenden Zahlen für ungleiche Öffnungen s. in: Winkler, Die äuß. Kräfte gerader Träger. Wien 1873.

c) Für 2 und 3 ungleiche Öffnungen, und zwar für Verhältnisse der Stützweiten von $n = 0,5$ bis 1,5, sind entsprechende Tabellen aufgestellt von Dr.-Ing. Nitzsche. Verkehrslasten allerdings nicht in ungünstigster Stellung, sondern je eine ganze Öffnung belastend. Biegemomente für alle Zehntel der Stützweiten. Zeitschr. Der Brückenbau, 1913, Nr. 5.

d) Zeichnerische Ermittlung der Momente und Querkräfte nach Ritter (vgl. S. 1683—1689. Benutzung der Festpunkte). Das Verfahren ist zweckmäßig für ungleiche Öffnungen und auskragende Trägerenden, benutzbar für gleich-

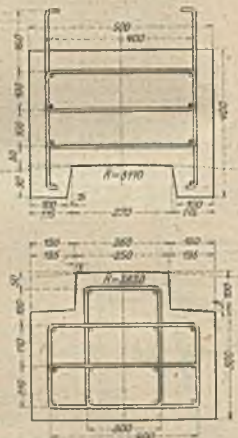


Fig. 13.

Eisenbetonwälgelenk für Säulen.

mäßig verteilte und für Einzellasten, für diese etwas umständlicher. Es lassen sich nach diesem Verfahren auch Einflußlinien zeichnen (vgl. c). Die Veränderlichkeit der Trägheitsmomente und starre Verbindung des Trägers mit den Säulen kann hierbei berücksichtigt werden¹⁾; man erhält im letzteren Falle gleichzeitig die Biegemomente in den Säulen.

c) Die Benutzung von Einflußlinien ist zu empfehlen, wenn viele Möglichkeiten der Belastung nach Lage und Größe zu berücksichtigen sind oder wenn man die Wirkung eines Zuges von Einzellasten für mehrere Trägerquerschnitte möglichst genau auffinden will. Man kann die Einflußlinien nach dem Verfahren unter d) aufzeichnen oder nach Tabellen auftragen: Dr. Lederer, Analytische Ermittlung und Anwendung von Einflußlinien, 2—4 gleiche Öffnungen; Griot, Tabellen zum Auftragen der Einflußlinien, 2—4 Öffnungen im Verhältnis von 1:1 bis 1:2.

f) Eine angenäherte Berechnung der Biegemomente in eingespannten Säulen unter durchgehenden Trägern nach Ostenfeld siehe Handb. f. Eisenbetonbau, III. Bd., S. 388 ff. (1. Aufl.); z. B. erfährt die Mittelstütze eines über die Öffnungen l_1 und l_2 durchgehenden Trägers folgende Stützendrucke S und Biegemomente M :

α) Vollbelastung beider Öffnungen mit Eigengewicht g und Verkehrslast p , $g + p = q$:

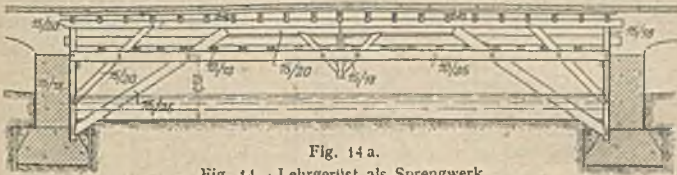


Fig. 14. Lehergerüst als Sprengwerk.

$$S = q \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{2} + \frac{l_1^3 + l_2^3}{8 l_1 l_2} \right),$$

$$M = \frac{\mathfrak{M}_{1q} - \mathfrak{M}_{2q}}{1 + \mu_1 + \mu_2};$$

β) Belastung der (größeren) Öffnung l_1 mit q , der anderen nur mit g :

$$S = \frac{q l_1 + g l_2}{2} + \frac{q l_1^3 + g l_2^3}{8 l_1 l_2},$$

$$M = \frac{\mathfrak{M}_{1q} - \mathfrak{M}_{2g}}{1 + \mu_1 + \mu_2}.$$

Hierin ist

$$\mathfrak{M}_{1g} = \frac{g l_1^2}{8}, \quad \mathfrak{M}_{2g} = \frac{g l_2^2}{8}.$$

$$\mathfrak{M}_{1q} = \frac{q l_1^2}{8}, \quad \mathfrak{M}_{2q} = \frac{q l_2^2}{8}, \quad \mu_1 = \frac{3}{4} \cdot \frac{h}{l_1} \cdot \frac{J}{J_s}, \quad \mu_2 = \frac{3}{4} \cdot \frac{h}{l_2} \cdot \frac{J}{J_s}.$$

J , J_s Trägheitsmomente des Balkens und der Stütze; h deren Höhe.

Beispiel für die Führung und Verteilung der Eiseneinlagen eines durchgehenden Trägers, der auf den Widerlagern und Stützen frei aufliegt.

Fig. 13 ist die Werkzeichnung für die Haupttrageisen, die so angeordnet sind, daß sie überall mit mindestens 2 cm Beton umhüllt werden und nicht über 16 m Länge haben. Schweißstellen kommen nicht vor. Reihenfolge der Eisen in den verschiedenen Schnitten:

¹⁾ Ritter, Graphische Statik. III. Teil. Der kont. Balken. — Foerster, Balkenbrücken in Eisenbeton.

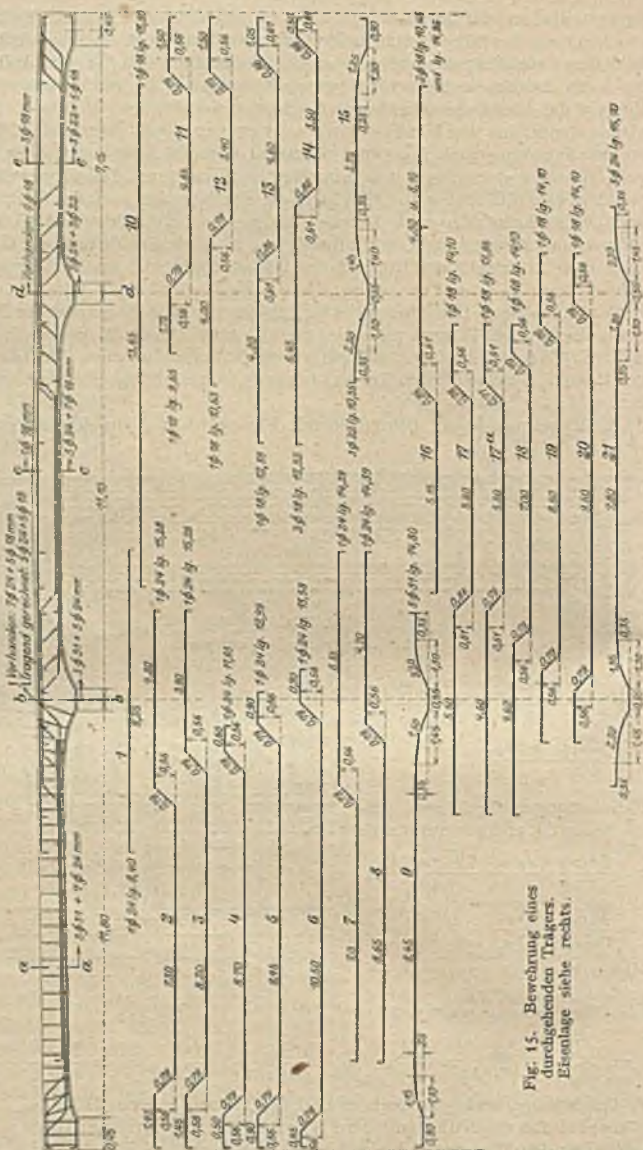


Fig. 15. Bewehrung eines durchgehenden Trägers. Eiseneinlage siehe rechts.

Über den durchgehenden Träger siehe u. a.: Zement u. Beton 1910, Nr. 20, 21, 39; 1911 Nr. 5, 23, 51. Österr. Woch. öf. Baud. 1910, Nr. 17, 33; 1911, Nr. 17. Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen 1909, Nr. 2; 1910, Nr. 3; 1911, Nr. 3. Beton u. Eisen 1908, Nr. 13; 1909, Nr. 2; 1910 Nr. 1, 3, 4; 1911, Nr. 20; 1912, Nr. 1, 11, 12. Deutsche Bauztg., Mitt. 1912, Nr. 20. Ann. Beton 1912, Nr. 5. Annales ponts chauss. 1909, Nr. 3. Schweiz. Bauztg. 1909, Nr. 18, 19; 1911, Nr. 4; 1912, Nr. 24; 1913, Nr. 8.

<p style="text-align: center;">Schnitt a-a:</p> <p style="text-align: center;">Oben nichta.</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">7</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;"></td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;"></td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">8</td> </tr> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">2</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">5</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">4</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">6</td> </tr> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">9</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">9</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">9</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;"></td> </tr> </table>	7			8	2	5	4	6	9	9	9		<p style="text-align: center;">Schnitt b-b:</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">7</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">17</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">17 a</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">18</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">8</td> </tr> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">2</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">5</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">(4)</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">20</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">19</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">6</td> </tr> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">9</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">21</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">9</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">21</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">9</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">21</td> </tr> </table>	7	17	17 a	1	18	8	2	5	(4)	20	19	6	9	21	9	21	9	21	<p style="text-align: center;">Schnitt c-c:</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;"></td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;"></td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">10</td> </tr> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;"></td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;"></td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">17 a</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;"></td> </tr> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">16</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">17</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">20</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">19</td> </tr> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">21</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">21</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">21</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">21</td> </tr> </table>			1	10			17 a		16	17	20	19	21	21	21	21
7			8																																													
2	5	4	6																																													
9	9	9																																														
7	17	17 a	1	18	8																																											
2	5	(4)	20	19	6																																											
9	21	9	21	9	21																																											
		1	10																																													
		17 a																																														
16	17	20	19																																													
21	21	21	21																																													
<p style="text-align: center;">Schnitt d-d:</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">16</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">13</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">14</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">14</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">10</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">16</td> </tr> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">11</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">17</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">17 a</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">20</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">19</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">18</td> </tr> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">15</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">21</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">15</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">21</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">15</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">21</td> </tr> </table>	16	13	14	14	10	16	11	17	17 a	20	19	18	15	21	15	21	15	21	<p style="text-align: center;">Schnitt e-e:</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">16</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;"></td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">10</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">16</td> </tr> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">11</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">13</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">14</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">14</td> </tr> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">15</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">15</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">15</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">15</td> </tr> </table>	16		10	16	11	13	14	14	15	15	15	15																	
16	13	14	14	10	16																																											
11	17	17 a	20	19	18																																											
15	21	15	21	15	21																																											
16		10	16																																													
11	13	14	14																																													
15	15	15	15																																													

Zum Abstandhalten zwischen den einzelnen wagrechten Lagen von Eisen dienen kurze Stücke vom Durchmesser 20 mm. Die Bügel sind nur in der linken Öffnung eingezeichnet.

f) **Auslegerträger.** Will man aus irgendwelchen Gründen durchgehende Träger nicht verwenden (unsichere Gründung usw.), so kann man, wie im Eisenbau, auch in Eisenbetonbalkenbrücken Gelenke einlegen und sie als Gerberträger berechnen und ausbilden. Berechnung siehe Statik; Bewehrung sinngemäß wie unter e). — Ausbildung der Gelenke vgl. vorstehend II, B: Lager und Stützen. Beispiel siehe u. a. Straßenbrücke über den Ems-Weser-Kanal in Hannover von 41,70 m l. W. Arm. Beton 1914, S. 42.

g) **Vierendeelträger.** Einfache, grob angenäherte Berechnung: Die Gurte werden wie die eines Fachwerkträgers berechnet (auch graphisch), die gesamten Schubkräfte den Ständern zugewiesen, einschließlich etwaigen massiven Endfeldern. Wenn solche vorhanden sind, ist diese Berechnungsweise wohl zulässig. Die Verbiegung der Ständer und ihre verbiegende Einwirkung auf die Gurte ist dabei nicht berücksichtigt.

Genauere Berechnung vgl. u. a.: Arm. Beton 1910, Nr. 5, 6, 7, 11. Beton u. Eisen 1911, Nr. 4; 1910, Nr. 2; 1909, Nr. 14—16; 1908, Nr. 11. Zentr. d. Bauv. 1912, Nr. 69. Zeitschr. f. Bauwesen 1909, S. 539. Le Génie civil 1909, Nr. 4 (27. Nov.). Le Ciment armé 1909, Nr. 5, 7, 9. Il Cemento 1910, Nr. 3. Einflußlinien für Vierendeel-Träger: Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft 12. Siehe auch Abschnitt Baustatik.

III. Bogenbrücken.

Über die Formgebung und statische Untersuchung siehe Abschnitt Steinbrücken; über Gestaltung der Fahrbahnstützung und deren Berechnung vorstehenden Abschnitt II, Balkenbrücken.

Eisenbogenbrücken wird man wählen, wenn die Biegungsbeanspruchungen in Stein- oder reinen Betonbögen zu groß werden und man die Wölbstärken und damit das Eigengewicht des Bogens nicht noch weiter vergrößern will oder kann. Da somit wegen des verhältnismäßig geringeren Eigengewichts die Verkehrslasten einen stärkeren Einfluß haben, so muß ihre Größe besonders genau ermittelt werden, damit man weder unnötig hohe noch zu geringe Werte in Rechnung stellt. Auch ist die statische Untersuchung eingehend und genau durchzuführen, insbesondere etwaige Einspannung zu berücksichtigen (vgl. Abschnitt Steinbrücken, S. 1910), wenn keine Gelenke vorhanden sind. Über die angreifenden Kräfte und die zulässigen Beanspruchungen siehe Allgemeines unter I. Die Bögen werden meist beiderseits bewehrt; Berechnung aus den Längskräften und Biegemomenten vgl. Abschnitt Eisenbetonbau, Formeln und Tabellen von Geyer.

Einzelheiten der Ausführung. Bewehrung der Eisenbogenbrücken meist mit Rundeisen, deren Länge, Zahl und Stärke sich nach den Biegemomenten richtet (vgl. Beton u. Eisen 1907, S. 182). Näheres siehe Abschnitt II, Balkenbrücken. Entsprechend den meist kräftigeren Eisen ist der Abstand und das Maß der Betonüberdeckung reichlicher zu nehmen. Vielfach auch Bewehrung mit steifen Walzprofilen oder mit ganzen Gitter-

trägern, System Melan. Im letzten Falle kann die Schalung ganz oder zum Teil an das Eisengerippe angehängt werden. Abstand der Eisenrippen im Mittel 1 m; ausreichende und gut haftende Umkleidung mit Beton, wenn nötig mittels Drahtgewebe usw. Beispiele: Kaiser-Franz-Jubiläums-Brücke in Laibach, 33,34 m Spannweite Dreigelenkbogen. Gitterträger aller 1,0 m, Ober- und Untergurt je 2 L 90/90/13. — Tagliamentobrücke bei Pinzano. Einzelne Rippen nach Melan bewehrt. — Brücke über die Grande Eau bei Les Planches. Dreigelenkbogen von 60,6 m Spannweite und 12 m Pfeil, mit 1,4 m Bogenstärke in der Bruchfuge. Siehe Melan, Brückenbau.

Als besondere Art der Bewehrung ist noch das umschmürte Gußeisen zu nennen; vgl. I, S. 1945. Ausführungsbeispiele siehe u. a. in der Anführung neuerer bedeutender Eisenbetonbrücken am Ende dieses Kapitels.

Bei großer Höhe des Bauwerks ausreichende Versteifung gegen seitlichen Winddruck erforderlich; bei unten liegender Fahrbahn auch gegen seitliches Ausknicken der Bögen.

Die Gelenke, Widerlager und Zwischenpfeiler der Eisenbetonbogenbrücken sind genau so auszubilden wie die der massiven Brücken (vgl. S. 1927). Eine dem Eisenbetonbau eigentümliche Art von Gelenken ist in Fig. 16 dargestellt: Federgelenk oder Halbgelenk, ausgeführt zuerst an französischen und neuerdings auch an deutschen Straßenbrücken. Vgl. Arm. Beton 1910, Nr. 10, S. 406; Nr. 11, S. 444. — 1915, S. 24. — Deutsche Bauzeitung; Mitteilungen für Zement usw. 1914, Nr. 22 und 23. Über vorübergehende Federgelenke in den Rippen einer Eisenbetonbrücke bis zur Fertigstellung des Bauwerkes vgl. Concrete and Constr. Engineering, Vol. VIII, 1913, Nr. 12. Den Anschluß der Bewehrung an den Lagerstuhl eines eisernen Bolzen-gelenkes zeigt Fig. 17, die sinngemäß auf den Eisenbetonbogen selbst anzuwenden ist. Für massive Wälzgelenke in Eisenbeton kann man die Bauweise gemäß Fig. 13 wählen.

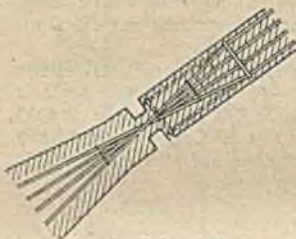


Fig. 16. Federgelenk.

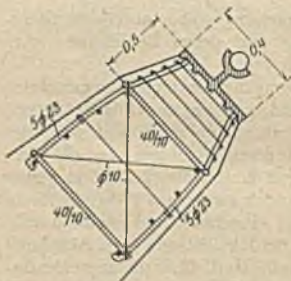


Fig. 17. Bewehrung des Widerlagers unter einem eisernen Lagerstuhle.

Das erstere Verfahren ist zuverlässiger. Über Aufstellung der Bogenrippen von Eisenbetonbrücken ohne Lehrgerüst vgl. Arm. Beton 1911, Nr. 5, S. 197, und 1910, Nr. 12, S. 488; Deutsche Bauzeitung 1906, Mitteil. Nr. 19.

Die Eisenbetonbogenbrücken kann man in statischer Beziehung in zwei Gruppen teilen; in jeder Gruppe sind natürlich wieder die verschiedensten baulichen Ausbildungen möglich.

A. Bögen mit oben liegender Fahrbahn.

a) Nur der eigentliche Wölbbogen wird als tragend angenommen; die Fahrbahn ist so auf den Bogen abgestützt, daß weder sie, noch das Zwischen-

tragwerk das Gewölbe versteifen. Dieses muß also außer den Längskräften auch sämtliche Biegemomente aufnehmen; dabei kann es α) vollen Rechteckquerschnitt auf die ganze Brückenbreite aufweisen, β) aus einer schwächeren Platte mit einzelnen starken Rippen (Fig. 18) oder aus 2—3 Gewölbestreifen mit verbindender dünner Platte bestehen oder endlich γ) ganz in mehrere Rippen nebeneinander aufgelöst sein. Dabei können diese Rippen rechteckigen oder T-Querschnitt haben, auch am Kämpfer größere Entfernung voneinander aufweisen als am Scheitel.



Fig. 18 a. Viennebrücke zu Châtellerault.

Beispiele: Zu α): Isarbrücke Grünwald. Spannweite des Dreiecksbogens 72 m; Bewehrung der Wölbstärke von 1,20 m mit je 9 Rundseilen von 28 mm Durchmesser oben und unten auf jeden lfd. m der Gewölbetiefe von 8 m. Schweiz. Bztg. 1904, I, S. 241; II, S. 263. Deutsche Bztg. 1905, Mitt. S. 41. — Gründertobelbrücke bei Teufen. Eingespannter Bogen von 79 m Spannweite; ganz ähnlich bewehrt. Vgl. Arm. Beton 1909, Nr. 3 und 4, S. 144 und 194. Deutsche Bztg. 1908, Nr. 90, 93, 95, 98. Schweiz. Bztg. 1909, Nr. 7 ff. — Zu β): Viennebrücke zu Châtellerault. 50 m Spannweite, Rippen etwa 100/44 cm, verbindende Platte 30 cm stark. — Straßenbrücke Niederwöhren—Wiedensahl. Spannweite 49 m, Rippen 0,70 m breit, 0,85 bis 1,10 m hoch, verbindende Platte 15 cm stark. Vgl. Arm. Beton 1910, Nr. 1, S. 1. — Moselbrücke — Novéant (Fig. 14). Vgl. Arm. Beton. 1910, Nr. 1, S. 1. — Zu γ): Temesbrücke bei Ormenyes (Ungarn). 4 Rippen 0,75 m hoch, 0,40 m breit, Spannweite 30 m. Vgl. Arm. Beton 1908, Nr. 12, S. 302. — Brücke mit Rippen in T-Form. Vgl. Arm. Beton 1909, Nr. 2, S. 45. — Rippen mit wachsender Entfernung nach dem Scheitel hin: Talübergang bei Langwies, Arm. Beton 1915, Nr. 7—12; 1916, Nr. 1 und 2.

b) Die Fahrbahnplatte und das sie stützende Tragwerk werden (als Versteifung des Wölb Bogens) mittragend gerechnet. Auch hier kann der Bogen vollen Rechteckquerschnitt auf die ganze Brückenbreite haben oder in

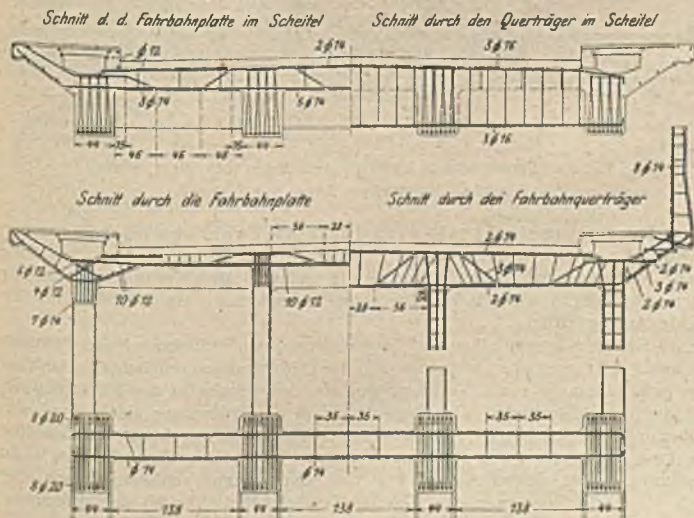


Fig. 18 b.

einzelne Rippen nebeneinander aufgelöst sein: das Zwischentragwerk besteht α) aus voller Aufmauerung, die oben eine Bewehrung erhält, oder β) aus einzelnen bewehrten Längswänden, oder γ) aus biegungsfesten Säulen. Die Fahrbahn stellt sich in den beiden letzteren Fällen als Rippenplatte dar.

Die Heranziehung der Fahrbahn und ihrer Stützung zur Versteifung des eigentlichen Bogens bietet wegen der meist sehr großen zur Verfügung stehenden Höhe ganz erhebliche statische und somit wirtschaftliche Vorteile. Der Bogen hat nur die reinen Druckkräfte aufzunehmen und kann infolgedessen sehr dünn gehalten werden; die Biegemomente nimmt der Träger auf, dessen Untergurt der Bogen, dessen Obergurt die Fahrbahn und dessen Wand die Fahrbahnstützung bildet. Vgl. insbesondere nachstehend unter β , wo die Vorteile besonders deutlich in den geringen Abmessungen hervortreten.

Beispiele: Zu α) Vgl. Arm. Beton 1913, Nr. 12, S. 454. Zu β): Risorgimento-Brücke zu Rom. 100 m Spannweite. Wölbplatte im Scheitel 20 cm, am Kämpfer 50 cm stark. Versteift durch senkrechte Wände längs der Brücke in 3,25 m Entfernung voneinander und in 0,20 bis 0,30 m Stärke. Arm. Beton 1912, Nr. 1, S. 35; Nr. 5, S. 204; Nr. 8, S. 294. Innbrücke bei Inoz. Ähnlich, Wände von 16 cm Stärke in 1,10 m Entfernung. Zu γ): Bogen und Fahrbahn bilden mit deren Stützen zusammen einen Pfostenfachwerkträger, der die Biegemomente aufnimmt. Hierbei ist es zweckmäßig, die Fahrbahnträger zur Erzielung größter Steifigkeit auf dem Bogenscheitel unmittelbar aufzulagern und mit ihm zu verbinden. Beispiel nach Considère (vgl. Arm. Beton 1909, Nr. 12, S. 531 und 532).

B. Bögen mit angehängter Fahrbahn.

Bei diesen Konstruktionen sind als wichtigste zunächst folgende Unterschiede zu machen und konstruktiv zu beachten:

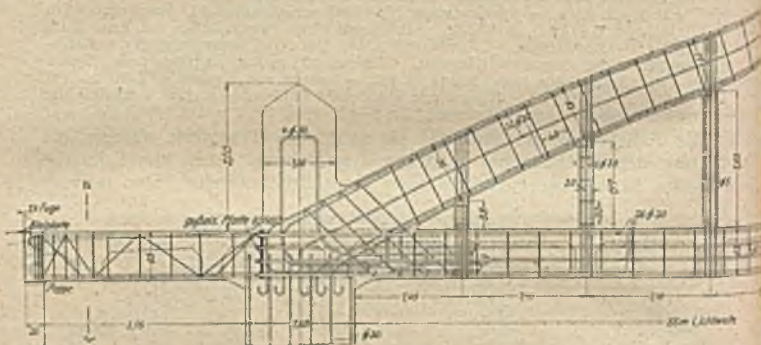


Fig. 19. Spreibrücke in Lübben. Arm. Beton 1909, Nr. 3, S. 111.

Fig. 19a. Hauptträger, Bogen mit Zugband.

a) Die Bogenschubkraft wird durch die Fahrbahn oder besondere neben ihr liegende Randträger aufgehoben. Bogenträger mit Zugband. Dann ist ausreichende Bemessung und vor allem Verankerung der Zugseile der Fahrbahnträger im Bogenende erforderlich. Es entstehen nur lotrechte Auflagerdrücke.

α) Soll der Bogen allein die Biegemomente aufnehmen, die Fahrbahn ihn also nicht versteifen, so mache man die Hängestangen möglichst schlank und elastisch, damit sie nicht Verbiegungen aus dem Bogen in die Fahrbahn oder das Zugband übertragen. Der Bogen kann in die Widerlager eingespannt sein, wobei er allerdings vierfach statisch unbestimmt wird; er kann mit dem Zugband zusammen als Balken gelagert sein, also mit seinen Eiseneinlagen in den Endknotenpunkt eingreifen (vgl. Fig. 19), oder er kann schließlich auch oberhalb dieses Endknotenpunktes Gelenke besitzen (vgl. Fig. 20 und Beton und Eisen 1910, Nr. 11: Werlebrücke über die Lippe).

Zum Schluß sei eine Fußwegbrücke erwähnt, deren Fahrbahn im mittleren Teile an dem Bogen angehängt, an beiden Enden aber auf ihn gestützt ist. Vgl. Arm. Beton 1910, Nr. 12, S. 488.

Literaturangaben über ausgeführte Brücken findet man u. a. im Handbuch für Eisenbetonbau; in Foerster, Balkenbrücken in Eisenbeton; Kersten, Brücken in Eisenbeton, und in der Literaturschau der Fachzeitschriften. — Besonders sei auf die 5. Auflage des Handbuches der Ingenieur-Wissensch., Teil: Massive Brücken, verwiesen.

Bedeutende Eisenbetonbrücken.

Als neuere Veröffentlichungen über bedeutendere Eisenbetonbrücken seien außer den im Text aufgeführten noch einige genannt, ohne daß diese Aufzählung Anspruch auf Vollständigkeit erhebt:

Balkenbrücken.

- Eisenbetonbrücke über den Ems-Weser-Kanal in Hannover. Spannweite: $l = 41,70$ m. Auslegerträger infolge ungünstiger Bodenverhältnisse. Der Brückenbau 1913, Nr. 22.
- Wettbewerb für den Neubau einer Brücke über die Enz in Pforzheim. Auslegerträger. Der Brückenbau 1915, Nr. 23/24.
- Brücke über die Ahr. Spannweite: $l = 24,8$ m, und $l = 20,8$ m. Der Brückenbau 1914, Nr. 17.
- Fußgängerbrücke bei La Louvière. Vierendeckträger. Spannweite: $l = 55,6$ m. Weitestgespannte Balkenbrücke. Beton u. Eisen 1913, Nr. 14; Z. d. V. d. I. 1914, Nr. 23; Eisenbau 1914, Nr. 4.
- Magazinbrücke über die Brahe mit parabolischem Riegel. Spannweite: $l = 47,50$ m. Beton u. Eisen 1917, Nr. 7/8.

Bogenbrücken.

a) Obenliegende Fahrbahn:

- Warrington bridge. Spannweite: $l = 40,90$ m. Spiralbewehrung, 10 Rippen. Concr. and Constr. Engg. Bd. XIII, 1913, Nr. 12.
- Eisenbetonbrücke bei Piedmont, Kalifornien. Spannweite: $l = 39,62$ m. Eingespanntes Gewölbe. Beton u. Eisen 1913, Nr. 83.
- Halenbrücke bei Bern. Eingespanntes Gewölbe. Spannweite: $l = 87,3$ m. Stich $f = \infty 40$ m. Schweiz. Bztg. 1914, Bd. 63, Nr. 15 u. 16. D. Bztg. Mitt. 1914, Nr. 4. Z. d. B. 1913, Nr. 19. Der Brückenbau 1913, Heft 21.
- Neue Brücke über die Aare bei Aarburg. Spannweite: $l = 67,83$ m l. W. Stich: $f = 6,95$ m. Arm. Beton 1914, S. 106.
- Rheinbrücken bei Tavanasa und Waltensburg. Spannweite: $l = 51$ m l. W. und $l = 50$ m l. W. Schweiz. Bztg. 1914, Bd. 63, Nr. 24.
- Neue Aarebrücke in Olten. Spannweite: $l = 82$ m, Stich: $f = 9,27$ m. Schweiz. Bztg. 1915, Bd. 65, Nr. 1.
- Neckarbrücke Ziegelhausen-Schlierbach. Spannweite: $l = 41$ m. Ausführliche Beschreibung D. Bztg. 1915, Nr. 6, 8, 9, 10 u. 12.
- Talübergang bei Langwies. Bogenbrücke aus zwei Rippen. Spannweite: $l = 100$ m, Stich: $f = 42$ m. Arm. Beton 1915, Nr. 7 bis 1916, Nr. 2.
- Skurnbrücke bei Stockholm. Spannweite: $l = 72$ m. Beton u. Eisen 1916, Nr. 6.

Bewehrung nach Melan:

- Brücke über die Grande Eau bei Les Planches. Dreigelenkbogen. Spannweite: $l = 60,6$ m, Stich: $f = 12$ m. Z. f. Betonbau 1914, Nr. 2 u. 3.

Bewehrung umschnürtes Gußeisen:

Eisenbahnbrücke über die Persante bei Köslin. Zweigelenkbogen. Spannweite:
 $l = 45$ m. Beton u. Eisen 1915, Nr. 14/15.

b) Angehängte Fahrbahn:

Brücken über den Oder-Spree-Kanal bei Kersdorf und Biegen. Spannweite:
 $l = 41,22$ m und $l = 45$ m. Beton u. Eisen 1914, Nr. XIII.

Eisenbahnbrücke über die Saar bei Völklingen. Spannweite: $l = 64,5$ m. D. Bztg.
Mitt. 1915, Nr. 14.

Arndt-Straßen-Überführung in Königsberg in Preußen. 34 m weitgespannte
Bogenbrücke. Deutsche Bztg. Mitte 1913, Nr. 23. Beton u. Eisen 1913,
Nr. 20.

Umschnürtes Gußeisen:

Mainbrücke bei Bamberg. Spannweite: $l = 60$ m. Beton u. Eisen 1915, Nr. 14/15.

Brücke über den Main bei Unterleitersbach. Spannweite: $l = 55$ m. Beton u.
Eisen 1914, Nr. 8.

Hindenburgbrücke in Breslau. Spannweite: $l = 54,9$ m. Z. d. B. 1916, Nr. 68.

Bebauungspläne.

Von

Ewald Genzmer,

**Geheimer Baurat und Geheimer Hofrat,
ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden.**

Ein guter Bebauungsplan ist das Ergebnis der verständigen Abwägung zwischen einer großen Reihe einzelner, oft sich geradezu scharf gegenüberstehender verschiedenartiger Anforderungen.

Über den vorteilhaftesten Zeitpunkt der Planaufstellung und über die zweckmäßigste Ausdehnung des Planes gelten folgende Erwägungen:

Wird zu lange gezögert, dann bemächtigt sich die Bodenspekulation des Vorgeländes und führt eine „wilde“ Bebauung herbei, welche die spätere Aufstellung eines ordnungsmäßigen Bebauungsplanes sehr erschwert; überdies verliert die Stadtgemeinde in vielen Fällen den Anspruch auf Straßenausbaukosten. Wird der Plan zu früh aufgestellt, dann werden viele Zustände, namentlich Besitzverhältnisse, derart festgelegt, daß spätere Veränderungen aus sachlichen Gründen schwer ausführbar sind, ganz abgesehen davon, daß die bestehende Gesetzgebung der Regel nach Fluchtlinienabänderungen auch formell sehr erschwert; man wird also, wenn der Bebauungsplan zu früh aufgestellt wird, später neu auftretende Bedürfnisse oft nicht mehr genügend berücksichtigen können.

Die Schwierigkeiten, die in jedem der beiden Fälle sich ergeben, können ganz, oder mindestens zum großen Teil, dadurch vermieden werden, daß man möglichst frühzeitig nur die Hauptstraßen, das Straßengerippe, unter ganz besonderer Berücksichtigung der großen Verkehrsanlagen, wie Eisenbahnen, Wasserstraßen, Straßenbahnen, Automobilstraßen usw. festlegt, daß man aber die spätere Durchteilung der Blöcke durch Nebenstraßen, also die eigentliche Aufteilung des Baugeländes, der Zukunft vorbehält. Es ist dabei allerdings eine ständige Wachsamkeit erforderlich nach der Richtung hin, daß die Hauptstraßen nicht in ihrer ganzen Frontlänge bebaut werden, sondern daß in gewissen Abständen Lücken für die später einzufügenden Nebenstraßen verbleiben.

Die Ausdehnung des Planes soll sich möglichst auf die ganze wirtschaftliche Einheit erstrecken. Diese umfaßt außer der Stadt selbst auch noch ihre Vororte. Diese sollten daher schon im Hinblick auf die Ermöglichung eines einheitlichen Bebauungsplanes in möglichst weitem Umfange eingemeindet werden. Viele Städte haben das rechtzeitig getan, wie Köln, Frankfurt, Dresden, Leipzig usw. Sie verdanken ihr Aufblühen gewiß zum großen Teil gerade dieser weisen Maßregel. Andere Städte dahingegen haben diese rechtzeitige Eingemeindung der Vororte unterlassen und müssen nun die üblen Folgen dieser Versäumnis tragen (Steuerverluste durch Abwanderung der wohlhabenderen Bevölkerung in die Vororte, wie beispielsweise aus Berlin nach Charlottenburg, Erhöhung der Schullasten infolge von Ansprüchen der Vorortsgemeinden usw.)

Die Planaufstellung erstreckt sich nun entweder auf die Ausgestaltung alter schon vorhandener Stadtteile, oder auf die Schaffung neuer Stadtteile („Stadterweiterung“).

I. Fluchtlinienmäßige Ausgestaltung alter Stadtteile.

Das aus früheren Zeiten stammende Straßennetz genügt vielfach nicht den heutigen und noch weniger den zukünftig zu erwartenden Verkehrsbedürfnissen, sei es, daß der Verkehr an sich gewaltig gewachsen ist, sei es, daß er andere Richtungen bekommen hat (durch Bahnhöfe, Häfen, Markthallen, Postanstalten und andere öffentliche Verkehrseinrichtungen, die es früher nicht gab).

Auch die Wohnverhältnisse sind in alten Stadtteilen oft sehr schlecht, weil die Einschneidung durch die alte Stadumwallung im Laufe der Zeiten zu einer immer engeren Bebauung geführt hat.

Die fluchtlinienmäßige Ausgestaltung alter Stadtteile pflegt daher dreierlei Aufgaben zu umfassen:

- A. Die Verbreiterung vorhandener bebauter Straßen;
- B. die Schaffung von Straßendurchbrüchen;
- C. die Beseitigung unhygienischer Wohnungen durch Abbruch alter und Erbauung neuer Stadtteile an ihrer Stelle („Sanierung“).

A. Verbreiterung vorhandener bebauter Straßen.

Der Regel nach wird es sich hierbei um lebhaften Verkehrs- und Geschäftsstraßen handeln, in denen der Grund und Boden wegen der bedeutenden Rente der Geschäftshäuser meist einen hohen Wert besitzt. Da die Grundstücksbesitzer für die aus ihren Grundstücken zur Straßenverbreiterung entfallenden Gelände- flächen durch die Stadtgemeinde entschädigt werden müssen, wird die Verbreite- rung vorhandener bebauter Straßen ein sehr teures Unternehmen sein. Dies trifft selbst dann zu, wenn man den verhältnismäßig billigsten und oft erst nach langen Jahren zum Ziel führenden Weg wählt, daß man die Straßen fluchtlinienmäßig feststellt und abwartet, bis die Anlieger aus freien Stücken ihre bisherigen Häuser niederlegen und Neubauten in der festgesetzten Fluchtlinie ausführen. Es ist daher unter strenger Beachtung der wirtschaftlichen Gesichtspunkte stets sorgfältig zu erwägen, ob in der Tat aus Verkehrsgründen ein unabwiesbares Bedürfnis für die Erweiterung bestehender Straßen vorliegt. Hierbei werden, namentlich in kleinen Städten, die Verkehrsanforderungen meist ganz bedeutend überschätzt. Sehr verkehrsreiche Städte mit ihren oft sehr engen Straßen liefern den Beweis dafür, daß ein außerordentlich starker Verkehr sehr wohl auch bei geringeren Straßenbreiten ohne Gefahr bewältigt werden kann¹⁾. Beispielsweise ist durch amtliche Zählung festgestellt, daß die „Old-Broad-Street“ in London mit einem Fahrdamm von nur 8,34 m Breite und 2 beiderseitigen je 2,2 m breiten Bürger- steigen einen stündlichen Verkehr von 535 Fuhrwerken und 10 620 Personen bewältigt. Bei der insgesamt rund 12,7 m breiten Straße entfällt also auf jedes Meter Breite die ungeheure Zahl von 42 Wagen und 838 Fußgängern in der Stunde. Die „Hohe Straße“ in Köln, welche über 1 km lang ist, soll fluchtlinienmäßig überhaupt nur auf eine Gesamtbreite von etwas über 8 m gebracht werden. Zurzeit ist sie auf einer längeren Strecke sogar nur 5,45 m breit. Sie wurde nach amtlichen Feststellungen innerhalb der Zeit von 8 Uhr morgens bis 10 Uhr abends durchschnittlich stündlich von 4370 Fußgängern und 75 Wagen benutzt. Der größte stündliche Verkehr ist leider nicht angegeben worden; er wird diese Zahl voraussichtlich noch bedeutend übertreffen. Selbst wenn man von den besonders engen Strecken absieht und die noch nicht überall vorhandene Breite von 8 m zugrunde legt, erhält man doch für das Meter Straßenbreite den außerordentlich hohen Stundenverkehr von 540 Fußgängern und 10 Wagen. Für die „Brück- Straße“ in Dortmund hat sich ein durchschnittlicher Stundenverkehr von 420 Fußgängern für jedes Meter Straßenbreite ergeben. Es wird sich empfehlen, in

¹⁾ Ewald Genzmer, „Über die Entwicklung des Wohnungswesens in unseren Groß- städten und deren Vororten“. Hochschulfestrede. Danzig 1906. Verlag von A. W. Kafemann.

jedem vorliegenden Falle durch Feststellung der tatsächlichen Verkehrsverhältnisse erst einen Vergleich mit diesen Zahlen anzustellen, ehe man sich zur Straßenverbreiterung entschließt.

Ferner wird zunächst in Erwähnung zu ziehen sein, ob nicht durch ein Verbot des Verkehrs von durchgehenden Lastwagen und durch Beschränkung der Lastenzufuhr zu den anliegenden Häusern auf frühe Morgenstunden, sowie durch Fernhaltung von Straßenbahnlinien ein Teil des Verkehrs von der Straße abgelenkt werden kann.

Zu erstreben ist endlich, daß die Bestimmungen der Enteignungsgesetze, die zumeist in erster Linie auf die Landstraßen, Eisenbahnen und Wasserstraßen zugeschnitten sind, insofern für die städtischen Verhältnisse günstiger gestaltet werden, daß die Vorteile, welche den Anliegern aus der Verbreiterung der Straße erwachsen, auf die Entschädigungssumme in Anrechnung gebracht werden dürfen. Diese Vorteile bestehen namentlich darin, daß die Bauordnungen bei größeren Straßenbreiten höhere Häuser zulassen und daß die Auslagen in den Schaufenstern bei auskömmlicheren Breiten der Bürgersteige besser betrachtet werden können. —

Ist aber einmal die Verbreiterung einer vorhandenen bebauten Straße eine tatsächliche Notwendigkeit geworden, so wird man 2 Fälle zu unterscheiden haben:

1. Die Verbreiterung wird der Zukunft überlassen, indem man sie lediglich fluchtlinienmäßig festlegt und dann abwartet, bis die Anlieger aus freien Stücken zum Abbruch ihrer bestehenden Häuser und zur Ausführung von Neubauten in der festgestellten Fluchtlinie schreiten.
2. Die Verbreiterung wird sogleich vorgenommen, nachdem die hierzu erforderlichen Grundstücke entweder ganz oder nur innerhalb der Baufluchtlinien der zukünftigen Straße von der Stadtgemeinde erworben sind, sei es durch freihändigen Ankauf, sei es durch Enteignung.

In beiden Fällen spielt die Grundstückstiefe eine große Rolle insofern, als sie für die Bewertung des zur Straße entfallenden Landes bestimmend ist. Ist nämlich ein Grundstück nur so tief, daß es nach den im jeweiligen Falle geltenden baupolizeilichen Bestimmungen in voller Tiefe bebaut werden kann, so wird der vom Grundstück zur Straße entfallende Streifen als Bauland („Vorderland“) zu bewerten sein. Hat das Grundstück dagegen eine so große Tiefe, daß hinter der bebaubaren Fläche noch ein unbebaubarer Streifen verbleibt, dessen Tiefe mindestens gleich ist dem Rücksprung der neuen Baufluchtlinie gegen die bestehende Hausflucht, so wird das zur Straße entfallende Land lediglich als „Hinterland“ zu entschädigen sein; denn der Besitzer kann seinen Neubau in der überhaupt möglichen Tiefenausdehnung ohne weiteres herstellen, wenn er ihn nur weit genug zurückrückt; er verliert demgemäß nur den entsprechenden Teil von seinem Hinterlande. Der Wert dieses Hinterlandes macht aber stets nur einen Bruchteil vom Werte des Vorderlandes aus. Finden sich also, was häufig vorkommt, nur an einer Seite der Straße Grundstücke von einer derartigen größeren Tiefe vor, so wird man zweckmäßig nur diese Seite der Straße durch eine Fluchtlinie „anschneiden“, d. h. die ganze Straßenverbreiterung auf diese eine Seite verlegen. Sind dagegen die Grundstückstiefen auf beiden Seiten der Straße annähernd die gleichen, so wird man in dem oben mit 1. bezeichneten Falle beide Straßenseiten durch Fluchtlinien möglichst gleichmäßig anschneiden, während man im Falle 2. die Verbreiterung auf eine Seite verlegt.

Abweichungen von dieser Regel werden indessen in beiden Fällen an denjenigen Stellen einzutreten haben, wo Bauten vorhanden sind, die entweder wegen ihres guten baulichen Zustandes und ihrer hohen Rente voraussichtlich noch nicht so bald zum Abbruch kommen werden, oder die einen bedeutenden bausgeschichtlichen oder baukünstlerischen Wert besitzen.

In den Unterlagen, welche zu den Fluchtlinienaufstellungen für vorhandene Straßen benutzt werden, muß also neben der Darstellung der vollständigen Grundstücksgrenzen auch die Bezeichnung derartiger Gebäude enthalten sein.

Nach den hier entwickelten Grundsätzen wird die früher übliche Begradigung der alten Straßen nur in seltenen Fällen das tatsächlich Richtige sein. Vielmehr wird man oft die notwendige Verbreiterung, je nach den örtlichen Verhältnissen, streckenweise bald auf der einen, bald auf der anderen Seite der Straße, zuweilen auch durchweg nur auf einer Seite vorzunehmen haben. Das wird nun oft zur Folge haben, daß vorhandene Straßenkrümmungen noch stärker werden. In dem Beispiel Fig. 1 ist also nicht die Linie *a-b-c*, sondern die Linie *d-e-f* die richtige.

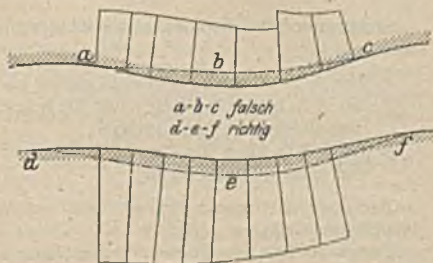


Fig. 1.

Nun könnte man vielleicht hierbei einwenden, daß gekrümmte Straßen aus Verkehrsgründen nicht wünschenswert sind, und zwar einmal, weil der Weg länger wird, und sodann, weil die Krümmung den Verkehr unübersichtlich gestaltet.

Was nun den ersten Einwand, die größere Weglänge, anbetrifft, so ist diese praktisch völlig bedeutungslos, wie an einem Beispiel gezeigt werden soll:



Fig. 2.

Die sehr unregelmäßig gekrümmte „Große Ulrich-Straße“ in Halle (s. Fig. 2) ist rund 500 m lang; wenn sie durch eine völlig gerade Straße (Linie *A—B*) ersetzt werden könnte, so würde die Ersparnis an der Gesamtlänge nur etwa 20 m, das heißt nur etwa 4% betragen. Dieser geringe Wegunterschied spielt für den Verkehr offenbar keine Rolle.

Der zweite Einwand ist geradezu irrtümlich, denn unser Auge ist für die Schätzung der Entfernung von Gegenständen, die sich in gerader Linie genau auf uns zu bewegen, schlecht eingerichtet. Dagegen können wir Gegenstände, die sich mehr nach der seitlichen Richtung hin fortbewegen, um so besser schätzen, je größer der Gesichtswinkel für die gleiche Weglänge in der gleichen Zeit ist (*A—B* in Fig. 4). Wir können also die Fortbewegung der Fuhrwerke in gekrümmten Straßen besser beurteilen als in geraden; mithin ist gerade aus Verkehrsgründen eine mäßig gekrümmte Straßenführung einer geradlinigen vorzuziehen.

Überdies sprechen auch noch ästhetische Gründe für gekrümmte Straßenzüge, wie später bei der Besprechung der neuen Straßen im Stadterweiterungsgebiet noch näher ausgeführt werden soll.

Bei den mannigfachen Schwierigkeiten, welche die Verbreiterung alter vorhandener Straßen unter allen Umständen mit sich bringt, ist es meist vorteilhafter, Parallel-Straßen zu schaffen, die auf dem billigen Hinterland der Baublöcke angelegt werden. Ihre Besprechung gehört in den nächsten Abschnitt.



Fig. 3 u. 4.

B. Schaffung von Durchbruchstraßen.

Straßendurchbrüche können sich im wesentlichen aus 3 Gründen erforderlich machen:

1. Durch Fortführung von Sackgassen bis zur nächsten Straße;
2. durch Anlage vollständig neuer Verkehrslinien zur Verbindung früher nicht vorhandener Verkehrsanlagen;
3. durch Schaffung von Parallel-Straßen zur Entlastung vorhandener Straßen von ungenügender Breite.

Der erste Fall macht sich meistens aus sicherheitspolizeilichen oder feuerpolizeilichen Gründen nötig.

Der zweite Fall tritt ein, wenn durch Neuanlage von Bahnhöfen, Häfen, Markthallen, Postanstalten, Schlacht- und Viehhöfen usw. gänzlich neue Verkehrsbedingungen geschaffen werden, die von den bisherigen erheblich abweichen. Als Beispiel für eine derartige Lösung sei der große Straßendurchbruch quer durch den ganzen mittelalterlichen Teil der Stadt Dortmund angeführt, der sich infolge der Verlegung des Hauptbahnhofs nötig machte.

Der dritte Fall kommt dann zur Anwendung, wenn es sich darum handelt, in möglichst kurzer Frist und mit möglichst geringen Mitteln eine Entlastungsstraße für eine überlastete Hauptstraße herzustellen.

Großartige Beispiele hierfür liefern namentlich die Städte Köln und Frankfurt a. Main (Fig. 5).



Fig. 5. Frankfurt a. M.

In allen den besprochenen drei Fällen wird die Stadtgemeinde bei der Unzulänglichkeit der Enteignungsgesetze danach streben müssen, sich freihändig in den Besitz des für die Straßendurchbrüche erforderlichen Geländes zu setzen, und zwar nicht nur der zukünftigen Straßenfläche, sondern auch des angrenzenden Bau-

geländes. Die Stadtgemeinde selbst zieht in diesem Falle aus der Anlage der neuen Straßen diejenigen Vorteile, welche dann, wenn nur das eigentliche Straßenland sich im Besitz der Gemeinde befindet, lediglich den zufällig angrenzenden Privatgrundstücksbesitzern zufallen würden.

Es liegt aber in der Eigenartigkeit der Städtischen Selbstverwaltung, daß sie sich unter Mitwirkung sehr zahlreicher Personen vor der breiten Öffentlichkeit abwickelt. Umfangreiche Landerwerbungen unter der Hand zu mäßigen Preisen und mit der gewünschten Schnelligkeit können daher meistens nicht ausgeführt werden. Zwar liefert der erwähnte Dortmunder Straßendurchbruch ein Beispiel für eine derartige gelungene Maßregel, da hier eine nahezu vollständige Deckung der aufgewendeten sehr hohen Summe von 4 408 000 Mark durch den Verkauf der städtischen Baustellen an der neuen Durchbruchstraße zu erwarten ist; man wird aber doch dieses glänzende Beispiel nicht verallgemeinern können. Vielmehr wird nach wie vor angestrebt werden müssen, daß die Stadtgemeinden das Recht erhalten, auch noch solche Grundstücksflächen, die außerhalb der künftigen Straßenfläche liegen und die zur wirtschaftlichen Durchführung des ganzen Straßendurchbruches erforderlich sind, zu enteignen, was in den meisten Bundesstaaten Deutschlands bisher leider noch nicht der Fall ist.

C. Sanierung ungesunder Stadtteile.

Hierfür ist Ausdehnung der Enteignungsbefugnis der Stadtgemeinden ganz besonders dringend erwünscht. Zwar haben die am Ende des vorigen und zu Anfang dieses Jahrhunderts durchgeführten sogenannten „Sanierungen“ fast durchweg stark enttäuscht, so z. B. der Umbau des Stadtkernes von Florenz, der trotz der großen hierfür erforderlich gewesen Summe von 9 Millionen Lire, namentlich nach der künstlerischen Seite hin, eher eine Verschlechterung als eine Verbesserung der bisherigen Zustände bewirkt hat. Das gleiche gilt für die mannigfachen, aus zu weit gehenden hygienischen und verkehrstechnischen Forderungen herbeigeführten Zerstörungen schöner, für die Nachwelt unwiederbringlich verlorener deutscher Städtebilder. In neuester Zeit sind aber doch schon eine ganze Reihe derartiger Sanierungen alter ungesunder Stadtteile durchgeführt worden, bei denen die berechtigten Forderungen nach Verbesserung auf dem Gebiete der Hygiene und des Verkehrs in Einklang gebracht wurden mit einer wohlverstandenen Denkmalspflege. Dies konnte geschehen dank der Erkenntnisvertiefung im Städtebau und dank der neuerdings in Aufnahme gekommenen Gesetze gegen die Verunstaltung von Ortschaften und landschaftlich hervorragenden Gegenden.

Hierfür seien nur 2 wohlgelungene Beispiele angeführt, und zwar:

1. Die Sanierung des sogenannten „Island-Viertels“ in Elberfeld¹⁾. Es handelt sich hier um den Umbau eines dem Hochwasser der Wupper ausgesetzten alten Stadtteiles. Die sämtlichen Besitzer bildeten eine Baugenossenschaft, der die Stadt 2,3 Millionen zu billigem Zinssatz vorstreckte. Das Gelände wurde bis über das Hochwasser der Wupper erhöht und der ganze Stadtteil nach einheitlichen Plänen neu aufgebaut.

2. Die Sanierung eines alten Stadtteiles in Stuttgart (Fig. 6).

Durch den „Verein für das Wohl der arbeitenden Klassen“, der schon vor längeren Jahren die Kolonie „Ostheim“ und andere Kolonien bei Stuttgart geschaffen hatte, wurde für die Umgestaltung des südwestlichen Teiles im alten Stadtkern von Stuttgart ein einheitlicher Gesamtentwurf unter Oberleitung von Baurat Hengerer aufgestellt, während an der Ausarbeitung der Einzelentwürfe mehrere andere hervorragende Architekten mitwirkten. Es wurden die alten Häuser



Fig. 6. Lageplan von Stuttgart.

für 3 216 000 Mark aufgekauft. Das ganze Sanierungswerk kostete einschließlich Herstellung der Straßenanlagen und der Aufwendungen für Entwässerung, Wasserversorgung usw. 7 Millionen Mark. Zu dieser Summe wurde 1 Million hergegeben von Geheimrat Dr. Pfeifer, $\frac{1}{4}$ Million von dem genannten Verein, 4 Millionen von der Stadtgemeinde, und zwar gegen eine Verzinsung von nur 3%.

¹⁾ Siehe Zeitschrift für Wohnungswesen 1907, Seite 282.

Die Anlage der alten Straßenzüge und Platzanlagen ist im wesentlichen beibehalten worden; so namentlich der malerische Gais-Platz (Fig. 7).

Auch die alten Baumbestände wurden geschont; nur erhielten die Straßen in Rücksicht auf die neuzeitlichen Verkehrsverhältnisse und zur besseren Luft- und Lichtzuführung wesentlich größere Breiten (11 m statt der bisherigen 4,25 bis 5,50 m). Dafür bekamen aber die neuen Häuser größere Höhen. Im Erdgeschoß sind Läden und Werkstätten, im Zwischengeschoß Bureau und Vorratsräume, in den oberen Geschossen Wohnungen mit 2 bis 4 Zimmern untergebracht. Hierdurch erreichte man ohne Beeinträchtigung berechtigter hygienischer Forderungen die notwendige Wirtschaftlichkeit des ganzen Unternehmens.



Fig. 7.
Gais-Platz in Stuttgart.

Diese kurzen Mitteilungen sollen dartun, daß ähnliche Lösungen in glücklicher Vereinigung künstlerischer Gesichtspunkte mit praktischen Anforderungen auch bei anderen Fällen sehr wohl durchführbar sein werden. Man darf nur nicht das Vorhandene einfach niederreißen, sondern man muß es künstlerisch weiter entwickeln, dabei aber den gegenwärtigen und den später zu erwartenden Verkehr nicht überschätzen, die hygienischen Anforderungen nicht überspannen und alles aufbauen auf der Grundlage einer gesunden Wirtschaftlichkeit.

Diese Grundsätze werden auch Anwendung zu finden haben bei der städtebaulichen Behandlung der aus älteren Zeiten stammenden, den Stadtkern umgebenden Befestigungsanlagen mit ihren oft so reizvollen Torbauten, sowie bei der Aufstellung der im nächsten Kapitel zu besprechenden Fluchtlinienpläne für das Stadterweiterungsgebiet.

II. Fluchtlinienfestsetzung für neue Stadtteile.

A. Allgemeine Anordnung des Planes.

Für den allgemeinen Entwurf von Bebauungsplänen neuer Stadtteile kommen eine ganze Reihe von praktischen Gesichtspunkten in Betracht. Zunächst ist es die Besiedelungsfrage, die auf Grund genauester örtlicher Studien und Erfahrungen für die betreffende Stadt behandelt werden muß. Sie wird sehr verschiedenartige Lösungen zu erfahren haben, wenn eine größere industrielle Entwicklung zu erwarten ist, oder wenn es sich vorzugsweise um eine ruhige Wohnstadt handeln wird; wenn für die Entwicklung der Stadt voraussichtlich der Handel von ausschlaggebender Bedeutung sein wird, oder der landwirtschaftliche Betrieb der unmittelbaren Umgebung; wenn wir es mit einer Bade- stadt zu tun haben oder wenn sonstige örtliche Eigentümlichkeiten vorherrschen. Dabei wird unter sorgfältiger Beachtung der bereits vorhandenen Ansätze zu prüfen sein, auf welche Teile des Stadterweiterungsgebietes sich die verschiedenen Besiedelungsarten voraussichtlich erstrecken werden, wobei unter anderem auch die Himmelsrichtung, vorherrschende Winde und sonstige klimatische Verhältnisse oft eine wichtige Rolle spielen. Bei den Wohnvierteln ist dann noch besonders zu unterscheiden zwischen den Ansiedlungen der wohlhabenden, der mäßig begüterten und der ärmeren Bevölkerungsschichten, da jede einzelne dieser Besiedelungsarten eine eigenartige Plangestaltung verlangt.

Im allgemeinen wird man danach streben müssen, nach außen hin eine immer weiträumigere Besiedelung eintreten zu lassen, während im Stadttinnern eine stärkere bauliche Ausnutzung, namentlich für Geschäftszwecke, vorzusehen ist. Bei diesen Fragen muß Bebauungsplan und Bauordnung einheitlich zusammenwirken.

Es ist bei der grundlegenden Anordnung des ganzen Planes weiterhin zu berücksichtigen, daß in den einzelnen Vororten gewöhnlich schon von früherer Zeit her einzelne Geschäfts- und Verkehrsmittelpunkte vorhanden zu sein pflegen, deren weitere Ausbildung durch den Fluchtlinienplan unter möglichster Erhaltung ihrer Eigenart zu begünstigen ist; denn indem man an diesen Stellen selbst oder in ihrer Nähe im Anschluß an die bestehenden Bauansätze die Unterbringung einer Reihe von öffentlichen Gebäuden (Rathäusern zweiter Ordnung, Sparkassen, Polizeigebäuden, Feuerwachen, Postanstalten, Schulen, Kirchen usw.) vorsieht, schafft man eine noch stärkere Betonung des schon vorhandenen Vorortsmittelpunktes und damit eine wohltuende Unterbrechung in der sonst nur zu leicht einförmig werdenden Besiedelung des ganzen Stadterweiterungsgebietes.

Hand in Hand mit diesen Erwägungen geht dann ferner die Verkehrsfrage. Diese hat sich zu erstrecken auf die Eisenbahnverhältnisse, auf die Wasserstraßen, auf die Straßenbahnen, neuerdings auch auf besondere Automobilstraßen, sowie auf die sonstigen öffentlichen Verkehrseinrichtungen. Bei den Eisenbahnverhältnissen kommt es an auf die Lage und Ausgestaltung der Bahnhöfe, und zwar sowohl der Personenbahnhöfe, wie auch der Güterbahnhöfe für den Stückverkehr und für den Massengutverkehr.

Während es das Bestreben sein muß, die Personenbahnhöfe und ferner auch die Bahnhöfe für diejenigen Güter, welche bei dem Stadtverkehr besonders in Betracht kommen, also namentlich die Eilgutbahnhöfe, möglichst weit in die Stadt hineinzuführen, wird man zweckmäßig die Güterbahnhöfe für den Massenverkehr und die Verschiebebahnhöfe außerhalb des Bebauungsplanes anzulegen haben. Weiterhin wird man dafür sorgen müssen, daß zur Entlastung der Bahnhofsanlagen innerhalb des Stadtgebietes die für die Stadt nicht in Betracht kommenden Gütertransporte des Fernverkehrs auf besonderen Gleisen außen um die Stadt herumgeführt werden. Aus dem gleichen Grunde wird man im Einzelfall zu erwägen haben, ob es nicht zweckmäßig ist, den Vorortverkehr der Eisenbahn, der mit dem Fernverkehr der Regel nach nur sehr lose oder gar

nicht zusammenhängt, vom Durchgangsverkehr ganz zu trennen, wie das bei den Schnellbahnen innerhalb der Großstädte schon jetzt selbstverständlich ist.

Von bedeutendem Einfluß auf die Ausgestaltung der Eisenbahnanlagen wird auch die Forderung sein, daß Niveaurenzungen mit Straßen innerhalb des jetzigen und künftigen Stadtgebietes unbedingt zu vermeiden sind.

Endlich wird noch zu fordern sein, daß für die mit industriellen Anlagen zu besiedelnden Gebiete bequeme Bahnanschlüsse möglich sind.

Neben den Eisenbahnanlagen müssen auch die immer mehr an Bedeutung gewinnenden Wasserstraßen die weitgehendste Beachtung finden, namentlich für die Erleichterung des Verkehrs mit Massengütern durch Herstellung von Stichkanälen und Hafenanlagen innerhalb des Stadtgebietes.

Weiterhin spielt die Anlage des Straßenbahnnetzes eine sehr große Rolle bei der allgemeinen Anordnung des Bebauungsplanes; denn nur dann, wenn mindestens dieses Verkehrsmittel vorhanden ist, wird man auf die gedeihliche Entwicklung eines Vorortes rechnen können.

Schließlich wird in vielen Fällen die Anlage besonderer durchgehender Straßen für Kraftwagenverkehr in Erwägung zu ziehen sein.

Welche grundlegende Bedeutung ganz besonders die nach großen Gesichtspunkten aufzufassende Verkehrsfrage für die ganze Gestaltung des Bebauungsplanes hat, ist durch den Wettbewerb in Düsseldorf (1912) und durch den Wettbewerb um einen Teil der Züricher Stadterweiterung (1913) klar erwiesen worden.

Nach der Entscheidung über die oben kurz besprochenen Hauptfragen der Besiedelung und des Verkehrs werden dann für den neuen Bebauungsplan die Hauptstraßen festzuliegen sein, die eine möglichst gute Verbindung der verschiedenen Verkehrsmittelpunkte unter einander und vor allen Dingen auch mit dem inneren Stadtkern herstellen müssen.

Dabei wird man aber von vornherein darauf zu achten haben, daß nicht zu viel Straßen auf denselben Punkt zusammengeführt werden, weil hierdurch gefährliche Verkehrsanstauungen eintreten können. Cornelius Gurlitt¹⁾ hat hierüber in der ersten Auflage dieses Taschenbuches folgendes ausgeführt:

„Daher sind die Sternplätze und Kreuzungsplätze, die der ältere Städtebau so sehr liebte — meist willkürliche Schürzungen des Verkehrs — zu vermeiden. Den Verkehr soll man auseinanderziehen, nicht schürzen.“

Ein warnendes Beispiel hierfür liefert der Potsdamer Platz in Berlin, für den die Herstellung besonderer Umgehungsstraßen auf die Dauer nicht vermeidbar sein wird.

Die Hauptverkehrsstraßen sind zumeist zugleich auch die Hauptgeschäftsstraßen, oder sie bilden sich nach und nach zu solchen aus.

Im Gegensatz zu den lebhaften „Verkehrsstraßen“ stehen die stillen „Wohnstraßen“. Hier muß vor allen Dingen Ruhe herrschen. Die Wohnstraßen müssen so liegen, daß sie von dem durchgehenden Verkehr überhaupt nicht getroffen werden können. Sie werden daher zweckmäßig oft so anzuordnen sein, daß sie keine unmittelbare Fortsetzung finden, sondern auf andere Straßen stumpf auslaufen.

Für die allgemeine Anordnung des Bebauungsplanes kommen weiterhin überaus wichtige hygienische Fragen in Betracht. Diese betreffen vor allen Dingen die Freiflächen, die einerseits zur Herbeiführung einer genügenden Licht- und Luftzufuhr erforderlich sind und die andererseits dem Erholungsbedürfnis der Einwohnerschaft in der freien Natur genügen sollen.

In nächster Nähe des Stadtkernes können solche Freiflächen dadurch gewonnen werden, daß das Gelände etwa vorhandener alter Befestigungsanlagen in möglichst großer Ausdehnung unbebaut gelassen wird. Dann erhält man einen zusammenhängenden Ring von Grünanlagen, der den Stadtkern umzieht und der von allen Teilen der inneren eng bebauten Stadt leicht erreichbar ist. Nach dem Vorbilde Wiens stellt man neuerdings mit vollem Recht die Forderung

¹⁾ Die weiter unten noch folgenden, mit Anführungsstrichen „ . . . “ versehenen Abschnitte sind im Einverständnis mit dem Herrn Verfasser der gleichen Quelle entnommen.

auf, daß auch die weiter außen liegende Stadterweiterung von breiten Wald- und Wiesengürteln umgeben sein soll, die durch radial ausstrahlende und nach außen immer breiter werdende Grünstreifen vom Stadttinnern aus leicht zugänglich sind.

Da der Anbau sich erfahrungsgemäß zunächst an den radial nach außen verlaufenden Hauptverkehrsstraßen vollzieht, welche die Verbindung zwischen

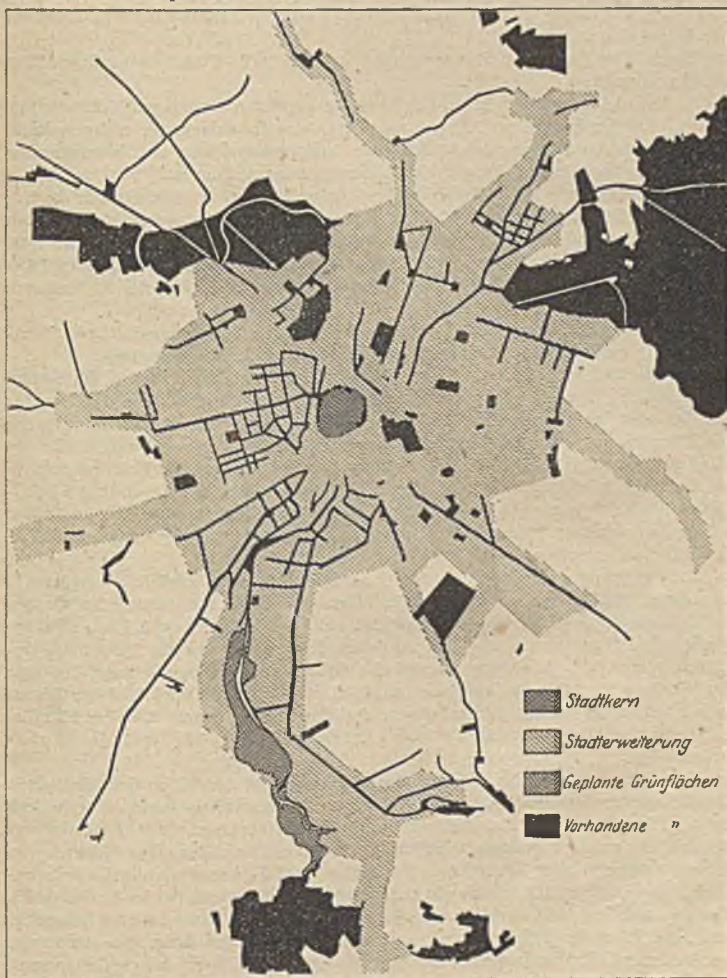


Fig. 8. Chemnitz i. S.

dem Stadttinnern, den Vororten und dem flachen Lande bewirken, so bleiben der Regel nach große Teile der zwischen diesen Radialstraßen liegenden Sektoren zunächst unbebaut. In diesen Sektoren ist dann der Platz zu suchen für die Anlage der eben besprochenen nach außen ausstrahlenden Grünflächen.

(In Fig. 8 sind die in der Stadt Chemnitz vorhandenen und die nach diesen Gesichtspunkten geplanten Grünanlagen dargestellt.)

Auf der Hygiene-Ausstellung in Dresden im Jahre 1911 zeigten die nach einheitlichen Gesichtspunkten bearbeiteten Zusammenstellungen aus einer großen Reihe von deutschen Städten, daß fast überall bis zum Beginn dieses Jahrhunderts die Gesamtgröße der Grünflächen im Verhältnis zur Gesamtgröße der wachsenden Bebauungsfläche prozentual zum Teil sehr stark zurückgegangen ist, und daß sich erst seit dem Beginn dieses Jahrhunderts eine Besserung nach dieser Richtung hin bemerkbar macht.

Diese Wandlung zum Besseren wird auf folgende Ursachen zurückgeführt werden können:

1. Auf die in immer weitere Bevölkerungsschichten eindringende Erkenntnis davon, daß Freiplätze und Erholungsstätten um so dringender nötig werden, je größer die Ausdehnung des städtischen Gemeinwesens wird und je schwieriger deshalb die freie Natur für die Stadtbewohner erreichbar ist.

2. Auf das gute Beispiel zahlreicher englischer und amerikanischer Städte; denn in Berlin entfallen auf 1000 Einwohner nur 0,28 ha Grünanlagen, in London 0,55 ha, also gerade doppelt soviel. London hat schon in den Jahren 1890 bis 1900 jährlich 3,5 ha Parkanlagen im Stadtinnern neu geschaffen. Kansas-City (Missouri, 25 000 Einwohner) hat allein im Jahre 1910 40 Millionen für Parkanlagen aufgewandt.

3. Auf die Beteiligung immer weiterer Volkskreise an einer vernünftigen Sportbetätigung und an der Ausübung der öffentlichen Gesundheitspflege.

Hierzu sind erforderlich: Tennisplätze, Turnplätze, Spielwiesen, Luft- und Sonnenbäder, Badeanstalten unter freiem Himmel, Planschwiesen, Flächen für den Eis- und Schneesport usw. Dr. Hans Franke, Dresden, berechnet für deutsche Verhältnisse aus einer großen Anzahl von Beispielen verschiedener Städte als Mindestforderung: bei 10 000 Einwohnern 2 Spielplätze für Knaben von je $3\frac{1}{4}$ ha und 1 Spielplatz für Mädchen von $3\frac{1}{2}$ ha; bei 500 000 Einwohnern 8 Spielplätze für Knaben zu je 4 ha und 5 Spielplätze für Mädchen zu je $3\frac{1}{2}$ ha Größe.

4. Auf sonstige früher nicht bekannte Einrichtungen, die ausgedehnte Geländeflächen erfordern.

Dahin gehören die sogenannten Familiengärten, auch „Kleingärten“, „Laubengärten“ oder „Schrebergärten“ genannt. Diese Familiengärten wurden in Kiel bereits im Jahre 1830 eingerichtet auf einer Fläche von 2,5 ha; 1886 erreichte ihre Ausdehnung 12,5 ha; im Jahre 1896 waren bereits 2380 Familiengärten vorhanden. Die durchschnittliche Größe eines Gartens beträgt 400 qm; der jährliche Pachtzins beläuft sich durchschnittlich auf 20 Mark. Einige Gärten stehen schon 30 bis 40 Jahre lang in der Benutzung durch dieselbe Familie.

Ferner gehören hierher die parkartigen Friedhöfe und die Waldfriedhöfe.

Der Grundgedanke bei diesen Friedhofsanlagen ist der, einen dem deutschen Gemüt entsprechenden Totenhain mit ersten weihvollen Landschaftsbildern zu schaffen an Stelle der Ansammlung von Steinmassen nach romanischem Brauch, die unseren bisherigen Friedhöfen oft den Charakter eines Marktes von Steindenkmälern aller Art geben. Nach dem Vorbild von Cincinnati wurde zunächst in Hamburg (Ohlsdorf) ein parkartiger Friedhof von 185 ha Größe durch Cordes angelegt, auf dem bis zum Jahre 1906 schon 304 000 Leichen beigesetzt sind; die Wege im Friedhofspark sind zusammen 100 km lang. Die Parkwege werden eingefaßt durch dichte immergrüne Deck- und Berandungspflanzungen, in welchen an geeigneten Stellen nach künstlerischen Gesichtspunkten Einzelgräber ohne besondere Einfriedigungen untergebracht sind. Dadurch werden die dahinterliegenden einfacheren Gräber dem Auge entzogen. Aber auch diese erhalten im Gegensatz zu den sonst üblichen „Reihengräbern“ eine derartige Anordnung, daß der Eindruck des Massengrabes vermieden wird, und daß auch für den Armsten der Armen eine würdige letzte Ruhestätte bereitet ist.

In dem Hamburger Friedhofspark sind aber auch außer den vorherrschenden Nadelholzplantagen ausgedehnte Laubholzbestände, weite Wasserflächen und

reichlicher Blumenschmuck zur Erzielung hervorragend schöner Landschaftsbilder verwendet worden.

Dem Hamburger Friedhof ähnlich sind der Friedhof „Tannenwald“ in Düsseldorf, der „Süd-Friedhof“ in Köln und mehrere neuere Friedhofsanlagen in anderen deutschen Städten. Die gleichen Bestrebungen verfolgt die Stadt München mit ihrem Waldfriedhof in Holzapfelkreuth.

Es ist anzunehmen, daß eine immer größere Zahl von deutschen Städten sich anschließen wird, so daß bei den heutigen Planungen von Stadterweiterungen für Friedhofszwecke, trotz der immer mehr in Aufnahme kommenden Feuerbestattung, weit größere Landflächen vorgesehen werden müssen, als dies früher üblich war.

Endlich wird auch ein Bedarf an ausgedehnten Freiflächen für früher nicht gekannte Einrichtungen durch die Anlage von Flugplätzen hervorgerufen. —

Die allgemeine Anordnung eines neuzeitlichen Bebauungsplanes wird also auf alle diese eben besprochenen, große Landflächen erfordernde Einrichtungen Rücksicht zu nehmen haben und diejenigen Stellen bezeichnen müssen, welche hierfür zweckmäßig in Aussicht zu nehmen sind.

Das ist aber nur möglich nach genauen örtlichen Studien und in der möglichsten Anpassung an bereits bestehende Verhältnisse (Verwendung vorhandener Wald- und Wiesenflächen zu Parkanlagen usw.).

Die Aufgabe der Aufstellung eines Bebauungsplanes wird leichter und besser gelöst werden können, wenn die Stadtgemeinde im Eigenbesitz großer Teile des Stadterweiterungsgebietes ist, die sie rechtzeitig zu einem verhältnismäßig billigen Preise erworben hat. Leider hat wohl die größte Zahl der deutschen Städte eine derartige weitausschauende Bodenpolitik nicht getrieben. Beispielsweise besaß die Stadt Essen im Anfange des 19. Jahrhunderts 239 ha Grund und Boden; sie verkaufte aber diese Ländereien, obgleich die weitausschauenden Großindustriellen Krupp und Grillo Widerspruch erhoben, zu sehr billigen Preisen, so daß sie im Jahre 1874 nur noch 74 ha im Eigenbesitz hatte. Seit einiger Zeit betreibt aber die Stadt Essen zielbewußt den Neukauf von Ländereien in großem Maßstabe. Im Jahre 1907 besaß sie schon wieder 673 ha; allerdings muß sie dafür jährlich 300 000 Mark Zinsen aufbringen. Die Stadt Frankfurt am Main besitzt nahezu $\frac{3}{4}$ der Gesamtfläche des Stadterweiterungsgebietes und muß hierfür jährlich 700 000 Mark Zinsen bezahlen. Trotz dieser hohen Aufwendungen wird der ausgedehnte Landbesitz den Städten sicherlich nach den verschiedensten Richtungen hin große Vorteile bringen.

Ein glänzendes Beispiel einer rechtzeitig betriebenen Bodenpolitik bietet die Stadt Ulm, deren Oberhaupt schon seit nahezu 25 Jahren in zielbewußter, weitausschauender Tätigkeit der Stadt zu einem sehr billig erworbenen Landbesitz in der Größe von $\frac{3}{4}$ des gesamten Vorgeländes verholfen hat. Die Stadt ist dadurch in die Lage versetzt, eine überaus segensreiche Wohnungspolitik betreiben zu können.

Aus den erörterten Gründen kann es daher nur mit Freude begrüßt werden, daß das preußische Ministerium des Innern durch Erlaß vom 20. Dezember 1906 den Gemeinden den Ankauf von Gelände in der Nähe des neu zu erbauenden Mittelland-Kanales empfahl, und daß die westfälischen Gemeinden, die Stadt Dortmund an ihrer Spitze, dieser Anregung in ausgedehntem Maße Folge geleistet haben. —

So sind es denn vorzugsweise verkehrstechnische, wirtschaftliche, hygienische, bodenpolitische und soziale Gesichtspunkte, sowie allgemeine Besiedelungsfragen, nach denen sich die Grundlage und die allgemeine Anordnung eines Bebauungsplanes zu richten hat. In einzelnen Fällen haben aber auch schon hierbei künstlerische Erwägungen Platz zu greifen, so beispielsweise bei einer von steilen Bergen umgebenen Stadt.

„Es werden sich vielfach Punkte schaffen lassen, die dem Aufwärtsgleichenden einen erfreulichen Anblick bieten, dem oben Angelangten aber

eine ruhige Stätte, von der aus er über die Stadt oder doch ein Gebiet dieser einen Überblick, eine Aussicht gewinnen kann.

Bei der Bebauung von Höhenzügen wird der Künstler darauf achten, daß solche Ausblicke an den Stellen hervortreten, an denen sie das reichste Bild, den weitesten Überblick bieten. Eine gleichmäßige Anordnung der Straßen vermindert die Möglichkeit zur Anlage solcher Ausblicke und beinträchtigt daher den Genuß einer weiten Aussicht. Nur die talseitig in den Dachgeschossen Wohnenden erfreuen sich des Fernblickes. Diesen durch geschickte Anordnung der Häuser, etwa durch die Bestimmung, daß talseitig eine offene, den Durchblick gewährende Bauweise anzuwenden ist, durch Anlagen von Straßen in der Richtung auf hervorragende Bauten der tiefliegenden Stadtteile möglichst vielen zu verschaffen, ist eine Forderung, die der nach hinreichender Luft und Licht an Bedeutung wenig nachsteht.

Dabei wird der Städtebauer nicht bloß mit dem Anblick von oben nach unten zu rechnen haben, sondern auch mit dem von unten nach oben. Ein in seinen Linien nüchterner Höhenzug wird durch geschickte Verteilung von großen öffentlichen Bauten, hohen oder niederen Wohnhäusern, gärtnerischen Anlagen und talwärts führenden Hauptlinien belebt werden können, so daß er eine reizvolle Umrißlinie erhält und durch diese die ganze Stadt schmückt. Der Grad künstlerischer Vollendung in einem Stadtplan wird sich nach dieser Richtung daran messen lassen, inwiefern es dem Entwerfenden gelang, die Eigenheit des Geländes so zu benutzen, daß eine ungezwungene, sachgemäße Bebauung die von ihm gewünschten künstlerischen Wirkungen gewissermaßen von selbst herbeiführt.“

Im allgemeinen werden aber künstlerische Fragen erst bei der Durcharbeitung der einzelnen Stadtteile, Straßen- oder Platzanlagen auftreten; denn der Zweck und das Ziel der Kunstübung im Städtebau soll nicht der mit einem Blick übersehbare Grundrißplan oder ein nach der Vogelschau konstruiertes zeichnerisches Bild sein, sondern die durch den Stadtbauplan vorbereiteten, von seinem Verfasser gewollten Städtebilder, wie sich diese dereinst in der Wirklichkeit voraussichtlich darbieten werden, und zwar dem auf der Straße oder in den Häusern befindlichen Beschauer.

Dieser vermag aber, abgesehen von den durch Gurlitt besprochenen besonderen Fällen, der Regel nach nur ein Straßen- oder Platzbild zu überschauen, das in seiner ganzen Ausdehnung einen verhältnismäßig kleinen Teil der Gesamtstadt umfaßt, und das selbst in größeren Städten kaum mehr als 1 km Längenausdehnung haben wird. Wird also die künstlerische Ausgestaltung aller einzelner Stadtteile, Straßen- oder Platzanlagen sicherlich eine überaus wichtige, vielleicht die wichtigste Rolle bei der weiteren Ausarbeitung der Bebauungspläne spielen, so ist sie doch nicht entscheidend für die große allgemeine grundlegende Anordnung des ganzen Planes. Die Bedeutung der Kunst im Stadtbauplan wird gewiß nicht herabgedrückt, sondern im Gegenteil sogar noch gehoben, wenn dem Künstler die Aufgabe zufällt, innerhalb bestimmter, aus praktischen Erwägungen gesteckter und deshalb nicht überschreitbarer Grenzen seine künstlerische Tätigkeit zu entfalten. Wie die Architektur keine freie Kunstübung ist, so ist auch der Entwurf von Bebauungsplänen auf das engste verbunden mit der Erfüllung höchster Zweckmäßigkeit.

B. Gestalt und Größe der Baublöcke.

Die beste Aufteilung des Geländes zu Bauzwecken erhält man im allgemeinen dann, wenn man Grundstücke von günstiger Bautiefe mit ihren hinteren Grenzen aneinander stoßen läßt. Da nun die günstigste Bautiefe bei den einzelnen Besiedlungsarten sehr verschieden ist, so werden auch die Baublöcke eines Bebauungsplanes sehr verschiedene Tiefenabmessungen erhalten müssen, je nachdem es sich beispielsweise um Wohnungen für ärmere oder für wohlhabendere

Bevölkerungsschichten, um Fabriken oder um Geschäftshäuser handelt. Die hierfür erforderlichen öffentlich-rechtlichen Bestimmungen gehören nun zwar in das Gebiet der Bauordnungen; da aber die Aufteilung in Baublöcke für das Straßennetz eines Bebauungsplanes geradezu bestimmend ist, so wird eine zutreffende Lösung nur dann gefunden werden können, wenn der Bebauungsplan und die Bauordnung als ein untrennbares Ganzes behandelt werden.

Im allgemeinen wird man annehmen können, daß für Wohngrundstücke Tiefen von etwa 25 bis 40 m, also Blocktiefen von 50 bis 80 m ausreichen, während für gewöhnliche Geschäftshäuser oft geringere, für Fabriken aber größere Tiefen zweckentsprechend sind. Bei der genauen Bestimmung im Einzelfalle wird man gut tun, soweit irgend möglich, den Ortsgewohnheiten zu folgen, welche sich für die verschiedenen Besiedelungsarten herausgebildet haben.

Sind tiefere nicht mehr durchteilbare Blöcke bereits fluchtlinienmäßig festgelegt, dann hilft man sich entweder damit, daß man durch die Bauordnung die Bebauung nur bis zu einer bestimmten Tiefe überhaupt zuläßt, oder daß man eine rückwärtige Baufluchtlinie festsetzt (Posen).

Bei der Durchteilung der Baublöcke durch Querstraßen ist folgendes zu beachten: Die Querstraßen nehmen auch bei geringer Breitenabmessung die Fläche von etwa zwei Baustellen ein, die also für den Anbau verloren gehen; sie verursachen mit den notwendigen Beleuchtungs-, Ent- und Bewässerungs-Anlagen sehr erhebliche Bau- und Unterhaltungs-Kosten und sind die Veranlassung zu lästigen Staub- und Geräusch-Bildungen. Man wird deshalb im allgemeinen das Straßennetz soweit als irgend möglich einschränken müssen.

Die vorstehenden Erwägungen sprechen deshalb dafür, den Blöcken bei einer zweckmäßigen Tiefe eine größere Länge zu geben, mindestens etwa 250 m und mehr. Das kann ohne zulässige Beeinträchtigung der Verkehrsverhältnisse geschehen; denn ein Wohnviertel soll schon aus allgemeinen, oben bereits näher erörterten Gründen so angelegt werden, daß nur ein schwacher Verkehr in ihm stattfinden kann.

Die Baublöcke sind also länglich zu gestalten und nicht quadratisch, wie das früher leider meist der Fall war; denn ein Wohnviertel, dessen Straßennetz quadratisch gebildet ist, hat entweder zu große Baublocktiefen, die zu einer ungesunden baulichen Ausnutzung des Hinterlandes führen, oder zu viele Querstraßen.

Eine Ausnahme von dieser allgemeinen Regel bilden die neuerdings mit Recht vielfach angewandten sehr tiefen Baublöcke mit Innenparks. Derartige Maßregeln erfordern aber zu ihrer Durchführbarkeit bestimmte Voraussetzungen (gesamter Grund und Boden im Besitz der Gemeinde oder einer gemeinnützigen Genossenschaft; Vergebung der einzelnen Baustellen im Wege des Erbbaurechts oder des Wiederkaufsrechts usw.). Sie sollen bei der Besprechung der Platzanlagen später noch näher behandelt werden.

Einen weiteren, aber nur für großstädtische Verhältnisse unter gewissen Umständen anwendbaren Ausnahmefall bildet der Vorschlag, bei sehr tiefen quadratischen Baublöcken eine erhöhte Randbebauung (bis zu 4 oder gar 5 Geschossen) durch die Bauordnung zuzulassen, dafür aber im Blockinnern nur eine niedrige Bebauung (zu etwa 2 Geschossen) vorzuschreiben. Eine derartige Maßregel ergibt zwar nachweislich selbst bei sehr hohen Grundstückswerten noch eine gute Rente; überdies gewährt sie den unzweifelhaften Vorteil, daß selbst der Stadtkern großer Städte, wenn auch in beschränktem Umfange, Kleinwohnhäuser für die dort tätige minder bemittelte Bevölkerung erhält. Sie ist aber an die Bedingung gebunden, daß die Randbebauung in ihrer ganzen Ausdehnung aus Geschäftshäusern und nicht aus Wohnhäusern besteht; denn einer Vermehrung der Geschößzahl in Wohngebäuden über das jetzt übliche schon sehr bedenkliche Maß hinaus kann doch nicht das Wort geredet werden.

Die Endigungen der Baublöcke sollen zur Erleichterung des Anbaues, zum mindesten bei geschlossener Bauweise, möglichst rechtwinklig sein. Die



Fig. 9.

Erfüllung dieser Forderung gibt Veranlassung zu manchen interessanten Abweichungen von der Regelmäßigkeit der Straßenanlagen (Krümmung der Straßenausmündung, Abweichung von der Parallelität der Baufluchtlinie [s. Fig. 9] usw.).

Eine ganze Reihe weiterer Maßregeln, wie beispielsweise die seit kurzer Zeit wieder beliebt gewordene einheitliche Ausgestaltung ganzer Blockwandungen (Potsdam), gehören lediglich in das Gebiet der Bauordnungen; sie haben auf die Ausgestaltung des Bebauungs-Planes, des Stadtgrundrisses, keinen Einfluß und sollen daher hier nicht weiter besprochen werden.

C. Grundstücksgrenzen.

Nicht nur die Schaffung von gut geformten Baublöcken zweckmäßiger Tiefe ist eine Hauptbedingung eines jeden Bebauungsplanes, sondern auch die richtige Form und Abmessung der einzelnen Baustellen, die sich im Inneren eines solchen Baublockes ergeben. Diese wichtige Forderung ist oft nur schwer erfüllbar, zumal bei einem stark geteilten Grundbesitz. Immerhin muß aber ein zweckmäßiger Bebauungsplan es zulassen, daß auch die Besitzer kleiner Parzellen ihre Baustellen verwerten können, ohne dabei von ihren Nachbarn in irgendeiner Weise abhängig zu sein. Zum mindesten wird man also danach streben müssen, die Grundstücke möglichst rechtwinkelig zu durchschneiden, und zwar die meist sehr lang ausgedehnten unverhältnismäßig schmalen früheren Ackerparzellen durch quer hindurch geführte Straßen.

Indessen wird auch der beste Bebauungsplan nicht immer die Grundstücksgrenzen genügend berücksichtigen können, da auch eine ganze Reihe anderer Forderungen gleichzeitig zu erfüllen ist. Es wird daher nicht ausbleiben, daß mehr oder weniger umfangreiche Grundstücksumlegungen stattfinden müssen, ehe eine allgemeine leichte Verwertbarkeit der sämtlichen Baustellen zu Bauzwecken eintreten kann. Derartige Umlegungen, und mögen sie

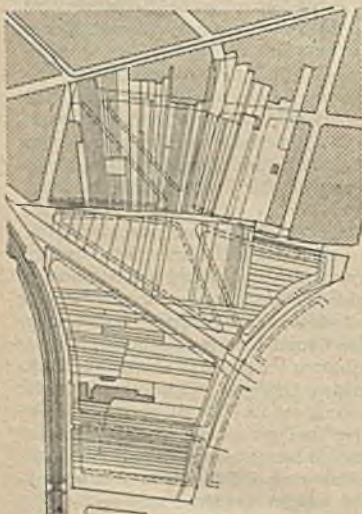


Fig. 10.



Fig. 11.

Frankfurt a. M.

für den besonderen Fall noch so zweckmäßig sein, pflegen aber nur sehr selten auf dem Wege der freien Vereinbarungen zwischen allen beteiligten Grundstücksbesitzern zustande zu kommen. Einzelne Beispiele vom Gegenteil, wie in der Stadt Dortmund, beweisen nur diese Regel. Es sind daher schon in einer ganzen Reihe von Ländern besondere Umlegungsgesetze für die Städte erlassen worden. So sieht beispielsweise das Sächsische Baugesetz vom 1. Juli 1900 solche Umlegungen vor. Nach diesem Gesetz kann die Umlegung auch gegen den Willen der Eigentümer stattfinden, wenn die Neueinteilung der Grundstücke im öffentlichen Interesse liegt und wenn sie bei der Baupolizeibehörde beantragt wird, entweder:

a) von der Gemeindevertretung oder

b) von mehr als der Hälfte der betreffenden Grundstückseigentümer, welche zusammen mehr als die Hälfte der betroffenen Gesamtfläche besitzen.

Der Umlegungsplan wird im Königreich Sachsen ausgelegt und behandelt wie ein Bebauungsplan, dessen Vorhandensein er übrigens voraussetzt. Einigen sich die Interessenten von vornherein, so wird der Umlegungsplan ohne weiteres von dem Ministerium des Innern festgestellt.

Der Erlaß solcher Umlegungsgesetze erscheint auch für die übrigen Länder, namentlich auch für Preußen, dringend nötig; denn nur dadurch wird in vielen Fällen die wünschenswerte Vergrößerung des Baustellenmarktes erst ermöglicht. Als Beispiel für eine Umlegung sei der von dem Tiefbauamt der Stadt Frankfurt a. M. aufgestellte Umlegungsplan für das dortige Stadterweiterungsgebiet „Kiesheide“ angeführt. Die Fig. 10 stellt den Zustand vor, die Fig. 11 nach der Umlegung dar.

D. Die Durchbildung der einzelnen Straße.

I. Linienführung der Straßen.

Vor noch nicht langer Zeit wurde die Frage noch viel behandelt, ob Straßen gerade oder krumm sein sollen. Zweifellos haftet der geraden Linie etwas Starres an, während die gekrümmte Linie lebendig ist. Es gibt zwischen zwei Punkten nur eine einzige gerade Linie, aber unzählige Kurven. Mit der geschwungenen Linie lassen sich also große Mannigfaltigkeiten erzielen. Beim Begehen der gekrümmten Straße verändert sich das Bild in jedem Augenblick, die einzelnen Häuser kommen nacheinander besser zur Wirkung (Fig. 12).

Die gekrümmte Straße ist also malerischer, die gerade monumentaler. Die großen Pariser Straßen mit ihren architektonischen Perspektiven, die alte Berliner Triumphstraße „Unter den Linden“ würden zweifellos an ihrer Wirkung einbüßen, wenn sie gekrümmt wären. Beide Arten von Straßen, die gerade und die gekrümmte, haben also im gegebenen Falle ihre Berechtigung. Bei der Ausarbeitung von Entwürfen zu Bebauungsplänen wird man wohl zunächst versuchen, die einzelne Straße geradlinig zu machen; sobald aber irgendwelche Zweckmäßigkeitsgründe im besonderen Falle für eine Krümmung sprechen, soll man diese Gründe gelten lassen und die unzweifelhafte Belebung des Stadtbildes durch gekrümmte Straßenzüge freudig begrüßen. Daß gekrümmte Straßenzüge keine Verkehrsverschlechterungen im Gefolge zu haben brauchen, ist oben im Abschnitt I „Fluchtlinienmäßige Ausgestaltung alter Stadtteile“ unter B. bereits näher ausgeführt worden.

Von den mannigfachen Zweckmäßigkeitsgründen, welche für eine Krümmung sprechen, ist ebenfalls schon oben und zwar im Abschnitt II „Fluchtlinienfestsetzungen für neue Stadtteile“ unter B. „Gestalt und Größe der Baublöcke“ die Forderung nach möglichst rechtwinkligen Baublockecken genannt worden (s. Fig. 13, 14 und 15).

Ein weiterer sehr wichtiger Grund für die Anwendung gekrümmter Straßenzüge ist durch die Forderung einer möglichst vollkommenen Anschmiegun an das Gelände gegeben, die weiter unten bei den Längenprofilen der Straßen noch näher besprochen werden soll.



Fig. 12. Die „Oster-Straße“ in Hildesheim.

Auch gewundene Bach- und Flußläufe oder vorhandene in den Bebauungsplan aufzunehmende Waldbestände können zur Anlage gekrümmter Straßenzüge führen.



Fig. 13.



Fig. 14.



Fig. 15.

Sehr wichtig ist ferner in ästhetischer Beziehung, daß die Länge einer Straße in einem gewissen harmonischen Verhältnis zu ihrer Breite steht: so hat man den Satz aufgestellt, daß die Länge der Straße höchstens etwa das 30fache ihrer Breite betragen darf.

Das oft gehörte Wort, „eine schöne, lange Straße“, ist also nicht zutreffend, denn nicht die Länge der Straße ist entscheidend für ihre Schönheit, sondern die harmonische Ausgestaltung zu einem einheitlichen Raumbilde (Fig. 16).

Man wird daher zu lange nach einer Richtung hin verlaufende Straßen für das Auge gerade aus ästhetischen Gründen in einzelne Abschnitte zerlegen müssen. Das kann man erreichen durch eine scharfe Krümmung, durch Verschiebungen unter Einfügung von kleinen seitlichen Platzanlagen (s. Fig. 17 und 18) oder durch Versetzungen der Straßeneinmündungen, die überdies auch für den Verkehr vorteilhafter sind, als die einfachen Durchkreuzungen; denn dem Verkehr wird hierbei Zeit gelassen, sich zwischen den beiden Straßentreffpunkten A und B wieder vollständig zu ordnen (s. Fig. 19).



Fig. 16. Straßenbild aus Hildesheim.

Sehr wirkungsvoll sind namentlich auch gute Straßenabschlüsse für das Auge; der Ausblick auf ein hervorragendes Gebäude, einen Turm (Fig. 20), auf eine Landschaft (Maria Theresia-Straße in Innsbruck mit dem Ausblick auf das Karwendelgebirge), auf ein Denkmal usw.



Fig. 17.



Fig. 18.

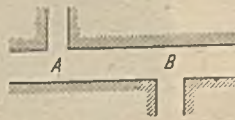


Fig. 19.

Man wird daher oft einer neuen Straße durch eine nur geringe Veränderung ihrer allgemeinen Lage die Richtung auf einen bestehenden Turm oder auf ein sonstiges hervorragendes Bauwerk geben können (s. Fig. 21 aus dem von Verfasser aufgestellten Bebauungsplan für die Stadt Stralsund. Während in dem südlichen Teile des Bebauungsplanes die Straßenzüge fast durchweg bereits vorhandenen, teilweise angebauten Wegen folgen mußten, war die Planung auf dem nördlichen Teile des Geländes durch derartige Forderungen nicht beschränkt. Vier Straßen konnten daher eine derartige Richtung erhalten, daß man in jeder Straße über den Frankenteich hinweg auf einen anderen Kirchturm blickt und dadurch einen wirksamen und charakteristischen Abschluß für das Straßenbild erhält).

Das geforderte gute Raumbild bedingt aber nicht allein ein harmonisches Verhältnis zwischen Länge und Breite der betreffenden Straße oder Straßenstrecke, sondern auch zwischen diesen beiden Flächenausdehnungen und der Höhe der zu erwartenden Gebäude; denn ein Raum erstreckt sich stets nach allen

3 Dimensionen. Hieraus ergibt sich ein weiterer Grund dafür, daß ein guter Bebauungsplan nur im Zusammenhang mit der „Bauordnung“, welche die Höhe der Bebauung regelt, aufgestellt werden kann, und daß umgekehrt auch eine zweckentsprechende Bauordnung für eine bestimmte Stadt nur unter gleichzeitiger Aufstellung eines Bebauungsplanes bearbeitet werden kann.

Ältere Bebauungspläne brannten noch weiterhin vielfach an dem anscheinend zum unumstößlichen Dogma gewordenen Satze, daß die Breite in der ganzen Straße überall die gleiche sein muß, d. h., daß die Straßenwandungen durchaus parallel verlaufen müssen. Diese Parallelität, „ein aus Willkür geborenes Gesetz



Fig. 20. Straßenbild aus Meißen.

unserer Zeit“, ist aber keineswegs nötig, oft sogar unvorteilhaft. Beispielsweise kann man durch eine trompetenartige Straßenausmündung eine rechtwinkelige Endigung der Baublöcke, also eine bessere Bebaubarkeit erlangen (s. oben Fig. 9). Durch die Verbreiterung einer Straße nach Fig. 22 schafft man nicht nur erforderlichenfalls Platz zur Aufstellung von Lohnfuhrwerken, sondern auch eine schön geschwungene Straßenwandung. Gerade in der Nichtparallelität der Straßenwandungen liegt oft der Reiz bei unseren schönen alten Straßen.

Auch vortretende Ecken und einspringende Winkel dienen, wenn ihre Anordnung nicht zu häufig und nicht gekünstelt ist, nur zur Belebung des Straßensbildes („König-Straße“ in Nürnberg, s. auch Fig. 17 und 18); nur müssen die Vor- und Rücksprünge nicht zusammenfallen mit den Grundstücksgrenzen, da dann kahle Wandgiebel entstehen; der Rücksprung muß vielmehr in dem Grundstück selbst liegen, damit er durch Anbringung von Fenster- und Türöffnungen fassadenmäßig ausgebildet werden kann.



Fig. 21. Stralsund.

Aus hygienischen Gründen ist bei Straßen, die für den geschlossenen Reihenanbau bestimmt sind, die West-Ost-Richtung zu vermeiden, da sich bei dieser für jede der beiden angrenzenden Häuserreihen eine von der Sonne nicht beschienene Nordseite ergibt. Für diese Straßen ist vielmehr eine Nord-Süd-Richtung erwünscht, bei der sämtliche Frontseiten zu gewissen Tageszeiten Sonnenlicht erhalten.

Bei Straßen, die für eine offene Bebauung dienen sollen, empfiehlt sich eine schräg zum Meridian verlaufende Richtung, da bei dieser sämtliche Seiten der freistehenden Häuser nacheinander von der Sonne beschienen werden.

2. Längenprofile der Straßen.

Eine Hauptforderung besteht in der Erreichung angemessener Steigungsverhältnisse unter möglicher Beschränkung der Erdarbeiten. Daraus folgt eine weitgehende Anschmiegung an das Gelände.



Fig. 22.

„Ein entwerfender Künstler wird die Eigenart des Geländes nicht durch die Bebauung zu beseitigen, sondern soweit tunlich zu erhalten und auszugestalten bemüht sein. Höhendifferenzen wird er womöglich dazu verwenden, in die Straßenplanung ein malerisches Element zu bringen, nicht aber sie durch kostspielige Erdarbeiten zu beseitigen streben. Dies Schaffen reizvoller Anblicke, ohne dabei dem Verkehr Hemmnisse zu bereiten, wird eine Hauptaufgabe, namentlich bei Planungen im bewegten Gelände sein.“

Allgemein gültige Angaben über die zulässigen Steigungen zu machen, ist nicht möglich, da die örtlichen Verhältnisse zu verschieden sind. In Städten der norddeutschen Tiefebene wird eine Steigung von 1 : 30 schon als außerordentlich steil empfunden werden, während man in den Städten der Mittelgebirge ein Steigungsverhältnis von 1 : 12 noch als zulässig ansieht. Man wird sich also in jeder einzelnen Stadt darüber klar werden müssen, welches größte Steigungsverhältnis im allgemeinen noch als zulässig zu erachten ist. (Verschiedene Bauart der Wagen, Verwendung verschiedener Sorten von Zugtieren, Gewohnheit der Bevölkerung.)

Bei dieser ganzen Betrachtung handelt es sich aber nur um die Hauptstraßen; denn es würde die Aufstellung eines Bebauungsplanes ganz unnötig erschweren und seine Ausführung außerordentlich verteuern, wenn man



Fig. 23.

diese Mindeststeigung für alle verkehrsarmen Wohnstraßen durchführen würde. Vielmehr wird es in den weit aus meisten Fällen genügen, eine Anhöhe durch eine einzige Straße mit guten Steigungsverhältnissen zugänglich zu machen. Die Lastwagen (Kohlenwagen, Möbelwagen usw.) können dann zwar auf Umwegen, aber ohne Überanstrengung der Zugtiere von dieser Anhöhe bergab zu den einzelnen Häusern in den steileren Nebenstraßen gelangen, wenn sie, wie das in Bergstädten der Fall zu sein pflegt, mit guten Bremsvorrichtungen versehen sind (s. die schematische Anordnung in Fig. 23).

Eine derartige Straßenanordnung wird den Verkehrsanforderungen besser entsprechen als eine Lösung, welche alle Längenprofile gleichmäßig behandelt, d. h. für sämtliche Straßen zwar die gleichen, dafür aber steileren Höchststeigungen zugrunde legt.

Bei der empfohlenen Anordnung wird man oft zur Durchteilung sehr langer Baublöcke und zur schnellen Erreichung wichtiger Verkehrsmittelpunkte im Vorteil steiler Fußwege anlegen können.

Während nun die Rücksichtnahme auf den Verkehr möglichst günstige Steigungsverhältnisse, zum mindesten für die Hauptstraßen, erfordert, verlangt die Erreichung einer guten Entwässerung der Straße ein gewisses Mindestgefälle im Längenprofil; denn eine für den Anbau bestimmte Stadtstraße erhält seitliche Bürgersteige mit davorliegenden Rinnsteinen, in denen das quer zum Rinnstein abfließende Niederschlagswasser des Fahrdammes und der Bürgersteige auf größere Strecken hin fortgeleitet werden muß. Diese Strecken betragen selbst in dem günstigsten Falle, daß die Stadt eine unterirdische Anlage für die Niederschlagswasserabführung besitzt, immerhin 50—60 m. Um auf solche Entfernungen hin eine ordnungsmäßige Wasserabführung zu bewirken, muß die Rinnsteinsohle ein Mindestgefälle von etwa 1 : 200 bis 1 : 300 erhalten. Da nun aber die Bürgersteigkante aus Verkehrsgründen möglichst überall die gleiche Höhe haben soll, so folgt hieraus, daß auch die Straßenkrone und die Bürgersteigkante dasselbe Mindestlängsgefälle erhalten müssen. Flacher geneigte oder gar horizontale Straßenstrecken sind also grundsätzlich zu vermeiden, im Gegen-

satz zu den Landstraßen, bei denen das Niederschlagswasser seitlich vom Straßenkörper in die Gräben abfließt.

Aus Schönheitsgründen wird man ein Straßenlängenprofil, wenn irgend an­gängig, konkav zu gestalten haben; hierbei genügt eine größte Einsenkung von etwa 30 cm auf 100 m vollkommen, um den Eindruck der geschwungenen Straßen­höhenlinie hervorzurufen (s. Fig. 24, Zugangsstraße zum Hauptgebäude der Technischen Hochschule Danzig; durch die konkave Ausgestaltung des Längen­profils wird das Gebäude scheinbar aus dem Boden herausgehoben und kommt dadurch zu einer gesteigerten Wirkung).

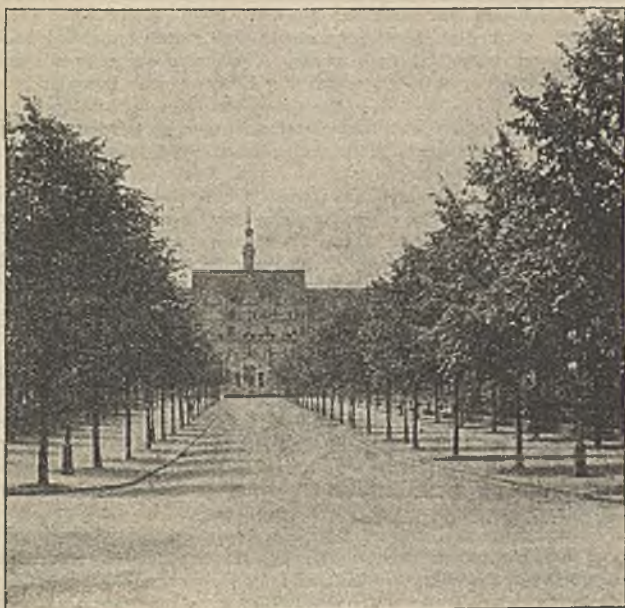


Fig. 24. Danzig.

Bei einem derartigen Längenprofil überblickt man das ganze Straßenbild einheitlich, während bei einer konvexen Längenprofilgestaltung der Straße die hinter dem Buckel liegenden Häuser, sowie alle auf der Straße befindlichen Gegen­stände in den Erdboden hinein zu verschwinden scheinen.

Oft wird es sich aber nicht vermeiden lassen, daß Straßenzüge über solche konvexe Erhebungen hinweg geführt werden müssen. In diesem Falle muß wenigstens dafür gesorgt werden, daß dieser konvexe Buckel für das Auge nicht in die Erscheinung tritt. Das kann man durch verschiedene Maßregeln erreichen. Das einfachste Mittel ist, auf dem höchsten Punkt eine energische Krümmung der Straße in ihrer Linienführung vorzunehmen. Man kann denselben Zweck aber auch erreichen durch eine Versetzung der Straße (s. oben Fig. 17 und 18), durch Anordnung eines höheren Bauwerkes oder eines Aussichtshügels auf dem höchsten Punkte, oder durch ähnliche Mittel.

Für die absolute Höhenlage der Straßen gelten folgende Betrachtungen:

Zunächst ist die Forderung zu stellen, daß nicht allein die Straßen selbst hoch­wasserfrei angelegt werden, sondern daß, wenn irgend möglich, auch mäßig tiefe Keller der sämtlichen Gebäude mit ihrer Sohle über dem Grundwasserspiegel liegen.

In alten bestehenden Stadtteilen, die zuweilen, namentlich in der Nähe von Flußläufen, hiernach zu tief liegen, wird man im wesentlichen zwei Mittel zur Abhilfe haben: entweder muß man den ganzen Stadtteil vollständig abbrechen und einheitlich umbauen (wie das oben erwähnte „Islandviertel“ in Elberfeld), oder man setzt nur fluchtlinienmäßig eine entsprechend hohe Nivellementslinie fest, nach welcher sich dann die Neubauten mit ihrer Höhenlage einzurichten haben. Im ersten Falle wird sofort gründliche Abhilfe geschaffen, im zweiten Falle muß man oft viele Jahre warten, bis der größte Teil oder alle Häuser auf die neue Höhenlinie eingerichtet sind, um alsdann die planmäßige Aufhöhung des Straßenkörpers vornehmen zu können; dafür ist aber diese Lösung wohl stets die sehr viel billigere und daher die üblichere.

Immerhin wird der eben besprochene Fall, daß bestehende Gebäude dem Hochwasser ausgesetzt sind, zu den Ausnahmen zu rechnen sein. Man wird also der Regel nach mit ausreichend hochgelegenen Baugelände zu tun haben.

Hierbei nun erfordert, wie im nachstehenden gezeigt werden soll, die Festsetzung der Straßenhöhen in alten vorhandenen Stadtteilen eine andere Behandlung als in neu anzulegenden.

In den alten Stadtteilen ist das Niveau der Straßen allmählich gewachsen (in Köln beispielsweise liegt das alte römische Pflaster etwa 3 m und mehr unter dem jetzigen Straßenpflaster). Diese Erscheinung erklärt sich dadurch, daß man in der ganzen nachrömischen Zeit bis etwa zur Mitte des vorjährigen Jahrhunderts die Straßen der Regel nach nur durch Kies oder Steinschlag befestigte. Bei den erforderlichen Ausbesserungen wurde wohl neues Straßenbaumaterial aufgebracht, das alte Material aber nicht abgefahren. Ebenso wurde der Schutt bei Abbrüchen oder bei gewaltsamer Zerstörung der Häuser in Kriegszeiten oder durch Feuer nicht wieder in vollem Umfange aus der Stadt entfernt, während neue Baustoffe hineingebracht wurden.

Die älteren Häuser stehen daher der Regel nach zu tief zur Straßenoberfläche, so daß sie unter der Einwirkung der Niederschläge leiden. Bei Straßenregulierungen in solchen alten Stadtteilen wird man also zweckmäßig das Niveau der alten Straße erniedrigen, um dadurch die alten Häuser wieder in das ursprüngliche Verhältnis zur Höhenlage der Straße zu bringen.

In neueren Stadtteilen wird man dagegen umgekehrt allgemein eine Erhöhung der Straße gegen das umliegende Gelände einem Abtrag vorzuziehen haben, und zwar aus folgenden Gründen:

Würde eine neue Straße im Einschnitt liegen, so müßte bei der in unseren Städten vorherrschenden geschlossenen Bauweise auch der ganze Bauplatz entsprechend abgetragen werden. Es müßten also nicht nur diese Erdmassen, sondern auch das aus der Ausschachtung des Kellergeschosses sich ergebende Material aus der Stadt herausgeschafft werden, was namentlich bei den größeren Städten infolge der weiten Entfernungen und bei dem Mangel geeigneter Schutt-abladeplätze große Schwierigkeiten und Kosten verursacht. Liegt aber die neue Straße etwas höher als das Baugelände, so erübrigt sich jede Abfuhr, denn auch die aus der Ausschachtung des Kellers sich ergebenden Massen können auf dem Bauplatz selbst untergebracht werden. Etwas tiefer liegende Hofflächen können aber der Regel nach unschwer entwässert werden, da der Straßenkanal wegen der Kellerentwässerung eine auch für die Entwässerung des Hinterlandes ausreichende Tiefenlage haben wird. Überdies werden die Kellersohlen an aufgehöhten Straßen weniger der Einwirkung der Grundfeuchtigkeit ausgesetzt sein als bei tieferer Lage der Straßenoberfläche. Endlich läßt sich der Entwässerungskanal vor der Aufhöhung des Straßenkörpers in geringeren Ausschachtungstiefen, also mit geringeren Kosten ausführen.

Bei neu anzulegenden Stadtstraßen ist also weder eine mit dem umgebenden Gelände genau gleiche Höhenlage zu erstreben, noch der bei dem Bau der Eisenbahnen und der Landstraßen durchaus zweckmäßige Ausgleich der Erdmassen,

sondern, eine mäßige Aufhöhung (bis zu etwa 1,0) und eine Vermeidung aller Einschnitte.

Der hieraus sich ergebende Bedarf an Aufschüttungsmassen kann bei dem fast immer nur sehr allmählich fortschreitenden Ausbau der Stadterweiterungen durch Bauschuttmassen gedeckt werden, zu deren Beseitigung sich hierdurch willkommene Gelegenheit bietet.

Die Längenprofile der Straßen werden schließlich oft noch stark beeinflusst durch die Forderung, daß für die ganze Stadt eine gute Entwässerung ermöglicht werden soll, sei es, daß sowohl das Schmutzwasser wie auch das Niederschlagswasser zusammen oder getrennt in unterirdischen Kanälen abgeführt werden soll, sei es, daß das Schmutzwasser allein unterirdische Abzugskanäle erhält, und daß das Niederschlagswasser oberirdisch frei ablaufen muß.

3. Querschnitte der Straßen.

Es empfiehlt sich nicht, wie das leider noch vielfach geschieht, in den Bebauungsplan die Straßenbreiten ohne vorherige Aufstellung von Querprofilen von vornherein nach runden Zahlen (15, 20, 25 m usw.) festzusetzen; denn dann werden sich bei dem späteren Ausbau der Straßen, wenn das gewählte Maß nicht zufällig gerade das richtige ist, dadurch Unzuträglichkeiten ergeben, daß entweder die einzelnen für die verschiedenen Verkehrsarten erforderlichen Straßenbreiten (Fahrdämme, Fußwege, Reitwege, Radfahrwege usw.) nicht in genügender Breite hergestellt werden können, oder daß einzelne oder mehrere dieser Straßenstreifen eine größere Breite erhalten müssen, als nötig ist. Im ersteren Falle wird der Verkehr beeinträchtigt, im letzteren Fall wird die Anlage unwirtschaftlich durch Verschwendung von Straßenland und unnötige Erhöhung der Straßenausbaukosten. Man wird also vor der Festlegung der Straßenbreiten im Bebauungsplan grundsätzlich für jede Straße nach sorgfältiger Prüfung über ihre Bedeutung und über ihren besonderen Zweck ein genau durchgearbeitetes Querprofil aufzustellen und dann dasjenige Breitenmaß in den Plan zu übernehmen haben, das sich hieraus ergibt, selbst wenn sich eine Zahl mit Bruchteilen von Metern herausstellen sollte.

Die einfachste Anordnung der Straßenquerschnitte besteht nun in einer mittleren Fahrbahn und zwei seitlichen erhöhten Bürgersteigen. Das Breitenmaß der Fahrbahn wird gewöhnlich nach einem Vielfachen derjenigen Verkehrsweite bestimmt, die für einen großen Lastwagen erforderlich ist (etwa 2,50 m). Die Fahrbahn wird daher im allgemeinen entweder 5,0, 7,5 oder 10,0 m breit sein müssen, je nachdem sie von zwei, drei oder vier gleichzeitig verkehrenden Fuhrwerksreihen benutzt werden soll. Für einzelne Fälle haben aber auch andere Abmessungen ihre volle Berechtigung; wenn z. B. in Geschäftsstraßen Handkarren neben den Bürgersteigen längere Zeit halten müssen, wenn ein stärkerer Verkehr mit Kraftfahrzeugen vorhanden oder zu erwarten ist, wenn die Straße stark gekrümmt ist, oder wenn sie stark ansteigt. Die Breite der Bürgersteige soll der Regel nach nicht geringer sein als 2,25 m. (Bei dem oft gebrauchten abgerundeten Maße von 2,0 m würde sich erfahrungsgemäß eine ungleich geringere Leistungsfähigkeit ergeben.)

Die Abwicklung eines starken Verkehrs wird dadurch erleichtert, daß man die einzelnen Verkehrsrichtungen auf besondere Straßenstreifen verweist. In Deutschland ist das „Rechtsfahren“ und „Rechtsgehen“ üblich. In London fährt man links und geht rechts. Dadurch ergibt sich die in Fig. 25 dargestellte Anordnung der Verkehrsrichtungen, bei welcher ein vom Bürgersteig auf den Fahrdamm herabgedrängter Fußgänger stets nur entgegenfahrenden Wagen auszuweichen hat, während er bei der in Deutschland üblichen Verkehrsart durch hinter ihm fahrende Wagen überrascht werden kann. Die Einhaltung der vorgeschriebenen Fahrtrichtung in den alten Londoner Straßen wurde dadurch



Fig. 25.

noch weiter praktisch gesichert, daß man in der Mitte des Fahrdammes Laternen, Droschken, Kehrachtsammelkästen und andere Gegenstände aufstellte und dadurch eine räumliche Trennung der verschiedenen Verkehrsrichtungen schaffte.

Eine weitere Vervollkommnung hat dieses Verfahren bei neuanzulegenden Straßen dadurch erhalten, daß man von vornherein für jede Verkehrsrichtung besondere Straßenstreifen ausbaut. Diese Anordnung ist schon sehr viel besser als die Anlage einer doppelt so breiten einheitlichen Fahrbahn, welche das regellose Durcheinanderfahren der Fuhrwerke begünstigt.

Die Trennung nach Verkehrsrichtungen genügt aber heute bei sehr lebhaften Verkehrsstraßen auch nicht mehr; denn es ist eine ganze Reihe neuer überaus wichtiger Verkehrsmittel hinzugetreten (Das Fahrrad, die Straßenbahn,

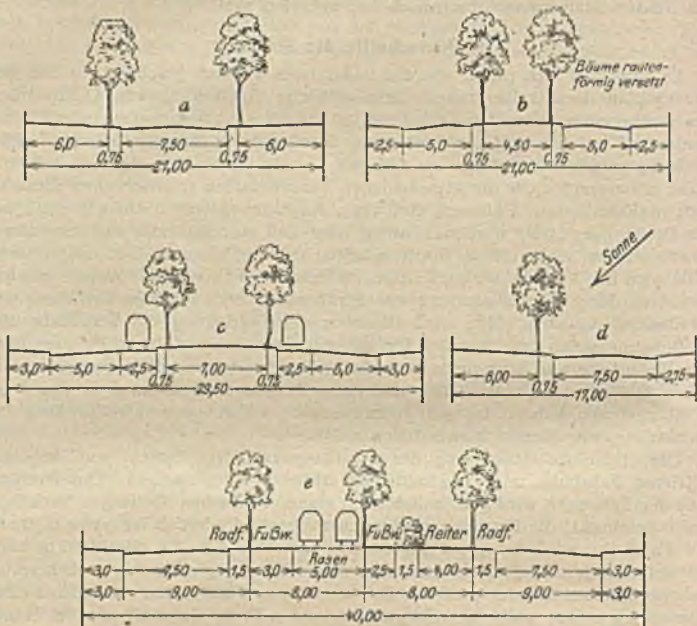


Fig. 26 a—e.

das Automobil). Man ging daher dazu über, für die einzelnen Verkehrsarten bestimmte Straßenstreifen anzuordnen und besonders auszubauen. Durch diese Einrichtung wird man im Zusammenhang mit den Vorkkehrungen zur Einhaltung der Verkehrsrichtungen die denkbar größte Sicherheit in der Abwicklung des Verkehrs erzielen. Dabei ist die Gesamtbreite einer solchen Verkehrsstraße keineswegs übermäßig groß, sofern man nur die einzelnen Streifen in ihrer Breite so weit wie möglich beschränkt, also keine Verschwendung mit Straßenland und Baumaterialien treibt.

Die Fig. 26 e zeigt den Querschnitt einer nach diesen Grundsätzen ausgestalteten Hauptverkehrsstraße, die außer den Fußwegen und den Fahrsstraßen noch einen besonderen Radfahrweg und einen Reitweg enthält, sowie auch einen eigenen Bahnkörper für die Straßenbahn.

Die Straßenbahn kann dabei von den Fußgängerwegen aus bestiegen und verlassen werden, während bei der, leider fast noch allgemein üblichen, Unterbringung des Fahrleises in der Mitte des Fahrdammes das Ein- und Aussteigen

bei lebhaftem Wagenverkehr mit großen Gefahren für die Straßenbahn-Fahrgäste verbunden ist. Ein weiterer Vorteil der dargestellten Querschnittsanordnung besteht darin, daß einerseits die Straßenbahn den übrigen Wagenverkehr nicht stört, und daß andererseits die Straßenfahrwerke durch hartnäckiges Einhalten der Straßenbahnspur den Straßenbahnverkehr nicht behindern. Die Straßenbahngleise werden neuerdings gern in Rasen eingebettet. Diese Ausführungsart bietet gegenüber der Unterbringung der Straßenbahngleise in einer der sonst üblichen Fahrbahnbefestigungen eine Reihe von großen Vorteilen. Zunächst kann der Oberbau erheblich verbilligt werden, da einfache Querswellen verwendbar sind; ferner sind der Bau und die Unterhaltung des Straßenbahnkörpers billiger; weiterhin fällt die Staubbildung fort, welche die Fahrgäste belästigt, und welche auch die unter dem Wagen eingebauten Maschinenteile schädigt; endlich gereicht ein wohlgepflegter grüner Rasenstreifen einer Stadtstraße im Sommer und im Winter zur Zierde.

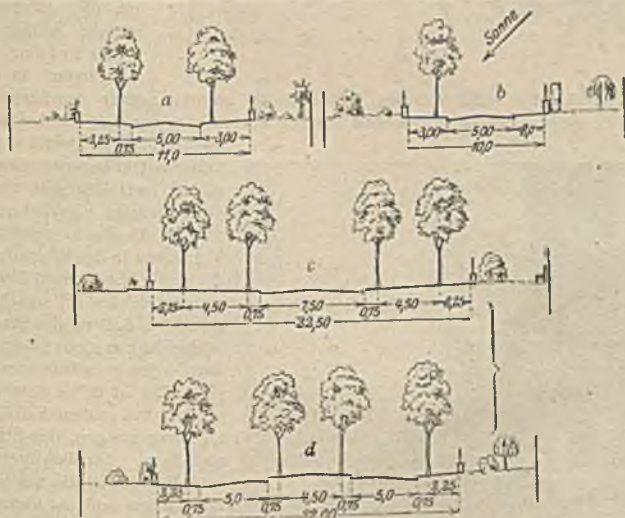


Fig. 27 a—d.

Bei der Planung von Verkehrsstraßen soll man die Breitenabmessungen mit aller Vorsicht so einrichten, daß sie auch einer künftig etwa eintretenden Vergrößerung des Verkehrs noch mit Sicherheit genügen werden. Bei Wohnstraßen aber, welche bei richtiger Anordnung des ganzen Straßennetzes keinen Durchgangsverkehr bekommen können und welche daher nur einen sehr geringen Wagenverkehr aufweisen, ist die Fahrbahnbreite soweit irgend möglich einzuschränken. Fahrdämme von 4,5 oder 5,0 m, bis höchstens 5,5 m, genügen vollkommen, selbst für Großstädte. Dazu treten dann die seitlichen Bürgersteige von je 2,25 m, so daß eine Straße von $5,0 + 2 \cdot 2,25 = 9,5$ m Gesamtbreite entsteht.

Will man Baumanpflanzungen anlegen, was für Wohnstraßen sehr erwünscht ist, so wird man mit 11 m auskommen (s. Fig. 27a).

Ganz neuerdings geht man vielfach noch erheblich unter dieses Maß herunter; so werden z. B. in Bremen Wohnstraßen mit einer Gesamtbreite von nur 6,30 m angelegt, wobei 4,25 m auf die Fahrbahn entfallen.

Noch wirtschaftlicher kann man Wohnviertel dadurch gestalten, daß man, dem Beispiele von Bremen folgend, an Stelle der Straßen „Gartengänge“

von nur 3 m Breite anlegt, die lediglich von Fußgängern und höchstens von Handkarren zu benutzen sind. Es empfiehlt sich dann aber, die Länge dieser „Gartengänge“ zu beschränken (in Bremen auf höchstens 150 m).

Selbstverständlich muß aber bei diesen schmalen Straßenquerschnitten der

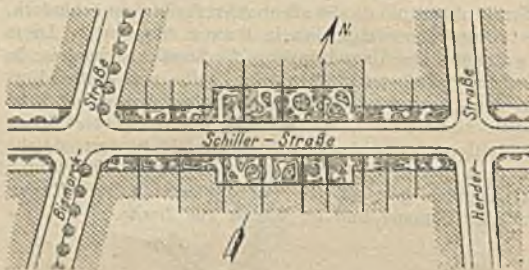


Fig. 28.

Wohnvierteln der wohlhabenden Bevölkerung unserer Städte gewähren fast durchweg einen erfreulichen Anblick von der Straße her; der gute Eindruck wird



Fig. 29.

noch verbessert, wenn man die hohen Gitter bei schmalen Vorgärten fortfallen läßt und nur ganz niedrige Einfriedigungen wählt. Dagegen werden die Vorgärten in den Wohnstraßen der wenig bemittelten Bevölkerungsschichten oft so schlecht gehalten, daß sie das Straßenbild nicht nur nicht heben, sondern sogar geradezu verunzieren. Man ist daher neuerdings vielfach mit großem Erfolge dazu übergegangen, den Streifen zwischen Straßenfluchtlinie und Baufluchtlinie zur Straße zuzuziehen und ihn von seiten der Gemeinde nach einheitlichen Gesichtspunkten auszuschnürcn und zu pflegen. Schon ein einfacher Rasenstreifen gibt ein erfreuliches Bild. Diese Anordnung empfiehlt sich namentlich auch für solche Straßen, bei denen in späteren Zeiten vielleicht eine Verbreiterung der Verkehrswege erforderlich werden könnte. Eine Belebung des Straßenbildes kann man in geeigneten Fällen dadurch erreichen, daß man die Vorgärten auf einzelnen Straßenstrecken wesentlich tiefer macht als in der übrigen Straße (s. Fig. 28, Beispiel aus Halle a. S.).

Man hat es aber bei geschlossener Bauweise so einzurichten, daß die sich ergebenden Rücksprünge nicht mit der Grundstücksgrenze zusammenfallen, weil auf diese Weise ein kahler Giebel nach dem tieferen Vorgarten hin entstehen würde. Dieser Vorschrift bedarf es nicht für die offene Bauweise, bei welcher

Wohnstraßen dafür gesorgt werden, daß die gegenseitige Entfernung der beiden Häuserreihen, eine ausreichend große ist (in Bremen bei der dort üblichen niedrigen Bauart 7,5 m). Das einfachste Mittel, dies zu erzielen, ist die Anlage von Vorgärten. Die Vorgärten in den

Wohnstraßen der wenig bemittelten Bevölkerungsschichten oft so schlecht gehalten, daß sie das Straßenbild nicht nur nicht heben, sondern sogar geradezu verunzieren. Man ist daher neuerdings vielfach mit großem Erfolge dazu übergegangen, den Streifen zwischen Straßenfluchtlinie und Baufluchtlinie zur Straße zuzuziehen und ihn von seiten der Gemeinde nach einheitlichen Gesichtspunkten auszuschnürcn und zu pflegen. Schon ein einfacher Rasenstreifen gibt ein erfreuliches Bild. Diese Anordnung empfiehlt sich namentlich auch für solche Straßen, bei denen in späteren Zeiten vielleicht eine Verbreiterung der Verkehrswege erforderlich werden könnte. Eine Belebung des Straßenbildes

ohnehin die in einem gewissen Abstand hinter der Straßenfluchtlinie gezogene Baufluchtlinie lediglich den Mindestabstand des Einzelhauses von der Straße bezeichnen sollte.

Nicht vorteilhaft ist die grundsätzliche Durchführung der Vorgärten bis an die Straßenecken. Ganz besonders gilt dies für die spitzwinkligen Ecken, die früher unter der Herrschaft des Diagonalsystems in den Bebauungsplänen besonders häufig vorkamen und die auch bei den heutigen Bebauungsplänen nicht überall zu vermeiden sind (s. Fig. 29, abschreckendes Beispiel: die Straße läuft ganz spitzwinklig gegen eine Eisenbahlinie aus).

Bei geschlossener Bauweise sind auch hier die Grundstücksgrenzen zu beachten. Durch eine solche Anordnung nach Fig. 30 erreicht man nicht nur eine wesentlich bessere Ausnutzbarkeit der an sich schlecht bebaubaren Eckgrundstücke, sondern auch eine aus ästhetischen Gründen erwünschte Verbreiterung der Eckabschrägung. Vor allem wird aber der in Fig. 31 dargestellte sehr häßlich wirkende Zustand vermieden, der zu entstehen pflegt, wenn das Eckhaus, wie üblich, zu Ladenzwecken hergerichtet wird, und deshalb keine Vorgärten erhält.

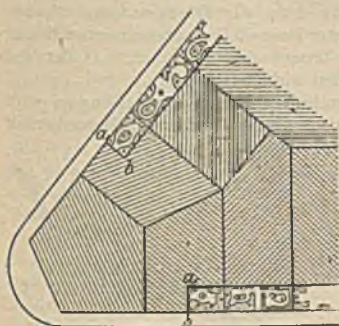


Fig. 30.

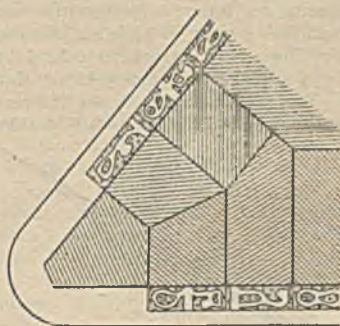


Fig. 31.

Einen weiteren wesentlichen Fortschritt in der Ausgestaltung der Straßenquerschnitte hat man in neuerer Zeit dadurch erreicht, daß man die Profile nicht sämtlich streng symmetrisch macht, sondern daß man sie bei denjenigen Straßen, welche nach ihrer Lage zu den Himmelsrichtungen eine ausgesprochene Schatten- und Lichtseite haben, unsymmetrisch anordnet (s. Fig. 26 d u. 27 b). Dadurch erreicht man nicht nur den praktischen Vorteil, daß die Bäume und auch die Anpflanzungen in den etwa vorhandenen Vorgärten auf der Sonnenseite besser gedeihen, sondern man erhält auch eine sehr willkommene Abwechslung im Straßenbild. Auch kann man in vielen bereits bebauten engen baumlosen Straßen nachträglich wenigstens eine Baumreihe anlegen und dadurch den Anwohnern die Wohltat einer schattenspendenden Anpflanzung gewähren (s. Fig. 32). Der Wert der dabei durch Verschmälerung der Fahrbahn gewonnenen Pflastersteine deckt der Regel nach die Unkosten der ganzen Umänderungen einschließlich der Baumanpflanzung.

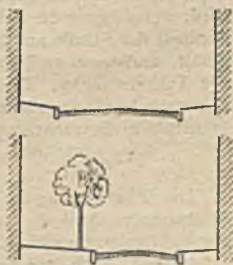


Fig. 32.

Manchmal kann es erwünscht erscheinen, die Straßenquerschnitte so einzurichten, daß die Bürgersteige laubenartig überbaut werden. Solche laubenartigen Überbauungen finden wir in Italien (Bologna), in Tirol (Bozen), aber auch in einigen Städten Deutschlands (Münster, Lübeck usw., namentlich in den Städten des deutschen Ritterordens, wie Marienwerder, Marienburg usw.). Die Vor-

bauten verdunkeln zwar einerseits das Erdgeschoß der angrenzenden Häuser ganz bedeutend, andererseits machen sie es aber geeignet zur Anlage von Läden; denn

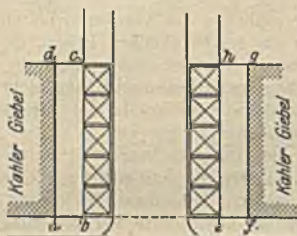


Fig. 33.

sie bilden gegen Regen und Sonnenbrand geschützte Wandelgänge, in denen das Publikum mit Muße die Schaufenster betrachten kann. Als ein Beispiel für die zweckmäßige Anwendung einer Bürgersteigüberbauung sei ein Fall angeführt, bei dem es sich um die Beseitigung von kahlen Giebeln handelte. Diese hatten sich ergeben, weil die zu beiden Seiten des Eingangs einer Durchbruchstraße verbliebenen Landstreifen *abcd* und *efgh* (s. Fig. 33) so schmal waren, daß sie weder für einen lohnenden Ausbau der angrenzenden Häuser, noch zu einer selbständigen Bebauung verwendet werden konnten. Dieser Mangel kann durch laubenartige Überbauung der Bürgersteige beseitigt werden; denn die Obergeschosse erhalten dann eine genügende Tiefe zur Unterbringung einer Reihe nebeneinander liegender Zimmer (Büreauräume oder dgl.), während das Erdgeschoß außer der Treppenanlage noch einige kleine Kaufläden aufnehmen kann.

Bei der Ausgestaltung der Straßenquerschnitte an steilen Hängen wird man, um die Erdarbeiten nach Möglichkeit zu vermindern und um die Bebaubarkeit

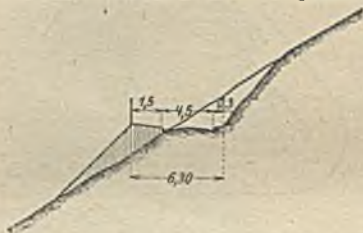


Fig. 34.

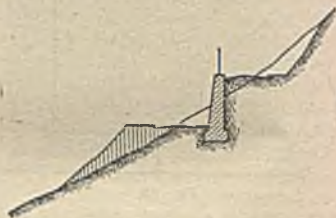


Fig. 35.

nicht zu sehr zu beeinträchtigen, den Straßen eine geringe Breitenabmessung geben. Es wird in diesen Fällen bei nicht sehr verkehrsreichen Straßen genügen, wenn an der Bergseite lediglich eine Bordschwelle von etwa 0,30 m Breite verlegt wird, wenn ferner die Fahrbahn in Rücksicht darauf, daß die Fuhrwerke bei der Steilheit der Straße nur langsam fahren können, nur eine Breite von etwa 4,5 m erhält, und wenn endlich ein Bürgersteig von etwa 1,50 m den Abschluß nach der Talseite bildet. Die ganze Straße ist also nur 6,30 m breit (s. Fig. 34). Für verkehrsreichere Straßen kommt eine Abtreppung des ganzen Straßenquerschnittes in Betracht, wie ihn die Fig. 35 zeigt.

E. Platzanlagen.

Die Platzanlagen sind für einen Bebauungsplan von ganz besonderer Wichtigkeit; denn sie stellen die Ruhepunkte in dem Gewirr des Straßennetzes dar und dienen dem öffentlichen Leben als Marktplätze, Erholungsplätze, Schmuckplätze usw. Auch ihre Behandlung im Bebauungsplan ist sehr schwierig und von den verschiedenartigsten Anforderungen in noch höherem Maße abhängig, als die Anordnung der Straßen.

Der Marktplatz und alle Plätze, die vorzugsweise dem Verkehr zu dienen haben, sollten unmittelbar neben den Hauptverkehrslinien liegen, dabei aber vom Straßenverkehr nicht durchschnitten werden, damit eine ungestörte Ausnutzung für die jeweiligen Zwecke möglich wird. „Auf einem Platz muß Platz sein!“ Markt- und Verkehrsplätze können durch Baumpflanzungen, welche die Platz-

ausnutzung nicht stören, nur gewinnen. Oft sind mäßige Verkehrsanforderungen schon durch einfache Straßenerweiterungen zu erfüllen.

Die Erholungsplätze müssen über das ganze Stadtgebiet zerstreut werden, und zwar ohne Rücksicht auf die Nähe durchgehender Verkehrslinien, damit sie von allen Bewohnern auf möglichst kurzem Wege erreicht werden können. In den meisten Fällen wird es daher besser sein, recht zahlreiche, wenn auch kleinere Erholungsplätze zu schaffen, als größere Plätze in geringerer Zahl. Auch diese Plätze sollen den unmittelbaren Einwirkungen des Straßenverkehrs entzogen werden. Eine geschickte Bepflanzung mit Bäumen (häufig vorteilhaft nur mit einem einzelnen Baum oder mit Baumgruppen), schattenspendenden Sträuchern und im bescheidenen Maße auch mit Blumen ist für die Erholungsplätze durchaus geboten.

Zu diesen Erholungsplätzen sind auch die „Innenparks“ zu zählen. Diese dienen in erster Linie den Anwohnern der umliegenden Gebäude, können aber auch für die Allgemeinheit nutzbar gemacht werden, indem man besondere Zugänge herstellt, am besten in der Verlängerung einer Straße.

Der große Vorteil dieser Innenparks besteht darin, daß sie geschützt liegen gegen die lästigen Einwirkungen des Straßenstaubes sowie des Straßengeräusches, und daß sie spielende Kinder den Gefahren des Straßenverkehrs entziehen. Voraussetzung für diese Anordnung ist, daß das gesamte Gelände entweder im Besitze der Gemeinde, einer öffentlichen Behörde oder einer gemeinnützigen Genossenschaft ist, damit eine bauliche Ausnutzung des Hinterlandes ein für allemal ausgeschlossen ist.

„Durchweben“ zusammenhängende Grünstreifenanlagen das Stadterweiterungsgebiet, so ersetzen diese in vortrefflicher Weise eine große Anzahl zerstreut anzulegender Einzelplätze für Erholungszwecke.

In der Anlage der Schmuckplätze soll das künstlerische Können der Stadt zum Ausdruck gebracht werden. Schmuckplätze werden daher am besten im Zusammenhange mit öffentlichen Gebäuden angeordnet werden. Einerseits dient dann der Platz dazu, die öffentlichen Bauten besser zur Geltung zu bringen, weil die Beschauer einen genügend weiten räumlichen Abstand zur Betrachtung gewinnen können, andererseits erhält die Platzfläche mit ihren Schmuckgegenständen (Blumenbeeten, Brunnen, Denkmälern usw.) erst durch die öffentlichen Gebäude eine wirksame Umrahmung.

Hieraus folgt, daß die Ausdehnung der Plätze und ihre Grundrißgestaltung in einem richtigen Verhältnis stehen muß zum architektonischen Aufbau der umliegenden Gebäude, und daß ruhige, vom Verkehr nicht berührte Standflächen für den Beschauer vorhanden sein müssen.

„Mancher reizvolle kleine Platz in alten Städten ist in seiner Wirkung dadurch beeinträchtigt worden, daß man ihn mit zu hohen Häusern umbaute; mancher große Platz wirkt öde, weil die Häuser an seinen Wandungen nicht groß genug sind, selbst wenn sie an sich Riesenbauten sein mögen.“ —

Die öffentlichen Plätze sind zu vergleichen den Zimmern einer Wohnung. Wie diese ungemütlich sind, wenn zahlreiche Fenster- und Türöffnungen für die wirksame Anbringung von Bildern oder die Aufstellung von plastischen Kunstgegenständen keine genügend großen Wandflächen belassen, so erfordert auch eine gute Platzanlage möglichst geschlossene ruhige Wandungen. Diese müssen schon durch den Bebauungsplan vorbereitet sein.

„Wer also einen Platz anlegt, wird mit den Wahrscheinlichkeiten der Umbauung rechnen müssen.“

Hierbei ist aber zu beachten, daß die Feststellung des Stadterweiterungsplanes der Regel nach um viele Jahre der eigentlichen Bebauung vorausseilt. Die Voraussetzungen also, welche dem Planverfertiger bei der Aufstellung seines Entwurfes vorschwebten und welche, oft recht überflüssigerweise, schon in vollständigen Bauentwürfen ihren Ausdruck finden, werden späterhin gar nicht mehr zutreffen, oder zum mindesten sich gewandelt haben.

Es wird daher bei der späteren Umbauung der Plätze häufig der Wunsch auftreten, die Fluchtlinien, der neuen Aufgabe entsprechend, im einzelnen abzuändern;

das ist aber nur dann leicht zu erreichen, wenn das Gelände der künftigen Platzanlage sich in städtischem Eigentum befindet, jedoch der Regel nach sehr schwer durchführbar, wenn die privaten Eigentumsverhältnisse durch ältere Fluchtlinien bereits festgelegt sind.

Überdies erschweren auch die meisten Baugesetze die Abänderungen der Fluchtlinien im Privatgelände sehr: es pflegt leichter zu sein, eine neue Fluchtlinie zur Feststellung zu bringen, als eine alte abzuändern. Deshalb sollte man bei der Planaufstellung die öffentlichen Plätze, wenn irgend möglich, auf städtischen Grund und Boden verlegen.



Fig. 36.

Einblick in den seitlich anstoßenden, vom Verkehr nicht durchschnittenen „Franziskaner-Platz“. Das dort vorhandene

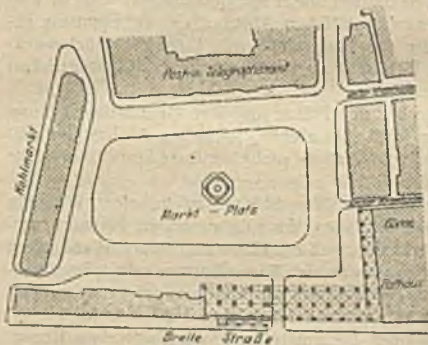


Fig. 37.

Standbild von Berthold Schwarz hat in den, einen einspringenden Winkel bildenden Baulichkeiten der Kirche St. Marien und des Pfarrhauses einen sehr wirksamen Hintergrund. Das Denkmal ist bei der gewählten Stellung sowie bei der Anordnung des Platzes und der Straßenzüge nicht schon aus größerer Entfernung, sondern erst dann sichtbar, wenn der Beschauer die für derartige Denkmalsbetrachtungen unbedingt nötige kurze Entfernung gefunden hat.

Der Marktplatz in Lübeck (Fig. 37) ist ein geschlossener Platz von guten Abmessungen, der von der Hauptstraße der Stadt, der „Breiten Straße“, durch eine Säulenhalle getrennt ist. Er hat eine sehr günstige Lage im Stadtkern und wird doch von dem Durchgangsverkehr nicht getroffen. Auch hier wird durch den von dem Rathaus gebildeten einspringenden Winkel eine besonders reizvolle Wirkung erzielt.

Als ein Meisterstück der Städtebaukunst aus der Barockzeit sei die Platzanlage vor dem Regierungsgebäude in Nancy angeführt (Fig. 38).

Als Beispiele für neu zu entwerfende Platzanlagen im Städterweiterungsgebiet mögen die Figuren 39 und 40 dienen.

Sie sind beide dem vom Verfasser aufgestellten Städterweiterungsplan für die Stadt Schwerin entnommen. Der Vorsprung in der einen Längsseite des Platzes Fig. 39 wurde aus folgenden Gründen angeordnet:

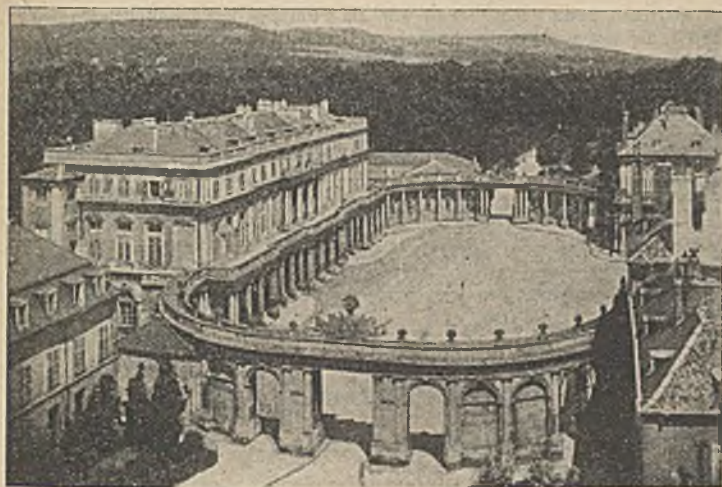
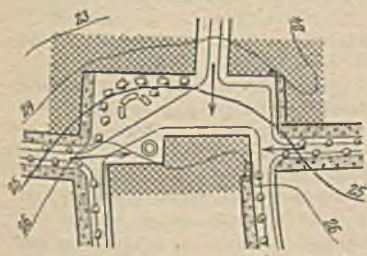


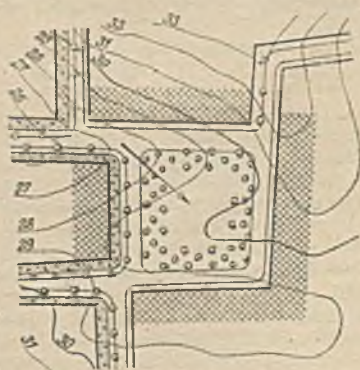
Fig. 38. Nancy.

Die beiden von links und von rechts auf den Platz ausmündenden Straßen steigen zum Platz hin an; es würde sich in diesem Straßenzuge also ein erhöhter Buckel auf dem Platz ergeben haben, der, wie oben unter D2 „Längensprofile der Straßen“ ausgeführt wurde, aus ästhetischen Gründen nicht in die Erscheinung treten darf. Der gewählte Vorsprung verhindert nun den Durchblick von einer Straße in die andere und schafft für beide ein wirksames Abschlußbild. Der sich durch den Vorsprung ergebende einspringende Winkel würde sich für einen Brunnen oder für eine Denkmalsaufstellung vorzüglich eignen. Da der Vorsprung auf der höchsten Stelle des Platzes liegt, wird er überdies für die von oben her (s. Fig. 39) einmündende, ebenfalls zum Platz hin ansteigende Straße ein sehr wirksames Abschlußbild ergeben. Der ganze Platz erscheint als ein geschlossenes Raumbild und wird namentlich durch einspringende Winkel an den beiden schmalen Seiten einen besonderen Reiz erhalten können.



Platz für öffentliche Gebäude

Fig. 39.



Vorgärten



Platz für öffentliche Gebäude

Fig. 40.

Bei dem Platz nach Fig. 40 war die Führung der einmündenden Straße durch die notwendige Beachtung der Grundstücksgrenzen bedingt. Gleichzeitig wird durch die gewählte Anordnung erreicht, daß man von keiner Stelle des Platzes aus einen Einblick in einmündende Straßenzüge hat; das Platzbild erscheint also als ein vollkommen geschlossenes. Erwähnt sei noch, daß der einspringende Winkel an der höchsten Stelle des Platzes liegt; das hier zu errichtende öffentliche Gebäude wird also, da die Platzmitte überdies noch konkav ausgehöhlt werden soll, das Platzbild ganz besonders günstig beeinflussen können.

Beide Platzanlagen sind auf städtischem Gelände projektiert; ihre Umräumungslinien können also, entsprechend den späterhin etwa auftretenden besonderen Wünschen des mit der Errichtung der öffentlichen Gebäude beauftragten Architekten, im einzelnen beliebig abgeändert werden.

Wasserversorgung der Städte.

Von

Geheimer Baurat **Theodor Koehn**, Beratender Ingenieur, Berlin.

I. Vorarbeiten.

A. Die Eigenschaften des Bedarfswassers¹⁾.

a) Das Wasser zum Trinken muß klar, geruchlos, ohne besonderen Beigeschmack, kühl (günstigste Temperatur zwischen 7—12° C) und im physikalischen, chemischen und bakteriologischen Sinne in erreichbaren Grenzen „rein“ sein. Wasser mit größeren Mengen als Spuren von salpetriger Säure oder Ammoniak sollte nur mit Vorsicht zum Gebrauch als Trinkwasser zugelassen werden, da diese Bestandteile darauf hindeuten, daß das Wasser mit Faulstoffen in Berührung gekommen ist²⁾.

Das im wissenschaftlichen Sinne chemisch reine Wasser (H_2O) besteht aus 88,80 Gewichtsteilen Sauerstoff und 11,20 Gewichtsteilen Wasserstoff. Chemisch reines Wasser kommt in der Natur nicht vor.

Für den praktischen Gebrauch wird ein Wasser als physikalisch und chemisch „rein“ bezeichnet, wenn es in 100 000 Gewichtsteilen nicht mehr enthält:

1. als 50 Teile beim Verdampfen zurückbleibender mineralischer und organischer Stoffe (500 mg im l);
2. als 20 Teile Erdalkalimetalloxyde (Calciumoxyd und Magnesiumoxyd) (200 mg im l);
3. als 3 Teile Chlor bzw. 5 Teile Kochsalz (30 mg bzw. 50 mg im l);
4. als 10 Teile Schwefelsäure (SO_3) (100 mg im l);
5. als 0,5—1,5 Teile Salpetersäure (N_2O_5) (5—15 mg im l).
6. als 0,03 Teile Eisen (0,3 mg im l) und
7. wenn zur Oxydation der in 100 000 Teilen befindlichen organischen Stoffe 0,8—1,0 Teile Kaliumpermanganat ($KMnO_4$) (8—10 mg pro l) genügen;
8. wenn die in 100 000 Teilen befindlichen stickstoffhaltigen organischen Stoffe in der Regel nicht mehr als 0,5 Teile organischen Kohlenstoff (5,0 mg im l) und 0,02 Teile (0,2 mg im l) Albuminoidammoniak aufweisen.

Diese Zahlen sind aber nicht als absolute Grenzwerte anzusehen, es kann vielmehr ein Wasser noch als brauchbares Trinkwasser angesehen werden, wenn der Gehalt an einzelnen Bestandteilen überschritten wird.

Das Eisen findet sich oft in viel größeren Mengen als unter 6 angegeben in den tieferen sauerstoffärmeren Schichten als gelöstes Eisenoxydul, zu welchem das ursprünglich unlösliche im Erdreich vorhandene Eisenoxyd durch den Sauer-

¹⁾ Vgl. Dr. H. Klut, Untersuchungen des Wassers an Ort und Stelle. Berlin 1908.

²⁾ Bei der Wasserversorgung der Stadt Vegesack hat sich ein Brunnenwasser mit 0,325 mg/l Ammoniak und 0,175 mg/l salpetriger Säure noch als vollkommen brauchbar erwiesen (vgl. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1909, S. 57).

stoffverbrauch sich zersetzender organischer Stoffe übergeführt wird. Kommt eisenhaltiges Wasser mit der Luft in Berührung, so wird es in eine unlösliche Verbindung (Eisenoxydhydrat) übergeführt, welche nach dem heutigen Stande der Technik sich ohne große Kosten ausscheiden läßt (vgl. Kap. II, S. 206f.).

Der Eisengehalt des Wassers begünstigt die Bildung von verschiedenen Algen (so besonders der *Chrenotherix polyspora* und der *Leptothrix ochracea*), welche bei massenhaftem Auftreten die Verwendung des Wassers zum Trinken und auch zu sonstigen Zwecken des Hausgebrauchs usw. ungeeignet machen. Viele Wasserwerke haben früher darunter gelitten, z. B. Berlin, Leipzig, Königberg i. Pr., Kiel, Frankfurt a. d. Oder und andere.

Im bakteriologischen Sinne „reines“ Wasser soll bei frischer Entnahme auf 1 cm nicht mehr als 100 entwicklungsfähige Keime haben. Wasser, welches dieser Bedingung entspricht, kann selbst im keimdicht verschlossenen Raume bei längerem Stehen eine erhebliche Vermehrung der Keime zeigen, weshalb sich die Untersuchung auf frisch entnommenes Wasser beziehen muß. Organische Verunreinigungen und Keime lassen sich ebenso wie das Eisen aus dem Wasser mit wirtschaftlich erschwinglichen Kosten ausscheiden.

Als Trinkwasser wird hartes Wasser (18—20 deutsche Härtegrade) bevorzugt. Wasser mit mehr als 30 deutschen Härtegraden ist zu vermeiden, namentlich wenn die Härte durch Magnesiumsalze oder durch Gips erzeugt ist. Ein deutscher Härtegrad entspricht dem Gehalt von einem Teile Gesamtkalk (Kalk CaO und Magnesia MgO) auf 100 000 Teile¹⁾. Die französische Härte wird nach dem Gehalt an kohlensauren Salzen (CaCO_3) auf 100 000 Teile bestimmt.

Die englische Härte bezieht sich auf denselben Gehalt in 70 000 Teilen Wasser. Ein deutscher Härtegrad entspricht 1,79 französischen und 1,25 englischen Härtegraden.

Wasser mit weniger als 10—15 deutschen Härtegraden gilt noch als weich, Wasser mit mehr als 30° Härte als sehr hart. Wasser aus Granit, Basalt, Schiefer und Quarzgebirge ist meistens weich, aus Kalksteingebirge, Dolomit, Mergel, kalk- und gipshaltigen Erden meistens hart. Die Härte des Wassers bei gewöhnlicher Luftwärme bezeichnet man als Gesamthärte, diejenige, welche das Wasser noch nach dem Kochen aufweist, als bleibende Härte²⁾.

b) Für alle gewerblichen Zwecke ist weiches Wasser vorzuziehen. Beim Kochen scheiden sich Kalk und Magnesia teilweise aus (Kesselstein) und setzen sich an den Kesselwandungen fest. Daher ist hartes Wasser für Dampfkessel-speisung ungeeignet. Erst bei Wasser von nicht mehr als 4—5° Härte sind Kesselsteinbildungen nicht mehr zu befürchten. Es gibt zahlreiche Verfahren, um hartes, für Kesselspeisung ungeeignetes Wasser durch Ausscheidung weich zu machen.

Beim Waschen mit hartem Wasser ist der Verbrauch an Seife (Verbindung von Stearinsäure und Natron) größer als bei weichem Wasser. Kalk und Magnesia gehen mit der Stearinsäure eine unlösliche Verbindung ein, die sich in weißen Flocken ausscheidet. Hierzu werden bei 10° Härte auf 1 l Wasser 1,2 g Seife verbraucht, ehe die Schaumbildung beginnt. Diese unlöslichen Verbindungen (Kalkseifen) verstopfen die Poren der Gewebe, die dadurch an Weichheit einbüßen.

Eisenhaltiges Wasser ist für Papierfabriken, Wäschereien, Bleichereien und Färbereien unverwendbar, selbst wenn das Eisen auch nur in Spuren vorkommt. Auch für Brauereien und Badeanstalten ist ein stärkerer Eisengehalt sehr störend; für den Hausgebrauch macht er sich durch das Absetzen des Eisens in den Gefäßen unangenehm bemerkbar, bei Springbrunnen durch Bildung eines braunen

¹⁾ 0,7 Teile Magnesia sind 1 Teil Kalk äquivalent.

²⁾ Dr. E. E. Basch, Köln, Über Vereinfachungen bei Bestimmung von Wasserhärte. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1909, S. 145. — Mayer und Kleiner, Über Methoden zur Härtebestimmung im Wasser. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1907, S. 321.

Überzuges. Beim Sprengen von Gartenanlagen ist ein starker Eisengehalt für die Pflanzen nachteilig.

Für die Zuckerfabrikation sind besonders salpetersaure Salze und kohlen-saure Alkalien unerwünscht. Wasser mit viel freier Kohlensäure (mehr als 10 mg im l) greift die eisernen Rohrleitungen, ebenso auch die Bleirohre usw. an, und es können dadurch starke Verunreinigungen des an sich reinen Wassers ein-treten. Hierbei ist es von Wichtigkeit, ob es sich um ein weiches oder hartes Wasser handelt. Bei hartem Wasser, d. h. bei starker Alkalität, kann das Wasser eine größere Menge freier Kohlensäure enthalten, ohne daß das Wasser sauer reagiert, d. h. angreifend wirkt. Unter Umständen ist eine Entsäuerungsanlage notwendig¹⁾.

B. Der Wasserbedarf.

Seine Größe richtet sich nach der Art der Wasserabgabe, nach der Höhe der Tarife, dem Wohlstande der Bevölkerung und der Bedeutung der zu ver-sorgenden industriellen und gewerblichen Anlagen. Er ist in den verschiedenen Ländern sehr verschieden, z. B. in England etwas und in Amerika²⁾ durchschnitt-lich erheblich höher als in Deutschland. Für deutsche Verhältnisse kann man den mittleren Bedarf pro Kopf und Tag bei Abgabe mittels Wassermesser für größere Städte über 100 000 Einwohner auf rd. 100—130 l für mittlere Städte zu 80—110 l für kleine Städte zu 60— 90 l für Überlandversorgungen mit vorwiegend dörflicher Bebauung zu 40— 60 l

annehmen. Im übrigen wird man sich nach den Betriebsergebnissen vorhan-dener Wasserwerke mit ähnlichen örtlichen Verhältnissen wie den in Frage stehenden zu richten haben. Der Einfluß des Wasserverbrauchs von Industrie und Gewerbe kann unter Umständen so erheblich sein, daß die oben angegebenen Zahlen bei weitem nicht ausreichen würden.

Der größte Tagesverbrauch ist meist gleich dem 1,5fachen des durch-schnittlichen (mittleren) zu bemessen. Der größte Stundenverbrauch be-trägt im allgemeinen 6,5—7% des Tagesverbrauchs. Der mittlere Stunden-verbrauch ist $\frac{1}{24} = 4,17\%$, der kleinste Stundenverbrauch 1,1—2,3%. Ein Wasserwerk ist demnach so einzurichten, daß pro Stunde mindestens 6,5 bis 7 · 1,5% oder rd. $\frac{1}{10}$ des mittleren Tagesverbrauchs mit Sicherheit zur Ver-fügung gestellt werden kann.

Tabelle I gibt eine Übersicht über den Verbrauch in 122 Werken und für 1907/08 über die Verteilung des durchschnittlichen Verbrauchs auf öffentlichen und Privatverbrauch.

Als Anhaltspunkte zur Schätzung des Bedarfs im einzelnen mögen folgende Angaben dienen:

A. Gebrauchswasser in Wohngebäuden und Stallungen.

Zum Trinken, Kochen und Reinigen für Kopf und Tag	20—30 l
Zur Wäsche desgl.	10—15 l
„ Abtrittspülung (einmalig)	5— 6 l ³⁾
„ Spülung eines Harnstandes in Zwischenräumen (nach jeder Benutzung) für den Tag im Durchschnitt	30 l
Desgl. zur dauernden Spülung für 1 m Spülrohr und Stunde	200 l

1) Scheelhaase, Frankfurt a. M., Die Entsäuerung des Frankfurter Stadtwal-lwassers. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1909, S. 822.

2) In London betrug 1890 der mittlere Verbrauch 140 l,
 „ Liverpool „ 1888 „ „ „ 105 l,
 „ Neuyork „ 1887 „ „ „ 360 l
 „ Philadelphia „ 1887 „ „ „ 447 l
 „ Baltimore „ 1887 „ „ „ 456 l

und in 76 amerikanischen kleineren Städten durchschnittl. 401,5 l.

3) Bei durchgängiger Anwendung von Spülbehältern ist diese Zahl auf 8—10 l zu erhöhen. Die gleiche Wassermenge ist für Kopf und Tag zu rechnen.

Ein Wannenbad	350 l
„ Brausebad	20—35 l
Gartenbesprengung an trockenen Tagen für 1 qm täglich	1,5 l
Für Fußweg- und Hofbesprengung für 1 qm	1,5 l
„ ein Arbeitspferd oder ein Stück sonstiges Großvieh täglich	50 l
„ ein Stück Kleinvieh (ein Kalb oder Schaf 8 l, ein Schwein 13 l)	10 l ¹⁾
„ Reinigung eines Wagens zum Fahren von Personen	200 l ²⁾

B. Wasserbedarf öffentlicher Anstalten.

In Schulen für jeden Schüler und Schultag	2 l
„ Kasernen für jeden Mann und Verpflegungstag	20 l
„ Kasernen für jedes Pferd und Verpflegungstag	40 l
„ Kranken- und Versorgungshäuser für eine Person und Verpflegungstag	100—150 l
„ Gasthöfen für eine Person und Verpflegungstag (ohne Wasserdruckaufzüge)	100 l
„ Badeanstalten für jedes Wannenbad einschl. Reinigung	500 l
„ Waschanstalten für 100 kg Wäsche	400 l ³⁾
„ Schlachthäusern, Gesamtverbrauch für jedes Stück geschlachtetes Vieh	300—400 l ⁴⁾
„ Markthallen für jedes qm bebaute Fläche und jeden Markttag	5 l
„ Bahnhöfen, Tagesbedarf für jede im Gebrauch befindliche Lokomotive	6000—8000 l ⁵⁾

C. Für sonstige öffentliche Zwecke.

Zum einmaligen Besprengen von 1 qm Pflaster	1 l
„ „ „ „ 1 „ Steinschlagbahn	1,5 l
„ „ „ „ 1 „ Gartenanlagen	1,5 l ⁶⁾
Öffentliche Bedürfnisstände mit Spülung in Zwischenräumen für Stand und Stunde	60 l
Desgl. mit beständiger Spülung für 1 m Spülrohr und Stunde	200 l ⁷⁾
Öffentliche Ventilbrunnen, ohne beständigen Abfluß, für jeden Tag und Auslauf	3000 l ⁸⁾

D. Für gewerbliche Zwecke.

Wasserverbrauch für das Hektoliter gebrauten Bieres (ohne künstliche Kellerkühlung und Eisbereitung)	500 l ⁹⁾
--	---------------------

Dampf- und Gasmaschinen. Ist auf die Versorgung von Dampfmaschinen durch die Wasserleitung Rücksicht zu nehmen, so kann man für eine Dampfmaschine ohne Kondensation etwa 30 l und für eine solche mit Kondensation 350 l für Pferdekraft und Stunde rechnen, unter Voraussetzung der vollständigen Erneuerung des gebrauchten Kondensationswassers (also ohne dessen Wiederverwendung nach erfolgter Abkühlung). — Der Betrieb von Gasmaschinen erfordert 40—60 l Kühlwasser für 1 cbm Gas.

Springbrunnen. Ein kleiner Springbrunnen in Gärten für Becken von 2—3 m Durchmesser beansprucht 200—500 l in der Stunde; öffentliche Springbrunnen verbrauchen je nach ihrer Größe 10—100 cbm stündlich und mehr.

Das Verbauen von 1000 Ziegeln einschließlich des Wassers zur Mörtelbereitung erfordert etwa 750 l Wasser.

Ein Wasserpfosten (Hydrant, Feuerhahn) liefert je nach Ventilweite und Leitungsdruck sekundlich 5—10 l.

¹⁾ Nach anderen Annahmen gebraucht ein Stück Jungvieh 25 l, ein Schwein 20 l, ein Schaf 2—3 l.

²⁾ Für einen Lastwagen genügen 40—100 l je nach Größe und Art der Reinigung.

³⁾ Für einzelne Waschstände werden 1,2 cbm täglich gerechnet.

⁴⁾ Die angegebene Zahl gilt vielfach nur für Großvieh und wird für Kleinvieh auf 150—200 l beschränkt.

⁵⁾ Die einmalige Speisung einer Lokomotive erfordert 6—8 cbm Wasser; eine Schnellzugmaschine verbraucht 3,4—4 cbm, eine Güterzugmaschine 2,1—3,6, eine Maschine für gemischte Züge 3,0—3,6 cbm in der Stunde; bei der Berechnung des Tagesbedarfs ist das Wasser für Wagenwaschen, sowie für den Verbrauch in den Werkstätten usw. zu berücksichtigen.

⁶⁾ Die Wassermenge, welche zur Besprengung der etwa 1^{1/2} Millionen qm haltenden Berliner Anlagen mit den darin befindlichen Wegen dient, wird durch Wassermesser gemessen und betrug jährlich 1888/89 = 197 l, 1889/90 = 185 l für das qm, was der Aufbringung einer Wasserschichthöhe von 19,7 bzw. 18,5 cm entspricht.

⁷⁾ In Berlin erfordert beständige Spülung unter Anwendung von Stelhähnen (Kaliber hähnen) 3—3,5 cbm in 24 Stunden.

⁸⁾ Der Verbrauch hängt sehr von dem Umfange der Benutzung ab; für Brunnen mit beständigem Abfluß sind 15—20 cbm täglich zu rechnen.

⁹⁾ Die Wassermenge für künstliche Kühlung (welche aber meistens besonderen Brunnen entnommen wird) beträgt 1,2—1,5 cbm für jedes Hektoliter Bier. Zur Verwaudung von 1 kg Wolle in Tuch (Dampfmaschine, Wollwäsche, Walkerei, Rauberei, Spülen der farbigen Stoffe) st 1 cbm, zur Herstellung von 1 kg Zucker etwa 0,1 cbm Wasser erforderlich.

In den Angaben der Tabelle I sind die Verluste im Netze und diejenigen Verluste, welche auf mangelhafte Angabe der Wassermesser zurückzuführen sind, mit enthalten. Alles nur tropfenweise abfließende Wasser wird von den Messern nicht gemessen. Durch Undichtigkeit der Muffen und des Netzes können ziemlich erhebliche Wassermengen verloren gehen.

Die Gesamtwasserverluste betragen in Einhundert der Gesamtabgabe in

Ort	Betriebsjahr	Gesamtverlust	Ort	Betriebsjahr	Gesamtverlust
Annaberg i. S.	1897	1%	Eisenach	1897	8%
Barmen	1897/98	10%	Hannover	1897/98	17%
Basel	1897	23%	Kiel	1897/98	11%
Berlin	1897/98	11%	Königsberg	1897/98	0,1%
Bonn	1897	1%	Magdeburg	1897/98	12%
Braunschweig	1897/98	9%	M.-Gladbach	1897/98	10%
Colmar	1897/98	8%	Straßburg	1897/98	9%
Darmstadt	1897/98	5%	Wiesbaden	1897/98	4%
Dessau	1897	0,5%	Worms	1897/98	5%
Dresden	1897	0,1%	Zürich	1896/97	5%
Düsseldorf	1897/98	5%			

Den Netzverlusten beugt man am besten dadurch vor, daß man das Netz in Bezirke aufteilt und durch Bezirkswassermesser die Feststellung der Verluste ermöglicht und die Auffindung und Beseitigung der Ursachen erleichtert. Bei guter Anlage sollte der Verlust nicht mehr als 2 bis allerhöchstens 5% betragen. Die Abgabe des Wassers erfolgt heute meistens durch Wassermesser. (Näheres vgl. S. 2090.)

Bei der Feststellung des Bedarfs ist selbstverständlich die Bevölkerungszunahme zu berücksichtigen. Für diese Zwecke empfiehlt sich die graphische Darstellung der bisherigen tatsächlichen Bevölkerungszunahme und der Annahmen, welche man für die weitere Steigerung machen will. Hierbei sollte man sich die Bilder über das Anwachsen der Bevölkerung in möglichst vielen ähnlichen anderen deutschen Gemeinwesen vor Augen halten.

Der Jahresverbrauch ist im Durchschnitt in der warmen Jahreszeit erheblich höher als in der kalten.

Fig. 1 gibt eine Darstellung des Schwankens des Verbrauchs in 4 Städten¹⁾.

Zur Ausgleichung der Tagesschwankung wird man in der Regel einen Ausgleichsbehälter einschalten. Findet gleichmäßiger 24stündiger Zufluß statt, so wird während der 12 Tagesstunden der Mehrverbrauch über den mittleren Bedarf etwa 19,2% des Tagesverbrauchs, also für den stärksten Bedarf $19,2 \cdot 1,5 = 28,8\%$ des mittleren Tagesbedarfs betragen und deshalb der Ausgleichsbehälter für die Aufnahme von etwa $\frac{1}{3}$ des mittleren Tagesbedarfs anzulegen sein. Bei 12stündigem Betriebe ergibt sich als Fassungsraum etwa 50% und bei 10stündigem Betriebe ca. 64% des mittleren Tagesbedarfes. Sehr lange Zuleitungen erfordern große Ausgleichsbehälter für den Fall eines Rohrbruches. Kleine Behälter bedingen hohe Pumpenleistung.

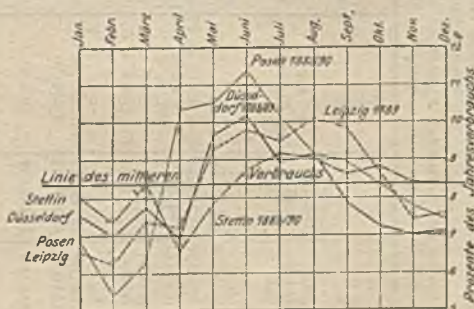


Fig. 1.

¹⁾ Aus Oesten, Handb. d. Ing.-Wissensch. Teil III, Bd. 3, S. 19, 1904.

I. Tabelle des Wasserverbrauchs.

Zusammengestellt nach der XX., ergänzt nach der XXVII. Zusammenstellung der Betriebsergebnisse von Wasserwerken des Deutschen Vereins von Gas- und Wasserfachmännern.

Erklärung: G. m. E. = Grundwasser mit Enteisierung, Fl. m. F. = Flußwasser mit Filtration, Q. = Quellwasser, P. = Pauschale, o. F. = ohne Filtration, n. F. = natürliche Filtration, gr. = gratis, Kl. = Klärung.

1	2	3	4	5	6		7	8		9		10		11		12		13	14
					Lfd. Nr.	Ort und Betriebsjahr		Einwohnerzahl	Gesamt- abgabe in cbm	Art der Gewinnung	Verbrauch pro Kopf u. Tag		Ver- hältnis von 6 zu 7	von 7 ent- fallen auf		Wasserpreis pro cbm für			
stärk- ster cbm	durch- schnittl. cbm	Privat- gebrauch	öffentl. Gebrauch	⌘			⌘				⌘	⌘							
1.	Berlin 1907	2173 999	67 940 250	G. m. E. Fl. m. F.	0,117	0,085	1,38	0,079	0,006	gr.	15	15	—	—	—	—	—	9,34	
	Berlin 1915/16	1959 585	68 832 865	G. m. E.	} 0,150	0,101	1,49	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
			7 785 987	Fl. m. F.															
2.	Gelsenkirchen 1907	800 000	66 125 575	—	—	—	—	—	0,041	—	—	—	—	11	—	—	—	—	
	Gelsenkirchen 1915	1 000 000	89 833 165	Fl. m. n. F. u. G.	0,370	0,246	1,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	Gruppenversorgung von 154 Städten und Landgemeinden																		
3.	Hamburg 1907	548 000	48 165 093	Fl. m. F. u. G.	0,196	0,156	1,26	—	—	—	—	—	—	10	11	—	—	0,85	
4.	München 1907	552 000	46 635 685	Q. u. G.	—	0,231	—	0,176	0,055	P. Heller	15 Heller	7,5 Heller	—	—	—	—	—	0,67	
5.	Wien 1907	1 924 145	39 484 630	Q. u. G.	0,069	0,056	1,23	0,048	0,008	5,5 ⌘	25 ⌘	16,7 ⌘	—	—	—	—	—	2,63	
6.	Dortmund 1./4. 1907/08	322 183	31 102 049	G. o. F.	0,31	0,264	0,17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
										—	—	—	—	—	—	—	—	—	
7.	Charlottenburger W. W. A.-G. 1./10. 1907/08 ¹⁾	674 781	22 743 692	G. m. E. u. F.	0,171	0,092	1,88	—	—	—	—	—	—	7,8 u. 10	30	10	—	0,79	
	Charlottenburger W. W. A.-G. 1915/16	970 000	43 982 644	G. m. E. u. F.	0,216	0,124	1,74	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
8.	Cöln a. Rh. 1./4. 1907/08	431 000	21 086 720	G.	0,163	0,134	1,25	0,118	0,016	gr.	15	5	—	—	—	—	—	21,20	
	Cöln a. Rh. 1915/16	498 400	26 635 380	G.	0,192	0,146	1,31	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
9.	Dresden 1./1. 1907/08	521 000	18 721 374	G.	0,145	0,098	1,43	0,090	0,008	—	—	—	—	6	12	10,8	—	17,44	
	Dresden 1915	566 900	22 581 628	G.	0,162	0,109	1,48	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
10.	Bochum 1907/08	182 000	17 849 800	G. u. Fl. m. n. F.	0,320	0,270	1,18	0,22	0,05	—	—	—	—	4	13	4,5	—	2,28	
	Bochum 1915/16	183 577	23 147 783	G. u. Fl. m. n. F.	0,450	0,380	1,18	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	

1) Die Werke versorgen fast alle westlichen Vororte Berlins.

11.	Kopenhagen 1./4. 1907/08	440 750	16 756 900	G. m. E.	0,129	0,104	1,24	—	—	12	12	7	—
	Kopenhagen 1915/16	500 700	24 904 140	G. m. E.	0,171	0,124	1,38	—	—	—	—	—	—
12.	Düsseldorf 1./4. 1907/08	329 850	16 284 384	G.	0,180	0,135	1,23	0,124	0,011	gr.	12	2	11,89
	Düsseldorf 1915/16	439 000	21 236 558	G.	0,180	0,132	1,36	—	—	—	—	—	—
13.	Bremen 1./4. 1907/08	230 000	16 093 284	Fl. m. F.	0,248	0,192	1,27	—	—	55 900 Mk. Vergütung P.	—	12	2,37
	Bremen 1915/16	271 000	10 175 456	Fl. m. F.	0,146	0,105	1,39	—	—	—	—	—	—
14.	Zürich 1907	170 000	14 700 098	Q.	0,330	0,237	1,39	0,218	0,019	cts.	cts.	cts.	12,08
	Breslau 1./4. 1907/08	488 274	14 860 181	Fl. m. F., G. m. E.	0,109	0,083	1,31	0,074	0,009	gr.	gr.	gr.	8,17
	Breslau 1915/16	503 229	16 696 582	Fl. m. F., G. m. E.	0,122	0,091	1,35	—	—	—	—	—	—
16.	Charlottenburg G. m. b. H. 1./4. 1907/08 ¹⁾	260 375	10 824 064	G. m. E.	0,174	0,114	1,53	—	—	7	30	10	—
	Charlottenburg G. m. b. H. 1915/16 Stadtgebiet	326 864	16 873 958	G. m. E.	0,221	0,141	1,57	—	—	—	—	—	—
17.	Berlin-Lichtenb. u. 7 Landg. 1915/16	219 000	5 876 203	G.	0,104	0,086	1,21	—	—	—	—	—	—
18.	Berlin-Pankow m. 7 Landg. 1915/16	55 900	2 144 500	G.	0,172	0,105	1,64	—	—	—	—	—	—
19.	Nürnberg 1907	307 700	9 459 286	Q. u. G.	0,117	0,084	1,39	0,072	0,012	gr.	20	10	12,39
	Nürnberg 1915	360 000	14 048 764	Q. u. G.	0,160	0,107	1,50	—	—	—	—	—	—
20.	Augsburg 1907	96 700	8 977 648	G.	0,264	0,253	1,04	0,236	0,017	gr.	30	14	0,92
	Augsburg 1915	118 300	12 872 900	G.	0,329	0,298	1,10	—	—	—	—	—	—
21.	Hannover 1./4. 1907/08	317 931	8 593 838	G. m. E.	0,104	0,074	1,41	0,068	0,006	gr.	20	17	3,2 ₀
	Hannover 1915/16	379 341	15 892 235	G. m. E. u. Fl.	0,166	0,114	1,45	—	—	—	—	—	—
22.	Magdeburg 1907	244 440	8 293 175	Fl. m. F.	0,126	0,093	1,36	0,089	0,004	gr.	18	12	14,46
23.	Strasbourg i. E. 1907	147 000	7 787 459	G.	0,204	0,145	1,43	0,071	—	—	15	10	1,49
	Strasbourg i. E. 1915/16	196 668	7 428 882	G.	0,194	0,107	1,81	—	—	—	—	—	—
24.	Königsberg i. Pr. 1907/08	225 780	6 444 590	G.	0,1165	0,078	1,49	0,074	0,004	—	18	20	—
	Königsberg i. Pr. 1915/16	264 814	7 755 734	G.	0,104	0,080	1,30	—	—	—	—	—	—
25.	Mannheim 1./1. 1907/08	173 260	6 275 038	G.	0,163	0,099	1,65	0,034	0,015	P.	20	6	12,80
	Mannheim mit 5 Vororten 1915	208 800	8 808 492	G. m. E.	0,172	0,116	1,48	—	—	—	—	—	—
26.	Würzburg 1907	83 500	6 174 863	Q. u. G.	0,225	0,207	1,09	0,153	0,054	5	10	10	14,37
	Würzburg einschl. Gem. Zeel 1915	93 800	7 191 153	Q. u. G.	0,272	0,210	1,30	—	—	—	—	—	—
27.	Halle a. S. 1907	180 765	5 359 677	G. m. u. o. F.	0,114	0,081	1,41	0,079	0,002	16	18	16	13,38
	Halle a. S. mit 7 Landgem. 1915/16	189 623	6 011 728	Fl. m. F.	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Stettin 1./4. 1907/08	230 000	5 225 076	G. m. E.	0,136	0,087	1,56	—	—	—	—	—	—
	Stettin 1915/16	225 809	6 282 105	G. m. F. u. E. G.	0,104	0,064	1,63	0,061	0,003	10	20,18	12	19,00
	Stettin 1915/16	225 809	6 282 105	Fl. m. F. u. G. m. E. u. F.	0,122	0,076	1,60	—	—	—	—	—	—

1) Versorgt das Gemeindegebiet der Stadt Charlottenburg.

Tabelle des Wasserverbrauchs (Fortsetzung).

1 Lfd. Nr.	2 Ort und Betriebsjahr	3 Ein- wohner- zahl	4 Gesamt- abgabe in cbm	5 Art der Gewinnung	6 7 Verbrauch pro Kopf u. Tag		8 Ver- hältnis von 6 zu 7	9 10 von 7 ent- fallen auf		11 12 13 Wasserpreis pro cbm für			14 Selbstverbrauch und Verlust im Prozentsatz von 4
					stärker cbm	durch- schnittl. cbm		Privat- gebrauch	öffentl. Gebrauch	öffentliche Zwecke %	Privatgebr. höchster %	nie- drigst. %	
29.	Cassel 1907	150 560	4 831 250	Q. u. G.	0,105	0,087	1,21	0,050	0,027	gr.	20	20	—
	Cassel 1915	160 100	5 699 968	Q. u. G.	0,141	0,097	1,45	—	—	—	—	—	—
30.	Danzig 1907	157 640	4 748 610	Q. u. G.	—	0,083	—	0,075	0,008	—	20	—	14,12
	Danzig und Vororte 1915/16	192 390	5 291 292	G.	0,102	0,075	1,36	—	—	—	—	—	—
31.	Posen 1907/08	135 000	4 573 320	G. m. E. u. F.	0,134	0,093	1,44	0,091	0,002	gr.	20	12	—
	Posen 1916/17	166 000	6 817 817	G. m. E. u. F.	0,140	0,110	1,27	—	—	—	—	—	—
	Braunschweig 1./4. 1907/08	141 400	3 958 947	G. m. F. u. E.	0,106	0,077	1,38	0,068	0,009	15 000 Mk.	12,5	12,5	7,02
	Braunschweig 1916/17	144 700	5 101 966	G. m. F. u. E.	0,125	0,097	1,29	—	—	—	—	—	—
33.	Wiesbaden 1915/16	106 578	5 261 030	Q. u. G.	0,203	0,135	1,50	—	—	—	—	—	—
34.	Metz 1./4. 1907/08	65 000	3 900 000	Q. u. G.	0,190	0,165	1,15	0,102	0,063	gr.	16,18	14	26,38
	Metz 1915/16	70 000	4 753 684	Q. u. G.	0,251	0,186	1,35	—	—	—	—	—	—
35.	Rostock 1907/08	67 000	3 209 485	F. m. F.	0,195	0,138	1,41	0,035	0,010	—	20	9	0,99
	Rostock und Warnemünde	75 000	3 588 867	F. m. F.	0,167	0,131	1,27	—	—	—	—	—	—
36.	Bielefeld 1./4. 1907/08	73 000	2 167 567	G.	0,113	0,081	1,40	0,075	0,006	gr.	20	16	15,89
	Bielefeld 1916/17	79 631	2 606 414	G.	0,121	0,090	1,34	—	—	—	—	—	—
37.	Ludwigshafen a. Rh. 1907	85 550	2 137 726	G.	0,107	0,068	1,58	0,067	0,001	17	20	17	21,82
38.	Elbing Stadtgebiet 1915/16	70 000	1 807 360	G.	0,081	0,071	1,14	—	—	—	—	—	—
39.	Heidelberg 1./1. 1907/08	51 000	1 735 449	Q. u. G.	0,150	0,112	1,34	0,059	0,053	gr.	20	15	11,41
	Heidelberg mit Vororten 1915	54 000	2 541 701	Q. Kluffenwasser	—	0,128	—	—	—	—	—	—	—
40.	Trier 1907/08	55 145	1 828 907	G.	0,145	0,092	1,58	0,087	0,005	10	25	15	25,40
	Trier 1915/16	63 321	2 196 663	G. mit Kessel	0,134	0,095	1,41	—	—	—	—	—	—
41.	Potsdam u. 5 Landgem. 1915/16	66 000	2 157 032	G.	0,186	0,089	2,10	—	—	—	—	—	—
42.	Hamm i. W. 1./4. 1907/08	41 000	1 807 048	G. u. Q. m. F.	0,223	0,121	1,84	0,118	0,003	5,6	25	10	4,98
	Hamm i. W. 1916/17	47 000	4 890 778	G.	0,373	0,290	1,29	—	—	—	—	—	—
43.	Dessau 1./7. 1907/08	55 500	1 757 220	G. m. F. u. E.	0,1205	0,086	1,40	0,076	0,010	10	10	10	22,60
	Dessau mit Dorf Ziebig 1915	60 740	2 127 884	—	0,150	0,097	1,54	—	—	—	—	—	—
											Heller	Heller	
44.	Preßburg i. Ungarn 1./1. 1905/09	72 000	1 708 827	G.	0,096	0,065	1,48	0,058	0,007	gr.	30	17	0,81
	Preßburg (Ungarn) 1915	87 000	2 455 400	G.	0,115	0,077	1,49	—	—	—	—	—	—
45.	Spandau 1907—08	75 000	1 659 364	G. m. E.	0,093	0,061	1,52	0,050	0,011	10	16	16	6,04

46.	Bamberg 1907	47 650	1 142 355	G. m. F.	0,094	0,066	1,42	0,057	0,009	5,8	25	12	4,75
	Bamberg 1915	50 000	1 457 061	G. m. F.	0,120	0,790	1,51	—	—	—	—	—	—
47.	Brandenburg 1./4. 1907/08	52 148	1 122 000	G. m. E.	0,093	0,059	1,57	0,043	0,015	P.	20	10	26,40
	Brandenburg a. H. 1916/17	56 400	1 797 000	G. m. E.	0,119	0,087	1,36	—	—	—	—	—	—
48.	Flensburg 1907/08	54 547	1 083 619	G.	0,084	0,054	1,56	0,048	0,007	10	20	14	20,82
	Flensburg 1915/16	67 636	1 105 000	G.	0,082	0,046	1,78	—	—	—	—	—	—
49.	Kolberg 1./4. 1907/08	23 800	1 051 661	Q. m. E. u. F.	0,195	0,121	1,61	0,121	—	—	Wassersteuer in % der Geb.-St. bzw. 1cbm = 25 Pf.		
	Kolberg 1915/16	25 000	1 093 360	G.	0,166	0,120	1,38	—	—	—	—	—	—
50.	Eisenach 1907	40 139	1 040 000	Q.	0,092	0,070	1,31	0,059	0,011	10—15	31	10	6,31
	Eisenach und 3 Dörfer 1916	40 398	1 072 626	Q.	0,100	0,071	1,40	—	—	—	—	—	—
51.	Homburg 1./4. 1907/08	16 000	865 000	—	0,244	0,148	1,65	0,134	0,014	15	40	15	26,99
	Homburg v. d. H. m. Gonzenheim 1915/16	16 000	848 000	Q. u. Stoll.	0,213	0,145	1,47	—	—	—	—	—	—
52.	Saarbrücken 1./4. 1907/08	29 048	856 165	Q. u. G.	0,119	0,081	1,47	0,063	0,028	gr.	20	10	—
53.	Weimar 1./7. 1907/08	32 200	855 900	Q.	0,112	0,073	1,53	0,070	0,003	10	22	10	25,65
	Weimar 1915/16	36 000	929 489	Q.	0,103	0,071	1,45	—	—	—	—	—	—
54.	Ohligs 1./4. 1907/08	26 000	851 290	G.	—	0,089	—	—	—	gr.	20	14	—
	Ohligs 1915/16	30 000	1 169 460	G.	0,173	0,107	1,61	—	—	—	—	—	—
55.	Bayreuth 1908	34 500	850 264	Q. u. G.	0,085	0,068	1,25	0,036	0,032	gr.	20	20	0,12
	Bayreuth 1915/16	36 000	1 258 800	Q. m. nat. Gefälle.	0,150	0,118	1,27	—	—	—	—	—	—
56.	Reinickendorf 1908	31 400	810 629	Tiefbr.	0,145	0,057	2,52	0,052	0,006	10	30	10	21,29
57.	Ingolstadt 1908	23 600	805 410	Q. u. G.	0,144	0,093	1,55	—	—	gr.	13	11	—
	Ingolstadt 1915/16	45 000	1 412 460	Q. u. G.	0,125	0,089	1,40	—	—	—	—	—	—
58.	Iserlohn 1./4. 1907/08	33 500	820 951	Q. u. G.	0,093	0,061	1,45	—	—	gr.	25	10	—
59.	Annaberg i. S. 1907	17 000	776 000	Q.	0,165	0,125	1,32	0,118	0,007	17	—	—	9,63
	Annaberg i. S. 1915	19 000	639 750	Q.	0,145	0,093	1,56	—	—	—	—	—	—
60.	Tilsit 1907/08	40 000	770 930	O. m. F.	0,070	0,053	1,32	0,052	0,001	—	22	13	23,20
61.	Luckenwalde 1908	23 611	686 670	Rohrbm.	0,137	0,080	1,71	0,080	0,000	P.	20	6	—
	Luckenwalde 1915	22 820	1 076 110	G.	0,225	0,131	1,71	—	—	—	—	—	—
62.	Landsberg a. W. 1./4. 1907/08	39 765	643 343	G.	0,083	0,044	1,89	0,038	0,006	—	20	8	14,35
	Landsberg a. W. 1915/16	40 000	998 108	G.	0,104	0,068	—	—	—	—	—	—	—
63.	Neuwied 1./4. 1908/09	18 544	634 199	Q. u. G.	0,145	0,094	1,54	0,084	0,010	8	16	8	21,04
	Neuwied 1916/17	17 843	783 011	Q. u. G.	0,148	0,120	—	—	—	—	—	—	—
64.	Merseburg 1./4. 1907/08	20 000	630 536	G.	0,131	0,086	1,52	0,074	0,012	P.	20	20	—
65.	Greifswald 1907/08	24 000	433 744	G.	0,105	0,050	2,10	0,046	0,004	—	25	20	1,38
	Greifswald und 3 Landgem. 1915/16	24 000	478 464	G.	0,077	0,052	1,48	—	—	—	—	—	—
66.	Gnesen 1907/08	23 600	424 575	G. m. E.	0,075	0,051	1,47	0,041	0,008	15 bzw. 8 b. 5	22	16	10,70
67.	Eisleben 1907/08	25 200	367 473	—	0,052	0,040	1,30	0,040	—	—	20	20	—
68.	Marburg (Cassel) 1./4. 1907/08	21 007	—	Q. u. G.	—	0,046	—	0,046	—	—	20	10	—
	Marburg, (Cassel), 1915/16	22 400	412 354	Q. u. G.	—	0,050	—	—	—	—	—	—	—

Tabelle des Wasserverbrauchs (Fortsetzung).

1	2	3	4	5	6 7		8	9	10	11 12 13			14
					Verbrauch pro Kopf u. Tag	Verhältnis von 6 zu 7				Wasserpreis pro cbm für			
Lfd. Nr.	Ort und Betriebsjahr	Einwohnerzahl	Gesamt- abgabe in cbm	Art der Gewinnung	stärk- ster	durch- schnittl.	von 6 zu 7	Privat- Gebrauch	öffentl. Gebrauch	öffentliche Zwecke	höch- ster	niedrig- st	Substverbrauch und Verlust im Prozentatz von 4
					cbm	cbm					₰	₰	
69.	Honnef a. Rh. 1916/17	7 000	410 201	G.	0,27	0,16	1,68	—	—	—	—	—	—
70.	Glogau 1908	23 834	340 000	Q. u. G. m. F., G. m. E.	0,052	0,039	1,33	0,027	0,012	P.	15	—	2,60
	Glogau 1915	26 000	715 000	Q. u. G.	0,087	0,069	1,26	—	—	—	—	15	—
71.	Pirna a. E. 1915	20 000	696 900	G. u. Q.	0,165	0,095	1,73	—	—	—	—	—	—
72.	Neuruppin 1915/16	21 655	692 875	G.	0,138	0,087	1,58	—	—	—	—	—	—
73.	Rendsburg 1907/08	16 000	304 217	G. m. E.	0,110	0,082	2,12	0,047	0,005	20	30	13,5	5,72
	Rendsburg 1915	22 000	510 958	G. m. F.	0,084	0,064	1,31	—	—	—	—	—	—
	Jauer 1907/08	13 500	278 265	Brunnen	0,101	0,056	1,80	0,056	—	—	—	—	—
	Jauer 1915/16	13 500	537 432	Hebewerk m. 2 Schacht-, 1 Rohr- brunnen.	—	0,068	—	—	—	—	—	—	—
75.	Ölsnitz i. V. 1908	15 600	400 000	Q.	0,084	0,053	1,58	0,048	0,003	20	20	20	—
76.	Ölsnitz i. O. m. 2 Landgem. 1915	14 260	265 000	Q.	0,091	0,059	1,54	—	—	—	—	—	—
77.	Prenzlau 1915/16	26 830	304 708	G. m. E.	0,050	0,031	1,93	—	—	—	—	—	—
78.	Schönebeck a. E. 1915	18 663	303 766	G. o. F.	0,082	0,046	1,78	—	—	—	—	—	—
79.	Glatz 1./4. 1917/08	14 500	259 435	G.	0,052	0,049	1,06	0,048	0,001	20	20	20	—
	Glatz 1915/16	15 500	299 076	G.	0,105	0,053	1,98	—	—	—	—	—	—
80.	Falkenstein i. V. 1915	15 000	297 530	G. u. Sickerleitung v. m. F.	0,076	0,054	1,40	—	—	—	—	—	—
81.	Sagan 1./4. 1917/08	15 000	256 745	Q.	0,104	0,047	2,22	0,018	0,029	P.	20	15	—
	Sagan 1916/17	15 500	263 663	Q.	0,096	0,047	2,04	—	—	—	—	—	—
82.	Rathenow 1./4. 1907/08	23 682	223 943	G.	0,061	0,026	2,34	0,024	0,002	10	30	20	15,95
83.	Donaueschingen 1907	3 884	219 000	Q.	—	0,154	—	—	—	—	—	—	—
	Donaueschingen m. Gem. Aufen 1916	5 230	126 000	Q. m. n. Gefälle.	0,150	0,066	2,27	—	—	—	—	—	—
	Bendorf a. Rh. 1./4. 1917/08	9 500	213 140	Q.	0,097	0,071	1,37	0,050	—	gr.	25—11	13	—
	Bendorf a. Rh. 1915/16	10 000	292 000	Q.	0,140	0,125	1,12	—	—	—	—	—	—
85.	Einbeck 1916/17	10 000	296 600	Q. u. G.	0,152	0,088	1,73	—	—	—	—	—	—
86.	Werdau 1907	19 754	192 168	G.	0,047	0,024	1,96	0,022	0,002	25	25	25	9,22
87.	Mittweida 1907	18 321	169 694	G. m. E.	0,044	0,025	1,76	0,024	0,001	P.	25	18	16,22
	Mittweida 1916	18 000	198 312	G. mit Graben- wasser.	0,044	0,030	1,46	—	—	—	—	—	—

88.	Grimma 1915/16	11 500	188 902	G.	0,096	0,030	3,09	—	—	—	—	—	—
89.	Glückstadt 1907/1908	6 600	166 674	Fl. m. F. u. Kl.	0,102	0,070	1,46	0,069	0,001	—	30	16	0,33
	Glückstadt 1915/16	6 751	212 152	Fl.	0,148	0,086	1,74	—	—	—	—	—	—
90.	Soran N.-L. 1915/16	18 019	202 101	G.	0,058	0,031	1,87	—	—	—	—	—	—
91.	Oranienburg 1./10. 1917/1918	11 500	164 000	G. m. E.	0,034	0,039	2,15	0,039	0,000	15	30	18	7,72
92.	Anklam 1./4. 1917/1918	15 000	116 385	G. m. E.	0,050	0,021	2,38	0,019	0,002	P. 300 Mk.	25	20	8,22
93.	Oberlahnstein 1907/1908	8 100	115 861	G.	0,012	0,039	1,08	0,039	0,000	20	20	20	0,78
	Oberlahnstein 1915/16	8 785	168 890	G.	0,070	0,050	1,40	—	—	—	—	—	—
94.	Landeshut (Schl.) 1908	13 125	129 003	Q.	—	0,023	—	0,022	0,001	30	60	15	—
95.	Hagenow in Meckl. 1915/16	3 600	129 124	Q.	0,144	0,099	1,35	—	—	—	—	—	—
96.	Langenfeld i. V.	7 000	122 136	Q. m. n. Gefälle.	—	0,048	—	—	—	—	—	—	—
97.	Neustrelitz 1907	11 700	114 816	G.	0,049	0,025	1,96	0,025	0,000	15	20	10	6,09
98.	Colditz 1915	5 000	109 100	Q.	0,100	0,070	1,43	—	—	—	—	—	—
99.	Zeulenroda mit 2 Vororten 1916/17	11 500	100 862	Q. mit Sicker- leitung, sowie Tief- brunnen mit Stollenanlage.	0,043	0,024	1,79	—	—	—	—	—	—
100.	Sinzig 1916/17	3 800	98 000	Brunnen	—	0,076	—	—	—	—	—	—	—
101.	Uelzen 1916/17	10 500	93 639	G.	0,041	0,024	1,70	—	—	—	—	—	—
102.	Pyritz und Dorf Altstadt 1915/16	9 400	93 255	G.	0,034	0,027	1,25	—	—	—	—	—	—
103.	Niederplanitz i. E. 1916	1 200	84 623	Q. u. G.	0,026	0,024	1,08	—	—	—	—	—	—
104.	Sondershausen 1./4. 1917/1918	7 850	83 500	Q.	—	0,029	—	0,026	0,003	gr.	18	10	—
105.	Waren i. Meckl. 1907	9 150	82 627	G.	0,051	0,021	2,12	0,024	0,000	10	30	10	9,30
106.	Lauenburg El. Stadtgebiet 1915/16	4 536	80 520	G.	—	0,049	—	—	—	—	—	—	—
107.	Markneukirchen 1915	7 580	76 700	Q. m. n. Gefälle.	—	0,027	—	—	—	—	—	—	—
108.	Netzkau i. V. Stadtgebiet 1915/16	6 923	69 230	Q. m. n. G.	0,021	0,019	1,10	—	—	—	—	—	—
109.	Bentheim mit Gildehaus	4 298	66 391	G.	0,113	0,066	1,71	—	—	—	—	—	—
110.	Hettstedt m. Moelbeck u. Walbeck 1916	9 332	63 983	Q. u. G.	—	0,019	—	—	—	—	—	—	—
111.	Stommeln m. 6 Landgem. 1916	3 653	49 570	G.	0,088	0,052	1,69	—	—	—	—	—	—
112.	Burgscheidt 1915/16	2 658	44 816	Q.	—	0,046	—	—	—	—	—	—	—
113.	Bingerbrück 1908	3 055	44 000	—	0,038	0,040	0,95	0,036	0,004	—	25	25	—
114.	Deutsch-Krone 1907	7 648	40 576	G.	0,027	0,014	1,93	0,014	0,000	10	30	10	4,18
115.	Strelno i. Po. 1916	4 980	38 394	G.	0,056	0,028	2,00	—	—	—	—	—	—
116.	Preuß. Moresnet 1916	5 517	34 789	Q. m. künstlicher Hebung.	0,045	0,017	2,65	—	—	—	—	—	—
117.	Zehdenick 1907	9 072	41 117	G.	0,045	0,011	4,09	0,011	0,000	15	30	15	7,87
118.	Templin 1907	5 100	32 535	G.	0,037	0,017	2,18	0,017	0,000	15	30	20	5,65
119.	Woltersdorf b. Erkner 1916	2 620	26 284	G.	0,163	0,037	4,40	—	—	—	—	—	—
120.	Eichwalde bei Berlin 1916	2 237	24 285	G.	0,124	0,038	3,26	—	—	—	—	—	—
121.	Gnoien i. Meckl. 1916	3 500	22 668	G.	0,037	0,019	1,95	—	—	—	—	—	—
122.	Drossen bei Frankfurt a. O. 1916	4 702	6 380	G.	0,026	0,004	—	—	—	—	—	—	—

C. Die Art der Wassergewinnung.

Die Hauptgewinnungsarten¹⁾ des Wassers für Wasserversorgungszwecke sind:

- a) die Quellenfassung;
- b) die Entnahme aus dem eigentlichen Grundwasser oder dem Dünen- oder Dränwasser (schwebendes Grundwasser);
- c) die Entnahme aus oberirdischen Flußläufen oder Seen.

a) Die Gewinnung durch Quellenfassung.

Man nennt Quelle ein in geschlossenen Strahlen mit erkennbarer Geschwindigkeit zutage tretendes Gewässer. Solange es sich noch auf dem Wege zur Ausflußstelle befindet, ist es noch Grundwasser oder Sickerwasser, Schichtenwasser, Spaltenwasser oder dergleichen. Die Ergiebigkeit einer Quelle läßt sich direkt messen, jedoch sind die Schwankungen sehr erheblich. Viele Quellen versiegen bei langanhaltender Trockenheit²⁾. Um ein einigermaßen sicheres Urteil zu gewinnen sind lange Beobachtungsreihen unentbehrlich.

Ist die undurchlässige Schicht α (Fig. 2), auf welcher die grundwasserführende Schicht ruht, gegen einen Talrand hin geneigt, so spricht man von einer Schichtquelle, bildet die undurchlässige Schicht zwischen zwei Tälern eine Mulde (Fig. 3) und treten die Quellen in den beiden Tälern aus, von Überfallquellen; reichen im vorigen Falle Spalten bis unter den Grundwasserspiegel hinab, so daß sich die Quellen in die Spalten ergießen, von Spaltquellen (Fig. 4) usw.

Aufsteigende Quellen aus Grundwasser mit gespanntem Spiegel (artesischen Brunnen³⁾) entstehen, wenn eine aus höheren Lagen gespeiste, Grundwasserführende Schicht von einer undurchlässigen Schicht überdeckt ist und das unter Druck stehende Grundwasser diese undurchlässige Schicht nach oben zu durchdringt.

Durch Fassung einer Quelle wird meistens eine Erleichterung des Abflusses der speisenden Wasseradern und infolgedessen eine erhöhte Ergiebigkeit herbeigeführt. Durch den größeren Abfluß kann aber auch eine schnellere Erschöpfung des im Boden aufgespeicherten Wasservorrats erfolgen. Deshalb haben die Quellenfassungen meistens eine Vergrößerung der Ergiebigkeitsschwankungen im Gefolge.

Die Fassung der Quellen erfolgt in sogenannten Brunnenstuben oder Quellschächten.

Um die beste Art der Quellenfassung erkennen zu können, sind die lockeren Bodenmassen, welche die wassergebenden festeren Schichten überlagern, zunächst zu



Fig. 2.

¹⁾ Von der Gewinnung des Wassers durch direktes Auffangen des Regenwassers in Zisternen (vgl. S. 2051) sei nur erwähnt, daß man von dem auf die Dächer oder ähnlich befestigte Flächen fallenden Regen etwa das 0,6—0,8fache der Regenhöhe gewinnen kann. Man wird dafür zu sorgen haben, daß das bei Beginn des Regens abfließende Wasser nicht in die Zisterne gelangt, weil es meist ziemlich verunreinigt ist. (Strohdächer ungeeignet. Dächer mit Wohnräumen unmittelbar unter der Dachfläche möglichst auszu-schließen.) Die Zisterne muß stets kühl, sorgfältig rein und gut gelüftet gehalten werden. Das Regenwasser ist sehr weich und deshalb für häusliche Zwecke außer zum Trinken gut geeignet. Für das zum Trinken verwendete Wasser wird eine Filtervorrichtung meistens unentbehrlich sein.

Nebenher soll ferner erwähnt werden, daß man an regenlosen Küstenstrichen zur Versorgung von Ortschaften zur Destillation von Meerwasser seine Zuflucht genommen hat. Um das durch Destillation gewonnene sehr reine, aber sehr weiche Wasser für Trinkzwecke schmackhafter zu machen, wird Luft eingepumpt, und es werden auch wohl Salze, Zucker oder Oxalsäure zugesetzt.

²⁾ Die zur Versorgung von Wiesbaden gefaßten Pfaffenbornquellen ergeben im Mittel 51 l/sek, während ihre Ergiebigkeit zwischen 103 und 8 l/sek schwankt. Die Ergiebigkeit der für das Wasserwerk der Stadt Freiburg i. B. gefaßten Quellen schwankt zwischen 140 bis 70 l/sek.

³⁾ Der Name kommt von der französischen Grafschaft Artois. — E. Prinz, Artesische Grundwassererschließungen in der norddeutschen Tiefebene. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1909, S. 188.

beseitigen. Wenn die Quelle von unten aufsteigt, so wird man sie nur mit einer wasserdicht abgedeckten Brunnenstube zu umgeben haben, um das Wasser gegen Wärme, Frost und Verunreinigung zu schützen. Aus der Brunnenstube mündet dann die Ableitung aus. Liegt dagegen die Quelle an einem Hang, so wird man gegen die wasserführende Schicht eine feste, für den Durchfluß mit entsprechenden Öffnungen versehene Wand der Brunnenstube errichten. Zur Erleichterung der Wasserführung wird diese Wand mit Steinpackung hinterfüllt und gegebenenfalls werden zur Aufnahme von Seitenquellen Stollengänge angelegt, welche das Wasser der Brunnenstube zuführen. Eine Brunnenstube muß von oben her oder seitlich zugänglich sein, damit ihr Zustand dauernd leicht überwacht und Reinigungen, sowie Ausbesserungen vorgenommen werden können. Vorrichtungen zur Lüftung, Entleerung und zur Abführung des überschüssigen Zuflusses, sowie Vorrichtungen zum Zurückhalten des Sandes sind fast immer unentbehrlich.



Fig. 3



Fig. 4.

Ein Beispiel für die Fassung einer aufsteigenden Quelle bietet die Quellenfassung bei Armentières (Vanne-Leitung für Paris) (Fig. 5). Der Zutritt zur Brunnenstube erfolgt durch eine seitlich angebrachte Tür, welche zugleich der Lüftung dient. Zur Begehung und Reinigung ist im Innern ein Rundgang angeordnet. Durch einen Leerlauf kann die Brunnenstube entleert werden, ein Überlauf ist nicht vorhanden.

Eine neue Anlage ist u. a. die Fassung der aufsteigenden Quellen im Betlehem-Teich für die Wasserversorgung von Landeshut in Schlesien¹⁾.

In einfacher Weise wurde die Fassung aufsteigender Quellen bei einigen Wasserversorgungsanlagen im Schwarzwald dadurch bewirkt, daß der sie umgebende Raum mit einer Pfahlwand abgeschlossen wurde, und dieser nach Beseitigung aller erdigen und feineren Bodenteile usw. mit großen gewaschenen Steinen ausgefüllt und schließlich wasserdicht abgedeckt wurde.

Die zur Wasserversorgung der Ortschaften auf der „Rauhen Alb“ in Württemberg angelegten Quellenfassungen in Eybatal bedürften z. T. besonderer Vorkehrungen zum Zurückhalten des Sandes, weil die wasserführenden Schichten aus einem reinen Tuffsand bestanden (Fig. 6). An der Zuflußwand liegt zunächst ein mit Überlauf versehener Sandfang, aus dem das Quellwasser mittels einer Schieberleitung nach dem ersten Reinwasserraum gelangt. Aus diesem Raume fließt das Wasser zur weiteren Ausscheidung des Sandes über mehrere Überläufe in den Saugschacht. In diesen ergießt sich auch das aus einer am rechten Flußufer angelegten Brunnenstube hergeleitete Wasser.

Schnitt A—B—C.

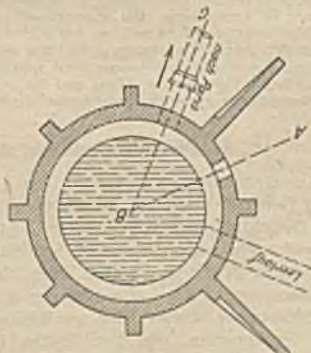


Fig. 5. Quellenfassung bei Armentières. (Vanne-Leitung für Paris.)

In diesen ergießt sich auch das aus einer am rechten Flußufer angelegten Brunnenstube hergeleitete Wasser.

¹⁾ G. Thiem, Wasserversorgung der Stadt Landeshut i. Schles. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1909, S. 873.

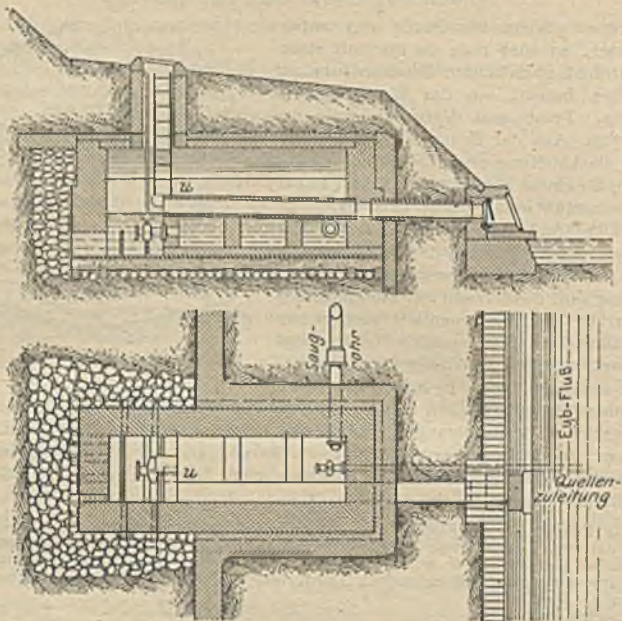


Fig. 6. Quellenfassung für eine Gruppenversorgung auf der „Rauhen Alb“ in Württemberg. u = Überlaufrohr.

Bei der Fassung für die Ortschaft Reilseltingen (Großherzogtum Baden) (Fig. 7a–d)¹⁾ wurde die wasserführende Schicht noch mit einem ca. 20,0 m langen Stollen verfolgt, um die Ergiebigkeit durch Aufnahme von Selenquellen zu steigern. Sohle der Brunnenstube auf der undurchlässigen Schicht, darüber wasserführender Buntsandstein. Der Sandfang mit einem von Hand zu bedienenden Entleerungsrohr versehen, steht durch einen Überlauf mit der Entnahmekammer in Verbindung. Bei Wasserüberfluß tritt das Wasser über die Überlaufswand *H* in den Entleerungsraum *R*, in welchen sich auch das Rohr *L* ergießt; letzteres soll das Wasser, welches über der durch Steinplatten gebildeten und mit Kies überdeckten Bohle durch die muldenförmige Tonschicht aufgefangen wird und bei starken Regengüssen verunreinigt sein kann, unschädlich abführen. Der Hang und der Zugang sind durch Pflaster befestigt. In der Ebene der Hangböschung liegt die Einsteigtür, welche zugleich zur Entlüftung dient.

b) Die Entnahme aus dem Grundwasser.

1) Die Entnahme aus dem eigentlichen Grundwasser. An Hand von Generalstabkarten und geologischen Karten lassen sich auf Grund örtlicher Besichtigungen die Gebiete bestimmen, deren Beschaffenheit auf das Vorhandensein wasserführender Schichten schließen läßt. Untersuchungen an vorhandenen Brunnen auf ihre Tiefe, ihre Ergiebigkeit, die Schwankungen ihres Wasserspiegels, Beschaffenheit des gelieferten Wassers usw. geben wertvolle Anhaltspunkte. Das Fehlen von kleineren offenen Wasserläufen oder deren spärliches Vorkommen, die durchlässige Beschaffenheit des Bodens an der Oberfläche, das Vorkommen von Quellen am Fuße von Abhängen oder am Rande tief eingeschnittener Wasserläufe lassen Schlüsse über das Vorhandensein unterirdischer Wasserzüge zu. Wenn bei *A* ein Fluß 3 cbm/sek und an einer unterhalb gelegenen Stelle *B* 6 cbm/sek abführt und zwischen *A* und *B* nur 1 cbm/sek durch offene Zuflüsse erhält, so müssen ihm 2 cbm/sek durch

¹⁾ Aus Becker. Ausgeführte Konstruktionen des Ingenieurs. 8. Heft. Leipzig. 1883, S. 64.

Grundwasser innerhalb jener Strecke zugeflossen sein. Ebenso kann man aus dem Unterschiede zwischen dem offenen Abfluß und Zufluß eines Sees auf seine Speisung durch Grundwasser Schlüsse ziehen. Hierbei müssen bei Beobachtungen für längere Zeit die auf die Seffläche selber gefallenen Niederschläge vom Abfluß abgezogen und die Verdunstungshöhe hinzugefügt werden. Naturgemäß sind Flußtäler oder Einsenkungen an einseitigen oder zwischen beiderseitigen Höhenzügen für die Grundwasserentnahme die geeignetsten Stellen.

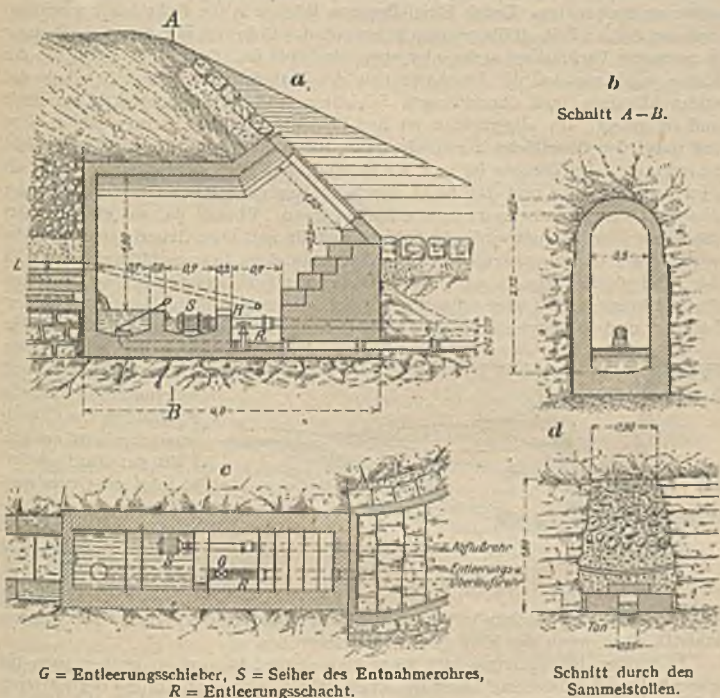


Fig. 7 a—d. Brunnenstube der Quellenfassung für Reiselfingen.

Die Gestalt der unterirdischen, undurchlässigen Schichten, auf welchen sich das Grundwasser bewegt, weicht mitunter erheblich von der äußeren Gestalt der Geländeoberfläche ab. Die Beschaffung von Schichtenplänen des in Aussicht genommenen Grundwasserträgers und die Bestimmung des Grundwasser-einzugsgebietes wird daher häufig notwendig.

Erwähnt sei hier ein Ereignis, welches im Jahre 1905 die Wasserversorgung von Breslau zeitweise in Frage stellte¹⁾. Auf Grund von Vorarbeiten von Flügge u. Thiem waren in der Odeniederung oberhalb Breslaus längs der Ohle 313 Rohrbrunnen auf 6,6 km Länge angelegt, welche 60 000 cbm Wasser liefern sollten. Pfingsten 1905 erfolgte die Betriebsöffnung, und im März 1906 war bereits die Absenkung des Grundwasserspiegels in einer Brunnengruppe auf 8,0 m gelangt, ohne daß ein Beharrungszustand eingetreten wäre. Damit war der Grundwasserträger fast völlig trocken gelegt. Man erkannte, daß man aus einem Grundwasserbecken geschöpft hatte und daß der Grundwasserstrom bei weitem nicht das erwartete Quantum liefern konnte. Als dann im März 1906 das Hochwasser der Oder das Brunnengebiet nach lange vorausgehender Trockenheit überschwemmte, zeigte sich alsbald eine völlige Veränderung des Wassers.

¹⁾ Über die Grundwasserverhältnisse der Stadt Breslau von Geheimrat Dr. F. Beyschlag und Dr. R. Michael. Journ. f. Gasbel. u. Wasserw. 1908, S. 84.

Es wurde trübe, bekam bräunliche Färbung, schlechten Geruch und erhebliche Härte. Besonders stieg der Gehalt an Eisen und an Manganverbindungen. Die Ursache war, daß das Hochwasser durch den durchlässigen Schlack blindurch in den Boden eingedrungen und in die Brunnen gelangt war.

Zum Zwecke der Beschaffung von Schichtenplänen¹⁾ ist in Bohrlöchern von 5—8 cm Durchmesser, welche in angemessener Entfernung voneinander abzusenken und gegen Eindringen oberirdischen Wassers zu schützen sind, der Grundwasserspiegel mit Schwimmermaßstäben während einer längeren Zeitdauer zu beobachten. Durch Eingießen von Wasser in die Bohrlöcher wird man sich von Zeit zu Zeit zu überzeugen haben, ob das Bohrloch mit dem Grundwasser in normaler Verbindung steht oder etwa verstopft ist. Durch das Absenken der Rohre wird zugleich die Beschaffenheit des Untergrundes, die Höhenlage der undurchlässigen und durchlässigen Schichten und ihre Mächtigkeit ermittelt und festgelegt. Im allgemeinen ist aus Schichten, welche weniger als 4—5 m tief unter der Oberfläche liegen, ein bakteriologisch einwandfreies Wasser nicht zu erwarten. Im übrigen ist von Wichtigkeit, daß der überdeckende Boden als Filter wirken kann und daß nicht durch Spalten oder Risse Oberflächenwasser direkt in den Grundwasserträger gelangen kann. Überall da, wo ein Flußbett die wasserführende unterirdische Schicht zerteilt und vom Grundwasser gespeist wird, ist der Grundwasserspiegel vom Wasserstand im Flusse abhängig. Schwilt der Fluß plötzlich an, so wird das Grundwasser zurückgestaut. Das Ansteigen des Flußwassers geht aber schneller vor sich als die Anfüllung des Grundwasserbeckens, und so bildet sich in der Nähe des Ufers ein entgegengesetztes Gefälle

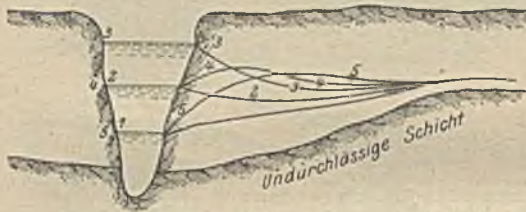


Fig. 8.

und 5, Fig. 8, veranschaulichen, eine weitere Steigung des Grundwasserspiegels eintritt, auch wenn der Fluß bereits abgeschwollen ist.

Je größer das Einzugsgebiet einer Entnahmestelle, um so größer auch bei gleichbleibenden Niederschlägen die Ergiebigkeit. Die Bestimmung der letzteren für den Jahresdurchschnitt in Prozenten der Niederschlagsmenge ist als Kontrolle zwar zweckmäßig, aber als Entwurfsunterlage zu unsicher²⁾. Es ist vielmehr nötig, den Querschnitt des Grundwasserträgers, seine Aufnahmefähigkeit k_1 an Wasser und die Geschwindigkeit des Wassers in ihm festzustellen. Die Aufnahmefähigkeit hängt von der Bodenart ab, überschreitet selten 0,35 (35%) und kann bei sand- und kieshaltigen Bodenarten, bei welchen die Zwischenräume zwischen den größeren Kiesel durch kleineres Material ausgefüllt sind, bis auf 0,08 (8%) zurückgehen. Da die Hohlräume bei ein und demselben Gebiete sehr verschieden sein können, sind immer eine größere Anzahl von Proben erforderlich zur Erzielung zuverlässiger Mittelwerte. Die Aufnahmefähigkeit wird in der Art festgestellt, daß man den aus einem Bohrloch entnommenen gut durchnäßten Boden des Grundwasserträgers unter möglichst dichter Lagerung in ein Gefäß mit bekanntem Inhalt füllt und darauf die Wassermenge bestimmt, welche zur Ausfüllung der Poren erforderlich ist. Der erhaltene Wert ist noch etwas zu groß, weil die Dichtigkeit im Gefäß diejenige der natürlichen Lagerung nicht ganz erreicht.

¹⁾ O. Smreker, Vorarbeiten für das Wasserwerk der Stadt Mannheim 1885.

²⁾ Vgl. Abschnitt III, Gewässerkunde, S. 1110 u. ff.

Angenähert wächst die Geschwindigkeit des Grundwassers im gleichen Verhältnis mit dem Spiegelgefälle $\frac{h}{l}$ des Grundwasserträgers (nicht wie bei der Bewegung in Leitungen im Verhältnis $\sqrt{\frac{h}{l}}$). Es ist also $v = k \cdot \frac{h}{l}$, wenn v die sekundliche Geschwindigkeit und k einen Beiwert, welcher von der Durchlässigkeit des Bodens abhängt, bedeuten. Selbst kleine Tonbeimengungen verringern die Durchlässigkeit bereits außerordentlich. k ist immer ein sehr kleiner Wert zwischen 0,001 und 0,01. Ist der Querschnitt des Wasserträgers in einer bestimmten Ausdehnung lotrecht zur Bewegungsrichtung des Wassers F in qm, k_1 die Aufnahmefähigkeit, so ist die dem Grundwasserstrom zu entnehmende sekundliche Wassermenge:

$$Q = k \cdot k_1 \cdot F \cdot \frac{h}{l} \text{ cbm/sek.}$$

Sind beispielsweise die Grundwassergeschwindigkeit v zu $\frac{1}{32100}$ m/sek oder zu 1,38 m täglich und k_1 zu 0,25 ermittelt, so liefert 1 qm des Grundwasserträgers $0,25 \cdot 1,38 = 0,345$ cbm Wasser täglich.

Der Wert für k kann durch den Betrieb von Versuchsbrunnen oder aber auch durch unmittelbare Beobachtung gefunden werden. Das von Thiem angegebene Verfahren besteht darin, die Zeit zu messen, welche eine in ein oberes Bohrloch hineingegossene konz. Kochsalzlösung (150—200 g/l) gebraucht, um den Weg zu einem abwärts gelegenen Bohrloche zu durchfließen. Statt des Kochsalzes wird auch Fluorescein verwendet, welches ebenfalls unschädlich ist und selbst in der stärksten Verdünnung dem Wasser eine leuchtend grüne Farbe verleiht. Da die Durchlässigkeit des Bodens außerordentlich wechselt, so müssen jedenfalls an verschiedenen Stellen derartige Versuche gemacht werden, um brauchbare Mittelwerte zu erhalten¹⁾.

Nachdem durch die Bohrlöcher die Bewegungsrichtung und die Mächtigkeit des Grundwasserträgers ermittelt sind, kann man mit einiger Sicherheit die zweckmäßigsten Stellen für die Wassergewinnung ermitteln. Um aber über die Ergiebigkeit anzulegender Stollen oder Brunnen sichere Unterlagen zu gewinnen, ist die Anlegung eines Versuchsbrunnens nur dann entbehrlich, wenn die Rechnung auch unter den allerungünstigsten Annahmen die Erlangung der erforderlichen Wassermenge sicherstellt.

Bei Annahme eines wagen Grundwasserspiegels ist der Zufluß von allen Seiten gleichgroß und nach Fig. 9²⁾ bei durchlässigen Seitenwandungen und einem bis auf die undurchlässige Schicht herabgeführten Versuchsbrunnen

$$Q = y \cdot 2 \cdot \pi \cdot x \cdot v_x \cdot k_1,$$

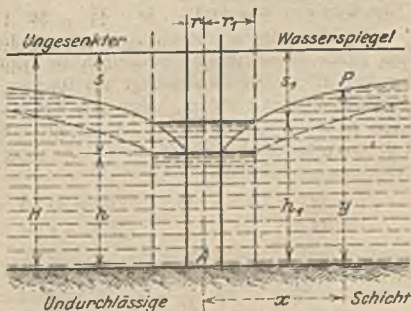


Fig. 9.

¹⁾ Bei Trogversuchen fand Forchheimer, daß der Höchstgehalt des Kochsalzes mit der $\frac{1}{2}$ fachen und das erste Auftreten von Fluorescein etwa mit der 5fachen Grundwassergeschwindigkeit fortschritt.

²⁾ A. Thiem, Die Ergiebigkeit artesischer Brunnen, Schachtbrunnen und Filtergalerien. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1870, S. 450. Resultate an dem Versuchsbrunnen für die Wasserversorgung von Straßburg. Dasselbst 1876, S. 707. — Ergiebigkeitsbestimmungen eines artesischen Beckens. Dasselbst 1879, S. 518. — Der Versuchsbrunnen für die Wasserversorgung der Stadt München. Dasselbst 1880, S. 156. — Die Wasserversorgung der Stadt Nürnberg. Leipzig 1879, S. 26.

wenn v_x die Geschwindigkeit bezeichnet, mit welcher das Wasser eine ideale Zylinderfläche vom Halbmesser x und der Höhe y in Richtung nach dem Mittelpunkt des Brunnens zu durchfließt und wenn k_1 den Beiwert $\frac{\text{Wasserquerschnitt}}{\text{Gesamtquerschnitt}}$ des Grundwasserträgers bedeutet. Für den durch die Koordinaten x und y bestimmten Punkt P ist

$$v = k \frac{dy}{dx}; \quad Q = 2x y \pi \cdot \frac{dy}{dx} \cdot k \cdot k_1 \quad \text{und} \quad Q \frac{dx}{x} = 2y dy \pi k \cdot k_1. \quad (1)$$

Setzt man für $k \cdot k_1$ das Zeichen k_0 , so ergibt sich nach Auflösung¹⁾ der Gleichung $Q \cdot \ln x = k_0 y^2 \pi + C$. Für $x = r$ und $y = h$ wird $C = Q \cdot \ln r - k_0 h^2 \pi$, demnach

$$Q = \frac{k_0 \pi (y^2 - h^2)}{\ln \frac{x}{r}}. \quad (2)^2$$

Dieser Ausdruck geht für die Grenzwerte $y = H$ und $x = R$ über in

$$Q = \frac{k_0 \pi (H^2 - h^2)}{\ln \frac{R}{r}}. \quad (3)$$

Aus der Gl. (2) ergibt sich die Gleichung der Absenkungs-Parabel zu

$$y^2 = \frac{Q}{k_0 \pi} \cdot \ln \left(\frac{x}{r} \right) + h^2. \quad (4)$$

Die Größe h bei gegebenem Brunnendurchmesser wird bestimmt durch die zulässige Eintrittsgeschwindigkeit des Wassers in den Brunnen, welche zur Verhütung von Versandungen sehr klein sein muß. Nach Thiem ist für die Korngröße . . . 0 bis 0,25 0,25 bis 0,5 0,5 bis 1 1 bis 2 2 bis 3 mm die Geschwindigkeit, bei der

das Korn eben schwebt 0 „ 29 35 „ 69 75 „ 96 110 „ 170 179 „ 320 mm/sek

Die Eintrittsgeschwindigkeiten müssen demnach noch erheblich kleiner sein. Die Größe H ist durch Messungen zu ermitteln. Die Größe R [aus Gl. (4) für $y = H$ zu berechnen] liegt bei flachem Grundwasserspiegel in der Regel zwischen 250 und 500 m, kann aber bei stark steigendem Grundwasserspiegel auch erheblich kleiner werden. Innerhalb mäßiger Absenkungen bleibt R ziemlich unveränderlich. Unter dieser Annahme ergibt sich aus Gl. (3) für zwei Absenkungszustände

$$\frac{Q}{Q_1} = \frac{H^2 - h^2}{H^2 - h_1^2} = \frac{(H + h)(H - h)}{(H + h_1)(H - h_1)} = \frac{(H + h) \cdot s}{(H + h_1) \cdot s_1}, \quad (5)$$

wenn s und s_1 die Absenkungen bezeichnen. Bei größerer Stärke der wasserführenden Schicht ist $\frac{H + h}{H + h_1}$ angenähert = 1, so daß die Ergiebigkeit in solchen Fällen annähernd in direktem Verhältnis mit der Absenkung zunimmt. Der Einfluß des Brunnendurchmessers auf die Ergiebigkeit [vgl. Gl. (3)] ist nur gering. Ein Rohr von 0,20 m Weite liefert z. B. bei gleicher Absenkung theoretisch über $\frac{2}{3}$ der Wassermenge eines Brunnens von 2,0 m und etwa 60% derjenigen eines solchen von 4,0 m Durchmesser³⁾.

Die Größe k_0 läßt sich aus den Beobachtungen eines Versuchsbrunnens gewinnen, und zwar durch Ableitung des Wertes von k_0 aus den Gl. (2) und (3). Hierbei darf aber für Q nur der Wert eingesetzt werden, welcher sich bei den Versuchen dann ergibt, wenn der Beharrungszustand eingetreten ist, d. h. wenn bei gleichbleibendem Q der Wasserspiegel im Versuchsbrunnen konstant bleibt.

¹⁾ $\ln = \log. \text{ nat.}$

²⁾ Oesten, Handb. d. Ing.-Wissensch., III. Teil, 3. Bd., Wasserversorgung der Städte, S. 174.

Es ist dann

$$k_0 = \frac{Q \ln \frac{x}{r}}{\pi(y^2 - h^2)} = \frac{Q \ln \frac{R}{r}}{\pi(H + h)(H - h)} \quad (6)$$

Ist der Wert von k_1 (Aufnahmefähigkeit) durch Proben festgestellt, so ist bei bekanntem Grundwasserspiegelgefälle aus k_0 auch die Geschwindigkeit des Grundwassers rechnerisch zu ermitteln. Der gefundene Wert für k_0 ist allerdings nur zutreffend, wenn der Versuchsbrunnen entsprechend den Annahmen, welche bei Entwicklung der Gl. (2) und (3) gemacht sind, auf der undurchlässigen Schicht aufsteht. Ist das nicht der Fall, so kann man für eine Annäherungsrechnung die Formel (6) benutzen, wenn h und y bis zu der durch die Sohle des Brunnens gelegten wagerechten Ebene gemessen werden.

Die Ermittlung von Werten für k_0 kann auch durch Beobachtung der Zeit bewirkt werden, innerhalb welcher das Wasser nach dem Abstellen der Pumpe an verschiedenen Stellen des Brunnens um ein bestimmtes Maß ansteigt (Fig. 10). Der Wasserinhalt einer Scheibe von der Dicke m und dem Halbmesser x beträgt

$$m[y^2 \pi + (x^2 - r^2) \cdot \pi \cdot k_1].$$

Da r im Verhältnis zu x sehr klein ist, so können die Glieder mit r vernachlässigt werden, und man kann den Wasserinhalt der Scheibe durch $m k_1 \cdot \pi x^2$ ausdrücken. Bezeichnet Q die sekundlich zufließende Wassermenge,

welche mit der im Beharrungszustande des Pumpenbetriebes ausgeschöpften Menge übereinstimmt, und t die Zeit des Ansteigens, so gelten für 2 verschiedene durch die Ordinaten y_1 und y_2 festgelegte Beobachtungsstellen die Gleichungen

$$t_1 Q = m k_1 \pi x_1^2 \quad \text{und} \quad t_2 Q = m k_1 \pi x_2^2.$$

Hieraus ergibt sich

$$\frac{t_2}{t_1} = \frac{x_2^2}{x_1^2}$$

oder

$$\ln \frac{t_2}{t_1} = 2 \ln x_2 - 2 \ln x_1,$$

woraus sich unter Benutzung der Gl. (4) ergibt

$$\ln \frac{t_2}{t_1} = \frac{2 k_0 \pi}{Q} (y_2^2 - y_1^2)$$

und

$$k_0 = \frac{Q}{2 \pi (y_2^2 - y_1^2)} \cdot \ln \frac{t_2}{t_1} \quad (7)$$

Beispiel: Einem Brunnen seien bei konstantem Wasserspiegel 0,03 cbm/sek entnommen und hierbei $h = 5,0$ m ermittelt. Nachdem das Wasser um 0,6 m gestiegen war, sei die Zeit, welche bis zu einer weiteren Steigung von 0,10 m verging, zu 100 sek gemessen. Es wird also

$$y_1 = 5,0 + 0,6 + 0,05 = 5,65.$$

¹⁾ Smreker hat bei den Vorarbeiten für die Wasserversorgung von Mannheim k_0 zu 0,00235 ermittelt. Bei einem Probebrunnen für das Wasserwerk in Tolkewitz bei Dresden ergab sich k_0 zu 0,0017.

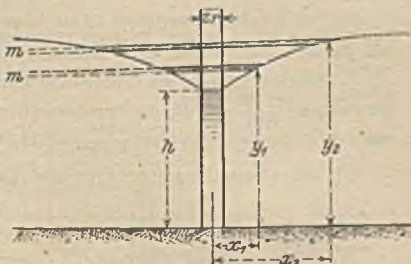


Fig. 10.

Bei einer abermaligen Messung, als das Wasser im ganzen um 1,0 gestiegen war, sei die Zeit, welche bis zu einer weiteren Steigung von 0,10 m verging, diesmal zu 300 sek gemessen. Dann wird also $y_2 = 5,0 + 1,0 + 0,05 = 6,05$ m. Dann wird

$$k_0 = \frac{0,03}{2 \cdot 3,141 (6,05^2 - 5,65^2)} \cdot \ln \frac{300}{100} = 0,0011.$$

Bei Untersuchungen an Versuchsbrunnen ist vor Beginn des Pumpens darauf zu achten, daß der Filterkorb vom Sand, welcher von oben in ihn hineingelangt ist, sorgfältig gereinigt wird und daß das gepumpte Wasser bis zu einer solchen Entfernung abgeführt wird, daß ein Einfluß desselben auf die Ergiebigkeit des Versuchsbrunnens ausgeschlossen erscheint.

Ist ein Wert für k_0 ermittelt und das Gefälle des Grundwasserspiegels bekannt, so läßt sich der zur Lieferung einer bestimmten Wassermenge M erforderliche Grundwasserträgerquerschnitt F aus

$$M = k_0 \cdot F \cdot \frac{h}{l} \quad \text{zu} \quad F = \frac{M}{k_0} \cdot \frac{l}{h} \quad (8)$$

ermitteln.

Die von Smreker ausgeführte 2,5 km lange Grundwasserfassung für Mannheim dehnt ihre Wirkung auf 3,5 km aus. Es waren 15 000 cbm täglich oder 0,174 cbm/sek zu gewinnen. Das Gefälle betrug 1 : 1400, unter Benutzung des Wertes für $k_0 = 0,00235$ waren demnach $\frac{0,174}{0,00235} \cdot 1400 = 103\,700$ qm des Grundwasserträgers nötig. Demnach entfallen auf das lfm. der Fassung $\frac{103\,700}{3500} = 30$ qm des Grundwasserträgers, und jeder qm des Grundwasserträgers ergibt dabei nur durchschnittlich $\frac{174}{103\,700} = 1,68$ l/sek.

Ist die Gesamtlänge der für die Entnahme des Wassers in Betracht gezogenen Strecke B und soll je ein Brunnen Q cbm/sek liefern, so sind $\frac{M}{Q}$ Brunnen nötig und die Entfernung derselben voneinander beträgt

$$B \cdot \frac{Q}{M} = 2R.$$

Bei einem artesisch wirkenden Brunnen (Fig. 11), der auf der unteren undurchlässigen Schicht aufsteht und bei dem die Höhe

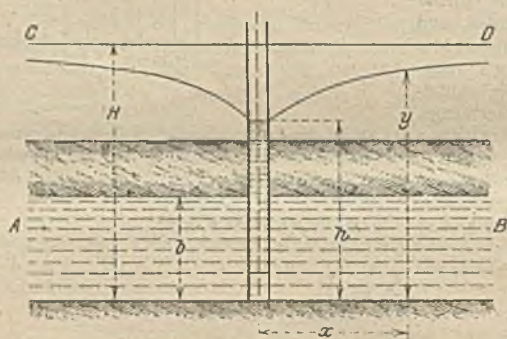


Fig. 11.

des Wasserträgers $= b$ ist, fließt durch eine ideale Zylinderfläche im Abstände x von der Brunnenachse eine Wassermenge

$$Q = b \cdot 2x \cdot \pi \cdot k_1 \cdot k \cdot \frac{dy}{dx},$$

vorausgesetzt wie oben, daß der Zufluß von allen Seiten gleich ist, daß also die Grundwasserspiegellinie als horizontal angenommen werden kann. Die Absenkungskurve muß auch hier nach allen Schnittrichtungen dieselbe parabolische Form annehmen, wie im Falle der Fig. 9.

Es wird

$$dy = \frac{dx}{x} \cdot \frac{Q}{2\pi b k_0}; \quad y = \frac{Q}{2\pi b k_0} \ln x + C.$$

Da für $x = r$, $y = h$ wird, ist

$$C = h - \frac{Q}{2\pi b \cdot k_0} \ln r;$$

also

$$y = \frac{Q}{2\pi b \cdot k_0} \ln \frac{x}{r} + h \quad \text{und} \quad Q = \frac{2\pi b \cdot k_0 (y - h)}{\ln \frac{x}{r}}$$

Für die Grenzwerte von x und y demnach

$$Q = \frac{2\pi b \cdot k_0 (H - h)}{\ln \frac{R}{r}} \quad (9)$$

In den obigen Formeln war angenommen, daß der natürliche Grundwasserspiegel wagerecht sei. In Wirklichkeit hat er aber in der Regel ein Gefälle, welches eine Geschwindigkeit c erzeugt.

Bezeichnet man mit v diejenige Geschwindigkeit, welche bei wagerechtem Grundwasserspiegel durch die Absenkung im Brunnen A (Fig. 12 u. 12a) nach dem Brunnen zu hervorgerufen wird, so bleiben die Verhältnisse in der senkrecht

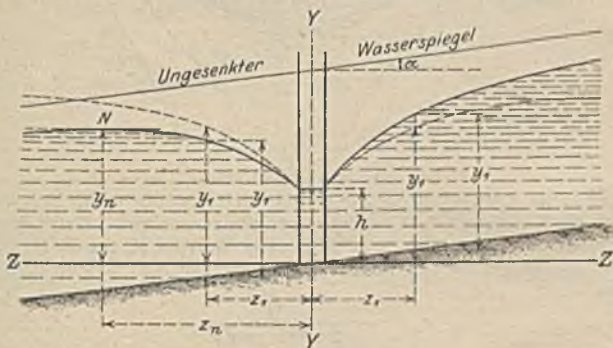


Fig. 12.

zur natürlichen Bewegungsrichtung des Grundwasserspiegels liegenden X -Achse gegenüber der Annahme eines wagerechten Wasserspiegels unverändert. In der Z -Achse kommt aber in der Richtung von oben nach dem Brunnen zu der Geschwindigkeit v die Geschwindigkeit c , während in der Richtung von unten c von v abzuziehen ist. An dem Punkte N (Fig. 12), an welchem die Tangente an der Absenkungskurve eine Wagerechte bildet, herrscht die Geschwindigkeit 0. Von jenseits dieses Punktes kann Wasser nicht mehr zum Brunnen fließen, wohl aber kann an diesem Punkte und unterhalb desselben bei einem im Betrieb befindlichen Brunnen noch eine Ablenkung der Schichtlinien des Grundwassers eintreten (Fig. 13).

Zeichnerisch wird die Absenkungskurve in der Z -Achse so dargestellt, daß man die Werte für y unter Annahme eines horizontalen Grundwasserspiegels berechnet, und diese Werte dann von der geneigten, mit dem Wasserspiegel parallel anzunehmenden Linie der undurchlässigen Schicht abträgt.

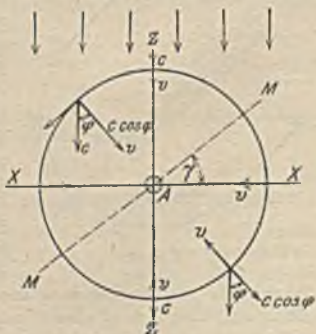


Fig. 12a.

Wenn man in Gl. (1) für $\frac{dy}{dx} = -\tan\alpha$, $x = z_n$, $y = y_n$ setzt, so wird

$$z_n = -\frac{Q}{2 y_n k_0 \pi \tan\alpha} \quad (10)$$

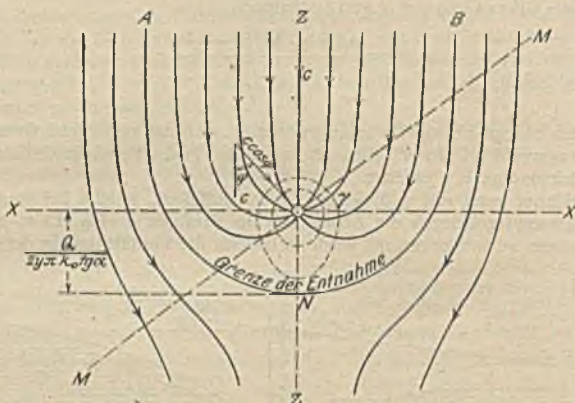


Fig. 13.

Hierbei ist y_n zunächst noch unbekannt und vorläufig etwas kleiner als H , d. h. als die Mächtigkeit des Grundwasserträgers anzunehmen. Unter Benutzung des gefundenen Wertes kann dann ein genauer Wert für y_n aus Gl. (4) gefunden werden. Bei großer Mächtigkeit der wasserführenden Schicht wird $y_n \approx h$ und alsdann

$$z_n = -\frac{Q}{2 h k_0 \pi \tan\alpha} \quad (11)$$

Mit Hilfe dieser Formel läßt sich angenähert auch die Entfernung ermitteln, die ein Brunnen von einem Flusse oder See haben muß, wenn kein Wasser aus dem offenen Wasserlauf in den Brunnen gelangen soll. Ist die Richtung des Grundwasserflusses gegen die Uferlinie geneigt, so darf die im Grundriß aufgetragene Entnahmegrenze (Fig. 14) an keinem Punkte die Uferlinie schneiden. Wenn der Fluß nicht stark verunreinigt ist und außerdem die Beschaffenheit der Ufer eine gute Filtration voraussetzen läßt, so ist gegen die Speisung eines Brunnens vom Flusse her nichts einzuwenden.

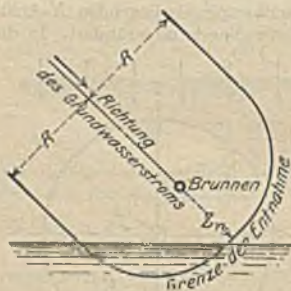


Fig. 14.

Bei einem Versuchsbrunnen an einem Flusse kann man den Anteil, welchen die Speisung vom Flusse her an der Gesamtspeisung hat, ungefähr aus dem Vergleich der Wärme des Grundwassers und des Flußwassers berechnen. Bezeichnet man mit Q die geschöpfte Wassermenge, mit Q_1 das darin enthaltende Flußwasser, mit Q_2 das darin enthaltende Grundwasser und mit w, w_1, w_2 die zugehörigen Wärmegrade, so ist

$$Q = Q_1 + Q_2 \quad \text{und} \quad w \cdot Q = w_1 \cdot Q_1 + w_2 \cdot Q_2$$

¹⁾ Näheres vgl. Philipp Forchheimer, Abhandlung über die Form des gesenkten Wasserspiegels in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, S. 553 u. 589. — Oesten, Handb. d. Ing.-Wissensch., III. Teil, Bd. 3, Wasserversorgung der Städte, S. 173—181.

woraus sich

$$Q_1 = \frac{Q(w - w_2)}{w_1 - w_2} \quad (12)$$

ergibt.

Hierbei wird als Temperatur des Flußwassers nicht diejenige des offenen Wasserlaufs, sondern die Temperatur des aus einem Bohrloch zwischen Versuchsbrunnen und Fluß entnommenen Wassers zu nehmen sein.

Ist der Grundwasserträger von geringer Mächtigkeit, so kann es vorteilhaft sein, das Grundwasser statt durch einen Brunnen durch einen Kanal zu gewinnen, der an beiden Seiten eine genügende Anzahl von Öffnungen haben muß und dem Grundwasser den Eintritt mit der der Bodenbeschaffenheit entsprechenden Geschwindigkeit gestattet. Wenn v_x die Geschwindigkeit ist, mit welcher das Wasser im Abstände x vom Kanal sich gegen diesen hin bewegt, so ist die von einer Seite auf 1 lfm. in den Kanal gelangende Wassermenge (Fig. 15)

$$Q = v_x \cdot y \cdot k_1,$$

wenn k_1 wieder den Aufnahmefähigkeits-Beiwert bezeichnet.

Da $v_x = k \frac{dy}{dx}$, wird $Q dx = k_0 y dy$; $Q x = k_0 \frac{y^2}{2} + C$; für $x = 0$ wird $y = h$, also $C = -k_0 \frac{h^2}{2}$. Also wird

$$Q = \frac{k_0}{2x} (y^2 - h^2) \quad (13)$$

und die Gleichung der Parabel der Spiegelsenkung

$$y^2 = \frac{2 \cdot Q x}{k_0} + h^2, \quad (14)$$

wobei k_0 wieder $k \cdot k_1$ ist.

Für die Grenzwerte $y = H$ und $x = L$ wird Q pro lfm. Kanal

$$Q = k_0 \frac{(H^2 - h^2)}{2L}. \quad (15)$$

H wird durch Bohrungen zu ermitteln sein und L (die Entfernung der Stelle, wo die Abweichung der Absenkungskurve von dem ungesenkten Grundwasserspiegel vernachlässigt werden kann) durch zeichnerische Darstellung der Absenkungslinie oder aus Gl. (14) gefunden.

Soll eine gewisse Wassermenge M pro Sekunde gewonnen werden, so ergibt sich aus (15) die erforderliche Länge des Kanals zu

$$l = \frac{M 2 L}{k_0 (H^2 - h^2)}. \quad (16)$$

Ist anzunehmen, daß das Wasser von beiden Seiten gleichmäßig zuströmt, so wird die Ergiebigkeit

$$M = k_0 \cdot l \cdot \frac{(H^2 - h^2)}{L}, \quad (17)$$

wenn l die Länge des Kanals bedeutet.

Da die Geschwindigkeit des Wassers größer werden muß, je näher es an den Kanal herankommt, so wird man den Kanal mit Steinschlag oder groben Flußkies umgeben, um die Durchlässigkeit zu erhöhen. Man wird den Sammelkanal in der Regel auf die undurchlässige Schicht setzen, derart, daß h die Höhe des Wasserspiegels über Unterkante Kanalmauerwerk und zugleich über der undurchlässigen Schicht ist. Aber auch wenn das nicht der Fall ist, wie in Fig. 15 punktiert angedeutet, kann man angenähert die Beanspruchung des Grundwasserträgers in seiner ganzen Stärke annehmen, weil die nach unten gehende parabelförmige Zuströmungslinie AB die undurchlässige Schicht in nicht sehr großer Entfernung vom Kanal treffen wird.

Wenn ein Brunnen mit seiner Sohle nicht ganz bis zur undurchlässigen Schicht herabgeht, so kann auch bei offener Sohle des Brunnens durch diese

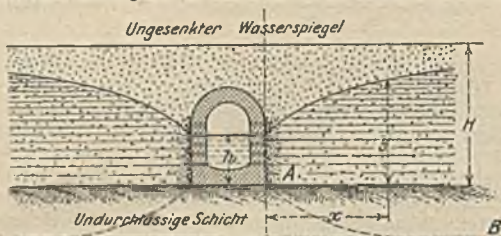


Fig. 15.

Wasser in den Brunnen eintreten. Wie groß der Anteil des Wassers ist, welches durch die offene Sohle eines mit offenem Mantel versehenen Brunnens eintritt, darüber liegen unseres Wissens abschließende Untersuchungen noch nicht vor, vielmehr gehen die Meinungen auseinander¹⁾. Sicherheitshalber wird man deshalb die Brunnen am besten bis zu derjenigen Tiefe absenken, welche die Grenze der Entnahme aus dem Grundwasserträger bilden soll und bei der Berechnung den Eintritt des Wassers durch die offene Sohle vernachlässigen. Indessen, wenn die tieferen Schichten vorzugsweise aus grobem Kies, die oberen Schichten des Grundwasserträgers aber aus feinem Material bestehen, so kann es sich empfehlen, Brunnen mit undurchlässigen Seitenwandungen anzulegen, in welche das Wasser ausschließlich von der offenen Sohle her eintritt. Wegen der Formel zur Berechnung der Ergiebigkeit eines solchen Brunnens wird auf Lueger: Die Wasserversorgung der Städte, 3. Heft, Darmstadt 1892 S. 470, verwiesen.

2) Die Entnahme aus dem schwebenden Grundwasser. Zur Wasserversorgung verschiedener holländischer Städte, z. B. Amsterdam, Haag²⁾, Delft, Leyden, wird das Niederschlagswasser, welches sich in den Nordseedünen zum Teil noch auf dem Wege zur Tiefe befindet oder über dem salzigen Grundwasser als Süßwasserschicht lagert, durch Sammelrohre oder auch durch Brunnen aufgefangen und nach vorheriger Filtrierung den Verbrauchsstellen zugeführt. Von ähnlichen deutschen Anlagen sind die Wasserversorgungen von Norderney und Heringsdorf zu nennen. In Norderney befindet sich ein Süßwasserbecken auf dem tieferen Meeresgrundwasser, aus dem durch Rohrbrunnen geschöpft wird.

c) Künstliche Anreicherung des Grundwasserträgers.

Die künstliche Anreicherung des Grundwasserträgers durch Wasser aus offenen Gewässern ist schon seit langen Jahren vielfach erfolgt.

So z. B. bei den im Jahre 1882 bei Übergang zur Seewasserversorgung aufgegebenen Rohrbrunnen des Tegeler Wasserwerkes der Stadt Berlin³⁾ und durch Rohrbrunnen zu beiden Seiten der Ruhr für das Wasserwerk Dortmund. Für die Wasserversorgung in Chemnitz diente seit 1875 ein am Zwönitzbache gelegenes Wasserwerk⁴⁾, welches sowohl durch Uferfiltration als auch durch Filtergräben und Wiesenberieselung den Grundwasserträger anreicherte. Intze hat mehrfach, unter anderem bei der Ennepetalsperre und bei der Sengbachtalsperre für das Wasserwerk der Stadt Solingen⁵⁾ Talsperrenwasser durch Wiesenberieselung dem Grundwasserträger des Pumpwerks zugeführt. Reese hat seit 1904 durch einen 1200 m langen Versickerungsgraben Ruhrwasser dem Brunnen der Dortmunder Wasserwerke zugeführt⁶⁾. Richert, Stockholm, legte für das Wasserwerk in Gotenburg, Schweden, in der Nähe der Schöpfbrunnen Einstaubecken an und läßt in ihnen Göttaelf-Wasser versickern⁷⁾.

¹⁾ Lueger, Die Wasserversorgung der Städte. 3. Heft, Darmstadt 1892, S. 467.

²⁾ Engeneering 1889, I, S. 249.

³⁾ Die Brunnen sind später, als man zur Grundwasserversorgung zurückkehrte, z. T. wieder in Betrieb genommen.

⁴⁾ Journ. f. Gasbeleuchtung u. Wasserversorgung 1911, S. 87.

⁵⁾ O. Intze, Die geschichtliche Entwicklung, die Zwecke und der Bau von Talsperren. Z. Ver. deutsch. Ing. 1906, S. 732 u. ff.

⁶⁾ Friedrich Reese, Die Folgen der Dürre von 1911. Journ. f. Gasbeleuchtung u. Wasserversorgung 1912 Heft 7, S. 145.

⁷⁾ Richert, Les eaux souterraines artificielles; Stockholm 1900. Journ. f. Gasbeleuchtung u. Wasserversorgung, 1900, S. 718; 1902, S. 963.

Wenn kein hygienisch einwandfreies Flußwasser zur Anreicherung verwendet wird und bei kurzem Filterweg durch grobkörniges Material bis zur Schöpfstelle wird eine Desinfizierung des Reinwassers durch Chlor (vgl. S. 2060) nötig. Bei stark verunreinigtem Flußwasser ist zum Schutz des über und im Grundwasserträger vorhandenen natürlichen Filters eine Vorfiltration durch Schnellfilter zweckmäßig, die bei vorübergehend besonders starken Verunreinigungen durch Zusatz von Fällmitteln (vgl. S. 2056) zu unterstützen ist. Die Infiltration erfolgt am besten in Gräben von 2—3,0 m Wassertiefe. Infiltrationsgeschwindigkeit wird nicht größer als 1,0 — höchstens 3,0 m — in 24 Stunden anzunehmen sein. Leistungsfähigkeit und Lebensdauer kann durch Bedeckung der Sohle und Böschungen mit Kies (von oben nach unten feiner werdend) und durch Dränstränge erhöht werden. Wenn man die Anreicherung nur für außergewöhnliche Zeiten in Gebrauch nehmen will, muß man bei Wahl der Infiltrationsstelle die Zeit berücksichtigen, welche das Wasser bis zur Schöpfstelle gebraucht.

Die Gräben müssen bei Dauerbetrieb abwechselnd außer Betrieb gesetzt werden können behufs Reinigung und Auffrischung der Filterschichten durch den Sauerstoff der Luft.

Im Stadtwalde von Frankfurt a. M. sind seit 1908 beim Pumpwerk Forsthaus sehr umfangreiche Versuche zur Anreicherung des Grundwasserträgers durch Mainwasser gemacht. Geschwindigkeit des filtrierten Grundwassers im Grundwasserträger nur 0,5 m in 24 Stunden¹⁾.

Wegen der außergewöhnlichen langanhaltenden Dürre hat Reese Dortmund 1911 einen 1200 m langen und in der Sohle 5,0 m breiten Infiltrationsgraben benutzt. S. Fußn. 6, S. 2020.

c) Die Entnahme aus oberirdischen Wasserläufen und Seen.

Bei Entnahme aus größeren Flüssen und Seen bedarf es meistens keines Nachweises der ausreichenden Ergiebigkeit, bei kleineren Flüssen mit schwankender Wasserführung dagegen kann eine Aufspeicherung des Zuviel für Zeiten geringer Zuflüsse durch Errichtung von Staudämmen oder Sperrmauern (Talsperren) notwendig werden. Meistens kann durch solche Anlagen auch noch Wasserkraft gewonnen werden. Wird eine solche Aufspeicherung nötig, so sind natürlich genauere Untersuchungen über die Wasserführung des Flusses unentbehrlich. Die Gesamtwassermenge der einzelnen Jahre wechselt sehr stark, ebenso ihre Verteilung auf die einzelnen Monate. In die Remscheider Talsperre sind im Jahre 1903 in 6 aufeinanderfolgenden Sommermonaten z. B. nur 4% der mittleren jährlichen Zuflußmenge Q aus dem Niederschlagsgebiet gelangt. Ist $\frac{B}{12}$ die mittlere monatliche Bedarfswassermenge und ist a die Vonhundertzahl, um welche der Sommerbedarf den mittleren Jahresbedarf übersteigt, ist ferner J der Inhalt des Beckens, so müßte bei gleichen Verhältnissen wie in Remscheid sein

$$0,04 Q + J = \frac{1}{12} B \cdot (1 + a) \quad \text{also} \quad J = \frac{B}{2} \cdot (1 + a) - 0,04 Q. \quad ^2$$

Näheres über die Wasserführung der Flüsse und über den Talsperrenbau vgl. S. 1115 und 1167. Bezüglich der Verwendbarkeit des Talsperrenwassers für Wasserversorgungszwecke haben Intze und Fränkel Leitsätze vorgeschlagen³⁾.

In den Talsperren vollzieht sich eine Selbstreinigung, und zwar sowohl durch Sedimentierung der Schwebestoffe, als auch durch die Vernichtung der Keime, welche durch die Belichtung, durch den im Wasser gelösten Sauerstoff und durch

¹⁾ Scheelhaase, Beitrag zur Frage der Erzeugung künstlichen Grundwassers. Journ. f. Gasbeleuchtung u. Wasserversorgung 1911, S. 668 u. ff.

²⁾ E. Link, Über den Betrieb von Talsperren in „Betriebsführung von Wasserverken“. Herausgegeben von Th. Weyl, 1909, S. 74.

³⁾ Wasserversorgung mittels Talsperren in gesundheitlicher Beziehung. Referate und Diskussionen auf der 25. Versammlung des Deutschen Vereins für öffentliche Gesundheitspflege zu Trier den 12. September 1900.

den durch die Abklärung des Wassers bewirkten Nahrungsmangel verursacht wird. Die Selbstreinigung hängt von der Größe des Staubeckens im Verhältnis zum Jahreszufluß und zur Hochwassermenge ab. Ist dieses Verhältnis zu klein, so wird bei jedem Hochwasser das Becken bis an die Staumauer mit stark unreinigtem Wasser gefüllt. Ist das Verhältnis aber zu groß, so wird die Reinigung des zufließenden Wassers bei gewöhnlichem Hochwasser ziemlich weit vorgeschritten sein, bis das Wasser in die tieferen Schichten vor der Staumauer anlangt¹⁾. Die Entnahme des Wassers erfolgt, um eine möglichst gleichmäßige Temperatur zu erzielen, in Tiefen von nicht weniger als 10,0 m unter dem normalen Wasserspiegel. Neuere Erfahrungen lassen es indessen ratsam erscheinen, das Wasser aus noch größeren Tiefen zu entnehmen, weil in diesen die Keimfreiheit erfahrungsgemäß gleichmäßiger bleibt. Durch Lüftung des aus den tiefen Schichten entnommenen Wassers kann man den Mangel an Sauerstoff auf einfache Weise beseitigen. Zur Reinigung des Talsperrenwassers kommen Rieselwiesen, Sandfilter und Schnellfilter in Betracht. Die Reinigung durch Rieselanlagen ist von Intze bei den Wasserversorgungssperren der Städte Remscheid, Solingen, Ronsdorf, Haspe und des Kreises Schwelm durchgeführt.

Für den Wasserbedarf von Ronsdorf von etwa 740 cbm täglich ist unterhalb der Sperre im Salzbachtal eine Rieselwiese von 2800 qm Oberfläche in der Weise künstlich hergestellt, daß der Boden 1,50 m tief ausgeschachtet, die Ausschachtung alsdann mit einem Filterbett von Kies, Sand und Stelnschotter angefüllt, in 1,20 m Tiefe mit Drainröhren versehen und auf der Oberfläche mit Mutterboden und Grasnarbe abgedeckt wurde. Am unteren Ende ist diese Rieselwiese durch eine bis auf die undurchlässige Schicht geführte Mauer abgesperrt.

Für die Wasserversorgung von Solingen²⁾ legte Intze oberhalb des Hauptbeckens im Sengbachtale ein Vorbecken von 100 000 cbm Inhalt an. Bevor das Wasser in dieses Vorbecken gelangt, wird es über Wiesenflächen geleitet und durch Sammelleitungen in das Vorbecken geführt. Wenn dieses Wasser für die Stadt nicht ausreicht, so wird das Hauptbecken zu Hilfe genommen und das aus diesem entnommene Wasser auf großen Rieselflächen unterhalb der Staumauer gereinigt.

Für die Versorgung des Kreises Schwelm³⁾ wird das aus der Ennepetalsperre entnommene Wasser durch Sprengdüsen auf Rieselwiesen verteilt, in welche Filtergräben eingeschnitten sind. Die Filtergräben sind 1,70 m breit und oben offen. Sie haben ein dreieckiges Sohlenprofil, in dessen Spitze ein Saugdrain aus glasiertem Ton liegt. Letzteres ist mit grobem Sand und dieser wiederum mit feinem Filtersand bedeckt. Aus diesen Filtern gelangt das Wasser durch Sammeldrains aus Gußeisen mit 325—425 mm Durchmesser in einen Saugbrunnen, aus welchem dann Pumpen das Reinwasser schöpfen.

Bei allen Reinigungsanlagen durch Rieselwiesen haben sich mancherlei Schwierigkeiten herausgestellt, namentlich die Verteilung durch Sprengdüsen hat sich im Winter nicht bewährt, weil die Düsen sich durch Eisbildung zu leicht zusetzen. Wegen der großen Flächen, welche nötig sind, sind auch die Anlagekosten von Rieselwiesen nicht gering. Der Hauptnachteil aber besteht darin, daß die Keimfreiheit des erzielten Wassers nicht so sicher und gleichmäßig bleibt wie bei Sandfiltration. Letztere liefert immer noch die besten Resultate. Oft kann bei Sperrversorgung allerdings auch ein Schnellfiltersystem vollkommen genügen.

Die Schöpfstelle an größeren Flüssen und Seen ist möglichst oberhalb der Mündung städtischer Entwässerungsleitungen oder Fabriken; Liegeplätze von Schiffen und Schleppkähnen sind zu meiden, ferner Stellen, wo der Fluß Anlandungen bewirkt. Erhebliche Schwierigkeiten können durch Grundeis entstehen³⁾. Das Hauptschuttmittel gegen Grundeissschwierigkeiten besteht darin, daß man den Gesamtquerschnitt der Eintrittsöffnungen der Saugkammer möglichst groß macht, um die Eintrittsgeschwindigkeit zu verringern ($v = 0,10$ bis $0,20$ m/sek) und sie entweder parallel zur Stromrichtung oder auf die vom

¹⁾ Prof. Dr. Thiesing, Talsperren in physikalischer und chemischer Beziehung. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1909, S. 75.

²⁾ O. Intze, Die geschichtliche Entwicklung, die Zwecke und der Bau von Talsperren. Nach einem 1904 gehaltenen Vortrage. Veröffentlicht von Link. Z. Ver. deutsch. Ing. 1906, S. 732 ff.

³⁾ Näheres hierüber vgl. Theodor Koehn, Ausbau von Wasserkräften. Handb. d. Ing.-Wissensch., Teil III, der Wasserbau, Bd. 13, 1908, S. 834 ff.

Strom abgekehrte Seite legt. Zur Zurückhaltung von Fischbrut und Schwimmkörpern aller Art sind die Eintrittsöffnungen in die Saugkammer durch Rechen und dahinterliegende, feinmaschige Siebe zu schützen. Rechen und Siebe müssen herausnehmbar sein, um sie reinigen zu können. Die Saugkammer ist gegen Zerstörung durch treibendes Holz oder Schiffe zu schützen.

Bei Flüssen, welche zeitweise stärkere Trübungen durch Sinkstoffe aufweisen, kann es sich empfehlen, das Wasser zunächst wie bei der alten Breslauer Oderanlage in Klärbecken zu leiten (Fig. 16) und erst aus diesen mittels Saugpumpen herauszuholen. In diesem Fall kann der Saugschacht entsprechend einfacher gestaltet werden.

Bei der Breslauer Anlage (Fig. 16) wird der Einlauf in das Klärbecken durch eine Buhne vor Versandung geschützt. Der Einlauf ist abschließbar, so daß eine Entleerung und Reinigung der Klärbecken ermöglicht wird.



Fig. 16. Vorklärbecken der alten Breslauer Versorgung.

Bei Entnahme aus Seen oder secartig erweiterten Flüssen sind Einbuchtungen zu vermeiden, in denen der Pflanzenwuchs besonders lebhaft ist. Um das Wasser aus tieferen Schichten entnehmen zu können, wird man häufiger dazu übergehen, eine Laufbrücke in den See hinauszubauen und das Entnahmerohr zwischen den Pfählen der tragenden Böcke aufzuhängen. In Seen und Flüssen mit beweglicher Sohle ist es jedenfalls empfehlenswert, den Saugkopf über der Sohle zu lagern.

D. Berechnung der erforderlichen Druckhöhen und der wirtschaftlich günstigsten Rohrdurchmesser.

a) Die erforderliche Gesamtdruckhöhe setzt sich zusammen aus den Druckverlusten in der Zuleitung und dem Verteilungsnetz h , den Druckverlusten in den Hausleitungen h_1 , und wenn die Wasserleitung zugleich die Schlauchleitungen der Feuerwehr bedienen soll, aus dem hierfür erforderlichen Überdruck h_2 . Hierzu kommen dann noch die Druckhöhenverluste an der Entnahmestelle des Wasserwerkes selbst, in den Klärbecken, Filtern, Enteisungsanlagen u. dgl. Für die Berechnung des Druckhöhenverlustes h sowohl in den Leitungen mit und ohne inneren Überdruck gilt bei gleichförmiger Bewegung die Grundformel

$$v = c\sqrt{R \cdot J} \quad \text{oder} \quad J = \frac{v^2}{c^2 \cdot R}$$

und da $J = \frac{h}{l}$, so ist

$$h = \frac{v^2}{c^2 \cdot R} \cdot l$$

Hierin bedeuten

c einen Erfahrungsbeiwert,

J das relative Gefälle,

v die Geschwindigkeit in m/sek,

R den hydraulischen Radius, d. i. den Quotienten vom wasserberührten Querschnitt in qm durch den benetzten Umfang in m.

Die Größe des Beiwertes c hängt von der Rauigkeit der Wandungen, der Geschwindigkeit und der Größe des hydraulischen Radius ab.

Größte zulässige Geschwindigkeiten an der Sohle für verschiedene Arten des benetzten Umfanges.

1	2	3
Art der Wände	Geschwindigkeit an der Sohle	
Weiche Erde	von 0,076	bis —
Weicher Ton	„ 0,152	„ —
Sand	„ 0,305	„ 0,450
Kies bis Bohnengröße	„ 0,609	„ 0,750
Grober Flußkies	„ 0,914	„ 1,200
Schotter und Trocken-Pflasterung	„ 1,220	„ 1,500
Nagelfluh und weicher Schiefer, Steinschüttungen mit Böschungen von 1:1,5 und weniger, Trockenmauerwerk	„ 1,520	„ 2,000
Lagerhafter Felsen, Bruchsteinmauerwerk in hydraulischem Kalk, Bekleidung in Beton mit Zementputz, Auskleidung mit glatten Holzbohlen	„ 1,830	„ 2,500
Harter Felsen, Hausteinmauerwerk, sehr gutes Ziegelmauerwerk in Zementmörtel, fetter Stampfbeton in Zementmörtel mit Zementputz	„ 3,050	„ 3,500

Offene Gräben von größerer Länge kommen bei Wasserwerken kaum zur Verwendung, mit Rücksicht auf die Erwärmung und die Möglichkeit der Ver-

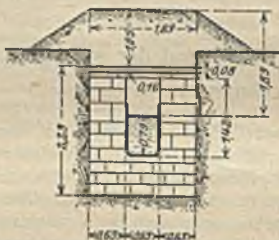


Fig. 17 a. Sixensteiner Kanal



Fig. 17 b. Normalquerschnitt der Wiener Hochquellenleitung.



Fig. 17 c. Tunnelquerschnitt der New Yorker Zuleitung.

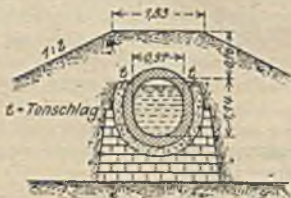


Fig. 17 d. Zuleitung für Aberdeen.



Fig. 17 e. Zuleitung für Dieppe.

unreinigung des Wassers. Zuleitungen ohne inneren Überdruck werden vielmehr fast immer aus Mauerwerk oder Beton hergestellt (Fig. 17 a—e).

Die Fig. 17h zeigt eine Kanalbrücke der Pariser Quellwasserleitung von der Vanne¹⁾, welche 1874 vollendet wurde. Bei Verwendung von Beton als Baumaterial hat man auf den Einfluß von Frost und Sonnenhitze ganz besonders zu achten, um zu starke Rißbildungen zu verhindern. Das in Fig. 17h dargestellte Profil, welches ursprünglich auf den geringsten Materialverbrauch hin ausgearbeitet war, mußte wegen zu starker Rißbildung so ergänzt werden, daß beiderseits Stirnmauern entstanden und das Profil oben mit einer Erdschicht bedeckt werden konnte.

Fig. 17i und k gibt das Profil der II. Wiener Hochquellenleitung wieder. Die größte Höhe der Überbrückungen, deren Zahl 100 beträgt, ist 24 m. Hier war von vornherein Ausbildungsgrundsatz, das eigentliche Gerinne getrennt von der Tragkonstruktion und den Stirnmauern zu halten, damit die durch die Temperaturunterschiede verursachten Verschiebungen des Außenmauerwerks sich auf das eigentliche Gerinne möglichst wenig übertragen konnten. Das abgeglichene Gewölbe der Tragbögen und die lotrechten Innenflächen der Stirnmauern sind deshalb mit einer wasserdichten Asphaltschicht überzogen, und in diesen Trog ist das eigentliche Gerinne eingebaut.

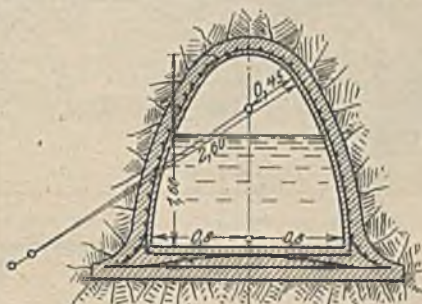


Fig. 17f. Eisenbetonprofil insbesondere für ungünstigen Untergrund geeignet (nach Weyrauch, Wasserversorgung der Städte, Band 2, 2. Aufl.).

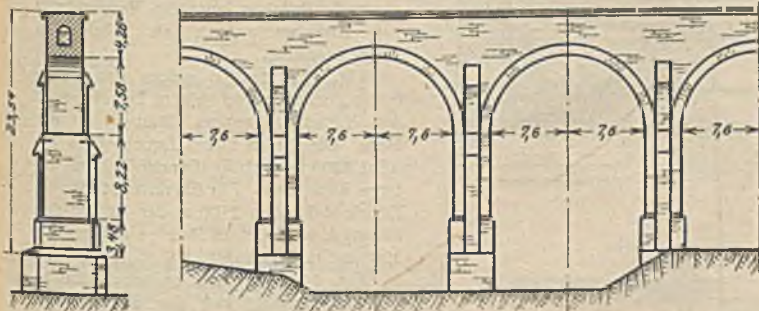


Fig. 17g. Kanalbrücke der I. Wiener Hochquellenleitung (nach Weyrauch, Wasserversorgung der Städte, Band 2, 2. Aufl.).

Die Fig. 17l und m stellen eine Kanalbrücke des Wasserkraftwerkes der Societá Lombarda per distribuzione di energia elettrica am Tessin bei Vizzola dar. Die Kanalbrücke kann 70 cbm/sek dem Kraftwerk zuführen, eine Wassermenge, welche bei Wasserversorgungen nicht in Betracht kommt. Das Konstruktionsprinzip hat sich für das Klima Oberitaliens bewährt. Die Kanalbrücke ist ca. 200 m lang und 1901 in Betrieb genommen. Obwohl die Tragbögen und Stirnmauern namentlich an den Bogenseiteln starke Rißbildungen aufweisen, hat die in drei Lagen aufgebraachte Asphaltpappenschicht doch eine Undichtigkeit des Kanals verhindert. Für nördliches Klima wird die Lösung nach Fig. 17i unbedingt vorzuziehen sein.

¹⁾ Belgrand, Les travaux souterrains de Paris. Paris 1832. Band 2, Plan 28.

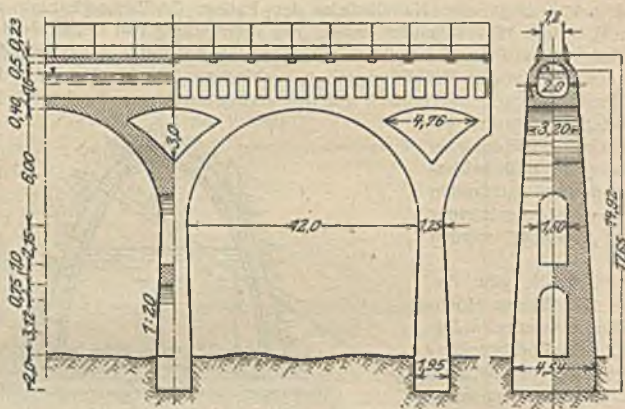


Fig. 17h. Kanalbrücke der Pariser Quellwasserleitung von der Vanne, 1874 vollendet (nach Weyrauch, Wasserversorgung der Städte, Band 2, 2. Aufl.).

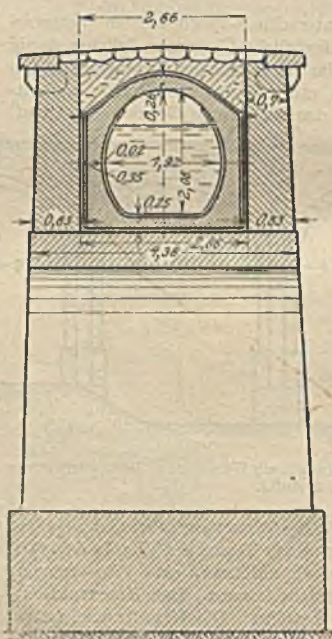


Fig. 17i. Querschnitt der II. Wiener Hochquellenleitung (nach Weyrauch, Wasserversorgung der Städte, Band 2, 2. Aufl.).

Ob eine Kanalbrücke oder ein Dücker für Überwindung eines Tales das zweckmäßigste ist, kann nur auf Grund von vergleichenden Kostenrechnungen und unter Abwägung aller sonstigen Umstände entschieden werden. Für nicht zu große Brücken kann die Verwendung von Eisenbetonrohren als Dücker in Frage kommen.

Fig. 17n und o zeigen das Eisenbetondruckrohr von 3,30 m Durchmesser des Wasserkraftwerkes Champ¹⁾ an der Isère. Die Länge dieses Druckrohres beträgt 2200 m und die Druckhöhe am unteren Ende 20 m. Für die unter stärkerem Druck stehenden 2500 m der Druckrohrleitung sind genietete Rohre aus Siemens-Martin-Stahl gewählt.

Fig. 17p, q und r zeigen die Eisenbetondruckrohrleitung des Kraftwerkes Glambocksee an der Stolpe im Landkreise Stolp in Pommern. Bei diesem vom Verfasser 1913 erbauten Kraftwerk sind Eisenbetonrohre von 1,90 m innerem Durchmesser bis zur Druckhöhe von etwa 10 m zur Anwendung gekommen und haben sich bewährt. Unnachgiebige feste Verlegungssohle und sehr sorgfältige Ausführung sind Vorbedingungen für eine erfolgreiche Verwendung von Eisenbetonrohren. Beim Glambockwerk wurde an den Stellen, an welchen eine Tages-

¹⁾ Theodor Koehn, Ausbau von Wasserkraften (Handb. d. Ing.-Wissensch., III, 13. Band: „Das Wasserkraft-Elektrizitätswerk am Drac bei Champ an der Isère der Société Hydroélectrique de Fure et Morge“, S. 531 u. Tafel XLIII.

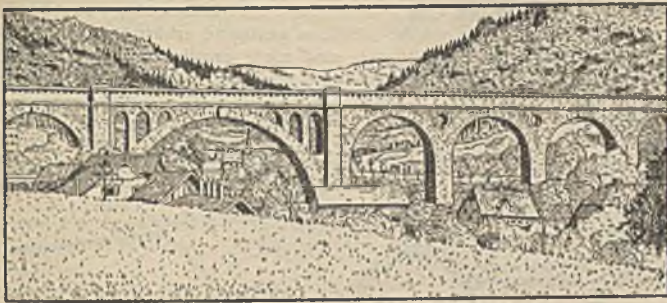


Fig. 17k. Ansicht zu Fig. 17i (nach Weyrauch, Wasserversorgung der Städte, Band 2, 2. Aufl.).

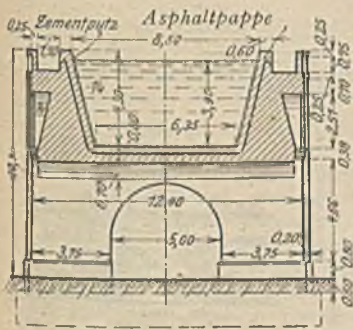


Fig. 17l. Querschnitt der Kanalbrücke des Wasserkraftwerkes am Tessin b. Vizzola.



Fig. 17n. Eisenbetondruckrohr des Wasserkraftwerkes Champ a. Isère.

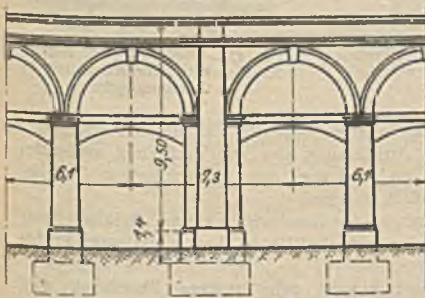


Fig. 17m. Ansicht der Kanalbrücke des Wasserkraftwerkes am Tessin b. Vizzola.

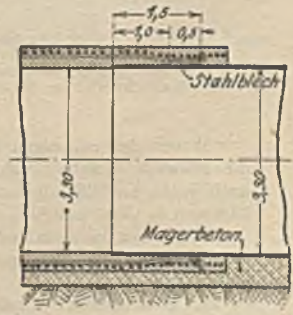


Fig. 17o. Anschluß des Eisenbetondruckrohres des Wasserkraftwerkes Champ an das Druckrohr aus Stahl

leistung beendet war und eine neue begann, Verstärkungsringe um die Rohre gelegt. Das fertige Rohr wurde, sobald es genügend erhärtet war, mit Boden überdeckt. Dilatationsvorrichtungen sind nicht angebracht, dagegen ist die Leitung im Grundriß nicht schnurgerade, sondern in leichten Schlangenlinien verlegt.

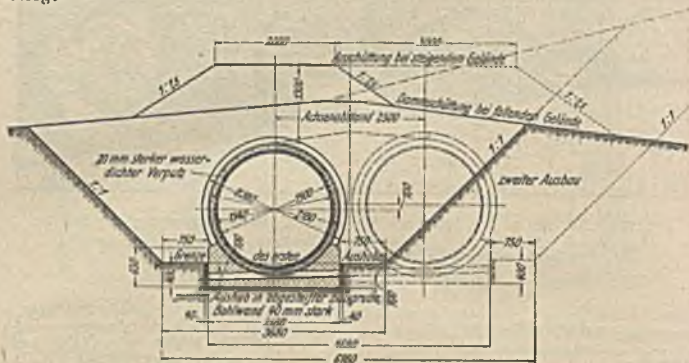


Fig. 17 p. Querschnitt der Eisenbeton-Rohrdruckleitung des Glambocksee an der Stolpe im Landkreis Stolp i. Pommern.

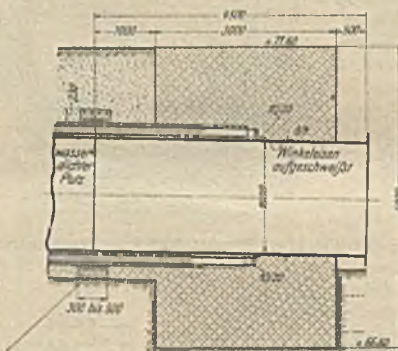


Fig. 17 q. Anschluß des armierten Betondruckrohres des Glambockwerkes an das eiserne Druckrohr.

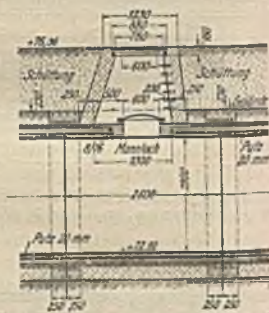


Fig. 17 r. Mannloch mit Schacht der Eisenbetondruckrohrleitung des Glambockwerkes.

Wegen der zulässigen Geschwindigkeiten vgl. die Tabelle S. 2024. Wird die zulässige Geschwindigkeit bei Ausnützung des zur Verfügung stehenden natürlichen Gefälles überschritten, so muß man den überschüssigen Teil des letzteren in Absturzstellen unschädlich machen.

Wegen der Formeln zur Berechnung der Geschwindigkeiten, Gefällsverluste und der für die Wasserführung und den wirtschaftlichen Wert günstigsten Profile vgl. S. 1083 u. ff.

Bei geschlossenen kreisrunden Leitungen mit innerem Überdruck wird $R = \frac{D}{4}$, wenn D den Rohrdurchmesser bedeutet, also $h = \frac{v^2 \cdot 4}{c^2 \cdot D} \cdot L$.

Nach der abgekürzten Kutterschen Formel berechnet sich $c = \frac{100 \cdot \sqrt{R}}{b + \sqrt{R}}$.

Für den Rauigkeitswert von $b = 0,35$, welcher für geschlossene Rohrleitungen besonders in Betracht kommt, ergeben sich folgende Werte von c :

$D = 1$	1,5	2	2,5	3	4	5	8	10	12,5	cm
$c = 12,5$	14,9	16,8	18,4	19,8	22,2	24,2	28,8	31,1	33,6	
$D = 15$	17,5	20	25	30	35	40	45	50	55	cm
$c = 35,7$	37,5	39,2	41,7	43,9	45,7	47,5	49,0	50,2	51,4	
$D = 60$	70	80	100	150	200	cm				
$c = 52,5$	54,4	56,1	58,8	63,6	66,9					

Die Leistungsfähigkeit eiserner Leitungsrohre nimmt infolge der Rostbildungen und Bekrustungen ab und die Widerstandshöhen (Gefällverluste) nehmen zu.

Bezeichnet man das Verhältnis der Widerstandshöhe in einer alten Leitung zu derjenigen in einer neuen Leitung mit $\frac{h_1}{h} = \sigma$, so ist nach E. Sonne¹⁾ für

$D = 0,05$	0,08	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	m
$\sigma = 2,2$	2,1	2,0	1,8	1,6	1,4	1,20	1,1	1,06	1,03	1,02	..

d. h. also der Einfluß der Bekrustungen auf die Wasserführung nimmt mit wachsendem Durchmesser ab.

Die oben gemachten Angaben für die Ermittlung des Beiwertes c berücksichtigen bereits den Einfluß der Bekrustungen und Rostbildungen. Für ganz neue Leitungen würden sich demnach die Widerstandshöhen um das $\frac{1}{\sigma}$ fache kleiner ergeben.

Als Grenze für die Geschwindigkeit, mit welcher reines Wasser sich in eisernen Röhren bewegen darf, ohne den schützenden Überzug der inneren Wandungen anzugreifen, wird bei Wasserleitungen 3,0 m anzusehen sein²⁾.

b) Berechnung des wirtschaftlich günstigsten Querschnittes einer Druckleitung. Die jährlichen Betriebskosten für eine Leitung setzen sich zusammen aus den indirekten und direkten Betriebskosten.

Die indirekten Betriebskosten bestehen aus den Aufwendungen für die Verzinsung, Tilgung und Erneuerung des Anlagekapitals.

Die direkten Betriebskosten umfassen: Die Kosten der Unterhaltung und die Kosten des Pumpenbetriebes, und zwar sind die letzteren hier nur so weit zu betrachten, als Kraftleistung zur Überwindung der Widerstände in der Rohrleitung bis zum Hochbehälter bzw. bis zur Hausanschlußleitung notwendig wird.

Die Anlagekosten K einer Leitung lassen sich je lfm. ausdrücken durch

$$K = D \cdot \pi \cdot \delta \cdot \gamma \cdot k_1, \quad (1)$$

worin bedeuten

D den Durchmesser der Leitung in m,

δ die Wandstärke des Rohres in m,

γ das Gewicht pro cbm des Rohrmaterials in t³⁾,

k_1 die Kosten der Rohrleitung pro t, einschließlich aller Verlegungsarbeiten in Mk.

¹⁾ E. Sonne, Grundlagen für die Berechnung der Wasserleitungen. Z. Ver. deutsch. Ing. 1907, S. 1615ff. — A. Vogt, Die neue Formel zur Berechnung der Reibungsverluste in gebrauchten Wasserleitungsrohren. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1909, S. 325.

²⁾ Bei Wasserkraftanlagen sind in langen Druckleitungen neuerdings Geschwindigkeiten bis zu 5 m, nicht für den regelmäßigen Betrieb, wohl aber für außergewöhnliche Fälle angewendet.

³⁾ Für Gußeisen ein Gewicht von 7,250 t pro cbm
 „ Schweiß Eisen „ „ „ 7,870 t „ „
 „ Siemens-Martin-Stahl „ „ „ 7,860 t „ „

Wird der Vonhundertsatz, welcher von den Anlagekosten jährlich zur Deckung der indirekten Betriebskosten zurückzulegen ist, mit ε bezeichnet, so sind die jährlichen indirekten Betriebskosten

$$A = D \cdot \pi \cdot \delta \cdot \gamma \cdot k_1 \cdot \varepsilon \cdot L, \quad (2)$$

wenn L die Länge der Leitung in m bedeutet.

Die jährlichen direkten Betriebskosten, welche aus dem Druckverlust in der Leitung entstehen, betragen

$$A_1 = \frac{Q \cdot a \cdot h \cdot 1000 \cdot k}{75 \cdot \eta} \cdot L. \quad (3)$$

Hierin bedeuten:

Q die mittlere Jahres-Wassermenge in cbm/sek.,

a die Betriebsdauer in Stunden je Jahr,

h den Druckverlust in m je lfm. Leitung,

η den Nutzeffekt der Pumpen (0,75—0,90),

k die Kosten der von den Maschinen zu leistenden Arbeit einer PSe-Stunde.

Es ist nun ferner

$$h = \frac{4 v^2}{c^2 D}, \quad v = \frac{4 \cdot Q}{D^2 \pi}; \quad \text{also} \quad h = \frac{64 Q^2}{D^5 c^2 \pi^2};$$

also die direkten Betriebskosten

$$A_1 = \frac{64 Q^3 a \cdot 1000 \cdot k}{75 D^5 c^2 \pi^2 \eta} \cdot L. \quad (4)$$

Hieraus ergeben sich die Gesamtbetriebskosten im obigen Sinne zu

$$A + A_1 = \left[\frac{64 Q^3 a \cdot 1000 \cdot k}{75 D^5 \pi^2 c^2 \eta} + D \pi \delta \gamma k_1 \varepsilon \right] \cdot L. \quad (5)$$

δ ist $= \frac{D p}{2 \sigma}$, wenn bedeuten: p den inneren, gleichmäßig verteilten Druck im Rohr in kg/qcm $= 0,1 H$ kg/qcm (H = dem hydraulischen Druck im Rohr in m) und σ die zulässige Beanspruchung des Rohrmaterials in kg/qcm. Demnach wird:

$$A + A_1 = \left[\frac{64 Q^3 a \cdot 1000 k}{75 \cdot D^5 \pi^2 c^2 \cdot \eta} + \frac{D^2 \pi \gamma k_1 \varepsilon p}{2 \sigma} \right] \cdot L.$$

Wenn man zur Auffindung des günstigsten Querschnittes die erste Ableitung nach $D = 0$ setzt und hierbei zunächst c und k_1 als unveränderliche Größen schätzt, so ergibt sich als Formel für den günstigsten Durchmesser in m

$$D = \sqrt[3]{\frac{64 Q^3 a \cdot 1000 \cdot k \cdot \sigma}{15 \pi^3 c^2 \gamma k_1 \cdot \varepsilon \cdot \eta \cdot p}}. \quad (6)$$

Der günstigste Querschnitt ist also an sich von der Länge der Leitung unabhängig.

1) Für die überschlägliche Gewichtsrechnung bei Aufstellung des Kostenanschlages kann man den kubischen Inhalt der Rohrwandungen aus

$$(D_2^3 - D_1^3) \frac{\pi}{4} \cdot L$$

berechnen, und bei gußeisernen Muffenrohren von 4,0 m Baulänge 8—10% des Gewichtes für die Muffen, bei gußeisernen und schmiedeeisernen Flanschrohren und Baulängen von 3,0—10,0 m 5—7% hinzurechnen. Verstärkungsringe usw. sind besonders zu berechnen.

Gußeiserne Druckrohre bis zu 0,80 m Durchmesser würden etwa kosten pro t = 100 Mk. ab Werk und ca. 120—150 Mk. fertig verlegt, einschließlich der Lieferung des Dichtungsmaterials. Hierin sind die Kosten für besondere Schwierigkeiten, für teures Pflastermaterial usw. nicht enthalten. Rohre mit größerem Durchmesser werden etwas teurer pro t.

Bei einem Vergleich einer wirtschaftlich günstigsten Leitung mit einer anderen mit ungünstigerem Durchmesser fallen selbstverständlich die Ersparnisse nach Formel (5) um so mehr ins Gewicht, je länger die Leitung ist, während in (6) L fehlt. Für die vorläufige Wahl von c sei auf die oben (Seite 2029) gegebenen Zahlen verwiesen.

Beispiel: Es seien

- Q die durchschnittlich zu fördernde Wassermenge = 0,145 cbm/sek,
 a die jährliche Betriebsdauer = 8640 Stunden,
 k die direkten Betriebskosten einer PSe-Stunde = 0,025 Mk.,
 c der Beiwert zunächst zu 50 angenommen,
 σ die zulässige Inanspruchnahme für Gußeisen = 85 kg/qcm,
 γ das Einheitsgewicht des Eisens = 7,25 t pro cbm,
 k_1 der Preis der Rohrleitung pro t fertig verlegt = 150 Mk.,
 e der Prozentsatz, welcher vom Anlagekapital der Rohrleitung für Verzinsung, Tilgung und Erneuerung zurückzulegen ist = $\frac{5,5}{100} = 0,055$,
 p der mittlere statische Druck bei 50 m Wassersäule = 5 kg/qcm,
 η der Nutzeffekt der Pumpen = 0,80.

Dann ist

$$D = \sqrt[7]{\frac{64 \cdot 0,145^8 \cdot 8640 \cdot 1000 \cdot 0,025 \cdot 85}{15 \cdot 3,14^3 \cdot 50^3 \cdot 7,25 \cdot 150 \cdot 0,055 \cdot 0,8 \cdot 5}} \quad D = 0,537 \text{ m.}$$

Daher die günstigste Geschwindigkeit $v = \frac{4 \cdot 0,145}{D^2 \pi} = 0,64 \text{ m/sek.}$

Wenn man nun den Wert für c nach den S. 1632 gegebenen Zahlen noch etwas genauer zu 51,1 wählt, so wird

$$D = 0,534 \text{ m,}$$

also der Einfluß der Veränderung von c ist für die Wahl des Querschnitts praktisch nicht von Belang.

Findet mit demselben Q nur Tagesbetrieb statt und verkürzt sich die Betriebsdauer auf 4320 Stunden, so wird das günstigste $D = 0,483 \text{ m.}$

Erhöhen sich die direkten Kosten der PSe-Stunde auf 0,04 Mk., so wird D

$$\begin{aligned} \text{bei } a &= 8640 \text{ St. zu } 0,574 \text{ m,} \\ \text{,, } a &= 4320 \text{ ,, ,, } 0,517 \text{ ,,} \end{aligned}$$

Wählt man einen Durchmesser von 550 mm mit der normalen Wanddicke

$$\delta = 16,5 \text{ mm,}$$

so werden die jährlichen Betriebskosten bei 8640 Betriebsstunden für eine 1000 m lange Strecke des Rohres

$$A + A_1 = \left[\frac{64 \cdot 0,145^8 \cdot 8640 \cdot 1000 \cdot 0,025}{75 \cdot 0,550^3 \cdot 3,14^3 \cdot 51,1^3 \cdot 0,80} + 0,55 \cdot 3,14 \cdot 0,0165 \cdot 7,25 \cdot 150 \cdot 0,055 \right] \cdot 1000 = 2246,50 \text{ Mk.}$$

Würde man statt dessen einen Durchmesser von 450 mm mit $\delta = 15 \text{ mm}$ gewählt und dementsprechend c zu 49 eingesetzt haben, so würde

$$A + A_2 = \left[\frac{64 \cdot 0,145^8 \cdot 8640 \cdot 1000 \cdot 0,025}{75 \cdot 0,450^3 \cdot 3,14^3 \cdot 49^3 \cdot 0,80} + 0,45 \cdot 3,14 \cdot 0,015 \cdot 7,25 \cdot 150 \cdot 0,055 \right] \cdot 1000, \\ A + A_2 = 2875,70 \text{ Mk.}$$

Wirtschaftlich ist also das 550 mm-Rohr dem 450 mm-Rohr um $2875,70 - 2246,50 = 629,20 \text{ Mk.}$ pro km jährlich überlegen.

Da es sich oft um viele Kilometer Rohrlänge handelt, so fällt die richtige Wahl der Rohrweiten stark ins Gewicht.

Mit Hilfe dieser Formeln würden die günstigsten Querschnitte für die Hauptleitungen bis zum Hochbehälter und eventuell auch bis zu den am höchsten gelegenen bzw. am stärksten beanspruchten Netzleitungen stückweise zu berechnen sein, woraus sich dann der Druckverlust ermitteln läßt¹⁾.

Für den ersten überschläglichen Entwurf wird man die Geschwindigkeit in den Rohrleitungen bei Nacht- und Tagbetrieb, je nach der Größe der Rohre, zunächst zwischen 0,35 und 0,53 m, wobei die höheren Geschwindigkeiten natürlich für die größeren Rohre gelten, und wenn nur Tagesbetrieb stattfindet, die Geschwindigkeiten zwischen 0,45 und 0,75 wählen können.

¹⁾ Wegen Ableitung der Formeln für die Berechnung der wirtschaftlich günstigsten Querschnitte im Gesamtnetz sei verwiesen auf Hermann Mannes, Die Berechnung von Rohrnetzen städtischer Leitungen. München 1909.

Zu berücksichtigen wären nun noch die Verluste an den Krümmungen, Schiebern, Abzweigen usw. Für den ersten Überschlag genügt ein pauschaler Zuschlag.

Zur Berechnung der Verluste bei Richtungsänderungen im Robre gibt Weisbach folgende Formeln:

1. Bezeichnen

- h_2 den Druckverlust,
 ω den Zentriwinkel der Krümmungsstelle,
 ρ den Halbmesser der Krümmung,
 r die halbe Rohrweite,

so ist (Fig. 18)

$$h_2 = \zeta_1 \frac{v^2}{2g} \frac{\omega}{90},$$

worin $\zeta_1 = 0,131 + 1,847 \left(\frac{r}{\rho}\right)^{1/3}$ ist.

Werte für ζ_1 bei Krümmungen nach Weisbach:

$\frac{r}{\rho} =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	
$\zeta_1 =$	0,131	0,138	0,158	0,206	0,294	0,440	0,661	0,977	1,408	1,978

2. An einem Knierohre (Fig. 19) ist nach Weisbach der Druckverlust

$$h_2 = \left[0,9457 \sin^2 \frac{\omega}{2} + 2,047 \sin^4 \frac{\omega}{2} \right] \cdot \frac{v^2}{2g}, \quad h_2 = \zeta_2 \cdot \frac{v^2}{2g}.$$

Werte für ζ_2 bei Knickpunkten nach Weisbach:

für $\omega =$	20	40	60	80	90	100	110	120	130	140
„ $\zeta_2 =$	0,046	0,139	0,364	0,740	0,984	1,260	1,556	1,861	2,158	2,431

Die Werte sind für Rohrleitungen von 30 mm Durchmesser aufwärts gültig, während für engere Rohrleitungen ζ_2 bedeutend größer ausfällt.

Der Druckverlust an einem Schieber oder einer Drosselklappe berechnet sich zu (Fig. 20)

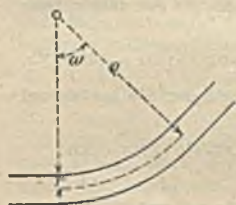


Fig. 18.

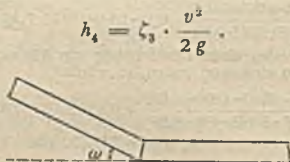


Fig. 19.



Fig. 20.

$$h_3 = \zeta_3 \cdot \frac{v^2}{2g}.$$

Werte für ζ_3 bei Schiebern nach Weisbach:

Bei der Stellhöhe $s =$	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8	v. d.
und $\frac{F_1}{F_2} =$	0,948	0,856	0,740	0,609	0,466	0,315	0,159	
wird $\zeta_3 =$	0,07	0,26	0,81	2,06	5,52	17,0	97,8	

Für Drosselklappen gilt dieselbe Formel, nur hat der Koeffizient alsdann folgende Werte:

Werte für ζ_3 bei Drosselklappen:

	Stellwinkel der Drosselklappe gegen die Rohrachse:														
	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°	90°
	0,24	0,52	0,90	1,54	2,51	3,91	6,22	10,8	18,7	32,6	58,8	118	256	751	∞

Die Druckverluste an den Stellen, wo Querschnittsveränderungen stattfinden.

Wird ein Querschnitt an einem Flansch derart verengert, daß das Rohr mit dem kleineren Durchmesser scharfkantig an ein weiteres anschließt, so ist der Druckverlust

$$h_4 = \zeta_4 \cdot \frac{v^2}{2g}$$

worin

$$\zeta_4 = \frac{0,0765}{\mu^2} + \left(\frac{1}{\mu} - 1 \right)^2$$

ist. μ bedeutet einen Einschnürungswert, v die Geschwindigkeit im verengten Querschnitt. Ist F_2 der Querschnitt des engeren Rohres und F_1 der Querschnitt des weiteren Rohres, so gelten folgende Werte für ζ_4 und μ bei Rohrverengungen (nach Weisbach 1843):

für $F_2 : F_1 = 0,01$	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
$\zeta_4 = 0,50$	0,47	0,42	0,33	0,25	0,15	0,00
$\mu = 0,64$	0,65	0,66	0,70	0,75	0,84	1,00

Sind die einzelnen Verengungen so gering, daß $\frac{F_2}{F_1} \approx 1$ wird, so berücksichtigt man bei der Unsicherheit des Wertes für ζ_4 am einfachsten und genau genug alle Druckverluste durch derartige kleine, in einem Strange aufeinanderfolgende Verengungen, indem man für F_2 den kleinsten Querschnitt und für F_1 den größten setzt und den hieraus ermittelten Wert für ζ_4 an Stelle von $\Sigma(\zeta)$ einführt.

Wo ein Nebenstrang an eine Hauptleitung anschließt, ist ein Schieber einzubauen. Ferner sind die Hauptstränge in 1,0—1,2 km lange Stränge und das Netz der Nebenstränge in Maschen von höchstens 1,5 km Rohrlänge einzuteilen. Es muß möglich sein, jeden Punkt des Rohrnetzes außer Druck zu setzen, ohne mehr als 5 Schieber zu schließen.

Für die Berechnung der für die Hausleitungen erforderlichen Druckhöhen h_1 muß die Annahme gemacht werden, daß das Wasser noch aus dem obersten Hahn mit einer gewissen Geschwindigkeit v ausströmt. Für deutsche großstädtische Verhältnisse wird man die größte Höhe über der Straße, in welcher noch ein Auslaßbahn anzulegen ist, mit 20—22 m annehmen können. Hierzu kommen die Reibungsverluste in der Hausleitung. Nimmt man für die Entfernung zwischen Straßenrohr und Steigeleitung als größtes Maß 25,0 m, für die Zuleitung 30 mm Durchmesser, für die 22 m lange Steigeleitung eine von 25 mm auf 13 mm abnehmende Weite an, und setzt voraus, daß die gleichzeitige Entnahme in verschiedenen Geschossen in den Leitungen eine Geschwindigkeit von 1 m/sek hervorruft, so berechnet sich der entstehende Druckverlust zu rd. 9,0 m. Mit einem Zuschlage von 2,5—4,0 m für die Verluste durch Krümmungen und durch die Ausströmungswiderstände im obersten Ausflußbahn ergibt sich für großstädtische Verhältnisse eine Druckhöhe vom Abzweig der Hausleitungen an gerechnet und von der Straßenkrone an gemessen von 31,5—35,0 m. In mittleren und kleinen Städten wird man, wenn die Bauhöhe durch Polizeiverordnungen beschränkt ist, mit weniger Druckhöhe auskommen können. Liegt z. B. der oberste Hahn nicht höher als 15,0 m über Straßenkrone, so wird eine Druckhöhe von 25,0 m für die Hausversorgung genügen. Soll die Druckhöhe in dem Netz auch für Feuerlöschzwecke ausreichen, so müßte bei einem Abstände der Wasserpfosten (Hydranten) von ca. 100,0 m eine Verstärkung des Druckes von mindestens 10,0 m eintreten. Bei einer solchen Druckvermehrung würde es aber dennoch nötig bleiben, für den Fall Spritzen anzuwenden, daß gleichzeitig die

Brandstelle mit mehreren Schlauchleitungen beworfen werden soll. Den gesamten erforderlichen Betriebsdruck in den Hausleitungen, ev. einschließlich des Überdrucks für Feuerlöschzwecke, nennt Thiem den „bürgerlichen Betriebsdruck“. Im nachfolgenden Text wird er mit h_v bezeichnet werden. Um nicht dauernd den Betrieb unter einem Druck zu führen, welcher nur selten erforderlich ist, kann es zweckmäßig sein, die Anordnung so zu treffen, daß durch verstärktes Arbeiten der Pumpen und unter Anwendung von Standrohren eine Druckerhöhung bei Feuersbrünsten erzielt werden kann. Denselben Zweck kann man unter Umständen auch durch Einschaltung eines höhergelegenen Behälters erreichen.

E. Allgemeine Anordnung des Rohrnetzes und der Hochbehälter.

Von der Versorgungsstelle bis zum Konsumschwerpunkt des Versorgungsgebietes wird man eine möglichst kurze Linie suchen. Bei der Entscheidung, ob eine oder zwei Hauptleitungen zu verlegen sind, ist neben der wirtschaftlichen Berechnung auch die Betriebsicherheit in Anschlag zu bringen. Nach Eintritt der Leitung in das Versorgungsgebiet verästeln sich die Stränge zweiter Ordnung nach den Schwerpunkten ihrer Bezirke, und ebenso ist für die Leitungen dritter und vierter Ordnung usw. zu verfahren. Zur Druckausgleichung und um das lange Stehen des Wassers in den Endleitungen der Verästelung zu vermeiden, werden die Enden der einzelnen Äste zweckmäßig miteinander verbunden. Mit Hilfe dieser Anordnung wird es möglich, daß man eine Strecke abschließen kann, ohne daß andere als die unmittelbar angeschlossenen Grundstücke in Mitleidenschaft gezogen werden. Kleinere Durchmesser als 8 cm werden für Straßenleitungen in der Regel nicht verwendet; viele Verwaltungen haben 10 cm als den kleinsten Durchmesser für Wasserleitungen angenommen. Spülauslässe und Ablasschieber werden an Punkten angebracht, nach denen die Rohrleitung Gefälle hat, Lufthähne natürlich an den höchsten Stellen. Für alle Rohrabzweigungen gibt es einen wirtschaftlich günstigsten Abzweigungswinkel¹⁾, indessen sind die Druckverluste nicht erheblich größer, wenn von diesem Winkel abgewichen wird. Bei zwei oder mehr Entnahmestellen wird man bestrebt sein, soweit es die Druckverhältnisse gestatten, durch eine Ringleitung und sonstige Verbindungen die Möglichkeit zu haben, einen Ausgleich herbeizuführen. Bei sehr verschiedener Höhenlage der einzelnen Stadtgebiete kommt die Bildung einzelner Druckzonen in Frage. Nimmt man z. B. an (Fig. 21), daß von einem Ausgleichbehälter A aus eine Stadt gespeist werden

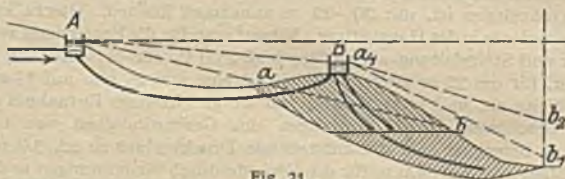


Fig. 21.

soll, welche sich auf beiden Seiten eines Hanges ausdehnt, und schneidet nun die Betriebsdrucklinie für den größten Verbrauchszustand das Stadtgebiet bei a und b , so würden die oberhalb dieser Linie liegenden Grundstücke unversorgt bleiben bzw. nur einen schwachen Druck haben. Ließe man den Ausgleichbehälter bei A wegfällen und legte dafür einen solchen bei B an, so brauchte die Leitung A bis B nicht die größte, sondern nur noch die mittlere Stundenmenge durchzuleiten. Infolgedessen würde die Drucklinie eine höhere Lage, etwa $A a_1$

¹⁾ Vgl. Handb. d. Ing.-Wissensch., III. Teil, Bd. 3, Wasserversorgung der Städte, 1904, S. 106.

einnehmen. Für den abwärts gelegenen Stadtteil möge sich beim stärksten Verbrauch die Drucklinie a_1, b_1 ergeben, welche sich in der Oberstadt bereits der Zulässigkeitsgrenze nähert. Dann würde man es vorziehen, für die Ober- und Unterstadt je eine getrennte Zone zu bilden, derart, daß von B aus zwei getrennte Speiseleitungen ausgehen und die Drucklinie für die Oberstadt bei größtem Verbrauch nunmehr nach a_1, b_2 fiele, bei welcher auch noch an den höchsten Stellen der bürgerliche Betriebsdruck h_0 vorhanden wäre. Für den Fall, daß die Ortlichkeit keine Gelegenheit böte, bei B einen Hochbehälter anzulegen, sondern nur bei A, müßte man die Leitungsstrecke AB so erweitern, daß auch bei stärkstem Verbrauch die Drucklinie nicht unter $A a_1$ herabgehen könnte. Die Versorgungsleitungen für den jenseitigen Stadtteil würden dann wie vorher in zwei Zonen zu teilen sein. Fig. 22 zeigt schematisch den Fall, daß von zwei in verschiedener

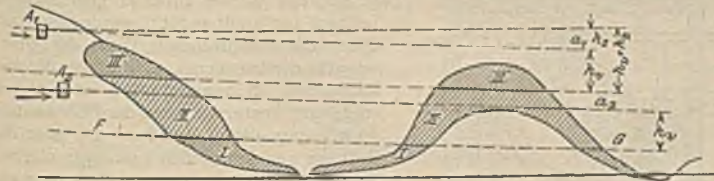


Fig. 22.

Höhe liegenden Ausgleichbehältern ein Stadtgebiet mit stark wechselnder Höhenlage gespeist werden soll. Bezeichnet h_z den Druckverlust und A_1, a_1 die Drucklinie der Zuleitung von A_1 bei höchstem Verbrauch, und trägt man den bürgerlichen Betriebsdruck h_0 von dieser Linie ab, so würden die Stadtteile III nicht mehr mit ausreichendem Druck versorgt werden können, einzelne Stadtteile unterhalb III würden mehr Druck haben als erforderlich ist. Von dem Behälter A_2 aus könnten bei der Gefällslinie $A_2 a_2$ die Stadtteile unterhalb FG also die Stadtteile I, mit ausreichendem Druck gespeist werden. Für die nach A_1 zu gelegene Zone III könnte eine besondere Leitung mit ausreichender Druckhöhe verlegt werden. Für die Hochzone III auf der abgewendeten Kuppe würde die Aufstellung eines besonderen Ausgleichsbehälters in Frage kommen, welcher entweder während der Nachtzeit zu füllen, oder mittels eines besonderen Pumpwerkes zu speisen wäre.

Bei hohen Drücken werden die Netzverluste größer und die Hausleitungen wegen der größeren Wandstärken der Rohre

etwas teurer. Indessen, sorgfältigste Ausführung vorausgesetzt, sind die Unterschiede bis zu 80,0 m Druck diesbezüglich nicht sehr groß und für Feuerlöschzwecke ist der hohe Druck willkommen.

Bei Zuleitung des Wassers durch Pumpenbetrieb muß durch vergleichende Kostenermittlung festgestellt werden, ob es sich lohnt, mehrere Ausgleichsbehälter in verschiedener Höhe anzulegen und verschiedene Druckzonen zu bilden. Diejenigen Anlagen verdienen den Vorzug, welche bei gleicher Einfachheit und Betriebssicherheit die kleinsten Jahreskosten für Zinsendienst des

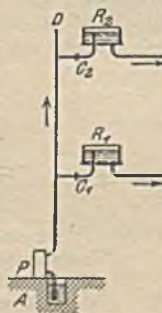


Fig. 23.

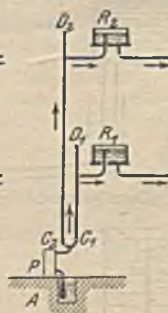


Fig. 24.

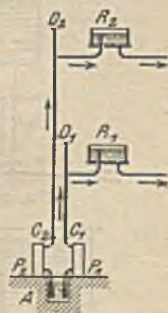


Fig. 25.

Kapitals und den Betrieb ergeben. Die Speisung zweier verschieden hoch liegender Behälter erfordert Schieber C_1 und C_2 und den Überlauf D (Fig. 23). Betriebssicherer ist die Anlage mit zwei Leitungen, bei denen die Schieber C_1 und C_2 (Fig. 24) im Pumpwerk selbst angebracht werden können. Bei sehr großen Höhenunterschieden und größeren Anlagen wird es meist vorteilhaft sein, für jeden Behälter eine besondere Pumpenanlage einzurichten (Fig. 25), um zu vermeiden, daß die Pumpen unter zu stark wechselndem Druck arbeiten müssen. Bei großer Entfernung der hochgelegenen Stadtteile von dem Pumpwerk und großen Höhenunterschieden kommen auch mehrere übereinander liegende Pumpwerke in Betracht.

Findet die Wasserzuleitung von zwei in verschiedener Höhe liegenden Stellen und durch natürliches Gefälle statt, und soll vom Vereinigungspunkt der Leitungen das Wasser in einer gemeinsamen Leitung zur Stadt geführt werden, so muß durch die entsprechende Wahl der Querschnitte der Leitungen, d. h. durch die verschiedenen Reibungsverluste oder durch eingelegte Absturzstrecken der Höhenunterschied ausgeglichen werden. Da aber die Zuflüsse aus den beiden Leitungen starken Schwankungen unterliegen, so ist trotz sorgfältiger Berechnung eine Überflutung der niedriger gelegenen Entnahmestellen nicht ausgeschlossen. Deshalb ist es vorzuziehen, einen Zwischenbehälter anzulegen (Fig. 26).

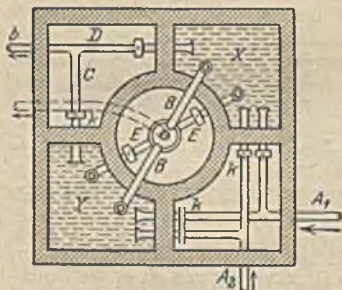


Fig. 26. Zwischenbehälter der Frankfurter Quellenleitung.

Jede der beiden Kammern X und Y kann das Wasser von einer oder auch von beiden Zuführungsleitungen A_1 und A_2 aufnehmen, welche durch die Schieber k geschlossen werden können. C und D sind die durch Schieber abschließbaren Entnahmerohre, B die Überlaufrohre, E die Entleerungsrohre, b die Ableitung nach der Stadt.

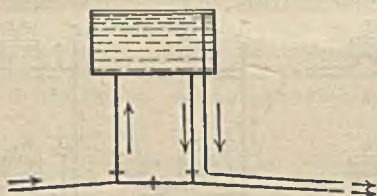


Fig. 27. Durchgangsbehälter.

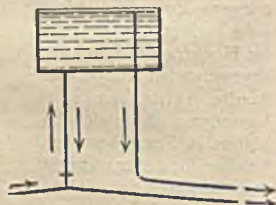


Fig. 28. Überlaufbehälter.

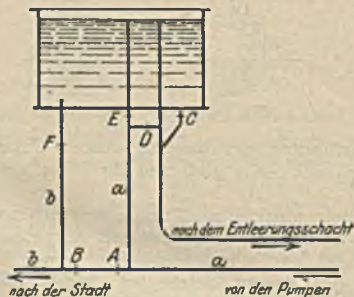


Fig. 29.

Ist ein besonderes Steige- und Ablaufrohr vorhanden, so daß das ganze Wasser den Behälter durchlaufen muß, so spricht man von einem Durchgangsbehälter (Fig. 27). In einen Überlaufbehälter (Fig. 28) gelangt nur dann Wasser, wenn die Entnahme im Netze unter das Stundenmittel sinkt. Jeder Hochbehälter erhält Überlaufrohr, Entleerungsrohr und so viel Absperrvorrichtungen, daß jede gewünschte Benutzungsart möglich ist. Bei der Anordnung der Schieber und der Klappen ist möglichst Übersichtlichkeit Hauptsache, damit

Irrtümer der Bedienungsleute nicht vorkommen können. Soweit irgend möglich, sind alle Schieber eines Hochbehälters in einer Schieberkammer zu vereinigen. Fig. 29 zeigt schematisch die Anlage des Behälters zu Bernburg¹⁾.

Für den gewöhnlichen Gebrauch sind die Schieber *B, C, D* geschlossen, *E, F* offen. Das durch das Steigerohr *a* ankommende Wasser ergießt sich über die trompetenartige Mündung in den Behälter und fließt durch das Fallrohr nach der Stadt. Soll der gefüllte Behälter ausgeschaltet und für Feuergefahr gefüllt gehalten werden, so genügt das Schließen des Schiebers *F* und Öffnen des Schiebers *B*. Das Steigerohr *a* wird dann Standrohr. *A* ist ein Klappenventil, welches den Rückfluß des Wassers der Druckleitung bzw. eine Entleerung des Behälters beim Bruch des Steigerohrs *a* verhindern soll. Behufs Reinigung und Ausbesserung des Behälters werden die Schieber *E* und *F* geschlossen, die Schieber *B, C* und *D* geöffnet. Die Pumpenleistung hat sich dann dem Verbrauch derart anzupassen, daß möglichst wenig Wasser über *D* nach dem Entleerungsrohr abfließt.

Damit das Wasser im Behälter möglichst frisch bleibt, ist für seine Bewegung sowohl im senkrechten wie im wagerechten Sinne Sorge zu tragen (Fig. 30, 31, 32).

Liegt eine Stadt auf den beiderseitigen Hängen eines Flußtales (Fig. 33) und bietet sich auf der der Entnahmestelle abgewendeten Seite der Stadt günstige

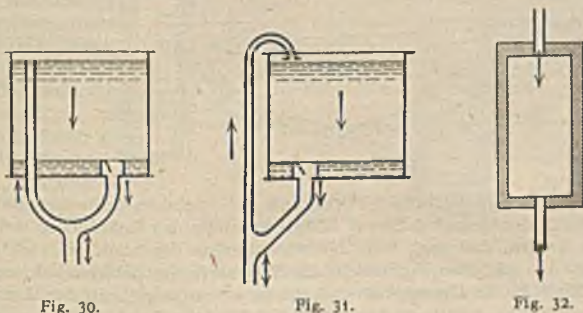


Fig. 30.

Fig. 31.

Fig. 32.

Gelegenheit zur Anlegung eines Endbehälters *E*, so kann man durch eine Linie *TT₁* festlegen, wie weit die Stadt bei höchstem Verbrauch von *A* bzw. von *E* aus zu speisen ist. An den höchsten Stellen der Stadtteile *I* und *II* und in

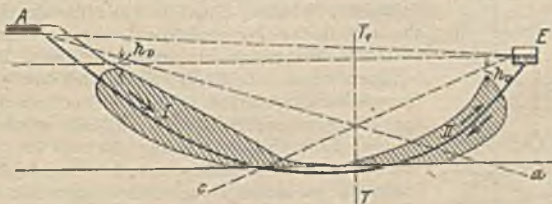


Fig. 33.

der Linie *TT₁* muß mindestens noch der erforderliche bürgerliche Betriebsdruck h_0 vorhanden sein. Die Leitungsquerschnitte müssen ferner so berechnet werden, daß sich bei geringstem Verbrauch zuzüglich des zur Füllung des Endbehälters erforderlichen Zuflusses die Drucklinie *AE* einstellt. Nimmt der Verbrauch ab, so rückt *TT₁* näher an *E* heran und geht schließlich durch den Behälter *E*. Aus der Wahl der Linie *TT₁* ergibt sich die Größe des Endbehälters.

Liegt das Versorgungsgebiet ganz auf einer Seite eines Talhanges (Fig. 34), wie es z. B. in Darmstadt der Fall ist, so sind die Verhältnisse bei Verwendung

¹⁾ Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1876, S. 18.

eines Endbehälters ganz ähnlich wie die in Fig. 33. Sind die Druckverteilungslinien während des stärksten Verbrauchs MN und EN , so wird der Stadtteil links von TT_1 direkt von A , der Stadtteil rechts von TT_1 vom Endbehälter aus gespeist werden. Läßt der Verbrauch nach, so tritt N_1 an die Stelle von N und rückt bei weiter abnehmendem Bedarf immer näher an E heran, bis sich schließlich der Überschuß des Zuflusses über den Bedarf in den Endbehälter ergießt.

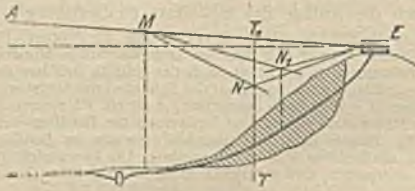


Fig. 34.

Hat man einen Hochbehälter vor der Stadt und einen Gegenbehälter hinter derselben (Fig. 35), so müssen beide zusammen mindestens einen Inhalt haben, welcher gleich ist dem größten Mehrbedarf während der

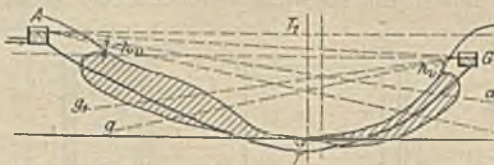


Fig. 35.

Tagestunden über den durchschnittlichen Zufluß, also bei 24-stündigem Betriebe muß der Inhalt beider Behälter $\geq \frac{1}{3}$ des durchschnittlichen Tagesbedarfs sein (S. 2001).

Bei schwachem Verbrauch (Drucklinie AG) nehmen beide Behälter Wasser auf. Würde der Gegenbehälter G fehlen, so müßte das Rohrnetz so weit dimensioniert werden, daß noch beim höchsten Punkte der Stadt am rechten Hang während des stärksten Verbrauchs der bürgerliche Betriebsdruck h_0 vorhanden wäre. Mit Hilfe des Gegenbehälters kann man den Querschnitt der Hauptleitung



Fig. 36.

verkleinern, so daß sich beim stärksten Verbrauch von A aus die Drucklinie Aa einstellt, während von G aus die Drucklinie Gg erzeugt wird. Je mehr der Verbrauch abnimmt, desto mehr würde auch hier TT_1 nach rechts rücken, bis schließlich der Behälter G gespeist wird. Die Größe des Behälters G würde mit Hilfe der Linien TT_1 aus dem Bedarf der einzelnen Stunden eines Tages mit höchstem Verbrauch zu ermitteln sein. Ein Gegenbehälter würde im Falle eines Rohrbruches in der Hauptleitung zwischen A und Stadtgrenze dennoch das Versorgungsgebiet speisen, freilich würde in einem solchen Falle beim höchsten Bedarf die Drucklinie unter Gg sinken und die oberhalb dieser Linie liegenden Stadtteile am linken Hang müßten sich mit schwachem

Druck begnügen bzw. würden ganz von der Versorgung ausgeschlossen sein.

Günstige Verhältnisse für ein Rohrnetz ergeben sich bei Aufstellung eines Hochbehälters im Schwerpunkt des Versorgungsgebietes (Fig. 36).

F. Allgemeines über das Pumpwerk.

Zusammenlegung von Pumpwerk, Klärbecken, Filtern, Enteisungsanlagen usw. in möglichster Nähe des Versorgungsgebietes ist anzustreben. Kann der Hochbehälter in der Nähe des Pumpwerkes angelegt werden, so erleichtert das gleichfalls den Betrieb. Da aber die bis zum Hochbehälter zu verlegende Druckleitung nur für den mittleren Zufluß, die vom Hochbehälter zum Versorgungsgebiet gehende Hauptleitung aber für den größten Stundenverbrauch

einzurichten ist, so wird, wenn die Örtlichkeit mehrere Lösungen zuläßt, ein wirtschaftlicher Vergleich aufzustellen sein. Einen Notersatz teurer Hochbehälter bilden Standrohre mit kleinen Behältern zur Druckregelung, am besten in Verbindung mit Schornsteinanlagen, was neben der Kostenersparnis den Vorteil hat, daß ein Einfrieren des Standrohres und Behälters vermieden wird. Bei kleineren Anlagen kann die Aufstellung des Hochbehälters im gedachten Falle auch direkt über dem Pumpwerk in Frage kommen. Die Entfernung des Pumpwerkes von der Gewinnungsstelle ist beschränkt. Bei Saugleitungen ist die größte zulässige Saughöhe 7,0—8,0 m, verringert um den Reibungsverlust im Saugrohr und in den Ventilen, weil sonst der Betrieb unsicher wird. Die mittlere Geschwindigkeit des angesaugten Wassers darf 0,5 m/sek, die größte 0,8 m/sek nicht übersteigen. Die Durchgangsquerschnitte der Saug- und Druckventile sollten etwa 20% größer sein als der Rohrquerschnitt.

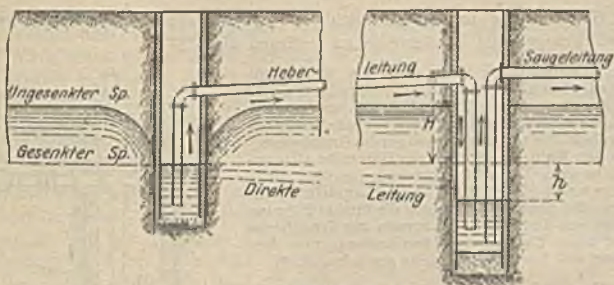


Fig. 37.

Länger als Saugleitungen können Heberleitungen sein, da die Reibungsverluste in den Pumpen wegfallen. Bei Heberleitungen gilt für H (Fig. 37) als Höchstwert 8 bis 9,0 m — h , wenn h das Gefälle des Hebers bedeutet und der gesenkte Spiegel den tiefsten Wasserstand im Entnahmehrungen angibt. Die Heberleitungen können bei sorgfältiger Ausführung 1800 m und mehr lang werden¹⁾. An den höchsten Punkten einer Heberleitung sind Absaugvorrichtungen durch Anschluß an den Saugwindkessel der Förderpumpe oder durch Dampf oder Wasserstrahlpumpen oder dergleichen für die sich ansammelnde Luft nötig. Die Luftansammlung in Heberleitungen wird dadurch begünstigt, daß das Wasser in ihnen an allen Punkten unter geringerem Druck steht als dem atmosphärischen. Beim Wasserwerk Freising ist die 817,0 m lange, mit einem gleichmäßigen Gefälle von 1 : 1000 verlegte Heberleitung von 0,25 m Weite im Schöpfbrunnen direkt an die Saugleitung des Schöpfwerkes angeschlossen (Fig. 38). Der Schieber in der Anschlußleitung ist aber in der Regel geschlossen und dient nur zum Entfernen der angesammelten Luft. Der Saugschenkel der Heberleitung ist mit einer Rückfallklappe versehen, um eine Füllung der Leitung vornehmen zu können und um die Entleerung der Heberleitung zu verhindern, wenn die Wassersäule abreißt²⁾.

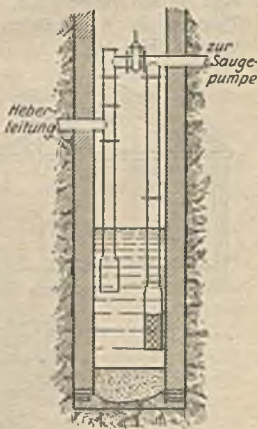


Fig. 38. Schöpfbrunnen mit Heberleitung des Wasserwerkes Freising.

¹⁾ Die von Salbach für die Versorgung von Preßburg ausgeführte 0,4 m weite Heberleitung ist 1772 m lang und durchschneidet als Düker das Bett der Donau.

²⁾ Zivilingenieur. 1888. Heft 7.

Zur Füllung des Hebers kann eine Verbindung mit einem höher gelegenen Behälter oder mit einer Druckleitung dienen. Es ist möglich, eine Reihe von Entnahmebrunnen an eine Heberleitung anzuschließen. Ein besonderer Vor-



Fig. 39. Heberleitung des Kieler Wasserwerkes.

teil der Heberleitung ist die Möglichkeit, sie außerhalb des Grundwassers oder doch weniger tief in dasselbe zu verlegen (Fig. 37).

Beim Wasserwerk der Stadt Kiel (Fig. 39 und 40) wurde die rd. 1000 m lange und 0,40 m weite Leitung etwas unter dem niedrigsten unabgesenkten Wasserspiegel mit Gefälle nach dem Schöpfwerk verlegt, damit beim Aussetzen des Pumpenbetriebes und nach Ansteigen des Grundwasserspiegels in dem Entnahmebrunnen das Heberrohr stets gefüllt gehalten wird. Die acht Robrbrunnen wurden mit je einer 0,20 m weiten Heberleitung an die Hauptleitung angeschlossen. Bei dieser Anlage würde die direkte Führung des Wassers von dem Entnahmebrunnen zur Schöpfstelle wegen der tiefen Lage einer solchen Leitung unter dem Grundwasser sehr teuer und schwierig geworden sein¹⁾.

Der Maschinenflur des Pumpwerkes muß entweder über dem höchsten Wasserstande liegen oder mit wasserundurchlässiger Sohle und Seitenwänden bis zum höchsten Wasserstande umschlossen sein. Letzterer Ausführungsart ist eine Anlage vorzuziehen, bei welcher nur die Pumpen in wasserdichte Schächte eingebaut werden (Fig. 41).

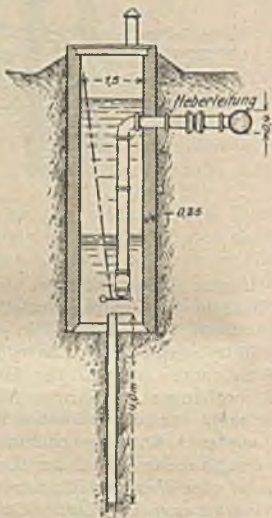


Fig. 40. Querschnitt durch einen Brunnen und die Heberleitung des Kieler Wasserwerkes.

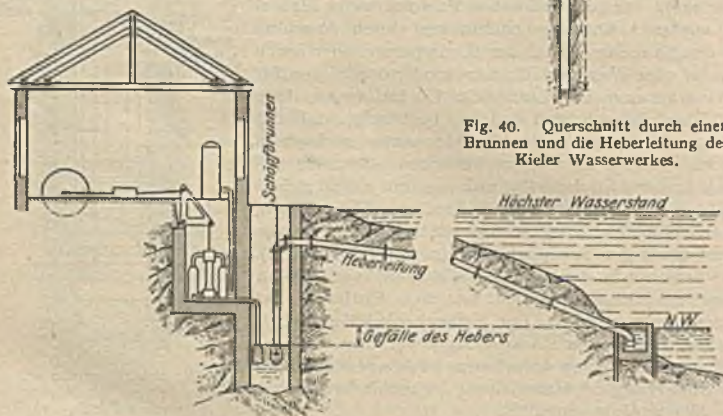


Fig. 41.

¹⁾ Oesten a. a. O. S. 99.

Bei Flußwasserversorgungen ist die Entnahmestelle gegen Versandungen und Abbrüche zu schützen. Günstige Zufuhr der Brennmaterialien ist ein wichtiger Gesichtspunkt. Nur bei kleinen Anlagen und bei verhältnismäßig großem Hochbehälter kann auf Reservepumpen verzichtet werden. Bei Pumpwerken ohne ausreichenden Hochbehälter wird man durch die Wahl der Maschineneinheiten und die Art der Maschinen dafür zu sorgen haben, daß sich das Pumpwerk dem wechselnden Verbrauch, welcher stündlich zwischen 1,5 und 7% des Tagesverbrauches schwanken kann, anzupassen vermag. Es ist dann auch ein oben offenes Standrohr in die Hauptleitung einzufügen. Das Standrohr muß einen möglichst großen Durchmesser haben bzw. am oberen Ende mit einem Reservoir versehen sein. In letzterem Falle bildet das Standrohr zugleich die Steigeleitung und Falleitung des Reservoirs. Statt eines einzelnen Standrohres sind auch mitunter zwei von verschiedener Höhe angebracht, darart, daß das hohe Standrohr in Wirksamkeit tritt, wenn größere Drücke (Höchstkonsum bei Feuersbrunst) erforderlich werden. Ein anderes Mittel zum Druckausgleich sind Windkessel, welche in der Regel im Maschinenraum ihre Aufstellung finden. Windkessel haben den Nachteil, Gegenstöße bzw. Schwingungen zu erzeugen. Gegenmittel hiergegen sind große Abmessungen der Windkessel und Sicherheitsventile. Bei Verwendung von Windkesseln sind längere wagerechte oder wenig geneigte Strecken in der Leitung zu vermeiden und Lufthähne, ev. auch Sicherheitsventile, vorzusehen.

Selbstverständlich ist bei Anlegung eines Pumpwerkes auf Erweiterung Rücksicht zu nehmen. Für die Pumpen kommen hauptsächlich Plungerpumpen in Betracht. Der Wirkungsgrad der Schleuderpumpen (Zentrifugalpumpen) ist im allgemeinen kleiner (Nutzeffekt 70—75%).

Die Betriebsmaschinen und Pumpen müssen so bemessen werden, daß die größte erforderliche sekundliche Wassermenge auf die Betriebshöhe H gehoben werden kann. Ist ein Hochbehälter vorhanden, so genügt Bemessung für mittlere tägliche Wassermenge M . Ist a die Betriebszeit in Stunden, so ist die sekundlich zu fördernde Wassermenge

$$Q = \frac{M}{a \cdot 60 \cdot 60} \cdot \text{cbm/sek.}$$

Die Betriebshöhe H in m setzt sich zusammen aus $H_b + h_1 + h_2$, worin H_b die Höhe des höchsten Spiegels im Hochbehälter über dem niedrigsten Wasserspiegel im Schöpfbrunnen, h_1 die Reibungsverluste in der Saugleitung h_2 die Reibungsverluste in der Steigeleitung bis zum Hochbehälter bedeuten. Die erforderlichen Pferdekkräfte berechnen sich dann zu $N = \frac{Q \cdot H \cdot 1000}{75} \cdot \alpha$, worin α

einen Beiwert bedeutet, dessen Größe vom Nutzeffekt der Pumpen abhängt und für die Vorarbeiten im Mittel zu 1,3 angenommen werden kann. Anders ausgedrückt ist $N = \frac{1000 \cdot Q \cdot H}{75 \eta}$, wobei η den Wirkungsgrad der Pumpe (im Mittel

0,77) bedeutet. In Wirklichkeit steigt der Wirkungsgrad gut ausgeführter Kolbenpumpen bis zu 0,93. Ist noch eine Übersetzung von der Kraftmaschine zur Pumpe erforderlich, was namentlich bei Schachtpumpen, ferner bei Benutzung von schnellaufenden Antriebsmaschinen vorkommt, so müssen die hierdurch bedingten Energieverluste besonders berücksichtigt werden. Ist ein Hochbehälter nicht vorhanden, so muß man bei Berechnung von Q die Stunde des größten Konsums zugrunde legen. Die Betriebshöhe H setzt sich dann zusammen aus H_a , das ist die Höhe des höchstgelegenen Leitungspunktes im Netz über dem niedrigsten Wasserspiegel im Schöpfbrunnen, aus dem bürgerlichen Betriebsdruck h_0 , aus h_1 wie oben und aus h_a , das ist die Summe der Reibungsverluste bis zum höchsten Punkt a . Zur vorläufigen Berechnung des Kolbendurchmessers einer doppelt wirkenden Pumpe gilt die Formel

$$D = 1,19 \cdot \sqrt{\frac{Q}{\psi \cdot i \cdot c}}$$

und für einfach wirkende Pumpen

$$D_1 = \sqrt{2} \cdot D = 1,68 \sqrt{\frac{Q}{\psi \cdot i \cdot c}}$$

Hierin bedeuten:

Q die sekundliche Wassermenge in cbm/sek,

ψ das Verhältnis der täglichen Betriebszeit zur vollen Tageszeit, also 24 ψ ihre Dauer in Stunden,

i die Anzahl der Pumpen, welche gleichzeitig zur Förderung von Q dienen sollen,

c die mittlere sekundliche Geschwindigkeit des Pumpenkolbens in

$$m = \frac{2sn}{60}, \text{ worin } s \text{ den Hub des Pumpenkolbens in } m,$$

n die minutliche Umdrehungszahl der Kurbelwelle bedeuten.

Als Triebkraft für Wasserhebemaschinen wird heute noch für größere Anlagen überwiegend der Dampf benutzt.

In kleineren und mittleren Werken findet man häufiger Leuchtgas- und Sauggasmotoren, Dieselmotoren, Benzin- und Petroleummotoren, Elektromotoren und schließlich auch Turbinen und Wasserräder. Bei kleineren Anlagen, bis zu etwa 100 PSe werden die Benzin-, Petroleum-, Leucht- und Kraftgasmotoren meistens wirtschaftlich überlegen sein. Bei mittleren Anlagen wird der Vergleich oft eine Gleichwertigkeit ergeben, während bei größeren Anlagen sich die Dampfmaschine in den meisten Fällen heute wohl noch als die günstigere Anlage herausstellen wird. Allerdings sind die neuerdings sehr vervollkommenen Dieselmotoren mit Dampfmaschinen bei großen Anlagen von 1000 PSe und mehr mindestens konkurrenzfähig, wenn nicht überlegen. Wenn Gichtgas aus Hochöfen zur Verfügung steht, so ist die Gasmaschine gegeben.

Elektromotoren können nur dann konkurrieren, wenn der Preis für die KW-Stunde am Motor gemessen die Selbsterzeugungskosten nicht erreicht. Bei Einholung vergleichender Kostenanschläge für Wärmekraftmaschinen ist die mittlere und höchste Förderhöhe und die zu fördernde mittlere und höchste Wassermenge in l/sek und die Pumpenart nebst Hubzahl anzugeben, und von den Lieferanten ist eine Garantie für die mit 1 kg Brennmaterial von bekanntem Heizwert zu leistenden mkg zu verlangen.

Als Beispiel einer Gaskraftanlage von 80 cbm Stundenleistung sei auf das Wasserwerk in Vegesack-Bremen gewiesen¹⁾ (Fig. 80 bis 83, S. 2070). Der Antrieb erfolgt durch zwei liegende Einzylinder-Präzisionsleuchtgasmotoren a (Klasse M von Gebr. Körting in Körtingsdorf bei Hannover) von je 12,2 PSe Leistung und 190 Uml/min mit einem Schwungrad, verlängerter Welle und Außenlagerbock, mit Drosselregulierung, Ventilsteuerung und elektrischer Zündung und mittels direktem Riemenzug. Die Motoren werden mit Druckluft angelassen, die durch die Motoren beim Leerlauf erzeugt und in dem Druckwindkessel c aufgespeichert wird. Beide Pumpen b , welche 1 m tiefer als die Motoren angeordnet sind, um eine günstigere Saughöhe zu erzielen, sind liegende, doppelwirkende Plungerpumpen für je 40 cbm/Std Wasser auf 66 m manometrische Förderhöhe bei 47 Uml/min.

Der Windkessel ist für die Druck- und Saugwirkung gemeinschaftlich. Der untere gußeiserne Teil c_1 des Kessels dient als Saugwindkessel und besitzt sieben Anschlußstutzen, zwei für die Pumpenanschlüsse und fünf für die Saugleitungen der Brunnen.

Die liefernde Firma gewährleistete die Leistung von 490 000 mkg in gehobenem Wasser für 1 cbm Gas von 5000 WE unterem Heizwert bei 0° Temperatur und 760 mm Barometerstand und einen Gasverbrauch von 440 l für die PSe-Stunde. Bei der Abnahmeprüfung ergab sich eine Leistung von 525 000 mkg.

Als Beispiel einer Sauggasanlage kann auf die städtischen Wasserwerke von Worms und Bingen²⁾ verwiesen werden. In Worms wurden bei den Abnahmeversuchen pro indizierte PSe-Stunde im Mittel 0,35 kg Koks bei einem Heizwert von 6774 WE/kg gebraucht. Mit 1 kg Koks konnten trotz Verwendung von Zentrifugalpumpen als Rohwasserpumpen im Mittel 462 000 mkg in gefördertem Wasser geleistet werden oder mit einer Wärmeinheit 68,2 mkg. Im regel-

¹⁾ Wasserwerksdirektor W. Wagner, Das Wasserwerk und die Enteisungsanlage der Stadt Vegesack. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1909, S. 57.

²⁾ Geh. Baurat Prof. Berndt, Darmstadt, Die Wasserwerke der Städte Worms und Bingen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1909, S. 736.

mäßigen Betriebe wurden im Jahre 1907 mit 1 kg Koks 300 000 mkg in gehobenem Wasser oder mit einer Wärmeeinheit $\frac{300\,000}{6774} = 44,2$ mkg bei 61—71 m Förderhöhe geliefert. Die Pumpen liefern ca. 102 l/sek bei 120 Uml/min. Die Sauggasmotoren leisten normal 150 PSe als Höchstleistung. Die Verwendung von Heißdampfmaschinen war wegen der Schwierigkeit der Abführung des Kondenswassers sehr erschwert.

Bei der Wahl der Einheiten ist auf eine möglichst wirtschaftliche Ausnützung der Anlage Bedacht zu nehmen, wozu in erster Linie gehört, daß die Maschinen möglichst lange mit den wirtschaftlich besten Füllungsgraden arbeiten.

Die Betriebsräume müssen sehr gut beleuchtet, gelüftet, heizbar und trocken sein. Fußboden, Wände und Decke sind so auszuführen, daß die größte Reinlichkeit und Staubfreiheit vom Personal verlangt werden kann. Aus diesem Grunde ist eine möglichst vollkommene Trennung der Maschinenräume vom Kesselhause oder von dem Generatorenraume anzustreben.

II. Einzelheiten.

A. Sammelkanäle.

Die Sammelkanäle, zu denen als einfachste Formen auch die Drainröhren oder die aus Steinplatten gebildeten Dolen (Fig. 7d) gehören, werden in größeren Abmessungen entweder aus Gußeisen oder aus glasiertem Ton oder aus Zementbeton oder aus Mauerwerk hergestellt.

Als Eintrittsöffnungen dienen runde Löcher oder kurze Schlitzlöcher, welche in keiner Abmessung kleiner sein sollten als 8 mm (Fig. 42). Sie müssen je lfdm.



Fig. 42.

so zahlreich sein, daß die Eintrittsgeschwindigkeit ein Mitführen von Sand möglichst ausschließt. Die Sammelkanäle werden (bis zur Höhe des Grundwasserspiegels) mit einem filterartigen Mantel umhüllt, der in seinem dem Sammelkanal zunächst liegenden Teile aus gewaschenem und gesiebtem Kiese oder Steinschlag besteht, während die anderen Schichten aus nach außen feiner werdendem, möglichst gewaschenem Material zusammengesetzt sind.

Ist eine Verunreinigung des Sammelkanals aus den Schichten über dem Grundwasserträger zu befürchten und sind diese in der Natur durch eine undurchlässige Schicht vom Grundwasserträger getrennt, so wird man den filterartigen Mantel des Sammelkanals über dem Grundwasserspiegel mit einer ca. 0,3—0,5 m starken Tonschicht abdecken und diese mit der in der Natur vorhandenen Schutzschicht verbinden. Diese undurchlässige Tonschicht ist mit Gefälle zu verlegen und an geeigneten Stellen zu entwässern (Fig. 43).



Fig. 43.

Bei langen Sammelkanälen sind zur leichteren Überwachung und zur Beseitigung des etwa eingetretenen Sandes besteigbare Revisionschächte mit Sandfängern anzulegen. Durch entsprechende Verschlüsse in den Schächten läßt sich eine wirksame Spülung, auch wohl eine

Aufspeicherung des Wassers im Grundwasserträger bei kleinem Bedarf erreichen (Fig. 44)¹⁾. Die Wirksamkeit letzterer hängt von den örtlichen Verhältnissen ab und wird meistens nicht groß sein. Um notfalls von Schacht zu Schacht eine Bürste durchziehen zu können, sind möglichst gradlinige Strecken des Sammelkanals zweckmäßig. Das untere Ende des Sammelkanals mündet in eine Sammelstube, in welcher der etwa mitgeführte Sand ausgeschieden werden muß, bevor das Wasser zum Pumpensumpf der Maschinen gelangt. Bei einfachen Anlagen genügt eine einfache Querwand, über welche das aus dem Sammelkanal eintretende Wasser fließen muß, während gleichzeitig für die nötige Querschnittserweiterung zu sorgen ist (Fig. 45). Vollkommener und empfehlenswerter ist es aber, die Sammelstube aus zwei Teilen derart einzurichten, daß ein Teil im Betriebe bleiben kann, wenn der andere gereinigt wird (Fig. 46)²⁾.

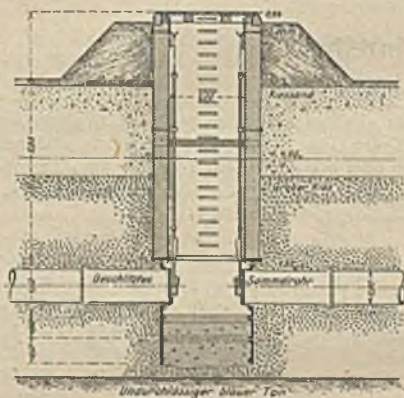


Fig. 44. Zwischenschacht des Sammelrohres des Wasserwerkes Hannover.

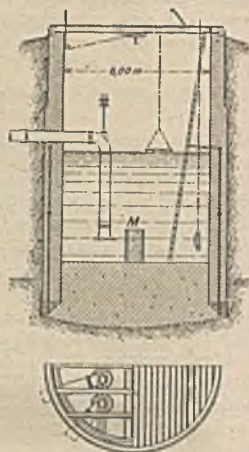


Fig. 45.

Als Sammelstollen bezeichnet man in das geschichtete und mit Wasser gefüllte Gestein vorgetriebene Kanäle. Wenn in dem wasserhaltigen Gestein die durchlässigen Schichten so umgeben sind, daß beim Abschluß des Sammelstollens überhaupt jeder Abfluß verhindert wird, kann man durch Einbau von Dammtoren oder anderen Verschlüssen in den Sammelstollen

unter günstigen Umständen eine wirksame Aufspeicherung bei zeitweiligem Wasserüberfluß für die Zeit des stärkeren

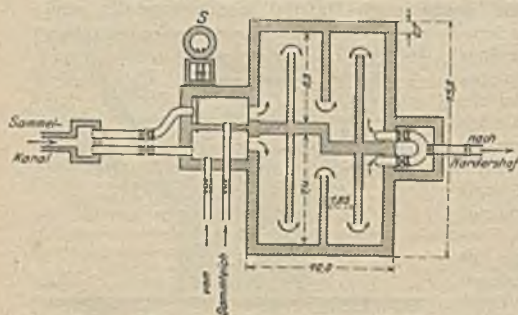


Fig. 46. Sammelstube des Königsberger Wasserwerkes.

¹⁾ Berg, Das neue Wasserwerk der Stadt Hannover. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover. 1880. S. 189.

²⁾ Der Saugschacht S mußte angelegt werden, weil die natürliche Vorflut für die Entleerung fehlte. — G. Becker, Die Wasserversorgung der Stadt Königsberg. Berlin 1890.

Verbrauchs erzielen. Derartige Vorrichtungen sind u. a. von Winter bei den Sammelstollen des Wasserwerks Wiesbaden ausgebildet¹⁾.

B. Brunnen.

Von Hausbrunnen abgesehen unterscheidet man gemauerte und eiserne Brunnen, und unter den ersteren solche mit dichtem und solche mit durchlässigem Mantel.

Man kann den gemauerten Brunnen in einer bis zur beabsichtigten Sohle heruntergetriebenen Baugrube von unten auf errichten, wobei die Absenkung des Grundwasserspiegels während des Baues durch einen oder mehrere eiserne Saugbrunnen erfolgt. Durch das Absaugen des Grundwassers außerhalb der Baugrube verhindert man das starke Eintreiben von Schwemmsand in die Baugrube. Diese Art der Ausführung ist nur bei beschränkter Brunnen-tiefe möglich; sie hat den Vorzug, daß man durch das Ausschachten der Baugrube eine genaue Kenntnis der einzelnen Bodenschichten des Grundwasser-trägers erhält, und daß man für eine sorgfältige Hinterfüllung des Brunnens sorgen kann.

Die andere und meistens billigere Ausführungsart ist die des Absenkens. Hierbei wird die Baugrube bis etwas unter den Grundwasserspiegel offen hergestellt. Das auf einem Kranze (vgl. Fig. 45) aus Holz oder Eisen ruhende Brunnenmauerwerk wird zunächst einige Meter hoch hergestellt und dann dadurch versenkt, daß man es belastet und den Boden aus dem Brunnen entfernt. Damit das Mauerwerk bei schiefer Stellung des Brunnens nicht abreißt, sind vom Kranze aus kräftige Zuganker nach oben zu führen, welche mit Splinten auf Unterlag-platten oder durch Verschraubung auf Zwischenkränzen oder Platten kräftig angezogen werden. Bei sehr großen Ausführungen empfiehlt es sich, den Brunnen mittels Anker an Gerüsten aufzuhängen, um bei Schiefstellung des Brunnens während der Absenkungsarbeit ein Geraderichten bewirken zu können.

Dem höchsten äußeren Drucke würde an sich eine verhältnismäßig kleine Wandstärke genügen. Bei Ziegelmauerwerk ist für die Wandstärke der untersten Schicht die Formel $0,1 d + 0,1$ in m üblich, wenn d den inneren lichten Durchmesser in m bezeichnet. Diese Formel genügt etwa bis zu Tiefen von 20,0 m. Nach oben kann die Wandstärke verringert werden, indessen nicht unter eine Steinstärke. Bei sorgfältig ausgeführten Ringen aus Zementbeton dagegen kann die Wandstärke erheblich kleiner ausfallen. Die Durchlässigkeit der Wände wird meistens entweder durch Lochsteine oder durch offene Stoßfugen oder durch Löcher im Beton hergestellt.

Zur Zurückhaltung des Sandes werden beim Bau in offener Baugrube die Brunnen mit durchlässigen Wänden bei der Hinterfüllung in ringförmigen Schichten mit einem Filtermantel umgeben. Bei versenkten Brunnen verwendet man statt des Filtermantels sog. Filterbrunnen, d. h. Brunnen mit Doppelmantel, in deren Zwischenräume die Filterschicht eingebracht ist. •Derartige Brunnen sind von Gill in Stralau und Tegel bei Berlin bis auf 18—20 m Tiefe in zum Teil feinem Schwemmsand heruntergebracht. Während der Ausführung wurden, wie im Grundriß angedeutet (Fig. 47), radiale Bretter und zwischen diese gebogene Bleche eingesetzt, um die einzelnen Schichten zu scheiden. Die Brettstücke und Bleche sind nach Fertigstellung wieder beseitigt.

Zur Vereinfachung ist u. a.²⁾ vorgeschlagen, besondere, mit Filtermaterial gefüllte Formstücke von der Stärke der Brunnenwandungen in diese einzusetzen und mit zu versenken³⁾, ebenso als Ersatz des Filtermaterials die Verwendung poröser Steine.

¹⁾ Näheres vgl. E. Winter, Die Wasserversorgung von Wiesbaden. Erster Teil der Festschrift zur 60. Versammlung Deutscher Naturforscher und Ärzte in Wiesbaden 1887, S. 14.

²⁾ Thiem, Wasserwerk der Stadt Nürnberg. Leipzig 1879, S. 35. Ann. des ponts et chaussées 1886, II, p. 750.

³⁾ Engineering News 1891, II, p. 52.

Soll die Sohle der gemauerten Brunnen mit für den Eintritt des Wassers in Betracht kommen, so wird man zur Verhütung des Eintritts von Sand in den Brunnen in der Sohle ein Filter (größte Korngröße zu oberst) anbringen. Der Abstand des Saugrohrmundes von der Sohle muß dann mindestens 1,0 m betragen, damit ein Aufwühlen vermieden wird.

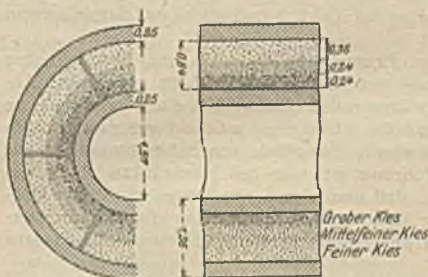


Fig. 47. Filterbrunnen der Berliner Wasserwerke.
(Alte Tegeler Anlage.)

Sorgfältige Abdeckung und gute Lüftung ist unentbehrlich. Hierzu dienen mitunter Brunnenhäuschen mit Lüftungsrohren. Jedenfalls ist das Lüftungsrohr durch feinmaschige Gaze so abzuschließen, daß ein Eindringen von Ungeziefer aller Art sicher vermieden wird.

Eiserne Brunnen. Eiserne Schachtbrunnen werden meistens aus Gußeisen hergestellt. Das Material gestattet dichte Stellung der Eintrittsschlitze und infolgedessen kleinere Durchmesser. Sie lassen sich auch leichter hinunterbringen als gemauerte, so daß sie in den meisten Fällen billiger werden. Der Nachteil der Rostbildung fällt nicht stark ins Gewicht.

Für das Krefelder Wasserwerk wurden eiserne Schachtbrunnen von 1,20 m Lichtweite bis 21,0 m tief durch Preßwirkung hinuntergebracht (Fig. 48). Die Schlitze der wasser aufnehmen den Ringe sind 10 cm lang und 8 mm breit. Gleichzeitig mit Anwendung der Preßwirkung wurde der Boden im Innern des Schachtes durch Sackbohrer ausgehoben¹⁾.

In Mülhausen i. E. ist ein 4,0 m im Lichten weiter und 18,0 m tiefer Schachtbrunnen, bestehend aus zehn 1,0 m hohen und 35 mm starken gußeisernen Ringen, hinuntergebracht.

Für das Wasserwerk in Elberfeld sind mehrere eiserne Schachtbrunnen von 4,0 m Weite angelegt.

Ungleich häufiger als Schachtbrunnen werden Rohrbrunnen verwendet, namentlich seitdem in neuerer Zeit die Technik der Versenkung außerordentlich vervollkommen ist. Kleinere Rohrbrunnen, sog. Abessinier²⁾, können bis zu Tiefen von 12,0 bis 14,0 m durch Rammen hinuntergebracht werden. Sie bestehen aus schmiedeeisernen Rohren bis zu 8 cm Weite, deren untere Teile auf 0,50—2,0 m Länge je nach der Weite mit 3—6 mm weiten Löchern oder Schlitzen versehen und zur Verhütung des Rostens verzinkt sind. Das Rohr hat unten eine starke Stahlspitze. Das Rammen erfolgt entweder auf einen oben fest angeklebten Rammkopf mittels eines durchlocherten Rammbärs oder durch einen

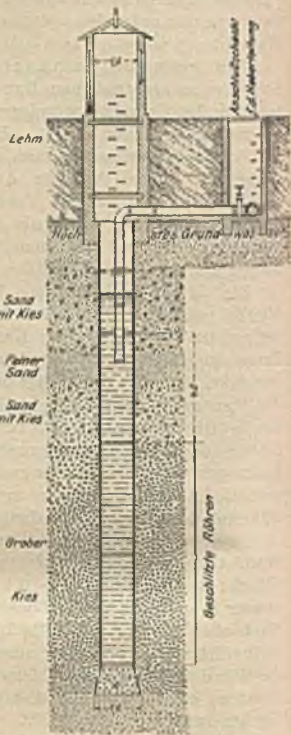


Fig. 48. Eiserner Schachtbrunnen des Wasserwerkes Krefeld.

¹⁾ E. Gad, Tiefbohrungen für die Wasserversorgung in Krefeld. Gesundheits-Ing. 1889, S. 457.

²⁾ Diese Art Brunnen wurde zuerst in Amerika ausgeführt. Sie hat ihren Namen von ihrer umfangreichen Verwendung bei einer kriegerischen Expedition in Abessinien im Jahre 1869.

Stempel, welcher sich im Rohre auf und ab bewegt und auf die Oberkante der massiven Rohrspitze rammt. Bei Verwendung von Spülwirkung kann man solche einfachen Abessinier in Sandboden selbst bis zu 40,0 m Tiefe hinunterbringen.

Für große Wasserwerksbetriebe kommen meistens nur gebohrte Rohrbrunnen in Frage, da größere Weiten erforderlich werden. Hierbei werden zur Herstellung des Bohrloches geschweißte Futterrohre verwendet. Bei großen Weiten kommen auch genietete und Gußrohre zur Anwendung. Das Ausheben des Bodens erfolgt durch Ventilbohrer, wobei sich die zur Wassergewinnung geeigneten Schichten am besten erkennen lassen. Bei Verwendung von Wasserspülung ist zu beachten, daß feiner Sand und Ton aus dem Boden herausgespült werden und daher die herausgeholtten Bodenproben oft günstiger aussehen als sie wirklich sind.

Ist das Bohrloch bis zur gewünschten Tiefe hinuntergebracht, so wird ein Filterkorb eingebracht, bestehend aus feinen durchlöchernten Kupferrohren oder aus einem Gerippe von Metall mit ein- oder mehrfacher Umhüllung von Messing- oder Kupferdrahtgewebe, dessen Maschenweite sich nach der Korngröße des Grundwasserträgers richtet.

Die Länge des Filterkorbes richtet sich bei gegebener Maschenweite nach der zulässigen Eintrittsgeschwindigkeit. Letztere ist wieder von der Korngröße des Grundwasserträgers abhängig. Nach Einsetzen des Filterkorbes wird das Futterrohr so weit hochgezogen, daß die Maschen des ersteren frei werden. Um den Filterkorb reinigen zu können, hat Sonne¹⁾ vorgeschlagen, denselben mit einem durchlöchernten Rohr zu umgeben (Fig. 49) und ihn selbst zum Herausziehen einzurichten. Der durch das Schutzrohr eintretende Sand ließe sich mit einem besonderen Rohr und mit einer Hilfspumpe entfernen.

Smreker vervollkommnete diese Bauart bei den Rohrbrunnen des Mannheimer Wasserwerkes (Fig. 50). Der Filterkorb hat hier eine Umhüllung aus feinem Kupferdraht-Tressengewebe erhalten, welches das Durchtreten des Sandes verhindert. Das Futterrohr hatte 800 mm Weite und wurde nach Einsetzen des Umhüllungsrohres bis über die durchlöchernte Länge desselben hochgezogen. Ein kleines Kupferrohr tritt durch den Saugkorb hindurch, um mit Hilfe einer besonderen Pumpe durch dasselbe etwa in den Brunnen eingebrungenen Sand entfernen zu können.



Fig. 49. Herausziehbarer Filterkorb.

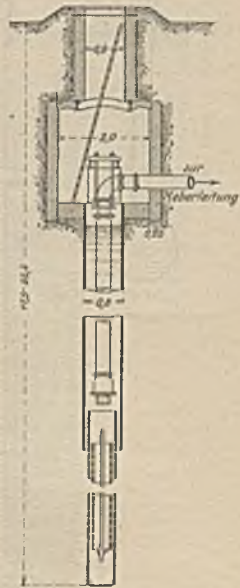


Fig. 50. Rohrbrunnen des Mannheimer Wasserwerkes. Der Filterkorb ist oben gegen das Umhüllungsrohr abgedichtet.

¹⁾ Sonne und Simons, Rohrbrunnen mit beweglichen Filterkörben. Darmstadt 1879.

Beim Nürnberger Wasserwerk¹⁾ ist nach Vorschlägen von Grahn gleich falls ein 800 mm weites Futterrohr abgesenkt, auf dem Boden desselben eine Betonplatte *AB* eingebracht und darauf das 150 mm weite gußeiserne Filterrohr gestellt (Fig. 51).

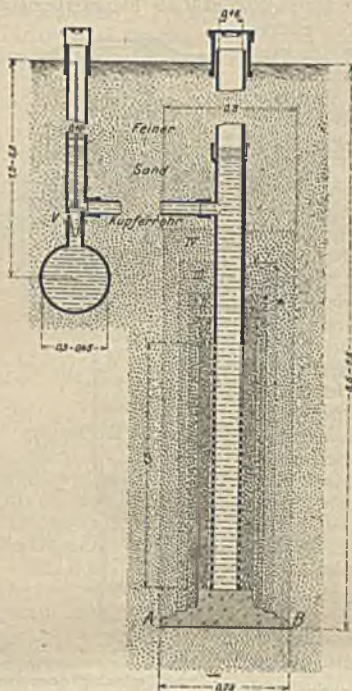


Fig. 51. Filterbrunnen des Nürnberger Wasserwerkes.

den Saude und Kiese 3—4 mm beträgt. Für ganz feinen Sand wurde Treßengaze verwendet. Über das obere geschlossene Ende des Filterkorbes ist eine lange Muffe mit Flansch gezogen und mit tals eines Gummiringes abgedichtet und auf diese Muffe der Krümmer der Verbindungsleitung zum Heberrohr aufgeschraubt. In das Brunnenrohr ist luftdicht abgeschlossen das aus verzinnem Kupfer hergestellte Saugrohr von 170 mm Durchmesser eingehängt. Um den Wasserstand im Brunnen jederzeit beobachten zu können, ist ein besonderes kleines Rohr in den Brunnen hinabgeführt. Der äußere Durchmesser des Brunnens beträgt 240 mm, während für die Bohrrohre ein lichter Durchmesser von 305 mm vorgeschrieben war. Bis zum Grundwasserspiegel wurde die Ausschachtung mit Holzverzimmerung niedergebracht, innerhalb deren der Mittelpunkt des Brunnens genau eingemessen werden konnte. Um das Heberrohr jederzeit zugänglich zu machen, ist es bei dem Kölner Wasserwerk in einem Betonkanal verlegt (Fig. 53).

Eine Anordnung mit herausnehmbarem Saugrohr, wie sie beim Wasserwerk Braunschweig verwendet ist, zeigt²⁾ Fig. 54. Das Saugrohr ist mit Gummiringen gedichtet, welche sich beim Hinabsenken des Saugrohres etwas rollen und sich so fest zwischen die abzudichtenden Flächen einklemmen, daß das Saugrohr durch die Saugwirkung nicht gehoben werden kann.

Soll das Saugrohr herausgenommen werden, so wird der Schieber am T-Stück der Heberleitung geschlossen, die Kappe des Brunnens entfernt, das Erdreich bis zum frostfrei liegenden Deckel des Brunnenschlußrohres ausgehoben, der Deckel mit dem Wasserstandsbeobachtungs-

¹⁾ Wagner, Zur Wasserversorgung Nürnbergs. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1889, S. 525.

²⁾ H. Prenger, Betrieb von Grundwasserwerken ohne Enteisung in „Betriebsführung städtischer Werke“ Bd. 1, herausgegeben von Th. Weyl, S. 152.

³⁾ v. Fellitzsch, Erfahrungen aus dem Braunschweiger Wasserwerksbetriebe. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1909, S. 125.

Um dieses Filterrohr mit einem Filtermantel zu umgeben, wurden nacheinander drei Hilfszylinder aus Eisenblech eingebracht und die ringförmigen Zwischenräume mit Kies von verschiedener Korngröße ausgefüllt. Hiernach wurden diese Hilfszylinder entfernt und das Futterrohr gleichfalls herausgezogen. Im ganzen wurden 83 solcher Brunnen in dem 17 km östlich gelegenen Ursprungstal hinuntergebracht und mit zwei Heberleitungen von je 0,30 bis 0,45 m Durchmesser verbunden. Die Verbindung geschah durch 70 mm weite, verzinnete Kupferrohre, welche mit Gummiringen gedichtet sind. Die Muffenenden wurden außerdem mit Wasserklitt verstrichen. Um die einzelnen Brunnen in beliebiger Weise für die Versorgung mit heranzuziehen und für trockenere Zeiten eine Aufspeicherung zu ermöglichen, sind kegelförmige Ventile angeordnet, durch welche der Zutritt zum Heberrohr verengt oder ganz abgeschlossen werden kann. Indem man mit Hilfe der abgesenkten Brunnen mittels Hilfspumpen den Grundwasserstand absenkte, konnte man das Heberrohr größtenteils im Trocken verlegen.

Fig. 52²⁾ zeigt einen Rohrbrunnen, wie er für die Wasserversorgung von Köln verwendet wurde und sich dort vorzüglich bewährt haben soll. Zuerst ist diese Art von Brunnen von Thiem bei der von ihm ausgeführten Naunhofer Wasserleitung für Leipzig zur Verwendung gekommen.

In Köln ist der Filterkorb aus einem rippenförmigen gußeisernen Rohr gebildet, welches mit einem Gewebe aus kupferverzinnem $1\frac{1}{2}$ mm starken Draht umspannt ist, dessen Maschenweite je nach der Feinheit der wasserführenden Saude und Kiese 3—4 mm beträgt. Für ganz feinen Sand wurde Treßengaze verwendet. Über das obere geschlossene Ende des Filterkorbes ist eine lange Muffe mit Flansch gezogen und mit tals eines Gummiringes abgedichtet und auf diese Muffe der Krümmer der Verbindungsleitung zum Heberrohr aufgeschraubt. In das Brunnenrohr ist luftdicht abgeschlossen das aus verzinnem Kupfer hergestellte Saugrohr von 170 mm Durchmesser eingehängt. Um den Wasserstand im Brunnen jederzeit beobachten zu können, ist ein besonderes kleines Rohr in den Brunnen hinabgeführt. Der äußere Durchmesser des Brunnens beträgt 240 mm, während für die Bohrrohre ein lichter Durchmesser von 305 mm vorgeschrieben war. Bis zum Grundwasserspiegel wurde die Ausschachtung mit Holzverzimmerung niedergebracht, innerhalb deren der Mittelpunkt des Brunnens genau eingemessen werden konnte. Um das Heberrohr jederzeit zugänglich zu machen, ist es bei dem Kölner Wasserwerk in einem Betonkanal verlegt (Fig. 53).

Eine Anordnung mit herausnehmbarem Saugrohr, wie sie beim Wasserwerk Braunschweig verwendet ist, zeigt³⁾ Fig. 54. Das Saugrohr ist mit Gummiringen gedichtet, welche sich beim Hinabsenken des Saugrohres etwas rollen und sich so fest zwischen die abzudichtenden Flächen einklemmen, daß das Saugrohr durch die Saugwirkung nicht gehoben werden kann.

Soll das Saugrohr herausgenommen werden, so wird der Schieber am T-Stück der Heberleitung geschlossen, die Kappe des Brunnens entfernt, das Erdreich bis zum frostfrei liegenden Deckel des Brunnenschlußrohres ausgehoben, der Deckel mit dem Wasserstandsbeobachtungs-

¹⁾ Wagner, Zur Wasserversorgung Nürnbergs. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1889, S. 525.

²⁾ H. Prenger, Betrieb von Grundwasserwerken ohne Enteisung in „Betriebsführung städtischer Werke“ Bd. 1, herausgegeben von Th. Weyl, S. 152.

³⁾ v. Fellitzsch, Erfahrungen aus dem Braunschweiger Wasserwerksbetriebe. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1909, S. 125.

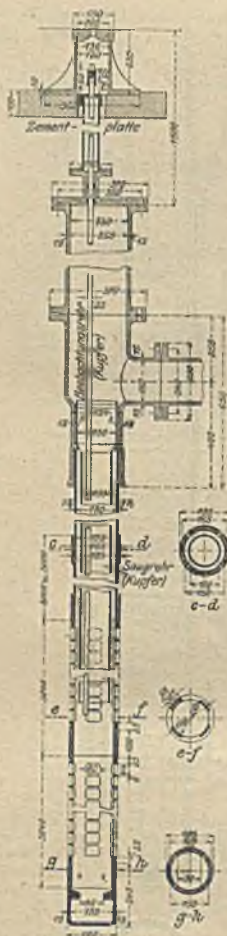


Fig. 54. Filterbrunnen des Braunschweiger Wasserwerkes.

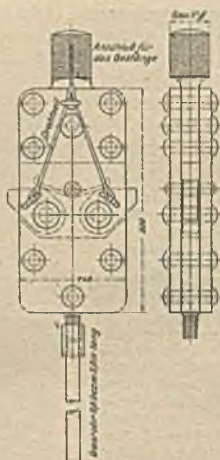


Fig. 55. Fangvorrichtung zum Herausziehen der Mantelrohre (Filterkörbe) des Braunschweiger Wasserwerkes.



Fig. 57. Wellenfilter-Rohrbrunnen.

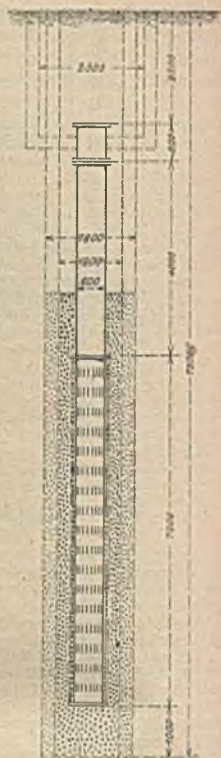


Fig. 56. Wellenfilter-Rohrbrunnen.

Ergiebigkeit des Brunnens allmählich zu, da sich alle feinen Teile auswaschen werden.

größere Wassermengen, als sie auf die Dauer liefern sollen, herausgeholt, und der Betrieb jedenfalls so lange fortgesetzt, bis das Wasser vollkommen klar wird. Hierbei nimmt in der Regel die

C. Vorrichtungen zur Reinigung des Wassers.

1. Anlagen für den Kleinbetrieb.

Als Filtermaterial für Hausfilter werden am meisten gebrannter Ton, Asbest und Kieselgur (Berkefeld-Filter) verwendet, aber auch Sand, Tuffsteine, Eisenschlamm, Papier und Zellulose.

Bei zentralen Wasserversorgungen wird in England und Deutschland auf die Verwendung von Hausfiltern fast stets verzichtet, da ihr Reinigungsbedürfnis schwer zu erkennen und die Reinigung selbst umständlich ist.

In Nordamerika sind dagegen Hausfilter auch bei größeren Wasserversorgungen noch vielfach im Gebrauch.

Wo man mangels anderen geeigneten Wassers (Küstenstriche und wasserarme Gebirgsgegenden) auf Sammlung von Regenwasser in Zisternen angewiesen ist, kann man eine Reinigung des Wassers in der Zisterne selbst dadurch herbeiführen, daß man in die Zisterne einen ringförmigen Filterkörper einsetzt (Fig. 58) und in diesen den Saugkorb des Pumpenrohrs einbaut.

Zur Reinigung des Wassers für einzelne gewerbliche Anlagen, wie Bahnhöfe usw., werden meistens die Vorrichtungen zur Entnahme, Klärung und Reinigung, welche für größere Wasserversorgungen in getrennten Anlagen zu schaffen sind, in einfacherer Weise in einem Bauwerk vereinigt.

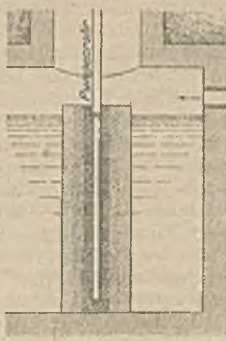


Fig. 58. Zisterne mit eingebautem Filterbrunnen

2. Klärbecken mit und ohne Fällmittel.

Bei Flüssen mit stärkerer Sinkstoffführung kann es wirtschaftlich empfehlenswert und unter Umständen auch für den Filterbetrieb notwendig sein, eine Vorklärung in Klärbecken vorzunehmen. Bei Flüssen mit sehr kleiner Geschwindigkeit und bei Seen sind solche Klärbecken meistens entbehrlich. Indessen kann auch bei solchen Anlagen, z. B. wegen zeitweise massenhaften Auftretens von Pilzen, Plankton u. dgl., oder wegen zeitweiser Beimengung von färbenden Huminstoffen eine Vorklärung nötig werden, und zwar unter Umständen unter Verwendung von Fällmitteln.

Für die Ausscheidung von Farbstoffen, namentlich wenn sie auf Huminsäuren zurückzuführen sind, kommen hauptsächlich schwefelsaure Tonerde (Aluminiumsulfat), seltener Eisenverbindungen und Permanganate in Frage. Das Verfahren mit schwefelsaurer Tonerde wird meist Alaunverfahren genannt. Das in der Natur vorkommende Alaun ist ein Doppelsalz von schwefelsaurer Tonerde und schwefelsaurem Kalk. Letzteres für die Ausfällung unwirksam, dagegen für die Verdauung nicht unbedenklich. Die als Fällungsmittel verwendete schwefelsaure Tonerde muß arsenfrei sein. Die handelsübliche Schwefelsäure ist meistens mit Arsen verunreinigt. Es muß daher für die Herstellung der schwefelsauren Tonerde besonders gereinigte Schwefelsäure zur Verwendung kommen. Die schwefelsaure Tonerde wird in Zusatzmengen von 1 : 50 000 bis 1 : 20 000 verwendet. Als bald nach Zumischung der Tonerde tritt Flockenbildung aus Tonerdehydraten ein, welche schnell zu Boden sinken und Schwebstoffe aller Art, also auch färbende Huminstoffe sowie auch Bakterien mit sich reißen.

Die Klärbecken werden meistens offen angelegt und müssen so groß sein, daß die Durchflußgeschwindigkeit 1—2 mm/sek nicht übersteigt, so daß ein Querschnitt von 0,5 bis 1 qm für 1 l/sek erforderlich ist. Der Weg durch das Becken muß mindestens 4—5 Stunden, besser aber mehr in Anspruch nehmen, wenn eine Ausscheidung der Sinkstoffe bewirkt werden soll. Die Zu- und Abflußstellen sind derart anzulegen, daß der ganze Querschnitt des Beckens durchflossen werden muß und sich in demselben keine lokalen Strömungen bilden können. Man läßt das Wasser am besten in einer Überlaufrinne an der ganzen Länge der dem Ablauf gegenüberliegenden Seite des Klärbeckens übertreten und an der Entnahmeseite durch Öffnungen fließen, welche 25—30 cm unter der Spiegelhöhe liegen. Zweckmäßig ist, das Becken durch dünne Wände derart zu teilen, daß das Wasser abwechselnd gezwungen wird, über und unter einer Wand hinwegzufließen. Um den Betrieb bei Reinigung eines Beckens nicht zu unterbrechen, sind mindestens zwei Becken oder zwei völlig voneinander zu trennende Kammern in einem Becken erforderlich. Selbstver-

ständig müssen Klärbecken an der Sohle und den Böschungen wasserdicht hergestellt sein. In der Regel wird die Beseitigung des Schlammes aus dem Becken nur alle 1—2 Jahre einmal nötig, dennoch können die Reinigungskosten den Betrieb unliebsam belasten. Es kann deshalb wirtschaftlich zweckmäßig sein, die Sohle in einzelne Felder zu teilen, denen man ein stärkeres Gefälle nach dem Entleerungskanal geben kann, um so eine Spülwirkung zu ermöglichen. Liegt die Sohle unter dem Flußspiegel, so ist ein Spülumpf anzulegen, aus welchem das Wasser mit dem Schlamm herausgepumpt werden kann, eventuell können auch Ejektorkästen mit Schlauchleitungen zur Herausspülung des Schlammes mit dem Wasser zur Verwendung kommen, wie sie bei Beseitigung des Schlammes aus den Filtern verwendet werden (vgl. S. 2059 u. Fig. 66).

Bei Verwendung von Fällmitteln Reinigung der Klärbecken in kürzeren Zwischenräumen nötig. Meistens Verwendung von schwefelsaurer Tonerde nur vorübergehend bei sehr verunreinigtem Hochwasser (starke Färbung durch Huminsubstanz oder kolloidale Stoffe) oder bei massenhaftem Auftreten von Algen (Juli/August) erforderlich. Die Erhöhung der Kosten durch Anwendung von schwefelsaurer Tonerde pro cbm geklärten Wassers beträgt etwa 0,3 bis 0,5 Pf. Diese Mehrkosten werden meistens durch Ersparnisse an Filterkosten und Filterfläche (Anlagekosten) ausgeglichen.

Die Zuführung der schwefelsauren Tonerde zum Rohwasser kann nach Fig. 59 erfolgen¹⁾. In dem Gefäß *a* wird Wasser und festes Material in beliebiger Menge gemischt. Die zu Boden gesunkene gesättigte Lösung wird abgezapft und mit Hilfe des Aräometers mit Wasser verdünnt, bis eine Mischung

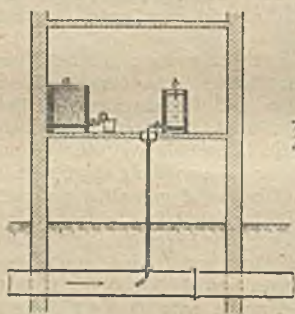


Fig. 59 a

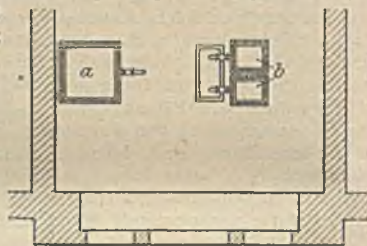


Fig. 59 b.

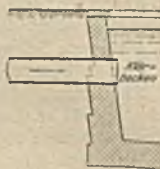


Fig. 59 a und b.
Schema einer Einrichtung zur Zuführung von schwefelsaurer Tonerde. System Goetze, Bremen.

von etwa 1 : 5 entsteht. Diese Mischung wird aus dem Gefäß *b* durch einen kalibrierten Hahn im gewollten Verhältnis der bekannten sekundlichen Rohwassermengen zugesetzt.

3. Filter.

Die am meisten verbreitete Vorrichtung zur Filtrierung des Wassers bildet das Sandfilter. Es besteht aus einer Schicht von feinem gewaschenen Sand von $\frac{1}{3}$ bis 1,0 mm Korngröße, welche von Stüttschichten getragen wird. Letztere dienen nur zur Abführung des Wassers, wirken aber bei der Reinigung nicht mit. Die Filtrierschicht darf nicht weniger dick als 0,30 m sein, und sie schwankt bei englischen und deutschen Anlagen zwischen diesem Maß und etwa 1,25 m. Die Stüttschicht besteht bei deutschen Anlagen meistens aus mehreren übereinander-

¹⁾ Betriebsführung städtischer Werke. Herausgegeben von Th. Weyl. Bd. I, Wasserwerke, S. 56.

gelagerten Schichten grober Steine und Kies von verschiedener Größe. Unten liegen Steine von 10—20 cm Größe, deren Schicht am Rande des Filters, also an der höchsten Stelle der Sohle etwa 15 cm hoch ist und bis zur tiefsten Stelle des Sammelkanals am Überlauf auf 45 cm anwächst. Zur Abgleichung der Oberfläche werden die Lücken durch faustgroße Steine ausgefüllt. Hierüber folgen eine etwa 15 cm hohe Schicht von Kies von 3—1½ cm Korngröße, eine 10—12 cm starke Schicht von 1,5—0,7 cm Korngröße und schließlich eine 3 cm starke Deckschicht von feinem Kies von 0,7—0,2 cm Korngröße. Bei holländischen Anlagen wird die Stützschrift häufig aus Muscheln gebildet. Die Stützschrift kann auch aus übereinandergelegten Flachziegelschichten, Dachpfannen oder Schieferplatten gebildet werden. Bei Verwendung von gewöhnlichen Normalziegeln muß man auf die Deckschicht aus Ziegeln noch verschiedene Schichten allmählich nach oben feiner werdenden Kieses auffüllen, damit der Sand nicht mit in die Kanäle gerissen wird. Auf diese Weise kann man an Höhe der Stützschrift sparen und auch die Höhe der Umfassungswände verringern (Fig. 60). Der Filterboden wird in der Regel aus einer Betonschicht mit Glattputz hergestellt, dem eine stärkere Neigung von beiden Seiten nach dem Sammelkanal gegeben wird. Für eine Lüftung der Stützschriften bei entleertem Filter ist durch Luftschächte in oder an den Umfassungswänden zu sorgen, aus denen auch die Luft bei Füllung des Filters entweichen kann. Das eigentliche Feinfilter bildet sich erst nach einiger Zeit, indem sich zwischen den Poren der obersten 1—2 cm starken Sandschicht feine Pflanzenfasern, Überreste von Wassertierchen und die schwebenden Sinkstoffe des Rohwassers ablagern, und sich allmählich auf die Oberfläche des Sandes eine weiche Schlamm-schicht (Filterhaut) legt. Deshalb ist, bis zu dem Augenblicke, wo die Filterhaut gebildet ist, das Filter noch nicht vollkommen wirksam und nach § 6 und 7 der Grundsätze für die Reinigung von Oberflächenwasser durch Sandfilter¹⁾ soll man in der Regel das Filtrat eines gereinigten oder mit neuem Sand aufgefüllten Filters nicht in das Reinwasserbecken ablassen. Die Reinigungswirkung des Sandfilters besteht in der mechanischen Zurückhaltung der Verunreinigungen und in der Tätigkeit der sich an den Sandkörnern und in der Filterhaut absetzenden Kleinwesen. Gewisse schlamm-bildende Bakterien umhüllen die Sandkörner mit einer Art Gallerte, an welcher auch die feinsten Teilchen des Schlammes kleben bleiben. Die Arbeitsgeschwindigkeit des Filters muß sehr klein sein und wird in der Regel 100 mm in der Stunde nicht übersteigen dürfen, derart, daß pro qm Filterfläche täglich 2,4 cbm Reinwasser geliefert werden können. Indessen es gibt Fälle, namentlich bei Entnahme des Wassers aus Seen oder bei guter Vorklärung, wo die Arbeitsgeschwindigkeit von 3—4,0 m und noch mehr pro Tag zulässig erscheint. Da die Widerstände mit der Verstärkung der Filterhaut zunehmen, so muß der Filterdruck regulierbar sein. In der Regel läßt man ihn nicht über 0,75—1,0 m anwachsen, weil bei zu großem Druck Keime bis in die unteren Sandschichten und von da in das Reinwasser fortgerissen werden. Es ist notwendig, das gereinigte Wasser jedes Filters möglichst häufig auf Keimfreiheit zu untersuchen, wobei es hauptsächlich darauf ankommt, daß die Zahl der Keime auf 1 ccm möglichst konstant bleibt. Bei Anfüllung eines Filters wird dasselbe mit Reinwasser von unten auf ganz langsam bis zur Oberfläche des Sandes angefüllt. Läßt man das Wasser aus frisch angefüllten Filtern so lange ablaufen, bis sich die Filterhaut gebildet hat, so gehen hierbei große Wassermengen verloren.



Fig. 60. Stützschrift aus Ziegeln und Kies.

¹⁾ 1898 unter Mitwirkung des Kaiserlichen Gesundheitsamtes und hervorragender Hygieniker und Ingenieure für deutsche Wasserwerke entworfen.

Goetze rechnet für Bremer Verhältnisse auf 24 000 qm Filterfläche die abgeräumte Filterfläche eines Jahres zu 560 000 qm, wozu noch die Hälfte der vorhandenen Filterfläche, also 12 000 qm als neu aufgefüllte (zweijähriger Wechsel) kommen. Als Verlust bringt er für die abgeräumten Flächen 3 cbm/qm, für die neu aufgefüllten 34 cbm/qm (14 Tage zum Einarbeiten) in Ansatz, so daß bei 24 000 qm Filterfläche $560\,000 \cdot 3 + 12\,000 \cdot 34 = 2\,088\,000$ cbm pro Jahr verloren gingen. Das käme einem Verlust bei 0,76 Pf. pro cbm Hebungs- und Filterkosten von jährlich 16 000 Mk. gleich.

Um diesen Verlust zu vermeiden und zugleich um bei Hochwasser, wenn das Flußwasser mit feinverteilten tonigen und lehmigen Bestandteilen sowie mit Algen reich gesättigt ist und die einmalige Filtration kein einwandfreies Wasser mehr liefert, den hygienischen Anforderungen zu entsprechen, bringt Goetze eine doppelte Filtration in Vorschlag, indem das gereinigte Wasser eines Filters nochmals auf ein zweites Filter geleitet wird (Fig. 61b).

Hierbei wird der Wasserspiegel des Nachfilters um den Filterdruck des Vorfilters und um die Druckhöhe des Hebers abgesenkt. Soll die Doppelfiltration in Wirksamkeit gesetzt werden, so werden das Reinwasser-Ablaufrohr *R* des Vorfilters und der Rohwasserzulauf des Nachfilters abgestellt und das Heberrohr *H* durch den Wasserstrahlapparat *W* luftleer gemacht. Alsdann tritt das Vorfiltrat durch die Heberleitung in den Rohwasserraum des Nachfilters. Für die Vorklärung des Rohwassers, wenn es durch Huminstoffen gefärbt (mooriges Wasser) ist, welche sich durch Filtration nicht beseitigen lassen, wird ein Zusatz von schwefelsaurer Tonerde (Aluminiumsulfat) dem im Klärbecken vorzureinigenden Wasser beifügt¹⁾.

Um bei periodischen Verunreinigungen des Wassers durch massenhaft auftretendes Plankton — makroskopische niedere Lebewesen — und Pflanzen trotzdem die hohe Filtergeschwindigkeit im Feinfilter, welche das Wasser des Züricher Sees im allgemeinen zuläßt, beibehalten zu können, ist nach dem Vorschlage des Direktors Peter bei den Züricher Wasserwerken eine Vorfiltration mit Grobfiltern eingeführt.

¹⁾ Näheres siehe Eugen Goetze, Betrieb von Oberflächenwasserwerken in „Die Betriebsführung von Wasserwerken“, herausgegeben von Theodor Weyl, 1909, S. 47ff.

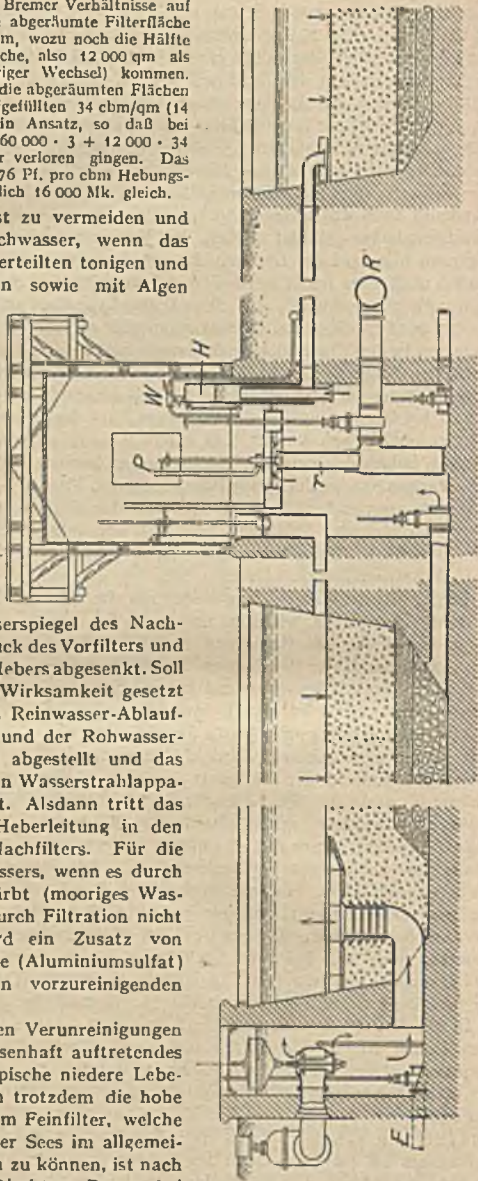


Fig. 61 a.

Ausstattung eines Sandfilters. Doppelfiltration. System Goetze. Fig. 61 b.

Die Grobfilter sind in Form von Betonkästen von 5—10% Fläche des Feinfilters in die großen überwölbten Filter auf Stützen eingebaut, derart, daß die Grobfilter etwa 0,50—0,60 m in das Wasser des Feinfilters eintauchen. Die Filtergeschwindigkeit der Grobfilter kann 40—70 m in 24 Stunden betragen. Das Filtergerüst besteht aus von unten nach oben feiner werdendem Kies, die obere Schicht aus grobem Sand von 1—3 mm Korngröße!). Die Reinigung des Grobfilters erfolgt in kurzen Intervallen nach 1—2 Tagen durch Zuführung von Luft (5—10 l pro qm/sek) in einer größeren Reihe von durchlochtem Röhren, welche auf der Sohle des Vorfilters einen Rost bilden. Durch die gepreßte Luft wird der Kies aufgewühlt und der abgesetzte Schlamm mit dem Wasser abgeführt. Die Reinigung des Grobfilters dauert 20—30 Minuten, während welcher Zeit die Filtration im Feinfilter ihren ungestörten Fortgang nimmt. Das Filtermaterial des Vorfilters wird ein- bis zweimal jährlich ausgepackt und mit der Waschmaschine gewaschen.

Bei Flußwasserversorgungen mit sehr wechselnder Beschaffenheit des Rohwassers sind neuerdings mehrfach in Frankreich (z. B. in Suresnes) und 1907—1909 auch in Magdeburg sog. Stufenfilteranlagen errichtet. Die Magdeburger Anlage

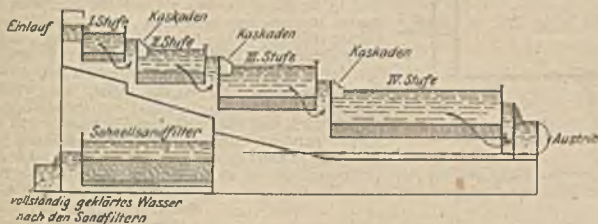


Fig. 62. Schema einer Stufenfilteranlage. System Puech.

ist nach dem System Puech²⁾ von der Pariser Baufirma Puech-Chabal ausgeführt (Fig. 62)³⁾.

Dieses Projekt umfaßt eine Stufenfilteranlage von 3000 qm bebauter Fläche derart, daß vier Kiesfilter stufenartig hintereinander vom Wasser selbsttätig durchflossen werden. Die erste Stufe hat acht Abteilungen von je 20 qm Fläche und ist mit Kiesel von Taubeneigröße gefüllt. Die zweite Stufe hat acht Abteilungen von je 35 qm Fläche und ist mit Kiesel von Haselnußgröße gefüllt, die dritte Stufe hat acht Abteilungen von je 64 qm Fläche und ist mit Kiesel von Bohnengröße gefüllt, die vierte Stufe hat acht Abteilungen von je 147 qm Fläche und Kies von Erbsengröße. Zwischen den einzelnen Stufenfiltern sind Wasserüberfälle angebracht, wodurch das Wasser Gelegenheit hat, den bei dem Durchgang durch das Filtermaterial verlorengehenden Sauerstoff immer wieder zu erneuern. In diesen Stufenfiltern sollen alle sichtbaren Schmutzteile aus dem Wasser entfernt werden. Die Nachreinigung erfolgt entweder auf Schnellsandfiltern mit vier- bis fünfmal größerer Filtergeschwindigkeit als bei gewöhnlichen Sandfiltern oder durch gewöhnliche Sandfilter je nach dem Grade der Verunreinigung des Wassers.

Die Wirkungen eines Sandfilters in bezug auf die Gleichmäßigkeit des gelieferten Filtrates hängt von der gleichmäßigen Geschwindigkeit ab, mit welcher die einzelnen Wasserfäden eines Filters die Filterschicht und die Stüttschichten durchfließen. Da die unregelmäßige Form der Steinkörper bei Filtern mit Stüttschichten aus Steinaufbau eine gleichmäßige Bewegung des Wassers unmöglich machen, hat G. Oesten eine Konstruktion offener Sandfilter vorgeschlagen⁴⁾, bei welcher die Stüttschicht durch eine durchlochelte Platte ersetzt wird und die Reinwasserkanäle *c* (Fig. 63) sich über die ganze Breite der Filter *AA'* erstrecken. Oesten vertritt die Ansicht, daß bei solcher Konstruktion eine Filtersandschicht von ca. 30 cm ausreicht, und das um so mehr, weil nach seinen Vorschlägen die Reinigung des Sandfilters durch Rückspülung bewirkt werden kann.

Das Schema Fig. 63 stellt ein aus zwei gleichen Kammern bestehendes Filter dar. Das Rohwasser fließt durch die Öffnung *a* zu, durchdringt die Filtermasse, welche nur aus einer völlig gleichmäßigen Körnung besteht und gelangt durch den Filterboden *c* in die Reinwasser- und Regulierkammer *B*, aus welcher es durch die Öffnung *d* abfließt. *f* bedeutet das Überfallrohr. Bei der Reinigung wird, wenn die Filterkammer *A* entleert ist, durch den

¹⁾ Näheres vgl. „Die Betriebsführung von Wasserwerken“, Theodor Weyl, S. 59.

²⁾ Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1907, S. 282—284, mit Abbildungen.

³⁾ Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1909, S. 954, Fig. 995.

⁴⁾ G. Oesten, „Neuerung in der Konstruktion feiner Sandfilter zur Wasserversorgung“, Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1909, S. 453.

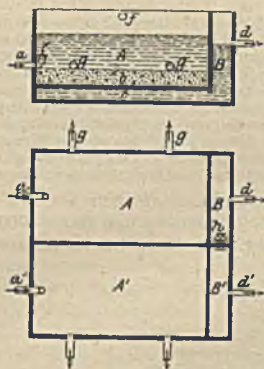


Fig. 63.

keit des Gewebes hängt von der Art der Verunreinigung ab.* Auf diese Weise ist die Betriebsdauer der Feinfilter verdoppelt worden. Die Reinigung der Vorfilter erfolgt nach 40 bis 50

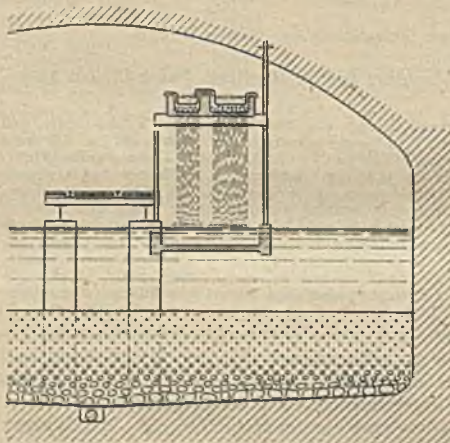


Fig. 64.

rühren der ganzen Sandmasse bei Reinigung des Filters oder Vorrichtungen zum Durchdrücken von Luft durch die Sandmasse behufs Reinigung derselben enthalten²⁾. Filtergeschwindigkeit 100—200 m täglich.

Bei den Permutitfiltern³⁾ wird ein durch Zusammenschmelzen von Feldspat, Kaolin, Ton, Sand und Soda in bestimmten Verhältnissen gewonnenes Filtermaterial (Natrium-Permutit) von $\frac{1}{2}$ bis 2 mm Körnung verwendet.

Die für jede Leistung lieferbaren zylinderförmigen Permutitfilter können offen und geschlossen ausgeführt und in letzterem Falle direkt in die Druck-

¹⁾ E. Goetze, Bremen: Betrieb von Oberflächen-Wasserwerken in Betriebsführung städtischer Werke. Herausgegeben von Th. Weyl, S. 62.

²⁾ Nähere Angaben sind von der Jewell Export Compagnie Berlin W, Landshuterstr. 20 zu erhalten. Vgl. auch in Fußnote 1 angegebenen Ort, S. 64.

³⁾ Gesundheitsing. 1911, Nr. 16 und 41. Behnke, Über den gegenwärtigen Stand des Permutitverfahrens, Gesundheitsing. 1913, S. 282. Nähere Angaben werden auch von der Permutit A.-G. Berlin N, Gerichtsstr. 12/13, zu erhalten sein.

Schieber *h* aus *B'* Reinwasser mit Überdruck in den Filterboden *c* geführt, und indem es die Filterschicht von unten nach oben durchdringt, löst es den Schlamm der Filterhaut ab, welcher durch die Öffnungen *g* abgeleitet wird. Die Reinigung des Filtersandes kann durch Umrühren des Sandes unterstützt werden.

Erwähnt seien ferner die Vorfilter unter Verwendung von Tuchstreifen, wie sie von Tappert in Hamm (Ruhwasser) und von Borchert in Remscheid (Talsperrenwasser) ausgeführt sind.

In Hamm (Verunreinigung des Wassers durch feine Holzfäserchen aus den Abwässern der Holzessigfabriken) sind in die Filter in etwa 1,5 m Höhe über dem Wasserspiegel Rinnen aus armiertem Beton auf Stützen eingebaut (Fig. 64¹⁾). Die Rinnen haben ca. 10% der Fläche des Feinfilters, d. h. 21 qm für je 220 qm Filterfläche. In der Sohle der Rinnen liegt ein Kiesbett von 10—15 mm Korngröße und etwa 10 cm Höhe, auf welches ein 0,8—1,0 m breites Tuch aus Baumwollstoff so ausgebreitet wird, daß eine wirksame Filterbreite von 0,30 bis 0,45 m entsteht und der Rest der Tuchbreite auf dem Rinnenrand aufliegt und das Tuch festhält. Die Dichtigkeit der Feinfilter verdoppelt worden. Die Reinigung der Vorfilter erfolgt nach 40 bis 50 Stunden, indem das Filtertuch aufgerollt, herausgenommen und durch ein gewaschenes ersetzt wird.

Zu erwähnen sind noch die sog. Schnellfilter. Bei den amerikanischen Jewell-Filtern werden grundsätzlich Fällmittel, und zwar fast ausschließlich Aluminiumsulfat verwendet. Die Jewell-Filter sind Bottiche aus Zypressenholz oder aus Beton, welche unter dem Filtersande ein sehr sorgfältig durchgeführtes Rohrgerippe mit aufgesetzten brausenartigen Köpfen zur Abführung des Filtrats und zur Zuführung des Spülwassers für Rücksplüfung und ferner ein mechanisch angetriebenes Rechenwerk zum Durch-

leitung eingeschaltet werden. Das Permutitverfahren soll auch das Magnesium aus dem Wasser entfernen, es also weich machen und daher für Wäschereien, Färbereien, Brauereien und Kesselspeiseanlagen besonders geeignet sein.

Während die Filtration von oben nach unten mit einer Geschwindigkeit von 3 bis 4 m in der Stunde erfolgt, findet die Spülung der Filter von unten nach oben statt.

Das Natriumpermutit verwandelt sich durch den doppelkohlensauren Kalk und das Magnesium in Kalziummagnesiumpermutit und wird durch Filtration einer Kochsalzlösung wieder in Natriumpermutit übergeführt (Regeneration).

Das Schnellfilter nach dem Patent Kröhnke ist als Trommelfilter u. a. bei der Wasserversorgung von Lennep und der Stadt Mylau aufgestellt. Auf einer hohlen Achse, welche zu gleicher Zeit zur Abführung des Reinwassers dient, sitzen Trommeln, deren Umfang siebartig durchlöchert ist, während die Stirnflächen geschlossen sind. Ein zylindrischer Hohlraum, dessen Mantelfläche ebenfalls aus einem Sieb besteht, bildet um die Achse herum die Reinwasserkammer. Der Raum zwischen den beiden siebartigen Zylinderflächen ist mit Kies und Sand von gleichmäßigem Korn gefüllt. Bei Rückspülung behufs Reinigung wird die Trommel gedreht.

In baulicher Beziehung (Anlagekosten) sind bei Sandfiltern offene und überdeckte Filter zu unterscheiden. Letztere werden $1\frac{1}{2}$ —2 mal so teuer als offene Filter. Filtergrößen von 700—1200 qm für kleinere, 1200—2000 qm für mittlere und von 2000—2500 qm Fläche für größere Anlagen dürften am zweckmäßigsten sein. Aus der Arbeitsgeschwindigkeit der Filter und der zu reinigenden Wassermenge ergibt sich die größte Betriebsfläche. Hierzu kommt diejenige Filterfläche, welche für Reinigung und Wiederauffüllung außer Betrieb sein muß. In heißen Sommermonaten und bei trübem Wasser kann die Betriebsdauer eines Filters auf 6 Tage heruntergehen. Die Gesamtlänge der Umfassungs- und Mittel-

mauern wird am kleinsten, wenn man bei n Filtern $x = \frac{n+1}{2n} \cdot y$ macht, wobei x die Breite und y die Länge jedes Filters bedeutet.

Ein Nachteil offener Filter ist die Bildung von Algen bei heißer Witterung. Auch kann bei strengen Wintern die starke Eisbildung auf der Oberfläche des Rohwassers lästig werden, weil sie die Reinigung erschwert. Den Uebelstand hat man bei den Hamburger offenen Filtern dadurch zu beseitigen gesucht, daß man einen Schwimmbagger mit ca. 700 kg Wasserverdrängung, der sich gegen die untere Fläche der Eisdecke legt und an welchem ein rechteckiger Baggerbügel mit eingespanntem Bagersack an zwei beweglichen Hängeeisen hängt, an Seilen unter der Eisdecke auf dem Filter entlang zieht. Die Schneide des Baggers reißt hierbei die Schlammsschicht des Filters ab. Die Methode soll sich für die großen Hamburger Verhältnisse bewährt haben.

Besonders spricht gegen offene Filter die Gefahr, daß das Filterbett bei einer Reinigung im Winter frieren und dadurch seine Brauchbarkeit überhaupt verlieren kann. An den Küsten der Nordsee ist diese Gefahr weniger groß, weil die Temperatur dort durchschnittlich ausgeglichener ist.

Die Abkühlung des Wassers in überwölbten Filtern ist auch in heißen Sommern nur geringfügig, denn das Reinwasser überwölbter Filter wird selten 1° kühler sein als das der offenen. Bei überwölbten Filtern ist für einen kräftigen Luftwechsel und ausreichende Belichtung zu sorgen. Es kann sich empfehlen, überwölbte Filter für den kleineren Winterbedarf und offene in Gemeinschaft mit den überwölbten für den größeren Sommerbedarf einzurichten. Die Höhe des Wassers über der Filterschicht beträgt bei geschlossenen Filtern in der Regel mindestens 0,9—1,0 m, bei offenen etwa 1,20 m. Die Vorrichtungen, welche das Wasser den Filtern zuführen, müssen derart sein, daß die Wassergeschwindigkeit die wagerechte Oberfläche des Filtersandes nicht stören kann. Es wird deshalb häufig in der Mitte des Filters eine trogartige Rinne angeordnet, über deren Ränder das Wasser abfließt. Zum Schutze der Sandschicht, auf welche

das Wasser herabfällt, wenn die Filterdecke nach mehrfachen Reinigungen gesenkt ist, können Dachpfannen gelegt werden. Bei den Filtern in Tegel tritt das Wasser aus einem trompetenartig erweiterten Rohr an einer Stelle aus und verbreitet sich von hier aus über die Oberfläche des Sandes. Beim Neuauffüllen eines Filters wird es von unten ganz langsam mit reinem Wasser bis unter die Oberfläche des Sandfilters angefüllt und erst dann wird das Rohwasser von oben hineingelassen. Der Wasserspiegel des Rohwassers im Filter muß möglichst ständig auf derselben Höhe gehalten werden. Deshalb sind Anzeigeschwimmer erforderlich, welche dem Wärter den Wasserstand anzeigen und ihm Merkmale für die Regulierung der Einlaßschieber geben. Die Vorrichtung, wie sie von Gill für die Filteranlagen in Tegel und am Müggelsee

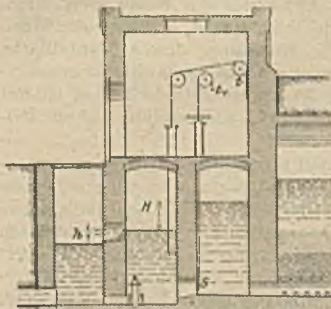


Fig. 65. Vorrichtung zur Regelung des Filterdruckes nach Gill (Berlin).

getroffen ist, zeigt Fig. 65. Die Überfallhöhe h soll ständig dieselbe bleiben, und da der Wasserspiegel im Filter stets auf gleicher Höhe bleiben soll, muß H durch den Schieber S mit dem Handrad geregelt werden. Diese Einrichtung setzt voraus, daß sich die Verunreinigung des Rohwassers während des Betriebes nicht wesentlich ändert.

Eine selbsttätige Vorrichtung ist von Lindley für die Warschauer Filter angegeben und von Goetze, Bremen, vervollkommen (Fig. 61 b). Der Abfluß wird hier durch ein teleskopförmiges bronzenes Rohr r in Verbindung mit einem Schwimmer geregelt. Die Überfallhöhe über der trompetenförmigen Erweiterung

des Teleskopabflußrohres läßt sich durch ein Handrad regeln und bleibt infolge der festen Verbindung mit dem Schwimmer immer dieselbe, wenn auch der Wasserstand schwankt. Die Druckhöhe wird an einem Pegel abgelesen, welcher an dem Schwimmer befestigt ist und angezeigt durch einen Schwimmerstab, welcher in einem mit dem Rohwasser des Filters in Verbindung stehenden Rohre schwimmt. An dem Maßstab P kann man direkt die Arbeitgeschwindigkeit ablesen.

Ist die Filterhaut so stark geworden, daß die Druckhöhe größer als etwa 1,0 m wird, so wird eine Beseitigung der Filterhaut erforderlich. Das Filter ist daher so weit zu entleeren, daß die oberen Schichten trocken werden. Um diesen Vorgang zu beschleunigen, empfiehlt es sich, die Zuleitung so einzurichten, daß aus derselben auch die Ableitung des Rohwassers erfolgen kann. Zu diesem Zwecke hat Goetze das trompetenartige Zulaufrohr mit abnehmbaren Ringstücken versehen und ein Entleerungsrohr E (Fig. 61 a) angebracht. Hierdurch wird die Zeit der Entleerung erheblich abgekürzt und an Filterfläche gespart. Das Schwimmerventil des Zuflusses reguliert diesen und sperrt ihn beim Höchstwasserstande im Filter ab. Nach Abtrocknung der oberen Filterhaut reißt sie und rollt sich stückweise zusammen. Mit feinen langen Schippen wird dann eine Schicht von 2—2½ cm abgestochen und in Karren geladen, welche von dem Filterwärter auf beweglichen Bohlenbahnen bis zum Karrgang gebracht und dann auf diesem aus dem Filter herausbefördert werden. Die Tiefe der Sandschicht, welche abzunehmen ist, läßt sich an der Verfärbung erkennen, welche durch die abgesetzten Schmutzteile verursacht ist. Die Verfärbung des Sandes geht zwar bis zu etwa 10 cm Tiefe, ist aber in der Regel unterhalb einer Schicht von 1—2 cm unbedeutend. Bei großen Anlagen kann die zuerst von Bryan, dem leitenden Ingenieur der East London Water Company, angegebene Methode des Transportes des unreinen Sandes und Schlammes zu Sandwäschen wirtschaftlich empfehlenswert sein. Der abgestochene, verunreinigte Sand wird hierbei vom Wärter mit der Schaufel in einen transportablen Kasten geworfen, über dessen

Boden ein Ejektor eingebaut ist (Fig. 66). Der Kasten ist mit Rohrleitungen und elastischen Schlauchzwischenstücken einerseits mit der Druckwasserleitung und andererseits mit einer Rohrleitung zur Beförderung des Sandwassergemisches nach der Sandwäsche verbunden.



Fig. 66. Schema der Filterreinigung nach Bryan.

Die Reinigung eines Filters muß schnell vor sich gehen, damit durch das Stillstehen des Wassers im Sande und in den Stüttschichten keine neue Keimbildungen entstehen. Bei Erneuerung des Sandes ist das Filter ganz trocken zu legen und eine gründliche Lüftung der Stüttschichten zu ermöglichen, damit die Oxydation etwa in die Tiefe gelangter organischer Substanzen erfolgen kann.

Sohle und Seitenwände der Filter sind selbstverständlich durchaus wasserdicht herzustellen. Bei offenen Filtern werden die Seitenwandungen in Holland und England meist mit $1 : 1\frac{1}{2}$ bis $1 : 2$ geböschert hergestellt, während man in Deutschland meistens lotrechte oder schwachgeneigte Mauern aus Ziegelmauerwerk oder Beton vorzieht (Fig. 67). Die offenen Hamburger Filter haben allerdings auch Böschungen von $1 : 2$, welche aus einer 60 cm starken, an der Unterseite drainierten Klaubodenschicht mit einer Decklage von 10 cm geschlemmten und gestampften Tons bestehen. Auf dieser liegt ein hochkantiggestelltes Pflaster aus hartgebrannten Klinkern¹⁾.

Die Sandwäsche muß so liegen, daß alle Wege des Sandtransportes möglichst kurz werden.

Die zweite Gruppe der Tegeler Filter für die Wasserversorgung von Berlin ist kreisförmig um die im Mittelpunkt aufgestellte Sandwäsche herum angeordnet.

Die bekanntesten Einrichtungen zum Waschen des Sandes sind die Trommelwäsche und die Ejektorwäsche (Strahlwäsche). Die Trommelwäsche besteht aus einer mit 8—10 Um-



Fig. 67.

laufminuten in Drehung versetzten konischen Trommel, an deren weitem Ende der Sand eingeworfen und durch spiralförmig angebrachte Winkeleisen nach der schmälern Seite, also gewissermaßen bergan geführt wird, während gleichzeitig das Wasser dem Sande entgegenläuft. Am Auswurfsende fällt der Sand in eine ringförmige Erweiterung der Trommel, in welche Schaufeln eingienietet sind. Diese Schaufeln heben den Sand nach dem Scheitel der Trommel und werfen ihn in eine Rinne ab. Der Antrieb der Trommel kann auf die verschiedenste Weise erfolgen. Bei der Bremer Anlage wird die Trommel von einem Wassermotor getrieben, der den Druck des Waschwassers ausnützt. Ein Überdruck von $1\frac{1}{2}$ —2 Atmosphären genügt. Pro 1 cbm gewaschenen Sandes werden etwa 8—9 cbm Wasser gebraucht.

Die Sand-Strahlwäsche²⁾ beruht auf dem Prinzip der Wasserstrahlejektoren und hat keine bewegten Teile. Der am Boden eines Kastens eingebaute Ejektor wirft den in den Kasten geworfenen schmutzigen Sand in das Druckrohr und von hier in einen anderen Kasten, wo er sich zu Boden setzt, während das

¹⁾ Franz Andreas Meyer, Die Filtrationsanlagen der Stadtwasserkunst zu Hamburg. Deutsche Bauzeitung 1890. Die später hinzugekommenen Filter haben in der oberen Hälfte der Böschungsflächen Betonplatten statt der Ziegelschicht. Der Filterboden besteht als unterste Schicht aus Betonplatten, dann aus einer gestampften Tonschicht und darüber aus einer Ziegelrollschicht.

²⁾ Solche Sandwäschen werden unter anderen von Gebr. Körting, Körtingsdorf bei Hannover hergestellt.

Schlammwasser, mit dem der Kasten alsbald angefüllt ist, seitlich über einen Überlauf vom Kasten abläuft. Es werden etwa 4—7 Ejektorkästen, von denen jeder frisches Wasser zugeführt erhält, hintereinander geschaltet, bis die Reinigung eine ausreichende ist. Der Wasserverbrauch pro cbm gewaschenen Sandes beträgt etwa 20 cbm. Fig. 68a und 68b zeigen die Konstruktion für das Hamburger Wasserwerk. Die Leistung einer Batterie beträgt etwa 7 cbm Sand stündlich. Man kann also mit einer solchen Wäsche und 10stündiger Arbeit die 2,5 cm starke Schmutzschicht eines Filterpaares von 3000 qm reinigen.

Die Kosten der Filtration von Oberflächenwasser haben in den Jahren 1894—1906 beim Bremer Wasserwerk¹⁾ betragen: pro cbm Wasserabgabe in Pf. 0,294 schwankend zwischen 0,120 und 0,482, und es sind pro qm Filterfläche durchschnittlich abgegeben worden in cbm 1,61, schwankend zwischen 1,29 und 2,10 cbm pro Tag. Es handelt sich in Bremen um Filter von 1200 qm Größe. Die höchsten durchschnittlichen Kosten entsprechen der größten Arbeitsgeschwindigkeit der Filter.

In Hamburg haben von 1903 bis 1907 die durchschnittlichen Jahreskosten der Filtration je cbm Wasser 0,396 Pf., schwan-

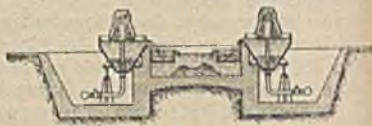


Fig. 68 a.

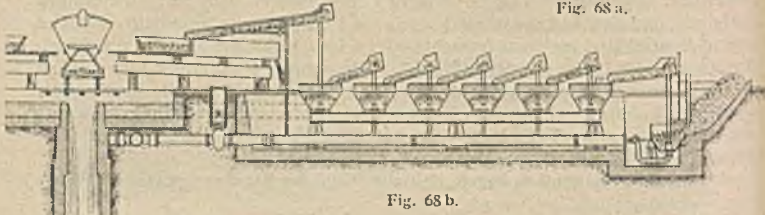


Fig. 68 b.

kend zwischen 0,372 und 0,476 Pf., betragen. Hierbei ist zu beachten, daß die Filtergröße in Hamburg ca. 7000 qm je Filter ist. Die Unterhaltungskosten der offenen Filter waren verhältnismäßig hohe. Ferner ist zu erwähnen, daß in Hamburg der Anteil der Grundwasserversorgung von 1905 auf 1906 plötzlich von rd. 3,0% auf rd. 24,0% stieg und die Filterkosten deshalb stark anstiegen, weil die allgemeinen Unkosten die selben blieben bei kleinerer Leistung der Filter. Hier entsprechen also die größten Kosten der kleinsten Filtergeschwindigkeit.

Die Kosten für die Filtration des sehr reinen Müggelseewassers im Berliner Werk betragen durchschnittlich nur 0,09 Pf. pro cbm.

Der Hauptposten bei den Kosten fällt auf die Sandbewegung. In Hamburg betragen die Kosten der Sandbewegung durchschnittlich 2,64 Mk. pro cbm. Davon entfielen auf Arbeiten im Filter, nämlich Abschaufeln, Herausschaffen des schmutzigen Sandes und Planieren der Filterfläche 1,54 Mk./cbm
Arbeiten an der Sandwäsche einschließlich der Selbstkosten des Waschwassers 0,52 „
Neufüllung eines Filters mit gewaschenem Sande einschließlich Transport von den Sandwäschen 0,58 „
zusammen 2 64 Mk./cbm

Die entsprechenden Zahlen waren beim Bremer Filterwerk:

Arbeiten im Filter, nämlich Zusammenziehen (Kratzen) der Schlammschicht, Herausschaffen des schmutzigen Sandes und Planieren der Filterfläche etwa 2,— Mk./cbm
Arbeiten an der Sandwäsche einschließlich Selbstkosten des Waschwassers etwa 0,50 „
Neufüllen von Filtern etwa 0,50 „
Transporte zu und von den Reinsandlagerplätzen etwa 1,— „
zusammen also etwa 4,— Mk./cbm

4. Desinfektion des Reinwassers durch Chlorkalk²⁾.

In mehr als 100 großen Städten Nordamerikas wird schon seit langen Jahren im umfangreichen Maße Chlorkalk zur Abtötung gesundheitsschädlicher Keime im Trinkwasser angewandt. In Deutschland ist die Abneigung gegen Chlorkalk erst später in einzelnen Fällen überwunden. Chlorkalk wird in einer Verdünnung von 1 Teil auf 1 Million Teile Wasser verwendet. In Dortmund³⁾ hat

¹⁾ E. Goetze, Betrieb von Oberflächenwasserwerken in „Die Betriebsführung von Wasserwerken“, herausgegeben von Th. Weyl, Leipzig 1909.

²⁾ Imhof u. Ch. Saville, Die Desinfektion von Trinkwasser mit Chlorkalk in Nordamerika. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1910, S. 1119.

³⁾ Friedrich Reese, Die Folgen der Dürre 1911. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1912, S. 145, Heft 7.

am 1911 die Keimzahl, welche zeitweise auf über 1000 im cm^3 gestiegen war, durch Chlorzusatz meistens ganz beseitigt, jedenfalls aber immer mindestens auf die behördlich noch als zulässig erachtete Zahl von 200 heruntergebracht. Der unangenehme Chlorgeschmack konnte durch Zusatz von Natriumsulfat beseitigt werden. Der Zusatz kann in ähnlicher Weise, wie in Fig. 59 dargestellt, direkt in die Reinwasserleitung erfolgen.

5. Entsäuerungsanlagen.

Bei der Grundwasserversorgung macht außer dem Eisen auch die Kohlensäure erhebliche Schwierigkeiten. Die freie Kohlensäure ruft sowohl an metallischen Rohrleitungen als auch am Beton der Reinwasserbecken und der übrigen Anlagen in kurzer Zeit sehr große Zerstörungen hervor. Sauerstoffreiches Wasser ohne Hinzutritt von Kohlensäure begünstigt zwar Rostbildungen in den Leitungen, wird aber für den Bestand des Netzes bei den überall verwendeten sorgfältigen Asphaltierungen nicht gefährlich. Die Entsäuerung des Wassers erfolgt durch Regnungs- und Rieselungsanlagen (häufiges Aufschlagen der Strahlen zweckmäßig), unter Umständen durch Verwendung von Kalkstein als Rieselungskörper.

Während bei der Wasserversorgung für Frankfurt a. M.) das sauerstoffreiche Wasser der Quellen aus dem Vogelsberg a. Spessart keine erheblichen Angriffe auf die Leitungen gezeigt hat, trat bei dem Wasser aus dem Stadtwalde bei 30 mg/l freier Kohlensäure nicht allein ein starkes Anfressen der Hochbehälterwände, sondern auch eine so starke Zersetzung der Leitungsrohre ein, daß Trübungen des Wassers und ein unangenehmer Eisengeschmack die Folge waren. Die zur Abhilfe angelegte Versuchsentsäuerungsanlage bestand in einem Regenfall und in einer Marmorrieselung (Fig. 69). Die 1,50 m hohe Schicht des von unten nach oben an Korngröße abnehmenden Marmorkieses bzw. -grießes wurde von unten nach oben durchflossen, damit die am schwersten zu beseitigenden letzten Reste an freier Kohlensäure möglichst viele Lösungsobjekte fanden. Bei der Versuchsanlage hat man den Gehalt an freier Kohlensäure von 30 mg/l auf 2-4 mg/l verringert.

Nahwasser
30 mg/l freie CO_2

Schema der Versuchsentsäuerungsanlage
Frankfurt a. M.

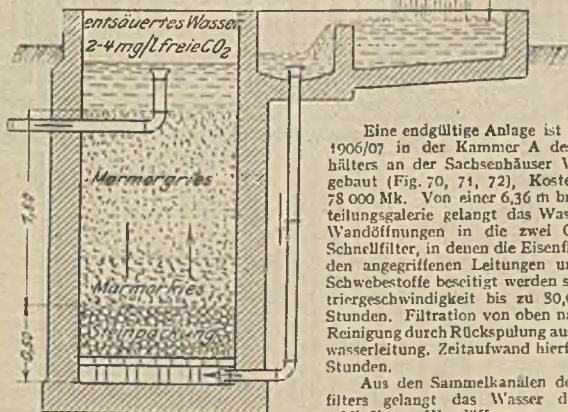


Fig. 69.

Eine endgültige Anlage ist im Winter 1906/07 in der Kammer A des Hochbehälters an der Sachsenhäuser Warte eingebaut (Fig. 70, 71, 72), Kostenaufwand 78 000 Mk. Von einer 6,36 m breiten Verteilungsgalerie gelangt das Wasser durch Wandöffnungen in die zwei Gänge der Schnellfilter, in denen die Eisenflocken aus den angegriffenen Leitungen und andere Schwebestoffe beseitigt werden sollen. Filtriergeschwindigkeit bis zu 30,0 m in 24 Stunden. Filtration von oben nach unten. Reinigung durch Rückspülung aus der Reinwasserleitung. Zeitaufwand hierfür ca. 1 1/2 Stunden.

Aus den Sammelkanälen des Schnellfilters gelangt das Wasser durch verschließbare Wandöffnungen und durch Verteilungskanäle unter den Marmorrieseler (Fig. 72). Je 8 cm Marmorkies von

Walnuß-, Bohnen- und Erbsengröße; darüber 60,0 cm Marmorgrieß. Unterbau 17 cm hoch Kieselsteine, darüber eine 28 cm starke Kiesschicht. Rieselgeschwindigkeit 40,0 m in 24 Stunden. Im Laufe eines Jahres wird eine 50 cm hohe Schicht des Grießes und eine 10 cm hohe des Marmorkieses aufgelöst, d. h. bei täglich durchschnittlich 23 000 cbm Wasser, 1400 kg

1) Scheelhaase, Die Entsäuerung des Frankfurter Stadtwaldwassers. Journ. f. Gas- und Wasserleitung u. Wasserversorgung 1909, S. 822.

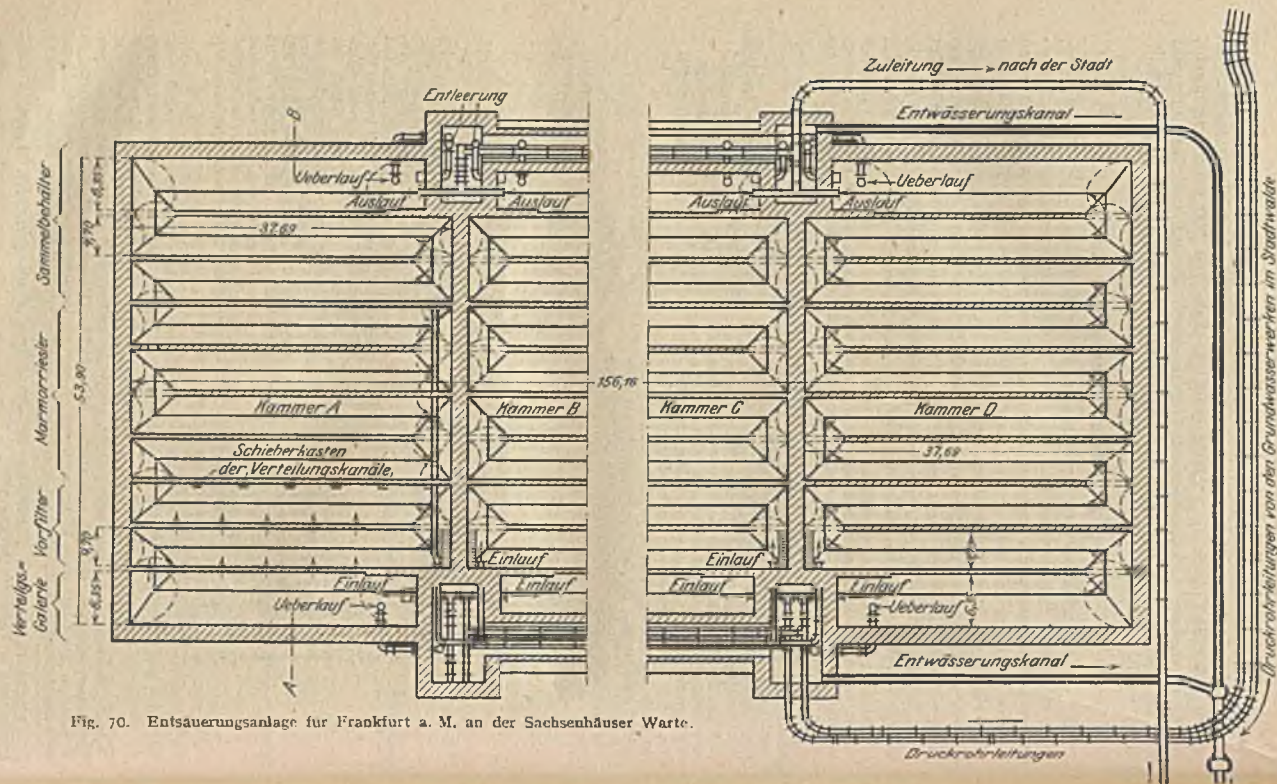


Fig. 70. Entsauerungsanlage für Frankfurt a. M. an der Sachsenhäuser Warte.

Marmor, Steigerung der Härte von 1,5 auf 5,0°. Der verwendete Marmor soll arsenfrei sein und mindestens 93,5% kohlensauren Kalk und kohlensaure Magnesia enthalten und nur 6,5% in Salzsäure unlösliche Stoffe. Entsäuerung bei neuem Marmorbett bis auf 2—3 mg/l. Bei Verringerung der Grießschicht bis auf 20—25 cm wird die angenommene zulässige Grenze von 5—6 mg/l überschritten. Vor Neubeschüttung Auflockern der bleibenden Grießschicht und Spülung des Marmorkieses und der tragenden Kiesschicht.

Eine neuere Entsäuerungsanlage mit einer Enteisungsanlage ist in Lehe (40 000 Einwohner) für 320 cbm Stundenleistung mit Erweiterungsfähigkeit auf 480 cbm erbaut¹⁾.

Eigentümer des Werkes ist die Stadt und die Firma Schwann & Co., Bremerhafen, welche die Schiffe des Norddeutschen Lloyd mit Trinkwasser versorgt. Entfernung der freien Kohlensäure (im Rohwasser 81,5 mg) durch Regnungs- und Rieselanlagen (ohne Marmor) bis auf 5,9 mg/l, welche durch Versuche trotz des erheblich gewachsenen Sauerstoffgehaltes für die Leitungsanlagen und Schiffsgefäße als unbedenklich nachgewiesen sind. Das Rieselgebäude (Fig. 73—75) besteht aus 4 voneinander getrennten Kammern von 4,7 m l. W mit darunterliegendem Kiesvorfilter und vorgelagerten gemeinsamem Sammelkanal. Die Koks- und Kiespackungen ruhen auf eisernen Rosten.

Frischluftezuführung zu den Rieselern durch reichlich angelegte Luftkanäle sowie durch die in den Stirnwänden der Rieselrkammern vorgesehenen 1,50 m weiten Öffnungen, die durch eisernarmierte Zementplatten jalousieartig zugesetzt sind. Auch die Trennungswände der Rieselkammern sind in durchlochten Ziegeln ausgeführt. Das Befahren der Vorfilter erfolgt durch Mannlöcher, die in der gemeinsamen Wand zwischen Rieseler und Schnellfiltergebäude, und zwar unterhalb der Kokspackung, angebracht sind. Durch die Neigung des Pappdaches von 30° werden die im Winter an der verschalteten, verrohrten und verputzten Decke sich ansammelnden Wassertropfen den an den Längswänden angebrachten Abflurrinnen zugeführt. Zur Erleichterung des Ein- und Ausbringens des Kokes und des Kiesel ist der zur Aufnahme der Wellblech-Rieselerkästen über die Mitte jeder Rieselkammer vorgesehene Träger durch die in der einen Außenwand des Rieselergebäudes vorgesehene große Flügeltür bis ca. 3 m ins Freie hinausgeführt, um Hängebahnwagen mit Bodenentleerung verwenden zu können. Das zu reinigende Wasser wird von den Vorpumpen dem Sammeltopf und aus diesem durch Rohrleitungen mit Absperrschieber den durchlochten Verteilungsrinnen zugeführt.

Koksrieseler und Vorfilter werden durch Rückspülung gereinigt (Wasserverbrauch 0,25% des Reinwassers). Zur Erzielung eines stets gleichbleibenden Reinwassers sind den Vorfiltern weitere 4 Schnellfilter angeschlossen. Die Schnellfilter (ähnlich den ge-

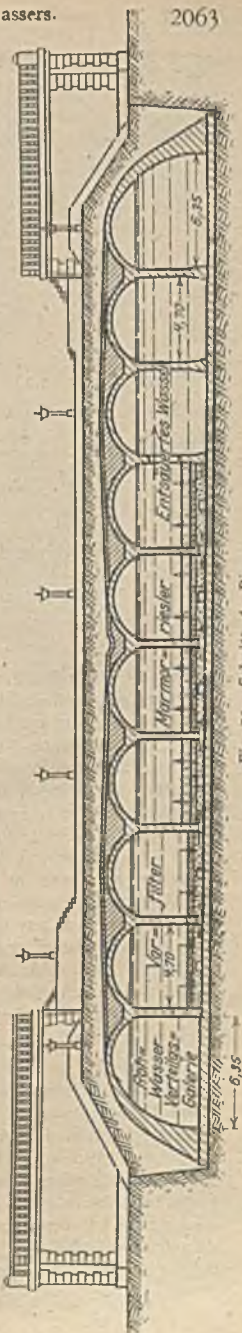


Fig. 71. Schnitt A-B.

¹⁾ G. Friese, Über eine neuerbaute Enteisungs- und Entsäuerungsanlage. Journ. 1912, S. 150.

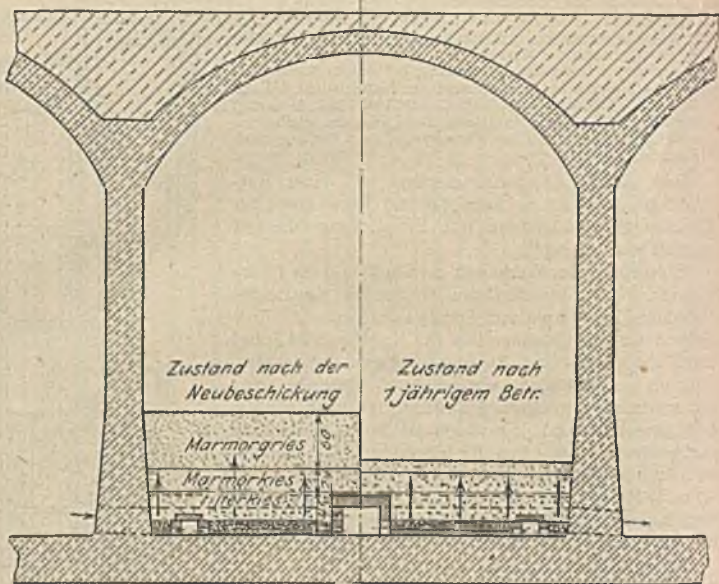


Fig. 72.

geschlossenen Filtern der Firma Halvor-Breda, Charlottenburg) bestehen aus Zementstampfbetonbehältern von 4,75 m Dm. mit je einer 50 cm hohen Quarzsandschicht und einem mechanischen, mit den Zacken 30 cm in den Sand hineinreichenden Rechenrührwerk. Von der 450 mm weiten Zuführungsleitung des entsäuerten und vorgefilterten Wassers gehen Abzweige nach jedem Schnellfilter. Wie die einzelnen Vortfilter hat auch jedes Schnellfilter Überlauf und Entleerung. Letztere Leitung wird beim Spülen des Schnellfilters als Druckwasserleitung benutzt.

Die erforderliche Spülung der Schnellfilter (ca. alle 4 Monate) nach Erreichung eines Überdrucks von 30 cm erfolgt ca. 15—18 Minuten lang, von unten nach oben unter langsamem Drehen des Rechenrührwerks.

Wasserverbrauch nur 0,15—0,20% der gefilterten Wassermengen. Durch eine Zentrifugalpumpe mit Elektromotor wird das Spülwasser aus dem unter Terrain angelegten gemauerten Absatzbassin in den Abflußkanal befördert. Anstrich aller wasserberührten Flächen mit schwarzem Syderosthen, aller übrigen inneren Teile mit elfenbeinfarbigem Syderosthen. Baukosten vor dem Kriege 115 000 Mark, Jahresfördermenge 1 400 000 cbm.

6. Enteisenungsanlagen.

Um das im Grundwasser in Form von löslichem Eisenoxydul vorkommende Eisen [in Norddeutschland häufig zwischen 0,8—4 mg/l¹⁾] auszuschcheiden, ist seine Umwandlung in das unlösliche Eisenoxydhydrat durch Zuführung von Sauerstoff nötig. Die Ausscheidung des Eisenoxydhydrats macht sich zunächst durch eine milchige Färbung und durch Flockenbildung, schließlich durch einen bräunlichen Niederschlag bemerkbar. Seine Ausscheidung ist auf verhältnismäßig einfache Weise möglich. Die Lüftung des Wassers erfolgt entweder durch Brausen oder durch feindurchlochte eiserne Platten, oder durch Rieseler von Koks oder Ziegelsteinen oder dgl. Indem das fein verteilte Wasser auf einem Wege von 0,5 bis ca. 3,0 m mit der Luft in innige Berührung kommt, reichert es sich mit

¹⁾ In Weilheim i. B. soll der Eisengehalt über 64 mg betragen.

Sauerstoff an und die Flockenbildung des entstehenden Eisenoxydhydrats beginnt. Zum Teil wird dasselbe bereits in den Rieseln selbst ausgeschieden, der größte Teil muß aber noch in Sammelbecken bzw. durch Sandfilter oder durch gleichwertige andere Vorrichtungen ausgeschieden werden. Die ersten großen diesbezüglichen Versuche sind für die Berliner Wasserwerke von Oesten 1888/89 ausgeführt und von R. Koch und Proskauer in bakteriologischer und chemischer Beziehung überwacht. Nach den Ergebnissen dieser Versuche wurde von der Aktien-Gesellschaft der Charlottenburger Wasserwerke im Jahre 1892/93 eine große Anlage für 30 000 cbm täglich in Beelitzhof am Wannensee, und zwar nach dem Vorbild eines von Piefke angegebenen Verfahrens ausgeführt. Hierbei wurde das rohe Brunnenwasser über ein auf einem Rost aufgebautes Koksfilter von 3,0 m Mächtigkeit mittels Verteilungsrinnen und durchlochter Wellblechplatten fein verteilt und unterhalb der Koksrieseler in einem gutgelüfteten Raum gesammelt, von dem aus es ohne Stau zu den Sandfiltern geleitet wurde, und zwar mit etwa 1 cbm pro 1 qm Filterfläche stündlich. 1 qm Rieseler genügt etwa für 4 bis 5 cbm stündlich. Nach Wellmanns Vorschlag sind bei den späteren Anlagen die Koksrieseler durch Einbau gleichhoher Gerüste aus Ziegelsteinen ersetzt, wodurch die Leistungsfähigkeit der Gesamtanlage erheblich gesteigert sein soll (Fig. 76). Der Sammelraum unter den Rieseln hat einen geneigten Boden, um den Schlamm abspülen zu können.

Von Zeit zu Zeit werden die Rieseler durch kräftige Spülung mit Reinwasser gereinigt und in längeren Zeitabschnitten von 1—2 Jahren muß der ganze Aufbau der Rieseler herausgenommen und gründlich gereinigt werden.

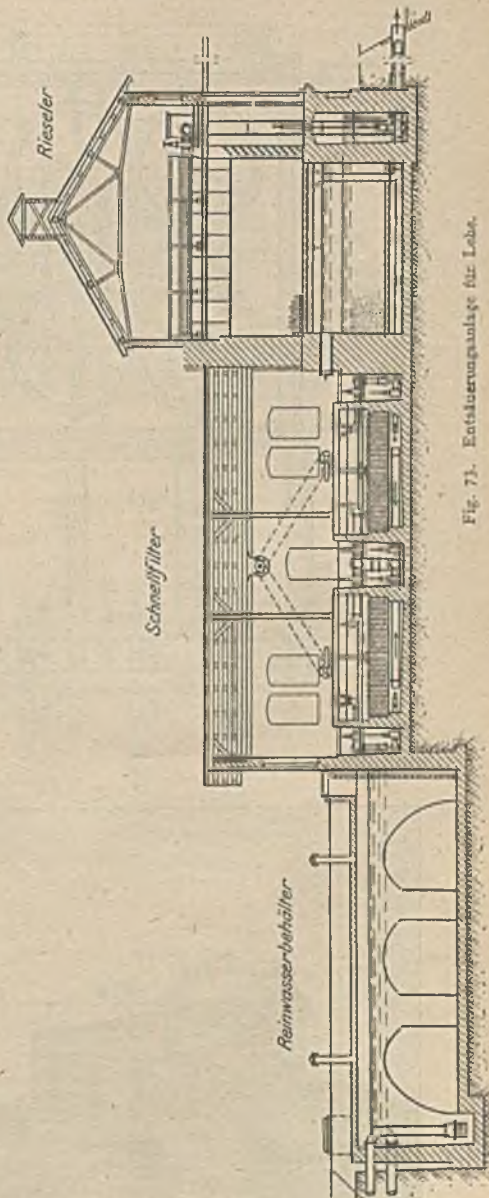


Fig. 71. Enteisungsanlage für Lohs.

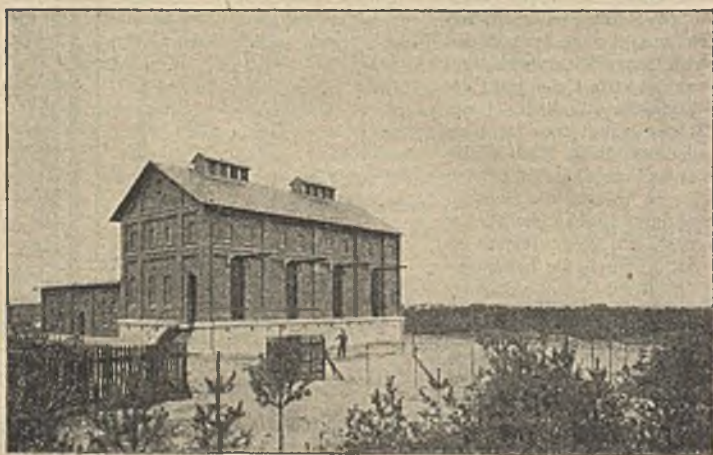
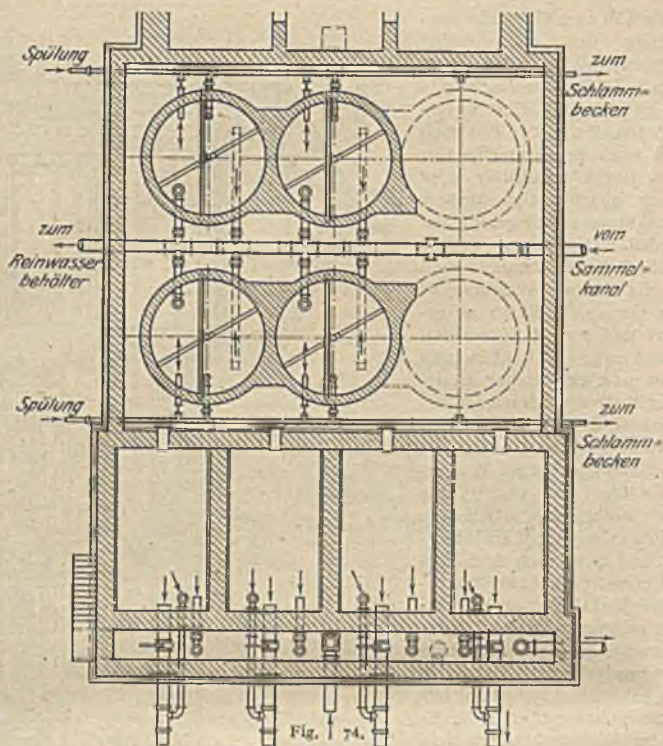


Fig. 75

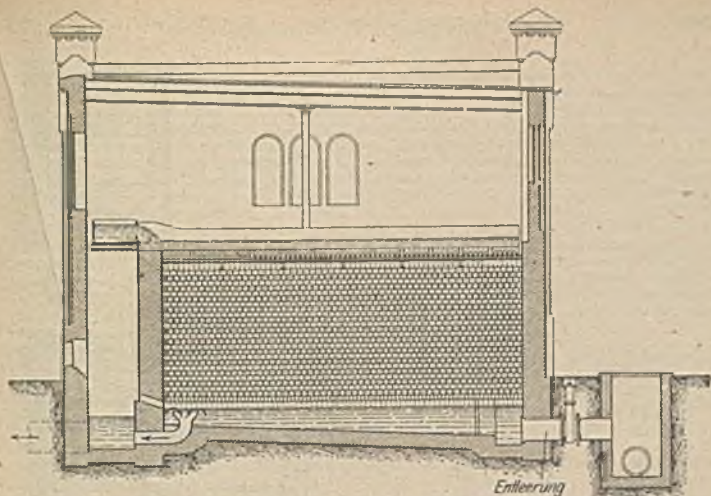


Fig. 76. Enteisungsanlage der Charlottenburger Wasserwerke.

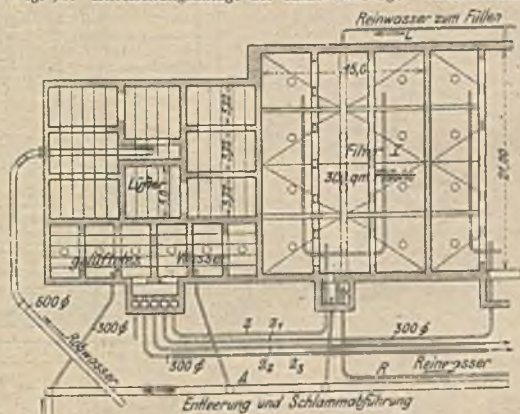


Fig. 77 a.

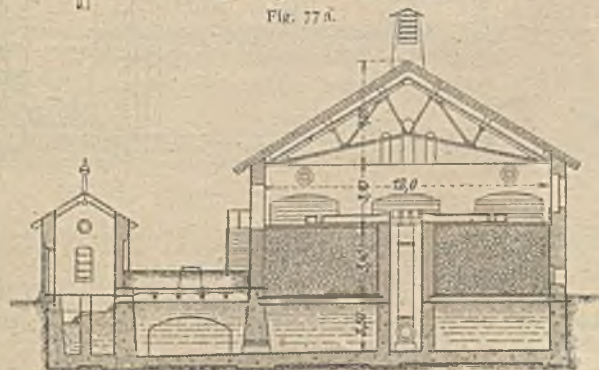


Fig. 77 b. Enteisungsanlage des Wasserwerkes Kiel. Z, Z₁, Z₂, Z₃ Zuführungsrohre zu den Filtern.

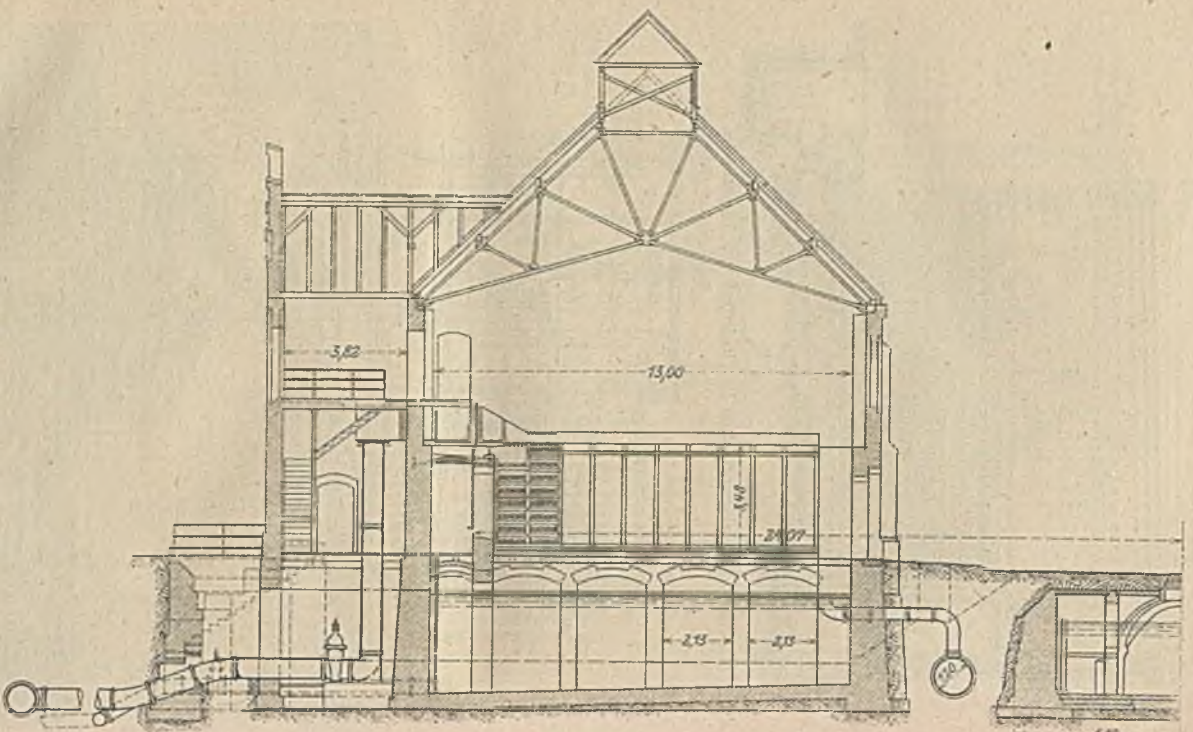


Fig. 78. Enteisungsanlage der Berliner Wasserwerke Müggelsee.

In Kiel¹⁾ wird das zu enteisende Wasser gleichmäßig über eine 2,5—3,4 m hohe Schicht Hilttenkoks verteilt (Fig. 77 a und b).

¹⁾ F. Pflig. Das Wasserwerk der Stadt Kiel, Kiel 1895. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1896, S. 650.

Unter den 8 Rieselern (Lüftern) von je 25 qm Fläche liegen 2 Absetzbecken. Um die Lüftung des Kokes zu verstärken, ist in den Umfassungswänden des Lüftergebäudes in Höhe der Roste, auf denen der Koks liegt, eine größere Anzahl mit Gittern versehener Luftöffnungen angelegt, durch die von außen noch Luft durch den Koks streichen kann. Jeder der 8 Rieseler ist ausschaltbar. An die Absetzbecken schließen sich zwei gut belichtete Vorbecken an. Diese Vorbecken stehen mittels geneigter Überfälle mit der Vorkammer in Verbindung. Letztere gibt, gleichfalls durch Überfälle, das Wasser an 5 kleine Schächte ab, aus welchen die 5 Spülrohre zu den Filtern abzweigen. Nach etwa 100 000 cbm Leistung wird die eine Hälfte der Lüfter durch kräftige Spülen gereinigt. Zu diesem Zweck werden von den 8 Lüftern 6 oder 7 durch Schieber abgestellt, so daß die gesamte Wassermenge nur auf einen oder zwei Lüfter läuft. Die Wellblechtafeln, welche als Verteiler dienen, haben über dem normalen Betriebswasserstande größere Löcher, welche bei der Spülung mit in Wirksamkeit treten. Das schlammige Spülwasser wird mittels besonderer Entleerungsschieber in einem gemauerten Kanal *A* abgeführt¹⁾. In längeren Zwischenräumen wird durch größere Türen in den Seitenwänden des Lüftergebäudes der ganze Koks herausgezogen, um entweder direkt verbrannt oder um gründlich von den durch regelmäßige Spülungen nicht zu beseitigenden Eisenschlamm gereinigt zu werden.

Die an das Lüftungswerk anschließenden fünf Filterbecken sind im Lichten je 21,0 m lang und 15,0 m breit und haben je 309 qm freie Filterfläche. Sie sind mit je drei Kappen überwölbt und mit etwa 80 cm starker Erdschüttung überschüttet und seitlich mit Böschungen versehen. In der gewölbten Decke jedes Filters sind elf mit Glasplatten abgedeckte Lichtschächte und sechs Ventilationsrohre angebracht. Jedes Filter hat einen überwölbten Kargang und ein Regulierungshäuschen. Die Stützschiene des Filters bis zum Saude ist 48 cm hoch, die Sandschicht 70 cm.

Bei der Enteisungsanlage für Landsberg a. W. wird das über einem Backsteorieseler nach Charlottenburger Vorbild gelüftete Wasser durch Wormser Plattenfilter filtriert, welche in die unterhalb der Lüfter aufgestellten Absetzbecken eingebaut sind. Der Filterdruck beträgt bis zu 4,0 m. Die Reinigung der Plattenfilter erfolgt durch Rückspülung mit einem Druck von 2,5 m. Obwohl das Wasser weniger als 0,5 mg Eisenoxydul enthält, müssen die Plattenfilter doch oft durch Rückspülung mit einem Druck von 2,5 m gereinigt werden. Sechs Gruppen Wormser Plattenfilter, bestehend aus je zwölf Elementen mit darüberliegendem Reinwasserrohr leisteten 1897/98 ca. 624 cbm täglich.

Bei den Berliner Wasserwerken am Müggelsee werden sogenannte Holzhürdenrieseler verwendet (Fig. 78). Jede Kammer hat 5,0/10,06 m nutzbare Fläche. Je fünf Kammern bilden eine Gruppe. In Steigrohren wird von den Pumpen das Wasser zu den eisernen Haupttrinnen gehoben. Parallel zu den Haupttrinnen laufen eiserne Nebenrinnen, durch kurze, abschließbare Querrinnen mit den ersteren verbunden. An die Nebenrinnen schließen sich direkt die hölzernen Verteilungsrinnen, durch Holzschützen regulier- und abschließbar. Für jede Kammer sind fünf Verteilungsrinnen (0,32/0,30 m) angeordnet. In die Bodenbretter dieser Rinnen sind kurze konische Zinkrohre von 9 mm Ausflußdurchmesser eingelassen, durch welche das Wasser wieder in kleine Querrinnen und dann auf die Holzhürden fällt. Diese bestehen aus 13 mm starken und 8 cm hohen Brettern, welche in rd. 3,0 m Höhe hochkantig mit Zwischenräumen aufgestellt sind derart, daß 14 kreuzweise übereinander angeordnete Hürden entstehen. In den kleinen Verteilungsrinnen setzt sich bereits viel Eisen ab, welches durch Herausnahme dieser Rinnen leicht beseitigt werden kann. Die fünf großen Verteilungsrinnen haben Einschnitte, welche über dem gewöhnlichen Wasserstande liegen, mit deren Hilfe sich bei größerer Füllung der Rinnen eine kräftige Spülung der Rieseler erzielen läßt. Die größte Leistung der Rieseler ist 4,47 cbm/std. pro qm nutzbarer Grundfläche.

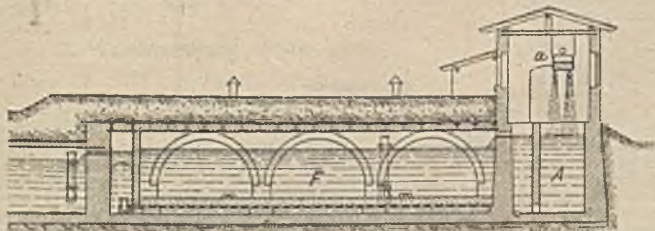


Fig. 79. Enteisungsanlage Mittweida nach Oesten.

Die Enteisungsanlage der Stadt Mittweida in Sachsen ist nach Oestens Plan (Fig. 79) ausgeführt²⁾. Das Wasser tritt hier aus dem Pumpenrohr direkt (355 l/sek) in einen Verteilungskasten, von dem es durch die Regenbrausen auf den Wasserspiegel des Vorbehälters *A* fällt. Der Vorbehälter ist durch eine lotrechte Wand in zwei Teile geteilt, und das Wasser muß in den Raum *A* hinabsteigen und durch die am Boden befindlichen Öffnungen der Querwand hindurch

¹⁾ Feilitzsch, Eisenschlamm aus Enteisungsanlagen als Gasreinigungsmasse. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1905, S. 614.

²⁾ G. Oesten, Die Wasserversorgung der Städte. Handb. d. Ing.-Wissensch., Teil III, Bd. 3, S. 282.

in den Nachbarräumen wieder emporsteigen, um von hier durch Überfälle in das Filter *F* zu gelangen. Das Filter besteht aus einem Kiesaufbau von gleichmäßiger Korngröße und von nur 30 cm Stärke. Aus dem Filter tritt das Wasser in eine Reinwasserkammer und von hier in das Reinwasserbecken. Die Ablagerung des Eisenoxydhydrats beginnt bereits in dem Raum *A*, welcher durch einen Grundablaß spülbar ist, und die Ausscheidung des restlichen Eisens soll auf dem Kiesfilter trotz seiner geringen Stärke und trotzdem das Wasser 6,5 mg/l Eisenoxydul enthält, in ausreichender Weise vor sich gehen. Die Spülung der Filterdecke erfolgt alle 4 Wochen,

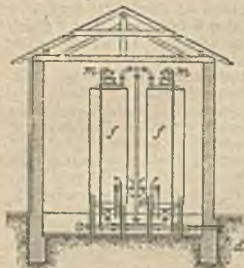


Fig. 80.

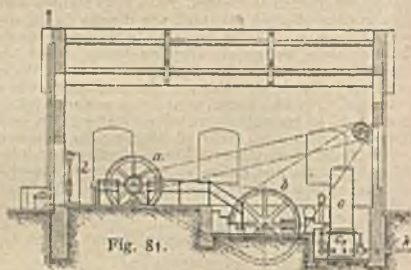


Fig. 81.

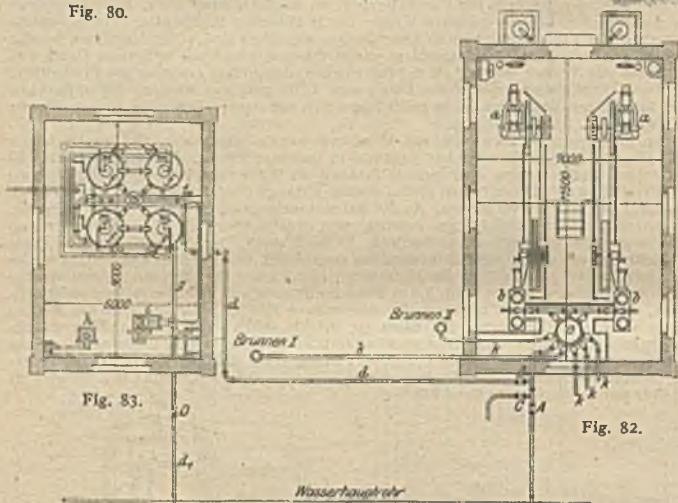


Fig. 83.

Fig. 82.

Enteisungsanlage und Pumpwerk des Wasserwerkes Vegesack.

indem bei entleertem Filter Reinwasser aus dem Hochbehälter in die Reinwasserkammer eingeführt und von unten durch das Kiesfilter getrieben wird. Die Abführung des Schlammwassers erfolgt durch besondere Öffnungen. Ein Erneuern des Kieskörpers soll nicht nötig sein.

Eine Enteisungsanlage nach dem System Halvor-Breda, Charlottenburg, für die Wasserversorgung der Stadt Vegesack für 80 cbm Stundenleistung soll sich gut bewährt und das Eisen, welches im Rohwasser mit 0,93 mg/l enthalten ist, bis unter 0,1 mg/l entfernt haben (Fig. 80—84). Die ganze Anlage ist in die Druckleitung eingeschaltet. Sie besteht aus einem Luftkompressor *i*, der durch einen Fafnir-Gasmotor *k* von 4 PS angetrieben wird, einem Mischkessel *z* und vier Enteisungsbehältern mit Filtern *f*. Die Enteisungsbehälter haben 1350 mm Durchmesser bei 4400 mm Höhe. Der obere Teil eines jeden Behälters enthält eine 3300 mm hohe Schicht Kontaktmaterial (eine gebrannte und scharfgekörrnte, tonartige Masse, die als Tonkoks bezeichnet wird) in drei verschiedenen Körnungen, und zwar von unten nach oben in Walnuß-, Haselnuß- und Bohnengröße gelagert. In der Mitte des Behälters ist ein Überlaufrohr *L*, Fig. 84, durch welches das Wasser dem Kiesfilter *M* (Kieschicht ungefähr 450 mm stark) zugeführt wird. Das Rohwasser wird durch die Leitung *d* (Schieber *A* und *C* geschlossen) dem Mischbehälter zugeführt, wobei durch die Druckluftpumpe *i* bei *i*, Preßluft in das Wasser gedrückt wird. In dem Mischkessel *z*, in welchem Stoßplatten angebracht sind, wird eine ausgiebige Durchwirbelung und Vermischung von Wasser und Luft erreicht. Aus dem Mischbehälter tritt das Wasser durch die Öffnungen *K* Fig. 84 in die Enteisungsbehälter *f*. Das Wasser

steigt von unten nach oben durch das Kontaktmaterial. Die überschüssige Luft entweicht durch das Entlüftungsventil *m*. Der in der Kontaktmasse noch nicht ausgeschiedene Eisenschlamm wird im Filter *M* zurückgehalten. Jeder Behälter kann für sich ein- und ausgeschaltet werden. Wenn der Druckverlust in den Apparaten 4,0 m beträgt, so wird eine Reinigung durch Rückspülung bewirkt. In der Regel kommt im Winter ein Behälter alle 4 Wochen, im Sommer alle 14 Tage zur Reinigung. Kontaktmaterial und Filterkies brauchen nicht erneuert zu werden. Nach den Spülungen sind die Apparate sofort wieder gebrauchsfähig. Eine Spülung erfordert ungefähr 15—20 cbm Spülwasser; das macht bei 120 000 cbm Jahresförderung 1,37% derselben. Die Kosten der Enteisungsanlage setzen sich folgendermaßen zusammen:

1. Gebäude mit Fundamenten für die Apparate und Maschinen	5 880,— Mk.
2. Enteisungsapparat mit Kompressor und Rohrleitung	10 450,— „
3. Motor und Treibriemen	820,— „
zusammen	17 150,— Mk.

Die Betriebskosten berechneten sich bei 120 000 cbm Jahresförderung:

1640 cbm Spülwasser (1,37%) zu den reinen Förderkosten von 2 Pf. für 1 cbm	32,80 Mk.
3600 cbm Gasverbrauch für den Fafrin-Motor bei 10 Pf. pro cbm	360,— „
Schmierölverbrauch und Arbeitslöhne für die Spülungen	87,20 „
zusammen	480,— Mk.

4% Zinsen von 17 150,— Mk. Anlagekapital	686,— Mk.
Abschreibungen $1\frac{1}{2}\%$ von 5880,— Mk. auf Gebäude	88,20 Mk.
2% von 10 450,— Mk. auf Enteisungsapparate	209,— „
10% von 820,— Mk. auf Motor	82,— „
zusammen	379,20 „

Betriebskosten mit Verzinsung und Abschreibung 1545,20 Mk.

An reinen Betriebskosten kamen daher auf 1 cbm 0,4 Pf.
und einschließlich Verzinsung und Abschreibung der Anlagekosten 1,29 „

Die Anlage könnte bei täglich zehnstündigem Betriebe 800 cbm in einem Tage und 292 000 cbm im Jahre fördern. Bei einer solchen Förderung würden die Betriebskosten einschließlich Verzinsung und Abschreibung auf 0,75 Pf. pro 1 cbm zurückgegangen sein ¹⁾.

Zu erwähnen wäre noch die nach dem Patent von der Linde und Dr. C. Heß in Krefeld ausgeführte Enteisungsanlage des Wasserwerks in M.-Gladbach. Hier sind in die Druckleitung stehende schmiedeeiserne Filterkessel eingeschaltet, welche mit entharzten und mit Zinnoxid getränkten Holzspänen gefüllt sind. Auf eine Lüftung des Wassers wird verzichtet, vielmehr soll der im Wasser als ausreichend vorhanden angenommene gelöste Sauerstoff von dem Zinnoxid auf das im Wasser gelöste Eisenoxydul übertragen und dadurch das unlösliche Eisenoxydhydrat gebildet werden ²⁾.

7. Wasserreinigung mittels Ozon.

Wenn ein Teil des Eisens oder das ganze Eisen an Huminstoffe gebunden ist, durch welche das Wasser eine gelbliche Färbung erhält, so wächst der Widerstand, welchen es der Überführung in Eisenoxydhydrat durch die Lüftung entgegenstellt. In solchem Falle ist die Reinigung durch Ozon ein wirksames Mittel, und dieses Mittel hat neuerdings um so mehr Beachtung gefunden, als es zugleich die im Wasser enthaltenen pathogenen Keime abtötet.

Das Ozon, verdichteter Sauerstoff, wurde im Jahre 1840 durch Schönbein bei der Elektrolyse des Wassers entdeckt. Die Herstellung des Ozons in größeren Mengen gelang zuerst im Jahre 1857 Werner Siemens durch seine Ozonröhre. Zwischen zwei durch isolierende Schichten getrennten Elektroden werden

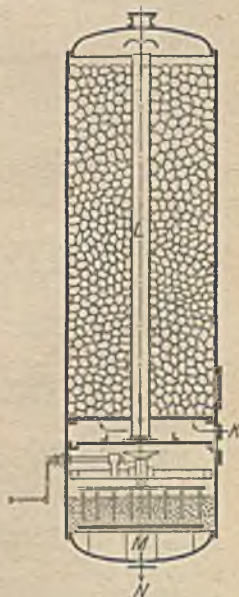


Fig. 84. Enteisungsbehälter des Wasserwerks Vegesack, (System Halvor-Breda).

¹⁾ W. Wagner, Das Wasserwerk und Enteisungsanlage der Stadt Vegesack. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1909, S. 54—62. Alle Zahlen beziehen sich auf Friedenspreise.

²⁾ Hirsch, im Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1898, S. 730.

durch Wechselstrom bei jedem Polwechsel die sogenannten dunklen (blau-violetten) Entladungen erzeugt, welche das zweiatomige Sauerstoffmolekül (O_2) in das dreiatomige Ozonmolekül (O_3) überführen.

Das Ozon gibt bei Berührung mit oxydierbaren Körpern eines dieser drei Sauerstoffatome ab und wird dadurch wieder in zweiatomigen Sauerstoff überführt.

In Frankreich sind bereits zahlreiche Ozonwasserwerke nach verschiedenen Patenten, von denen hier nur die Verfahren von Marmier und Abraham¹⁾, Tindal, de Frise, Marius Otto, Lion Gérard genannt werden sollen, ausgeführt²⁾. Ebenso sind in Holland verschiedene Werke ausgeführt, z. B. das Werk in Ginneken nach dem System Schneller.

In Deutschland ist das Verfahren von Siemens & Halske das bekannteste³⁾. Von deutschen Anlagen nach dem Patent von Siemens & Halske sind zu nennen: Das im Jahre 1902 errichtete Ozonwasserwerk Schierstein⁴⁾ bei Wiesbaden (250 cbm Stundenleistung) und das bald darauf erbaute Ozonwerk der Stadt Paderborn, das erst 1908/09 fertiggestellte Wasserwerk Hermannstadt⁵⁾

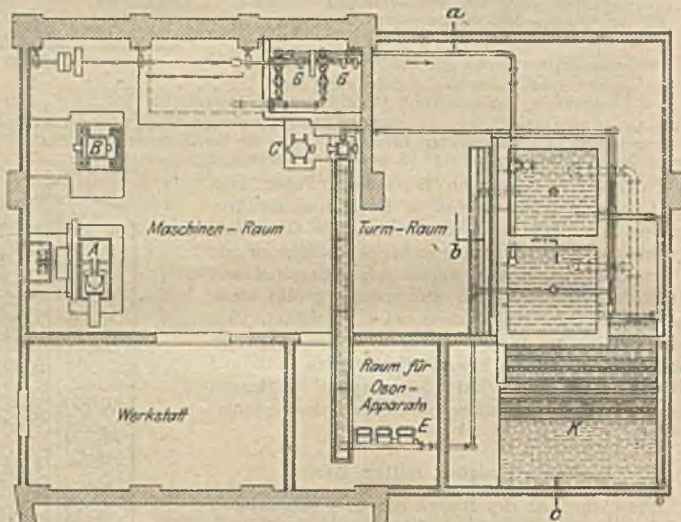


Fig. 85. Ozonisierungsanlage Paderborn (Grundriß). A Antriebsmaschine, B Wechselstrom-generator, C Wechselstrommotor, G Riemenscheiben, K Reinwasserbehälter.

¹⁾ Vertreten durch die Compagnie Générale de l'Ozon, Paris 11 Boulevard Hausmann.

²⁾ Als Beispiele seien genannt: Versuchsanlage von St. Maur für die Wasserversorgung von Paris. Sie ozonisierte nach dem System de Frise Marnewasser, welches zuvor durch ein Schnellfilter System Desrumeaux gegangen ist. Durch jeden der aufgestellten Apparatsätze können 100 cbm stündlich gereinigt werden. Zwei große Werke von je 45 000 cbm täglich, das eine nach System Siemens - de Frise, das andere nach dem System Otto, sind im Bau. Andere Anlagen sind in Chartres (24 000 Einw.), Nizza, Armentières, Aveanches, Saint Briex.

³⁾ Näheres vgl. die Betriebsführung von Wasserwerken, herausgegeben von Th. Weyl. Der Betrieb von Ozonwasserwerken, bearbeitet von Dr. Eduard Imbaux, S. 87—147.

⁴⁾ Das Werk wurde errichtet, weil die bakteriologischen Untersuchungen des Brunnenwassers ab und zu einen höheren Keimgehalt ergaben, ohne daß man damals die Ursachen kannte. Nachdem man die Ursachen erkannt hatte, nämlich in der Überschwemmung des Brunnengeländes durch Hochwasser, und durch einen Hochwasserdeich 95% aller Hochwasser abhielt, verschwanden auch die Erscheinungen der plötzlich stark anwachsenden Keimzahl und das Ozonwerk wurde so gut wie überflüssig. Näheres vgl. Direktor Halberts und Oberingenieur Spieser, Die Wasserversorgung Wiesbadens. Verlag J. F. Bergmann, Wiesbaden.

⁵⁾ Z. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 1177. Gesundheitsingenieur, 18. Juni 1910.

(Siebenbürgen) nach dem System Siemens & Halske - de Frise. Letzteres für 3800 cbm Wasser täglich.

Das Ozonwerk bei Paderborn soll Quellwasser, welches zeitweise durch Regenfälle verunreinigt wird (bis zu 2500 Keime auf 1 ccm), reinigen. Das Wasser ist arm an organischen Bestandteilen (0,8—0,9 mg Sauerstoffverbrauch pro 1 l). Die Anlage ist für 50—60 cbm stündlich bestimmt. Fig. 85 zeigt einen Grundriß, Fig. 86 einen Schnitt. Bei den Ozonerzeugern von Siemens & Halske

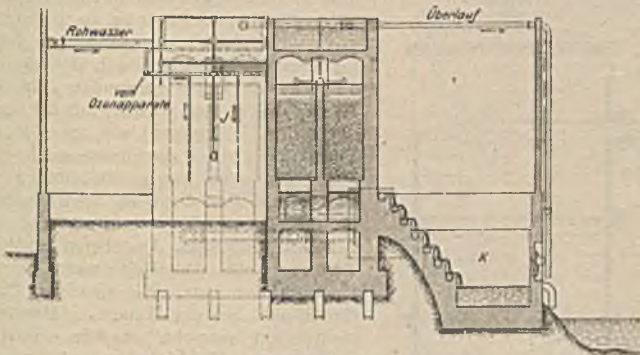


Fig. 86. Ozonisierungsanlage Paderborn (Schnitt a-b-c).

(Fig. 87) wird der eine Pol des durch Transformatoren auf 10—15 000 Volt hochgespannten Wechselstromes an Metallzylinder *D* angeschlossen, welche mit einem ozonbeständigen Überzug versehen sind und in Glasröhren *E* stehen. Letztere sind vom Kühlwasser umgeben. In jedem Kasten (Gesamtgewicht ca. 40 kg) stehen acht Ozonröhren. Die Wasserkühlung ebenso wie der eiserne Kasten und die oben und unten angebrachten Deckel (Luftsammelräume) sind mit Erde verbunden, während die in den Apparat hineingeführte Hochspannungsleitung sorgfältig isoliert ist. Ein Berühren der Ozonapparate ist deshalb ganz ungefährlich. Von der Seite kann man durch eine große Glasscheibe in den Apparat hineinsehen, um an dem bläulichen Licht der Entladungen zu erkennen, ob der Apparat ordnungsmäßig arbeitet. Die zu ozonisierende Luft wird mit einer Luftpumpe direkt in den Ozonisierungsapparat gedrückt. Durch die elektrischen Entladungen wird ein Teil des in der Luft enthaltenen inaktiven Sauerstoffs (O_2) in aktiven Sauerstoff Ozon (O_3) verwandelt. Bringt man das zu reinigende Wasser in feiner Verteilung mit einem Ozonluftstrom in Berührung, so werden die organischen Bestandteile des Wassers durch das Ozon oxydiert und die im Wasser enthaltenen Keime zerstört. Der Ozongehalt verschwindet bald aus der Luft, indem er sich zu gewöhnlichem Sauerstoff zurückbildet. Es wird in der Regel ein Kreislauf zwischen der Luftpumpe und dem Sterilisationsturm hergestellt, so daß immer dieselbe Luft unter entsprechender

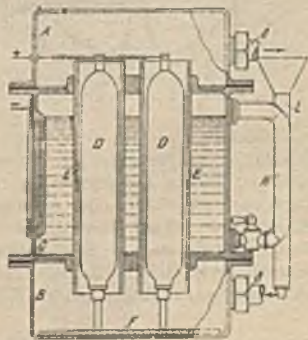


Fig. 87. Ozonerzeuger nach Siemens & Halske. *A* Oberer Deckel, *B* unterer Deckel, *C* Mittelstück mit Glasscheibe, *D* Ozonröhren, *E* Glaszylinder, *F* Isolierglasplatte, *H* Kühlwasserabfluß, *L* Kühlwasserzufluß, *J* Ozonleitung.

Hinzufügung neuer Luft als Ersatz für das verbrauchte Ozon verwendet wird. Beim Sterilisationsturm tritt das Wasser oben durch Verteiler (Brause oder durchlochte Platten) auf einen 2—3 m hohen Rieseler aus walnußgroßen Kieselsteinen, während die Ozonluft unterhalb des Rostes eingeführt wird. Die nach oben steigende Ozonluft ozonisiert das nach unten fließende Wasser. Um ein Verschwinden des Ozons aus dem gereinigten Wasser zu bewirken, läßt man in Paderborn das Wasser über Kaskaden in einen unteren Behälter fallen. In Hermannstadt ist statt des Siemens-Halskeschen, mit Steinen gefüllten Turmes ein solcher nach dem System Tindal-de Frise verwendet (Fig. 88).

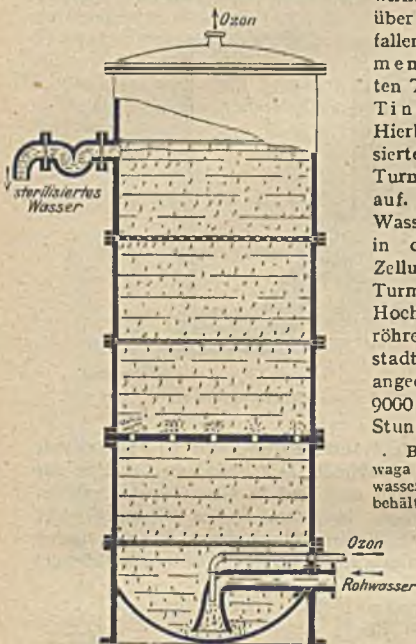


Fig. 88. Ozonisierungsapparat (System Tindal-de Frise).

Hierbei treten das Wasser und die ozonisierte Luft (1,3 g/cbm) von unten in den Turm und steigen gemeinsam nach oben auf. Um eine innige Verbindung des Wasser mit dem Ozon zu bewirken, sind in die Türme feinmaschige Siebe aus Zelluloid eingebaut. Am oberen Ende des Turmes fließt das Reinwasser in den Hochbehälter über. Die einzelnen Ozonröhren sind bei der Anlage in Hermannstadt nicht lotrecht, sondern wagerecht angeordnet. Wechselstromhochspannung 9000 Volt. Kosten bei 10 Pf. für die KW-Stunde ca. 2,4 Pf. pro cbm Reinwasser.

Beim Ozonwerk für St. Petersburg in Penkowskaja (2000 cbm Stundenleistung) wird das Newawasser mit Aluminiumsulfat in großen Absatzbehältern vorgereinigt¹⁾ (Fig. 89), geht über Schnellfilter und von diesen in die Sterilisationstürme, die z. T. nach Siemens-de Fries, z. T. nach Otto ausgeführt sind. Bei letzterer Anlage werden hinter den Schnellfiltern durch sog. Emulseure Ozonluft und Wasser nach dem Prinzip der Ejektoren gemischt und steigen in den Sterilisationstürmen aus Eisenbeton von unten nach oben auf. Von den Türmen fließt das Wasser über Entlüftungskaskaden in die Reinwasserbehälter.

Selbstwirkende (magnetische) Vorrichtungen zur Abstellung der Wasserzirkulation bei Versagen der Ozonerzeugung sind nötig. Enthält das Wasser einen zu großen Prozentsatz an organischen Stoffen, deren Oxydation durch Ozon zu teuer würde, oder ist das Wasser trübe, so wird eine Vorbehandlung durch Filter nötig. Huminfreies eisenhaltiges Wasser ist vorher zu enteisenen, da die Enteisenung im Sterilisationsturm zu teuer wird. Hauptbedingung ist sehr billige elektrische Energie, Hauptvorteil der Ozonisierung die sichere Vernichtung krankheitserrgender Keime.

8. Wasserreinigung mittels ultravioletter Strahlen.

Hoherhitzter Quecksilberdampf²⁾ ist reich an kurzwelligen ultravioletten Strahlen, die weit über den ultravioletten Teil der Spektren des Sonnen- und gewöhnlichen Bogenlichts hinausreichen. Ein zuerst von Dr. Küch von der

¹⁾ Dr. Gg. Erlwein, Das Ozonwasserwerk in St. Petersburg. Gesundheits-Ingenieur 1911, S. 200.

²⁾ Hoherhitzter Quecksilberdampf wurde zuerst von Arons in seiner Quecksilberlampe (vervollkommenet für den praktischen Gebrauch von Cooper-Hewitt) in der Beleuchtungstechnik verwendet.

Firma Heraeus in Hanau hergestelltes Leuchtrohr aus Quarz bzw. Bergkristall gestattet wegen seiner schweren Schmelzbarkeit (ca. 2000° C) eine die Strahlung stark steigernde Überhitzung des Quecksilberdampfes. Es läßt ferner gerade die ultravioletten Strahlen einer bestimmten Wellenlänge am besten durch, die für die Sterilisierung am wirksamsten sind. Zwei französische Professoren, J. Gourmont und Nogier haben zuerst nachgewiesen, daß die ultraviolette Strahlung der im klaren Wasser brennenden Quecksilberlampe radial ca. 30 cm zuverlässig sterilisierend wirkt.

Der Sterilisationsapparat der Quarzlampengesellschaft m. b. H. in Hanau (Fig. 90) besteht aus einem Glasgefäß, das kontinuierlich von Wasser durchflossen wird. Quarzlampe *b* im Quarzschutzmantel *c* von einem luftleeren Raum zur Erhaltung der hohen Strahlungstemperatur umgeben. Lichtbogenlänge bis 110 Volt 6 cm, bei 200 Volt 13 cm. Die Elektroden aus Nickelstahl (*d*) sind dicht in die oberen Teile des Brenners eingeschliffen, welcher in zwei Röhren am oberen Teil des Deckels hängt. Die Stromzuleitungen sind von den Röhren durch Gummi isoliert. Wird der eine Pol oder die eine Seite des Gefäßes gehoben, so daß eine Quecksilberverbindung von Pol zu Pol entsteht und dann wieder gesenkt, so entsteht beim Abreißen des Quecksilbers der durch die Quecksilberdämpfe stehbleibende Lichtbogen.

Von anderen Apparaten seien noch genannt die von Nogier, M. Billon-Daguerre und von der Westinghouse Cooper-Hewitt Co. Ltd.¹⁾ Die

¹⁾ Dr. Gg. Erlwein, Berlin, Die Sterilisation von Trinkwasser durch Ozon und ultraviolette Strahlen. 1910.

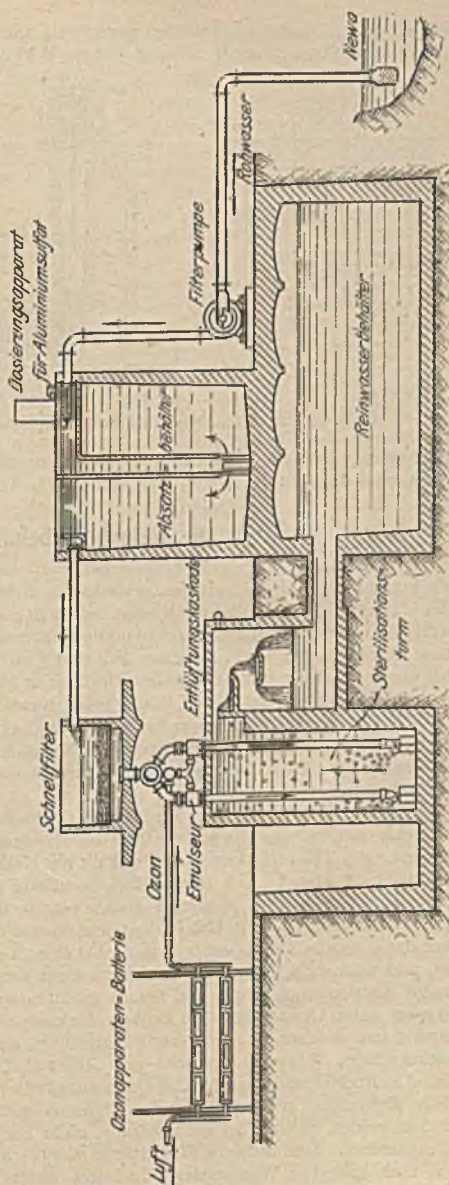


Fig. 89. Schema des Ozonwerks für St. Petersburg in Penkownja.

ultravioletten Strahlen vernichten zuverlässig alle Bakterien bis zu Keimzahlen von einer Million im cm^3 . Für die sichere Wirkung aber klares Wasser Vor-

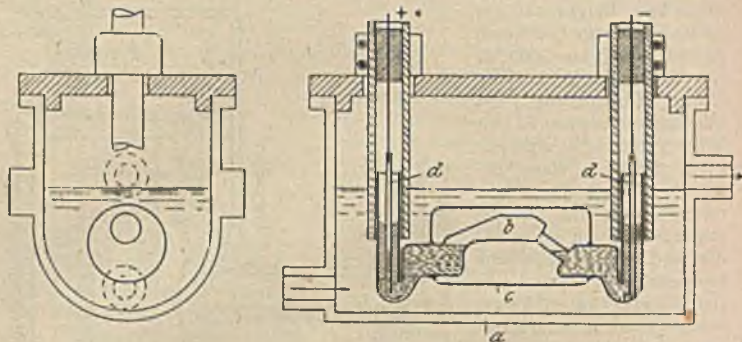


Fig. 90. Sterilisationsapparat der Quarzlampengesellschaft in Hanau.

bedingung. Deshalb Vorbehandlung des Wassers meistens unentbehrlich, was die Verwendbarkeit des Verfahrens einschränkt. Größere praktische Erfahrungen fehlen noch.

D. Die Reinwasserbehälter¹⁾.

a) Bei Ausführung von Reinwasserbehältern aus Mauerwerk und Beton sind die Fundamente auf gleichartigen, gewachsenen Boden zu legen. Undurchlässigkeit des Untergrundes verbilligt die Kosten der Dichtung. Zur Erleichterung der Überwölbung ist eine geradlinige, rechtwinklige Begrenzung vorteilhaft. Die Wassertiefe beträgt in der Regel zwischen $2\frac{1}{2}$ und 5 m. Vorteilhafteste Grundrißform bei einer Kammer und geradliniger Umfassung ist das Quadrat, bei zwei Kammern das Rechteck mit einer Breite jeder Kammer von $\frac{3}{4}$ der Länge.

Die Umfassungsmauern werden bei einfacher Kammer am billigsten, wenn sie einen vollen Kreis bilden, bei zwei Kammern, wenn zwei Hufeisenbogen untereinander und mit der geraden Zwischenmauer Winkel von ungefähr 120° einschließen.

Die inneren Wandflächen werden mit einem Zementglattputz in zwei Lagen bedeckt, von welchen die untere Lage im Mischungsverhältnis 1 Teil Portlandzement, $2\frac{1}{2}$ Teile Sand und 0,1 Fettkalk als Kalkmilch, der Deckputz im Verhältnis 1 : 1 bzw. 1 : $1\frac{1}{2}$ herzustellen, sorgfältig glatt zu reiben und zu bügeln oder zu stäuben ist. Möglichst glatte Wand- und Bodenflächen erschweren den Pflanzenwuchs. Die Haltbarkeit und Wasserdichtigkeit dieses Putzes wird nur dann gesichert sein, wenn er nicht bei einer Temperatur unter 0° hergestellt ist, und wenn er während des Abbindens nicht von der Sonne bestrahlt, sondern gegen die Sonne geschützt und feucht gehalten wurde. Da kohlenensäurehaltiges Wasser unter Umständen eine lösende Wirkung auf den Kalkgehalt des Putzes ausübt und dadurch eine Zerstörung herbeiführt, sind vielfach bei solchen kohlenensäurehaltigen Wässern Anstriche mit Siderosthen und verschiedenen anderen Schutzmitteln empfohlen²⁾. Die Umfassungswände müssen bei leerem Behälter dem Erddruck, bei gefülltem dem Wasser- und Gewölbedruck widerstehen, und in beiden Fällen darf die Stützlinie nicht aus dem mittleren Drittel (Kern) heraustreten. Eine mittlere Wandstärke von $0,4 h$, wenn h die Höhe der Wand bis zum höchsten Wasserspiegel bedeutet dürfte bei Mauerwerk meistens genügen. Die Gewölbe der Behälter werden mit einer mindestens 30—40 cm starken Erdschüttung mit Rasendecke bedeckt. Sollen die Gewölbe vor Frost

¹⁾ Wegen des erforderlichen Fassungsraumes ist S. 2001 zu vergleichen.

²⁾ Vgl. u. a. Schwetzer. Bauztg. 1896, S. 87. Techn. Gemeindebl. 1900, S. 203.

kommen. Ein Beispiel eines Beckens aus Stampfbeton bietet die Wiesbadener Anlage (Fig. 91 und 92)¹⁾. Der Untergrund bestand aus sehr festem, undurchlässigem Ton. Die Sohle ist in einer Stärke von 0,25 m nach Fertigstellung des Gewölbes eingebracht. Behälter in Stampfbeton sind weiter unter anderem z. B. in Nürnberg, Chemnitz und Minden (Fig. 93) ausgeführt. Es haben gekostet:

Der Reinwasserbehälter für	Inhalt cbm	Kosten pro 1 cbm Inhalt Mk.
Nürnberg	8148	24,— Mk.
Wiesbaden	4275	12,— „
Chemnitz	4012	18,50 „
Minden	900	18,80 „

Eintritt und Austritt sind so zu legen, daß das Wasser in Bewegung bleibt, um der Bildung von Kleinlebewesen entgegenzuwirken (Fig. 94 und 95)²⁾.

Schnitt A—B.

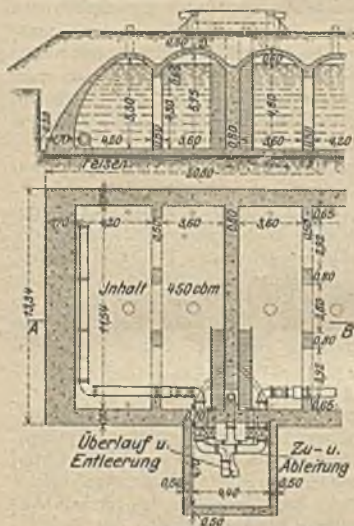


Fig. 93. Reinwasserbecken in Minden.

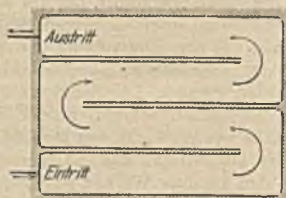


Fig. 94.

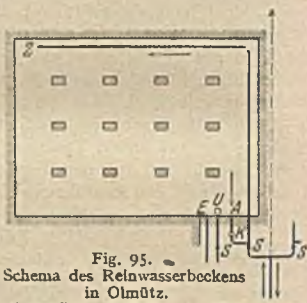


Fig. 95.
Schema des Reinwasserbeckens
in Olmütz.
A Ausfluß, Z Zufluß, E Entleerung,
U Überlauf, K Klappe, S Schieber.

b) Behälter aus Eisenbeton. Bei kleinerem Inhalt empfiehlt sich zylindrische Form mit Armierung durch horizontal liegende Rundeisen-Ringe. Als Wandstärken kann man bei etwa 5,0 m Wasserhöhe oben 5 bis 7 cm, unten 12—18 cm annehmen³⁾ (Fig. 96a und 96b). Beispiel eines großen zylindrischen Behälters aus Eisenbeton ist der Behälter zu Chatillon (Seine), der bei 32,0 m Durchmesser, 5,0 m Wassertiefe, 4000 cbm Inhalt nur eine mittlere Widerlagstärke von 0,12 m hat. Als Beispiel eines geradlinig begrenzten Behälters aus Eisenbeton sei derjenige in Pforzheim mit 1600 cbm Inhalt erwähnt (Fig. 97 und 98). Die horizontale Balkendecke und die Umfassungswände sind aus Eisenbeton. Für freistehende Hochbehälter ist der Eisenbeton zwar auch verwendet, die Konstruktion wird aber teurer und weniger haltbar als die aus Eisen.

¹⁾ Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1883.

²⁾ Oesten-Frühling a. a. O. S. 315.

³⁾ Weder, Der Eisenbetonbau, Leipzig 1906.

c) Behälter aus Eisen¹⁾. Bei eisernen zylindrischen Behältern ergibt sich die Wandstärke zu

$$\delta = \frac{p \cdot r}{K}, \quad (1)$$

wenn δ die Wandstärke in cm,
 p den Druck der Wassersäule in kg/qcm
 (bei 1,0 m Wassersäule 0,1 kg),
 r den Halbmesser des Zylinders in cm und

K die zulässige Beanspruchung des Eisens (800 bis 1200 kg) pro qcm bedeuten.

Die Zugspannung s eines als Kugelabschnitt ausgebildeten Bodenbleches ergibt sich wie folgt: Bedeutet Q (Fig. 99) den Inhalt des Kugelabschnitts und des darüberliegenden Zylinders, so muß sein

$$Q \cdot \gamma = 2 \gamma \cdot \pi \cdot s \cdot \sin \beta;$$

also

$$s = \frac{Q \gamma}{2 \gamma \cdot \pi \cdot \sin \beta}. \quad (2)$$

γ bedeutet das Einheitsgewicht des Inhaltes.

Der Inhalt des Kugelabschnitts ist

$$\frac{x^2 \cdot \pi}{3} (3R - x),$$

derjenige des Zylinders

$$(h - x) y^2 \cdot \pi \text{ und } \sin \beta = \frac{y}{R};$$

also wird
$$s = \frac{y \cdot R}{2 y^2} \left[(h - x) y^2 + \frac{x^2}{3} (3R - x) \right]. \quad (3)$$

Für $x = 0$ und $y = 0$, d. h. am Scheitel, wird

$$s_{\max} = \frac{y \cdot R \cdot h}{2},$$

während das kleinste s sich ergibt für $x = R$ und $y = R$, d. h. am obersten Rande des Auflagers für einen halbkugelförmigen Boden

$$s_{\min} = \gamma \cdot \frac{R}{2} \left(h - \frac{R}{3} \right). \quad (4)$$

Die im Horizontalschnitt des Bleches des Kugelabschnitts auftretende Ringspannung ist

$$t = \gamma R (h - x) - s. \quad (5)$$

Ihr Größtwert ergibt sich gleichfalls bei $x = 0$ und ist

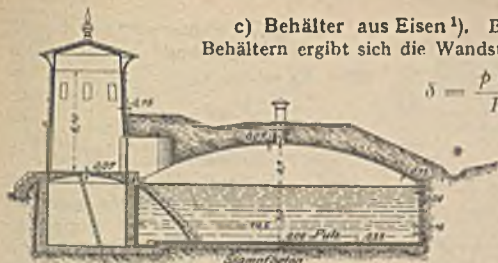


Fig. 96 a.

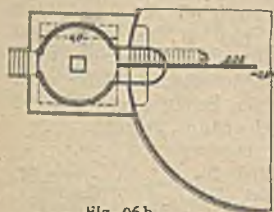


Fig. 96 b.
Reinwasserbehälter aus Eisenbeton in Chatillon.

K die zulässige Beanspruchung des Eisens (800 bis 1200 kg) pro qcm bedeuten.

Die Zugspannung s eines als Kugelabschnitt ausgebildeten Bodenbleches ergibt sich wie folgt: Bedeutet Q (Fig. 99) den Inhalt des Kugelabschnitts und des darüberliegenden Zylinders, so muß sein

$$Q \cdot \gamma = 2 \gamma \cdot \pi \cdot s \cdot \sin \beta;$$

also

$$s = \frac{Q \gamma}{2 \gamma \cdot \pi \cdot \sin \beta}. \quad (2)$$

γ bedeutet das Einheitsgewicht des Inhaltes.

Der Inhalt des Kugelabschnitts ist

$$\frac{x^2 \cdot \pi}{3} (3R - x),$$

derjenige des Zylinders

$$(h - x) y^2 \cdot \pi \text{ und } \sin \beta = \frac{y}{R};$$

also wird
$$s = \frac{y \cdot R}{2 y^2} \left[(h - x) y^2 + \frac{x^2}{3} (3R - x) \right]. \quad (3)$$

Für $x = 0$ und $y = 0$, d. h. am Scheitel, wird

$$s_{\max} = \frac{y \cdot R \cdot h}{2},$$

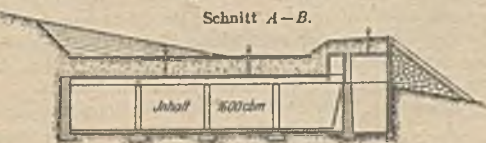
während das kleinste s sich ergibt für $x = R$ und $y = R$, d. h. am obersten Rande des Auflagers für einen halbkugelförmigen Boden

$$s_{\min} = \gamma \cdot \frac{R}{2} \left(h - \frac{R}{3} \right). \quad (4)$$

Die im Horizontalschnitt des Bleches des Kugelabschnitts auftretende Ringspannung ist

$$t = \gamma R (h - x) - s. \quad (5)$$

Ihr Größtwert ergibt sich gleichfalls bei $x = 0$ und ist



Schnitt A-B.



Fig. 97 und 98. Reinwasserbehälter aus Eisenbeton in Pforzheim.

¹⁾ Vgl. auch die betreffenden Ausführungen im Kapitel Konstruktionselemente des Eisenhochbaus auf S. 706 ff.

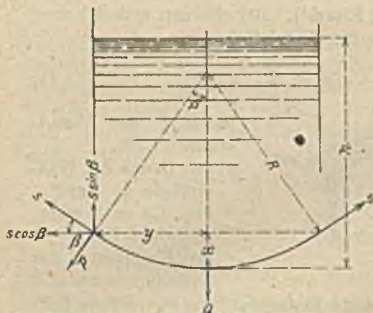


Fig. 99.

$= s_{\max}^1$); ihr Kleinstwert für $x = R$, also für die Halbkugel zu $t_{\min} = \gamma R (h - R) - s_{\min}$

$$t_{\min} = \frac{\gamma R}{2} (h - \frac{2}{3} R). \quad (6)$$

Die Horizontalspannung H ist $= s \cdot \cos \beta$. Sie wird also bei halbkugelförmigem Boden am Auflager $= 0$. Bei Kugelabschnitten muß die Horizontalspannung am Auflager (Fig. 100) durch einen steifen Druckring aufgenommen werden. Fig. 101 und 102 zeigen einige weitere Lösungen für Druckringe. Die Lösung Fig. 103 hat den Vorteil, daß die zu erwartenden Mängel im Niet-

und Passen des Druckringes dem Behälter selbst nicht schaden, da er unabhängig vom Ring ist. Fig. 104 und 105 zeigen einen Behälter von 200 cbm Inhalt mit halbkugelförmigem Boden nach Barkhausens Patent²⁾.

Zahlreiche Anlagen nach diesem Patent sind bereits ausgeführt und unter anderen ein größerer Behälter für 2000 cbm Inhalt für die Grube Minister Stein. Bei dem halbkugelförmigen Boden kann man das Auftreten von Druckspannungen in irgendeinem Teil des Behälters ganz ver-



Fig. 100.



Fig. 101.



Fig. 102.

meiden, wenn die Gesamthöhe des Behälters $h = \frac{5}{3} R$ gemacht wird [vgl. Gl. (6)]. Es muß demnach der zylindrische Teil mindestens eine Höhe $h_1 = \frac{2}{3} R$ haben, also der Inhalt des Zylinders nicht kleiner als $\frac{2}{3} R^3 \pi$, d. h. nicht kleiner sein als der Fassungsraum des halbkugelförmigen Bodens.

Bezeichnet man den Inhalt des Behälters mit J , so muß demnach $\frac{2}{3} R^3 \pi = \frac{J}{2}$ oder $R = 0,62 \cdot \sqrt[3]{J}$ sein.

Bei solchen Abmessungen können nur bei teilweiser Füllung des Behälters im Oberteil des Halbkugelbodens Druckspannungen auftreten. Sie bleiben aber klein.

Bei einem Kegelboden Fig. 106 ist³⁾

$$2 \pi y s \sin \alpha = Q \gamma;$$

und da

$$\sin \alpha = \frac{l}{r}$$

und

$$Q = \left[(h - x) \gamma^2 \pi + \gamma^2 \frac{\pi x^3}{3} \right].$$

¹⁾ M. Förster, Die Eisenkonstruktionen der Ingenieurhochbauten. Ergänzungsband des Handbuchs der Ing.-Wissensch., 2. Aufl. 1903, S. 459.

²⁾ G. Barkhausen, Neuere Formen für Flüssigkeitsbehälter. Z. Ver. deutsch. Ing., 1900, S. 1594 u. 1681, mit ausführlichen Zeichnungen und Autotypen vgl. Anm. 1. S. 1682.

³⁾ G. Oesten, Handb. d. Ing.-Wissensch., Teil III, Wasserbau, Bd. 3, Wasserversorgung der Städte, S. 320, vgl. auch Anm. 1. S. 1682.

so wird

$$s = \gamma \frac{l}{2f} y(h - \frac{2}{3}x); \quad (7)$$

für $x = 0$ wird $s = 0$.

Die Ringspannung t wird

$$= \gamma \frac{(h-x)}{\sin \alpha} y = \gamma \frac{l}{f} y(h-x).$$

Auch diese wird für $x = 0$ zu 0 und nimmt nach dem Lager hin zu.

Für den Fall, daß der Kegelboden nicht ganz hängt, sondern über das Auflager verlängert ist (Fig. 107), entstehen statt der Zugspannungen Druckspannungen, deren Größe sich ausdrücken läßt durch

$$s_1 = \frac{Q_1 \gamma}{2 \gamma \pi \sin \alpha}, \quad (8)$$

wenn $Q_1 \gamma$ das Gewicht des im äußeren Behälerring befindlichen Inhalts bedeutet. Die Größe der Horizontalspannung H_1 in dem Auflagerring AB Fig. 108 hängt also vom Winkel α und von der Ausladung ab. Man kann nun den Radius R des Gegenbodens (Fig. 108), den Durchmesser des Behälters EG und den Durchmesser des Auflagerringes so wählen, daß $H = H_1$ wird. Der Gegenboden ist zuerst von Intze (D. R. P.) vorgeschlagen. Ähnliche Typen geben die Fig. 109—113.

Zum Schutze gegen Kälte und Wärme werden diese eisernen Behälter bei Wasserversorgungsanlagen meistens mit einer Wand aus Eisenbeton oder aus Eisenfachwerk umgeben.

Über die Friedenskosten eiserner Hochbehälter gibt folgende Tabelle einige Auskunft:



Fig. 103.

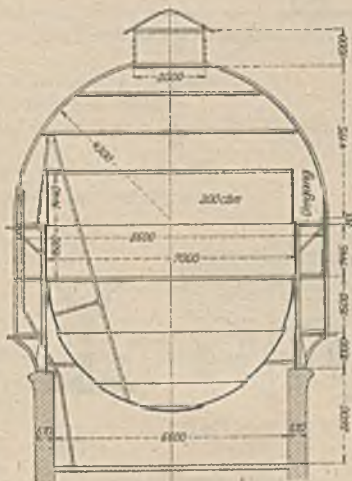


Fig. 104.



Fig. 105.

Bezeichnung der Behälter	Inhalt cbm	Höhe des Auflagers über dem Boden m	Kosten für 1 cbm In- halt Mk.
A. Behälter mit durchhängendem Boden.			
Wasserturm zu Mülheim a. R. (ohne Ummantelung)	584	27	85
„ „ München-Gladbach	600	31	110
„ „ Halle a. S.	1200	11	125
„ „ Essen	2000	20	90
B. Behälter nach Intzescher Bauart.			
Wasserturm zu Remscheid	400	11	95
„ „ Diedenhofen	500	25	80
„ „ Düren	550	40	109
„ „ Bremerhaven	660	18,5	75

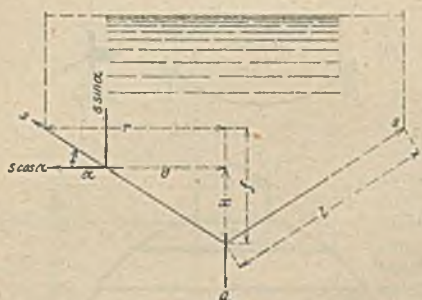


Fig. 106.

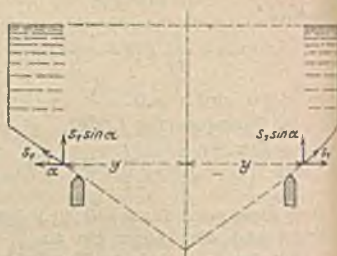


Fig. 107.

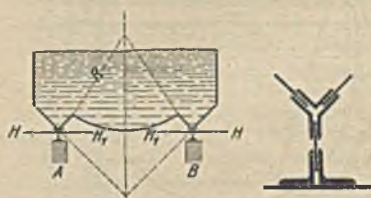


Fig. 109.

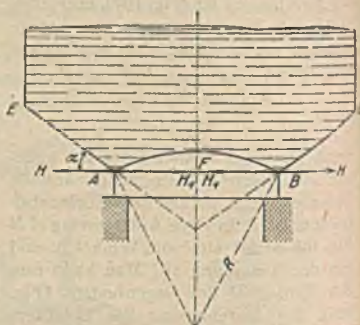


Fig. 110.



Fig. 111.

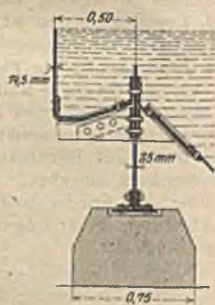


Fig. 112.



Fig. 113.

E. Die Rohrleitungen des Netzes und die Wasserversorgung der Gebäude.

Es kommen fast ausschließlich kreisförmige Querschnitte in Betracht, die für hydrostatischen Druck mit Zuschlag von 10—15% Druckhöhe zur Berücksichtigung von Wasserschlägen berechnet werden. Wegen der Berechnung bei ungleichmäßig verteiltem Innendruck (Füllung des Rohres bis zum Scheitel bei druckfreiem Scheitel) und des Falls, daß die gleichmäßig verteilten äußeren Drücke größer sind als die gleichmäßig verteilten inneren Drücke, sei auf die Abhandlung von Philipp Forchheimer: „Zur Festigkeit weiter Rohre“ in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1904, Nr. 9 und 10 verwiesen.

Es mögen bezeichnen:

D den inneren Rohrdurchmesser in cm,

δ die Wanddicke in cm,

k_z die zulässige Materialspannung in kg/qcm,

K_z Zugfestigkeit des Rohrmaterials in kg/qcm,

$\sigma = \frac{K_z}{k_z}$ das Sicherheitsverhältnis,

H = die statische Höhe der Wassersäule in m,

p_t den gleichmäßig verteilten inneren Wasserdruck in kg/qcm = $0,1 H$ kg/qcm,

p_a den gleichmäßig verteilten äußeren Druck in kg/qcm,

$p = p_t - p_a$ den inneren Überdruck in kg/qcm.

Betrachtet man ein Stück Rohr von 1,0 cm Länge, so gilt die Festigkeitsgleichung:

$$D \cdot p_t - (D + 2\delta) \cdot p_a = 2\delta k_z, \quad (1)$$

dennach ist das Verhältnis der Wanddicke zum Durchmesser

$$\frac{\delta}{D} = \frac{1}{2} \cdot \frac{p_t - p_a}{k_z + p_a} \quad (2)$$

und die Zugspannung

$$k_z = \frac{1}{2} \cdot (p_t - p_a) \cdot \frac{D}{\delta} - p_a. \quad (3)$$

Wenn p_a im Vergleich zu k_z sehr klein ist, kann man annäherungsweise setzen:

$$\delta = \frac{D}{2} \cdot \frac{p}{k_z}, \quad (4)$$

und man erhält dann

$$k_z = \frac{1}{2} p \cdot \frac{D}{\delta}. \quad (5)$$

Die Längsspannung ist nur etwa halb so groß wie die Tangentialspannung, hat daher auf die Stärkenbemessung keinen Einfluß.

C. v. Bach hat neuere Formeln gegeben, welche der Elastizität der Rohre und der Verschiedenheit der Spannungen in den einzelnen Teilen des Querschnittes Rechnung tragen. Die Spannung ist an der inneren Kreisringsschale der Rohrwandung am größten und nimmt mit wachsendem Halbmesser nach der äußeren Wandungsschicht hin ab. Die Bachschen Formeln sind unter der Voraussetzung, daß sich die Rohre frei bewegen können, aufgestellt und lauten:

$$\delta = \frac{D}{2} \cdot \left\{ \sqrt{\frac{1 + 0,4 \frac{p}{k_z}}{1 - 1,3 \frac{p}{k_z}}} - 1 \right\} \quad (6)$$

$$k_z = \frac{1,3 \left(1 + \frac{2\delta}{D}\right)^2 + 0,4}{\left(1 + \frac{2\delta}{D}\right)^2 - 1} p, \quad (7)$$

$$p = \frac{\left(1 + \frac{2\delta}{D}\right)^2 - 1}{1,3 \left(1 + \frac{2\delta}{D}\right)^2 + 0,4} k_z. \quad (8)$$

Aus der Formel (6) ergibt sich, daß die Wandstärke des Rohres unendlich groß sein müßte für

$$p = \frac{k_z}{1,3}.$$

Als Zugfestigkeit für Gußeisen K_z gilt 1300 kg/qcm und als diejenige Inanspruchnahme auf Zug, bei welcher die Elastizitätsgrenze des Gußeisens liegt, 750 kg/qcm. Allerdings läßt sich durch Zusetzen von Aluminium die Festigkeit des Gußeisens erheblich steigern. Je nach der Sicherheit, welche man beansprucht, wird die zulässige Inanspruchnahme festzusetzen sein. In der Regel läßt man bei gutem Gußeisen nur eine Betriebsspannung von 65—85 kg/qcm zu, so daß

$$\sigma = \frac{K_z}{k_z} = 20-15,3 \text{ würde.}$$

Bei Druckrohren aus gutem Flußeisen kann man bei zehnfacher Sicherheit ($\sigma = 10$) noch Inanspruchnahmen von 340—440 kg/qcm, und bei Druckrohren aus Siemens-Martin-Stahl Inanspruchnahmen im normalen Betrieb von 700 bis 1000 kg/qcm zulassen. Bei genieteten Röhren sind die Nietlöcher abzuziehen. Bei Schweißrohren wird man nur 90—95% der sonst zulässigen Inanspruchnahme für die Schweißstelle zugrunde legen.

Zu dem gleichmäßig verteilten inneren Druck $p_t = 0,1 H$ kg/qcm kommt noch der Druck der äußeren Luft. Er wird vernachlässigt, da der äußere Druck auf einer nur um 2δ größeren Breite wirksam ist als der innere.

Die Rechnung ergibt meistens sehr geringe Stärken, es sind deshalb von dem Verein der Gas- und Wasserfachmänner und dem Verein deutscher Ingenieure sowohl für gußeiserne Muffenrohre, als auch für Flanschrohre Normalien aufgestellt.

Gußeiserne Rohre müssen frei von Blasen und Rissen, kreisrund und von gleichmäßiger Wanddicke sein. Bei Druckproben durch Einpressen von Wasser soll der Prüfungsdruck mindestens 5 Atmosphären mehr als der hydrostatische Druck der Leitung betragen, häufig wird aber auch der zweifache Betrag dieses

Druckes vorgeschrieben. Zur Entdeckung von ungesunden Stellen im Gusse werden die Rohre mit Hämmern von 0,5—1,5 kg Gewicht je nach dem Durchmesser, während sie unter Probedruck stehen, gehämmert. Nach dem Verlegen prüft man zweckmäßig auch noch die einzelnen Strecken zwischen zwei Schiebern, bei noch offener Bau gruben und erhöhtem Druck.

Zum Schutz gegen die Rostbildung werden die Rohre in der Regel auf 150—180° erwärmt, um die Feuchtigkeit vollständig auszutreiben, und dann 10—20 Minuten lang in kochende Asphaltmasse getaucht. Nach dem Herausziehen läßt man sie in lotrechter Lage abtropfen, um einen gleichmäßigen dünnen Überzug zu erzielen. Um

das Trocknen zu beschleunigen, wird dem Asphalt Benzin, und um das Abblättern zu verhindern, etwas Leinöl beigemischt. Das Schwanzende und die inneren Muffenflächen werden vor dem Asphaltieren mit Kalkmilch bestrichen, so daß sich an diesen Stellen der Asphaltüberzug leicht beseitigen läßt.

Als Absperrorgane werden fast ausschließlich Schieber mit Schraubebewegung verwendet, welche zur Vermeidung von Wasserstößen nur langsam geschlossen werden können. Um die Auswechslung zu ermöglichen, erfolgt die Verbindung zwischen Schieber und Rohrleitung durch Flanschen unter Vermittlung von zwei Anschlußstücken. Die Querschnittsform des Gehäuses ist



Fig. 114.

Stoßfreier Schieber nach Forchheimer.



Fig. 115.

meistens eine elliptische. Bei sehr großen Durchmessern wird es nötig, um den Schieberkörper unter der Pflasterfläche unterbringen zu können, die Spindel wagerecht zu legen. Fig. 114 und 115 zeigen den stoßfreien Wasserschieber von Forchheimer. Die Schieberfläche ist nach unten verlängert, und solange nicht der gedrehte Rand anliegt, findet ein vollkommener Schluß nicht statt. Auf diese Weise wird der Abschluß der Durchgangsöffnung verlangsamt.

Abzweigungen von Rohrleitungen finden durch Formstücke statt (vgl. Fig. 7—9 und 17 und 18 S. 389), Krümmungen, soweit sie nicht in der Muffe selbst ausgeglichen werden können, durch Krümmer Figur 12, 13 u. 16 S. 389 und Übergänge von größerem zu kleinerem Durchmesser durch Übergangsrohre Fig. 14 S. 389. Wenn Abzweigstücke nachträglich eingefügt werden sollen, so bedient man sich sogenannter Überschieber (Fig. 15 S. 389).

Bei der Berechnung des Rohrnetzes wird man sich einer Tabelle, die für

jeden Durchmesser und für verschiedene Wassermengen bzw. Geschwindigkeiten den Druckverlust je lfm. angibt (Tab. II), oder aber eines graphischen Maßstabes (Fig. 116) bedienen. Auf dem zu entwerfenden Netzplan werden an den beiderseitigen Straßenfronten die Bedarfsziffern für mittleren und Höchstbedarf eingetragen und während des Projektierens gleich in einer weiteren Tabelle die einzelnen Leitungslängen der Reihe nach unter Angabe von Durchmesser, Geschwindigkeit, maximaler Wassermenge, Druckverlust je lfm., Gewicht und Preis zusammengestellt. Kleinere Durchmesser als 10 cm werden von vielen Verwaltungen nicht als zweckmäßig erachtet, sowohl wegen der stark zunehmenden Druckverluste, als auch wegen der Gefahr, daß sie sich durch Bekrustung ganz verstopfen.

Die Anschlußleitungen vom Straßenrohr bis zum Wassermesser werden fast immer durch die Verwaltung des Wasserwerks ausgeführt, während die Ausführung der Grundstücks- und Hausleitungen dem Bauherrn überlassen bleibt und die Verwaltung sich nur das Recht vorbehält, auf Grund bestimmter Vorschriften (eventuell bei behördlichen Werken auf Grund öffentlich rechtlicher Vorschriften) die Anlagen zu prüfen und abzunehmen. Da die Druckverluste bei Verringerung des Rohrdurchmessers für ein und dieselbe Durchflußmenge

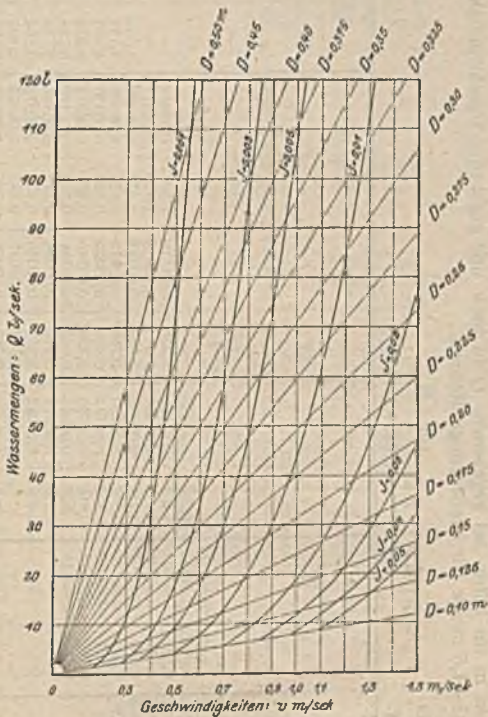


Fig. 116. Schema eines Maßstabes zur Ermittlung von v und D aus Q und S .

Fortsetzung von Tabelle II.

D mm	0,1 · F qcm	c	Q = 100 l		Q = 150 l		Q = 200 l		Q = 250 l		Q = 300 l		Q = 400 l	
			v m/sek	J in m	v	J	v	J	v	J	v	J	v	J
100	7,9	31,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
125	12,3	33,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
150	17,7	35,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
175	24,1	37,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
200	31,4	39,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
225	39,8	40,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
250	49,1	41,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
275	59,4	42,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
300	70,7	43,9	1,412	0,01380	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
325	83,0	44,9	1,206	0,00890	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
350	96,2	45,7	1,040	0,00600	1,560	0,01340	—	—	—	—	—	—	—	—
375	110,4	46,4	0,907	0,00405	1,355	0,00904	—	—	—	—	—	—	—	—
400	125,7	47,2	0,795	0,00280	1,190	0,00630	—	—	—	—	—	—	—	—
425	141,9	48,2	0,706	0,00200	1,055	0,00455	1,410	0,00810	—	—	—	—	—	—
450	159,1	49,4	0,630	0,00147	0,944	0,00332	1,255	0,00588	—	—	—	—	—	—
475	173,2	49,7	0,579	0,00114	0,865	0,00256	1,155	0,00459	1,440	0,00710	—	—	—	—
500	196,4	50,2	0,510	0,00083	0,764	0,00186	1,020	0,00330	1,273	0,00520	—	—	—	—
550	237,2	51,4	0,421	0,00048	0,633	0,00110	0,845	0,00196	1,050	0,00303	1,265	0,00439	—	—
600	287,7	52,5	0,351	0,00030	0,531	0,00068	0,708	0,00121	0,885	0,00189	1,060	0,00273	1,415	0,00485
650	331,7	53,5	0,302	0,00020	0,453	0,00044	0,604	0,00079	0,755	0,00122	0,905	0,00175	1,205	0,00313
700	384,8	54,4	0,260	0,000131	0,390	0,00029	0,520	0,00052	0,650	0,00082	0,781	0,00118	1,040	0,00210
750	441,8	55,4	—	—	0,340	0,00020	0,454	0,00036	0,566	0,00055	0,680	0,00080	0,906	0,00142
800	502,7	56,1	—	—	0,299	0,00014	0,399	0,00025	0,498	0,00040	0,596	0,00057	0,796	0,00101
850	567,5	56,8	—	—	—	—	0,354	0,00018	0,441	0,00028	0,529	0,00041	0,705	0,00073
900	636,7	57,6	—	—	—	—	0,314	0,00013	0,393	0,00021	0,472	0,00030	0,630	0,00053
950	708,8	58,2	—	—	—	—	0,282	0,00010	0,353	0,00016	0,423	0,00023	0,565	0,00040
1000	785,4	58,8	—	—	—	—	—	—	0,318	0,00012	0,382	0,00017	0,510	0,00030
1100	950,3	60,0	—	—	—	—	—	—	0,263	0,00007	0,315	0,00010	0,420	0,00018
1200	1130,9	61,1	—	—	—	—	—	—	—	—	0,265	0,00006	0,354	0,00011

sehr stark zunehmen¹⁾, so ist es wünschenswert, mit der Geschwindigkeit in den Anschlußleitungen, namentlich an den höchstgelegenen Stellen des Versorgungsgebietes, nicht über 1,0—1,4 m/sek hinauszugehen. Bei Berechnung von Q für den Hausanschluß wird man etwa annehmen können, daß höchstens 15% der vorhandenen Zapfhähne einschließlich der Klosettspülung gleichzeitig geöffnet



Fig. 117.

sind und daß pro Zapfhahn etwa 0,3 l/sek ausfließen. Oft werden für bis zu 10 Zapfstellen 25 mm Weite, für bis zu 20 Zapfstellen 30 mm, für bis zu 40 Zapfstellen 40 mm und für bis zu 60 Zapfstellen 50 mm Weite als Mindestgrößen vorgeschrieben. Für Hausanschlußleitungen werden entweder Gußeisenrohre oder Bleirohre verwendet. Gußeiserne Rohre werden als marktgängige Ware erst von 30—40 mm ab hergestellt. Bleirohre kann man bis zu etwa 40 mm Lichtweite in allen Weiten und in beliebiger Länge jederzeit haben.

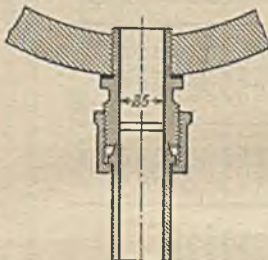


Fig. 118.

Bei weichem kohlen-säurehaltigen Wassersind statt der Bleirohre sogenannte Mantelrohre zu verwenden, welche innen einen Überzug von Zinn von mindestens $\frac{1}{2}$ mm Stärke besitzen. Sie sind äußerlich durch kleine Riefen kenntlich gemacht. Bei hartem Wasser bildet der Kalk sehr bald einen schützenden Überzug von dop-pelkohlensäurem Kalk

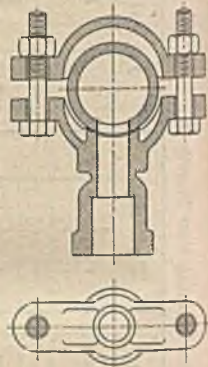


Fig. 119. Anschlußschelle.

im Bleirohr und macht so die Bildung des giftigen kohlen-sauren Bleioxyds unmöglich. Bleirohre werden durch Zement und hydraulischen Kalk sehr stark angegriffen, und man muß sie deshalb, wenn sie durch die Mauer gelegt werden, mit einem gußeisernen Rohr umhüllen oder auf andere Weise schützen.

Um das Straßenrohr nicht absperren zu müssen, wenn Reparaturen in der Anschlußleitung notwendig werden, wird bei manchen Verwaltungen unmittelbar hinter dem Anschluß ein Absperrhahn eingebaut (Fig. 117). Wo die Straßendecke eine sehr kostspielige ist, wird man eine Schlüsselstange mit Kappe auf den Abschlußhahn setzen, damit man den letzteren jederzeit von oben bedienen kann. Mit Rücksicht auf die geringe Widerstandsfähigkeit solcher Kappen empfiehlt es sich nicht, sie im Straßenpflaster unterzubringen. Bei sorgfältiger Ausführung der Hausanschlußleitungen kommen Reparaturen übrigens so selten vor, daß viele Verwaltungen auf die Anbringung von Schlüsselstangen und Kappen überhaupt verzichten. Vor dem Wassermesser ist jedenfalls der sogenannte Haupthahn erforderlich.

Der Hausanschluß erfolgt entweder an ein Formstück oder durch Anbohrung der Hauptleitung. In letzterem Falle wird das Hauptrohr nach Entleerung

¹⁾ Bei $Q = 0,5$ l/sek ist der Druckverlust J in einem 25 mm weiten Rohr bei 10,0 m Länge 2,1 m, bei einem 30 mm-Rohr nur 0,77 m.

angebohrt und in die Rohrwand ein Gewinde eingeschnitten [Saugeanschluß (Fig. 118)], oder aber besser der Anschluß mit Hilfe einer Anschlußschelle bewirkt (Fig. 119). Es gibt auch Vorrichtungen, um das Hauptrohr unter Druck anzubohren. Mit Hilfe einer Schelle mit anschließendem Schieber oder

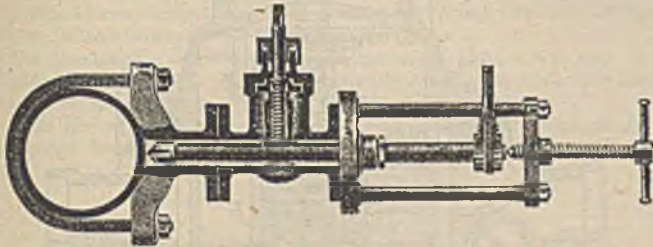


Fig. 120. Vorrichtung zum Anbohren eines Hauptrohres unter Druck.

Hahnstück, welches durch einen Flansch mit Stopfbuchse für den Durchgang des Bohrers verschlossen ist, wird die Anbohrung mit einer Bohrratsche bewirkt und nach Herausziehen des Bohrers bis hinter den Schieber oder Hahn können letztere geschlossen werden, so daß nunmehr der weitere Hausanschluß verlegt werden kann (Fig. 120). Die Anbohrung kann sowohl von oben als von der Seite erfolgen.



Fig. 121. Niederschraubhahn mit Gummipolte.

Ebenso wie bei den Anschlußleitungen ist bei den Hausleitungen darauf zu achten, daß die Durchmesser nicht zu klein gewählt werden. Wenn möglich, legt man alle horizontalen Abzweigungen vom Hauptrohr in das Keller-

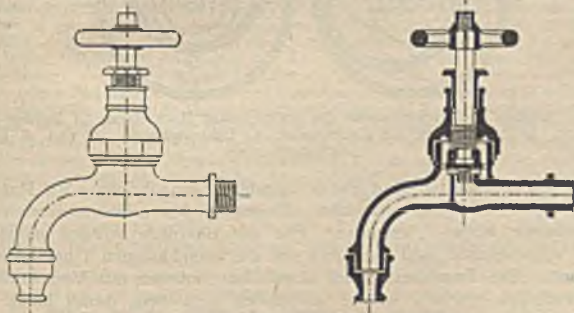


Fig. 122. Niederschraubhahn mit Ledersitz.

geschoß und läßt von da aus die Steigeleitung lotrecht aufsteigen, so daß sich in den Etagen nur noch kurze Abzweigungen zu den einzelnen Zapfhähnen ergeben. Auf frostfreie Lage der Leitungen ist zu achten, und wo

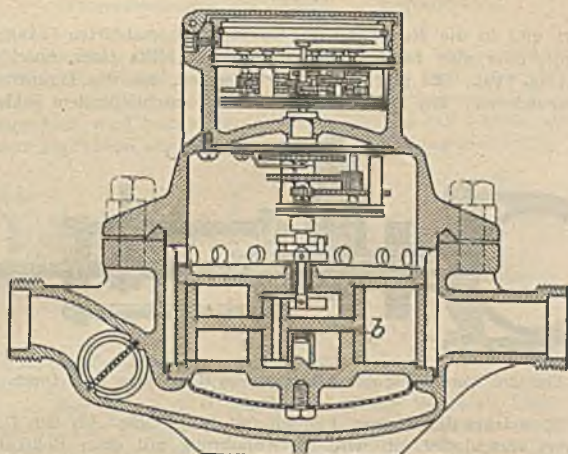


Fig. 123a. Volumen-Wassermesser „Superior“ von Bopp & Reuther, Mannheim-Waldhof, Trockenläufer. *b* oszillierender Hartgummikolben in der Stellung 1 des Schemas Fig. 123b.

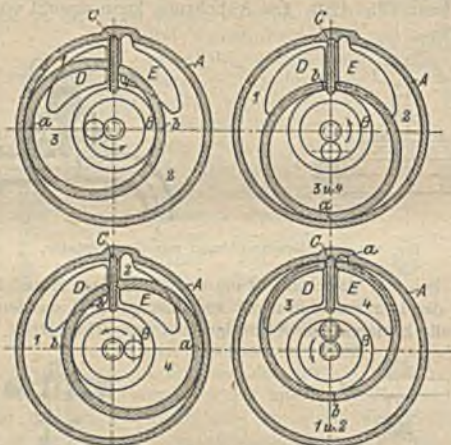


Fig. 123b. Schema der Wirkungsweise des oszillierenden Meßkolbens. *A* äußerer Ring der Meßkammer, *B* innerer Ring der Meßkammer, *C* Führungsstück, *D* und *E* Ein- bzw. Ausflußöffnungen.

das nicht zu erzielen ist, sind Entleerungshähne einzubauen. Als Material für die inneren Hausleitungen werden Bleirohre, Mantelrohre und verzinte schmiedeeiserne Rohre verwendet. Für die Bleirohre werden meistens bestimmte Wandstärken und Gewichte für die verschiedenen Durchmesser vorgeschrieben. Die Entnahmestellen (Zapfhähne) müssen mit Verschlußvorrichtungen versehen werden, welche allmählich schließen, damit keine starken Stöße in der Leitung auftreten können. Kücken oder Kegelhähne werden deshalb nur bei geringem Druck zugelassen, vielmehr meistens sogenannte Niederschraubhähne vorgeschrieben (Fig. 121 und 122).

Der Wassermesser muß frostfrei, leicht zugänglich und so aufgestellt werden, daß alles im Grundstück verbrauchte Wasser gemessen wird. Es genügt im all-

gemelten, wenn das Zählwerk *hl* und *ebm* angibt. Manche Zähler geben aber auf verschiedenen Scheiben auch noch *l* und *dkl* an. Die meisten Messer messen nur für eine Strömungsrichtung und sind deshalb den äußerlich angebrachten Pfeilen entsprechend einzubauen. Man unterscheidet für Wasserversorgungen Raummesser, Flügelmesser und Woltmannmesser.

Die Raummesser sind entweder Kolbenmesser (Fig. 123 a und b) oder Scheibenmesser (Fig. 124). Sie messen bei guter Ausführung auch noch die Liter genau, sind aber meistens teurer als die Flügelmesser.

Beim Kolbenmesser wird die Durchflußmenge entweder durch die Zahl der Hübe oder der Oszillationen des Kolbens gemessen (vgl. Fig. 123 a und b).

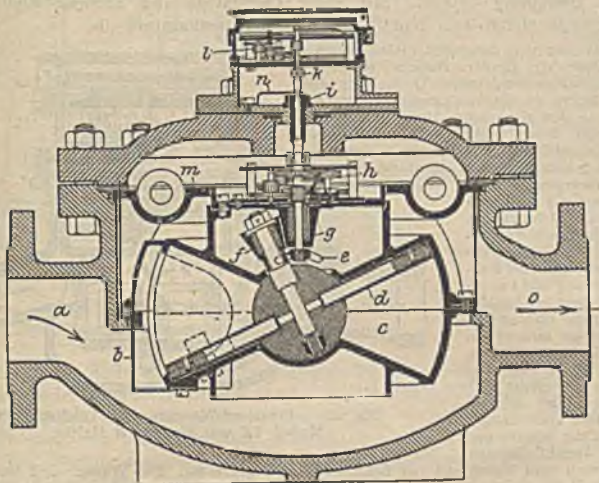


Fig. 124. Scheibenwassermesser nach Siemens & Halske. Trockenläufer.

Bei dem Kolbenmesser von Bopp & Reuther in Mannheim-Waldhof bestehen der I-förmige, oszillierende Kolben aus Hartgummi, das Gehäuse und die Meßkammer aus Spezialbronze und die Triebwerksteile aus Reinnickel. Durch zwei Punkte *a* und *b* und das Führungsstück *C* ist der Kolben in seiner jeweiligen Arbeitslage bestimmt (Fig. 123 b). Er teilt die Meßkammer in vier Teile, 1, 2, 3 und 4, von denen die Räume 1 und 2 außerhalb, 3 und 4 innerhalb des Kolbens liegen. Wenn sich der Kolben aus der Lage 1 in der durch den Pfeil angegebenen Richtung bewegt, werden die Räume 1 und 3 beständig größer, die Räume 4 und 2 dagegen kleiner. 1 und 3 sind dann Einlässe, 2 und 4 Auslässe. Durch die Öffnung *D* hat das Wasser Zutritt zu den Räumen 1 und 3. Durch die Öffnung *E* kann das Wasser aus den Räumen 2 und 4 entweichen. Wenn sich der Kolben der Stellung 2 (Fig. 123 b) nähert, vergrößert sich der Raum 1 und in der Stellung 2 erreicht Raum 3 innerhalb des Kolbens seine größte Ausdehnung. Raum 3 hat die Verbindung mit der Öffnung *D* unterbrochen und ist im Begriff, eine Verbindung mit der Öffnung *E* herzustellen. Raum 4 hat seine Tätigkeit vollendet. Bei Weiterbewegung beginnt Raum 3 das Wasser auszulassen, wird also zu 4, während sich ein neuer Raum 3 zu bilden beginnt. Der Raum 2 wird schnell kleiner, sein Inhalt fließt durch die Auslaßöffnung *E*. In Stellung 3 ist der Raum 1 vergrößert, erhält aber noch durch die Öffnung *D* Zutritt. Raum 3 fängt wieder an, sich zu vergrößern, Raum 4 ist jetzt in Verbindung mit der Öffnung *E*, ebenso wie Raum 2. Hat der Kolben die Lage 4 erreicht, so wird Raum 1 seine größte Ausdehnung haben; der Kolben hat *D* geschlossen und fängt an, *E* zu öffnen. Raum 1 beginnt damit, Wasser auszulassen und wird zu Raum 2, während sich ein neuer Raum 1 (vgl. Stellung 1) zu bilden beginnt. Bei jeder vollendeten Oszillation entspricht das gemessene Wasser dem Inhalte der Meßkammer.

Beim Scheibenwassermesser wird eine an einer Kugel befestigte Scheibe von einem Gehäuse umschlossen, dessen Form durch die eigenartige Bewegung der Scheibe gegeben ist. Die Scheibe wird entweder aus Hartgummi oder als hohle Metallscheibe (vgl. Fig. 124) hergestellt. Die Scheibe wälzt sich auf den unteren beziehungsweise oberen Kugelflächen und gleitet mit ihrem Um-

fange an den kugelförmigen Seitenwänden des Gehäuses, den vom Scheibenkammergehäuse umschlossenen Innenraum dabei in zwei gleiche Teile teilend, in einen oberen und einen unteren. Die Einströmungs- und Ausströmungsöffnung liegen nebeneinander und sind getrennt durch eine vom Umfang nach dem Mittelpunkt der Kammer verlaufende vertikale Scheidewand, welche in einen entsprechenden Schlitz der Meßscheibe eingreift und so verhindert, daß sich die Scheibe um ihre senkrechte Achse dreht, dann aber auch, daß das Wasser ungemessen, ohne auf die Scheibe einzuwirken, den Meßraum durchfließt. Dem Wasser ist beim Durchfließen des Meßraumes ein ganz bestimmter Weg vorgeschrieben, auf welchem es die Scheibe in eine oszillierende Bewegung bringt. Mit jeder Oszillation der Scheibe fließt eine Wassermenge gleich dem Nutzinhalt der Scheibenkammer ab.

Das Wasser tritt durch den Einlaßstutzen *a* in den Messer ein, passiert zunächst ein Sieb *b* mit genügend großem, freiem Querschnitt und gelangt, indem es die Meßkammer vollständig umspült, in den eigentlichen Meßraum *c* (Scheibenkammer). Beim Durchfließen dieser Kammer wird die kugelförmig gelagerte gerade Scheibe *d* in eine dem Scheibenmesser eigentümliche, oszillierende Bewegung versetzt, welche durch die Führungsrolle *f* und den Mitnehmer *e* auf das Zähler- und Zeitwerk *h* und *i* übertragen wird. Die Scheibe wird dabei durch die Führungskonusse *g* und *j* so geführt, daß zwischen Scheibe und Kammer dichter Abschluß erfolgt und so ein Durchfließen von ungemessenem Wasser verbütet wird. Es entspricht eine Umdrehung des Mitnehmers *e* einer vollständigen Bewegung der Scheibe und einer Durchflußmenge, welche genau dem Nutzinhalt der Scheibenkammer gleich ist. Das Wasser wird also genau nach dem Volumen gemessen. Nachdem das Wasser die Scheibenkammer passiert, verläßt es dieselbe durch die Austrittsöffnung und den Messer durch den Ausgangsstutzen *o*.

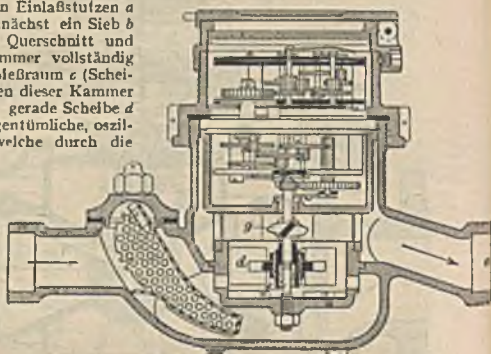


Fig. 125. Flügelrad-Wassermesser, Trockenläufer. Modell TN von Siemens & Halske.

Unter den Flügelmessern sind die bekanntesten die von Siemens & Halske gebauten Siemensmesser, welche für alle in Betracht kommenden Rohrweiten nach den vom Verein der Gas- und Wasserfachmänner aufgestellten Grundsätzen mit Normalgewinden und in normalen Baulängen geliefert werden (Fig. 125).

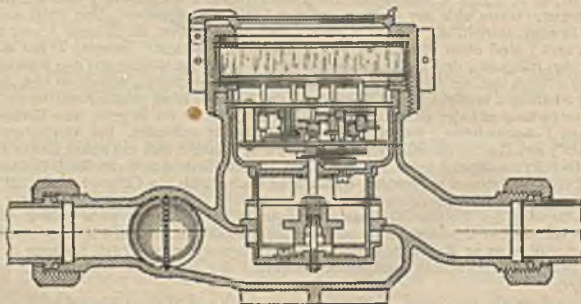


Fig. 126. Flügelmesser, System Meinecke, Naßläufer. Mißt auch das zurücklaufende Wasser.

Nach dem Passieren des Siebes tritt das Wasser durch eine Anzahl gleichmäßig verteilter, schräger Kanäle in den Meßraum und treibt in Strahlen, unter tangentialen Angriff, das Schaufelrad. Bei dem in Fig. 125 dargestellten Messer ist das Schaufelrad aus Zelluloid hergestellt und

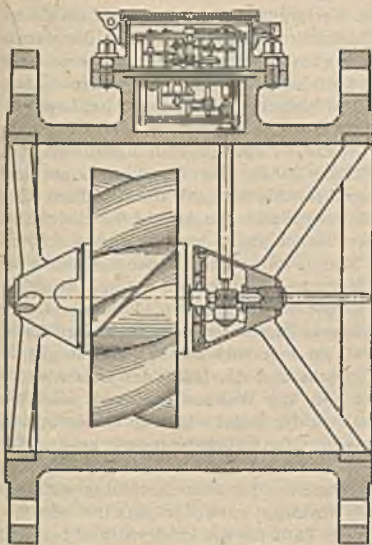


Fig. 127. Woltmannmesser, vor- und rückregistrierend (System Karl Andrae).

läuft auf dem Spurstifte *f*. Über den Schaufeln befindet sich die verstellbare Stauvorrichtung *g*, die den doppelten Zweck hat, einerseits die Rotation des Flügelrades nach Schluß der Wassernahme aufzuheben und andererseits den Gang des Messers richtig zu regulieren. Bei *e* tritt das Wasser aus dem Messer aus.

Auch zahlreiche andere Firmen liefern Zähler, welche den Normen entsprechen, z. B. Bopp & Reuther in Mannheim, A. C. Spanner in Aachen, H. Meinecke in Breslau und Carlowitz, die Luxschen Industriewerke A.-G. in Ludwigshafen, Karl Andrae in Stuttgart usw.

Während der Zähler nach Fig. 125 eine in einer Stopfbuchse abgedichtete Drehachse hat, das Zählwerk also im Trocknen liegt (Trockenläufer), zeigt Fig. 126 einen Naßläufer,

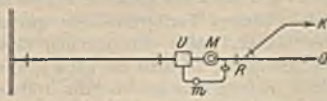


Fig. 128.

bei dem die Reibung in der Stopfbuchse fortfällt, dafür aber die Glasscheibe wasserdicht eingesetzt werden muß, da das Zählwerk im Wasser läuft. Diese Konstruktion setzt also reines Wasser voraus. Der Flügelmesser nach Fig. 126 mißt auch das zurücklaufende Wasser.

Der Woltmannmesser beruht auf dem bekannten Prinzip des Woltmannschen Flügels (Fig. 127).

Wenn von einer Anschlußleitung zeitweise große Wassermengen geliefert werden sollen, in der Regel aber nur kleine Wassermengen erforderlich sind, so schaltet man im Nebenschluß mit Hilfe eines Umschaltventils *U* neben dem großen Messer *M* einen kleinen Messer *m* mit vorliegender Rückschlagklappe *R* ein, da große Messer kleine Wassermengen ungenau messen. Wenn für die kleinen Wassermengen eine besondere Steigeleitung *K* vorhanden ist, so kann der Anschluß nach Fig. 128 erfolgen.

Jeder Messer wird vor dem Einsetzen geeicht und soll auf eine längere Reihe von Jahren richtig anzeigen. Selbst bei guter Ausführung nimmt die Genauigkeit des Zählwerkes aber allmählich ab, so daß eine Reparatur und Nacheichung notwendig wird. Da die Verluste des Werkes durch zu wenig anzeigende Zähler sehr groß sein können, so ist bei der Beschaffung hauptsächlich auf beste Arbeit und Konstruktion zu halten. Selbst erhebliche Ersparnisse bei der ersten Beschaffung spielen gegenüber den kapitalisierten jährlichen Verlusten, welche durch Zähler mit schnellem Verschleiß entstehen können, keine Rolle.

F. Die Tarife.

Grundsätzlich sind drei Arten der Tarifbildung zu unterscheiden: Die Abgabe nach Messung, die Abgabe nach Schätzung und eine Kombination beider Systeme.

Bei der Abgabe nach Schätzung wird der Wasserverbrauch nach bestimmten Merkmalen geschätzt und danach bezahlt. Wo die Wassergewinnung reichlich

und billig ist, und die Beförderung zum Versorgungsgebiet keine hohen Kosten verursacht, hat die Bezahlung nach Pauschalsummen den Vorzug der vereinfachten Verwaltung, des Wegfalls der Kosten für die Wassermesser und der Sicherheit für die Abnehmer über die zu zahlende Summe. Es werden deshalb für neuerbaute Wasserwerke, namentlich in kleineren Städten und bei Gruppenversorgungen nicht selten Tarife nach Schätzung eingeführt, um die Anwerbung der Abnehmer zu erleichtern mit dem Vorbehalt der späteren Einführung von Wassermessern. Die Tarife nach Schätzung haben aber fast überall zu einer unwirtschaftlichen Wasservergeudung geführt. Als Maßstab für den Tarif nach Schätzung gelten z. B. die Anzahl der Bewohner oder die Anzahl der bewohnten Räume eines Hauses (Altona) oder der Flächeninhalt der bewohnten Räume. In letzterem Falle werden häufig kleine Räume unter 8 qm Bodenfläche und alle nicht zum dauernden Aufenthalt von Menschen bestimmten Räume nicht berechnet, dagegen für besondere Räume, wie Restaurationen, Photographische Ateliers, Ställe, Waschküchen, Fabrikanlagen, Brauereien usw. besondere Tarife aufgestellt oder Vereinbarungen von Fall zu Fall vorbehalten. Weiter gilt als Maßstab für die Größe des Wasserverbrauchs und die Höhe des zu zahlenden Wassergeldes der Mietwert des Hauses oder der Wohnung (Kassel) oder der Gebäudesteuer-Nutzungswert des Hauses. In der Regel wird zur Vereinfachung des Verfahrens der gesamte Wasserzins vom Grundstücksbesitzer erhoben. Die vorerwähnten Tarifgrundlagen gestatten aber auch die direkte Heranziehung der Mieter, wobei den sozialen Gesichtspunkten insofern Rechnung getragen werden kann, als man die ganz kleinen Wohnungen entweder ganz frei oder nur einen kleinen Zins zahlen läßt, während der Tarif für die größeren und teureren Wohnungen progressiv steigend gestaltet wird.

Bei weitem häufiger und sich dauernd mehr ausbreitend als die Abgabe nach Schätzung ist die Abgabe nach Messung durch Wassermesser, durch welche auch allen hygienischen und sozialen Rücksichten vollauf entsprochen werden kann. Die Abgabe nach Messung durch Eichhähne ist in Deutschland nur noch sehr selten und meines Wissens nur noch in München, Nürnberg und Augsburg in Kombination mit Messung durch Wassermesser im Gebrauch. Das sehr wichtige Erfordernis jedes Tarifes, die Einfachheit, kann auch mit der Messung durch Wassermesser erreicht werden, es wäre aber verfehlt, die Steigerung dieser Einfachheit bis zum Einheitstarif zu treiben. Es bleibt vielmehr nötig, daß jeder Abnehmer einigermaßen entsprechend der ihm gebotenen Leistung an der Deckung der Produktionskosten und der Aufbringung des dem Lieferanten zukommenden Gewinnes teilnimmt. Deshalb sind grundsätzlich eine Mindestabgabe, die Staffe- lung der Preise je nach der Größe des Konsums, die Berücksichtigung des gleichmäßigen Konsums durch billigere Preise für gewerbliche Zwecke, unterschiedliche Preise zwischen dem Verbrauch in den heißen Sommermonaten und dem des übrigen Jahres usw. berechtigt und empfehlenswert. Die Mindestabgabe sollte nicht höher bemessen werden, als es für die Deckung der reinen Produktionskosten einschließlich einer mäßigen Verzinsung des Anlagekapitals erforderlich ist. Hierbei sollte bei städtischen Werken der Verbrauch für städtische Zwecke nicht unberücksichtigt bleiben. Die Mindestabgabe würde theoretisch am richtigsten erhoben auf Grund des Verbrauchs jedes Abnehmers am Tage des höchsten Konsums, weil dann jeder Abnehmer am gerechtesten seinen Anteil an der Abschreibung und Verzinsung des Anlagekapitals zu tragen hätte. Hierzu würden aber Maximalzähler nötig sein, die es für den praktischen allgemeinen Gebrauch heute noch nicht gibt und welche auch eine sehr unliebsame Erschwerung des Betriebes verursachen würden. Es ist deshalb wohl das Empfehlenswerteste, die Mindestabgabe auf Grund eines je nach der lichten Weite des Wassermessers zu schätzenden geringsten oder mittleren jährlichen Bedarfes des Abnehmers zu bemessen. So geschieht es z. B. in Braunschweig, wo die Mindestabgabe nach dem geringsten jährlichen Bedarf bemessen ist. Letzterer ist z. B. für einen Wassermesser von 13 mm zu 90 cbm, für einen Wassermesser von 30 mm zu 200 cbm,

für einen Wassermesser von 25 mm zu 300 cbm usw. bis zur Stufe von 150 mm zu 20 000 cbm angenommen. Vielfach wird aber die Mindestabgabe bemessen nach den bei den Tarifen nach Schätzung erwähnten Merkmalen und damit dann eine Kombination von Tarif nach Schätzung und Tarif nach Messung eingeführt.

In Köln wird z. B. die Mindestgebühr für den Hausgebrauch nach der Gebäudesteuer, die Mindestgebühr für den Verbrauch zu gewerblichen Zwecken, wie in Braunschweig, nach der lichten Weite des aufgestellten Wassermessers festgesetzt. In Danzig wird die jährliche Mindestabgabe für jeden bewohnten Raum, in Mannheim nach dem Mietwert festgesetzt. Das zweckmäßigste ist, die Mindestabgabe in der Wasserrechnung so zu berücksichtigen, daß eine weitere Zahlung nach dem Tarif erst dann verlangt wird, wenn die Mindestabgabe durch den Verbrauch gedeckt ist. Die Staffelung der Preise erfolgt nach der Höhe des Verbrauchs mit fallender Skala. Da das Werk seine Anlagen am besten ausnützt, wenn die Wasserabgabe möglichst gleichmäßig sich auf das ganze Jahr verteilt, so scheint es auch berechtigt, sowohl die Mindestabgabe als auch die Staffelung der Preise nicht nach dem Jahresverbrauch, sondern nach dem vierteljährlichen Verbrauch vorzunehmen. Die unterschiedliche Bemessung der Preise für den Verbrauch in den heißen Sommermonaten und den des übrigen Jahres hat jedenfalls viel für sich ohne das Rechnungswesen erheblich zu erschweren, weil dadurch diejenigen Abnehmer, deren Verbrauch für die Größe des Werkes maßgebend ist, auch am stärksten herangezogen werden. Besondere Berücksichtigung des Wasserverbrauchs zu gewerblichen Zwecken empfiehlt sich auch aus rein kaufmännischen Gründen, denn einmal ist ein billiger Preis deshalb berechtigt, weil der gewerbliche Verbrauch die Anlagen des Werkes durch den meist gleichbleibenden, lang andauernden Verbrauch viel stärker ausnützt als der Hausgebrauch, und weil jedes Werk ein Interesse daran hat, die gewerblichen Abnehmer tunlichst davon abzuhalten, sich ihr Wasser durch eigene Pumpenanlagen zu beschaffen.

Kanalisation.

Von

Geheimer Baurat Beratender Ingenieur Theodor Koehn, Berlin.

I. Vorarbeiten.

A. Allgemeines.

In einem mit Höhenlinien versehenen Übersichtsplane (Maßstab 1 : 10 000 bis 1 : 20 000) ist zunächst das Entwässerungsgebiet unter Berücksichtigung der natürlichen Wasserscheiden zu begrenzen. Die vorhandene Bebauung ist unterschiedlich nach ihrer Dichtigkeit durch verschiedene Farben zu kennzeichnen und für die zukünftige Bebauung sind Annahmen zu machen. Letztere haben sich zu stützen sowohl auf die voraussichtliche Bevölkerungszunahme als auch auf die Bebauungsart, welche nach den bestehenden oder zu erlassenden Bauordnungen zu erwarten ist. Um die zukünftige Bevölkerungszunahme zu ermitteln, ist es am besten, die tatsächliche in den letzten 15—20 Jahren in einem Schaubilde darzustellen und den Zuwachs für die nächsten 20—30 Jahre durch entsprechende Verlängerung der Zuwachskurve darzustellen. Bei dieser Ermittlung sind besondere Umstände, wie z. B. die Anlegung neuer Verkehrswege, die voraussichtliche Beschaffung billiger Energie für Beleuchtung und motorische Zwecke, die Beseitigung von Bebauungshindernissen wie Festungsrayons usw., zu berücksichtigen. Die Annahme eines regelmäßigen jährlichen Anwachsens der Bewohner um eine bestimmte Vohundertzahl (a) nach der Formel der Zinseszinsrechnung

$$E_1 = E \left(1 + \frac{a}{100} \right)^n$$

führt leicht zu Trugschlüssen, weil mit wachsender Bevölkerung die Vohundertzahl der jährlichen Vermehrung abzunehmen pflegt, wenn auch die jährliche Zunahme selbst von Jahr zu Jahr wächst. Da sich ein Kapital in ca. 17,7 Jahren bei Zurücklegung von 4% auf Zinseszins verdoppelt, so wird auch durch einen wirtschaftlichen Vergleich nachzuweisen sein, daß nicht unnötige Kapitalien zu früh in die Erde gebaut werden, wenn der Möglichkeit, in späterer Zeit die Anlage zu ergänzen, nicht wesentliche andere Nachteile gegenüberstehen.

Entscheidung ist dann zu treffen über die Wahl des Systems, ob Schwemmkanalisation oder ein anderes System (S. 2105 u. 2138), über die Art der Reinigung der Abwässer (S. 2140 u. ff.) und die Ortlichkeit der Reinigungsanlage. Von besonderer Wichtigkeit ist sowohl in bezug auf die gesundheitlichen Einwirkungen, welche sich durch die Entwässerungsanlage erzielen lassen, als auch in bezug auf die Anlagekosten, die Kenntnis des Grundwasserstandes. Deshalb ist da, wo derselbe nicht genügend bekannt ist, eine so große Anzahl

von Bohrlöchern zur Beobachtung des Grundwasserstandes anzulegen, daß die Höhenlage des Grundwasserspiegels und seine Schwankungen bei den verschiedenen Flußwasserständen (vgl. S. 2012) und die ungefähre Richtung des Grundwasserstromes erkannt werden können. Bei Neuanlagen von Straßen sollten die **Strassenkronen** möglichst so gelegt werden, daß sie mindestens 1,30 m über dem höchsten Grundwasserspiegel liegen. Es ist schließlich unbedingt nötig, die **Wasserstände** und die **Wasserführung** des Flusses, in welchen die Vorflut zu nehmen ist, für eine längere Reihe von Jahren zu kennen. Auch die **Beschaffenheit** des Flußwassers ist durch Analysen festzustellen (S. 2141), um ermitteln zu können, ob und inwieweit es möglich ist, die Abwässer ungereinigt in den Fluß abzulassen, und um später einwandfrei die Veränderung des Flußwassers feststellen zu können.

B. Die Bestimmung der abzuführenden Wassermengen für die Querschnittsberechnung der Kanäle.

Hierbei ist **Brauchwasser** und **Regenwasser** zu unterscheiden. Das **Brauchwasser** setzt sich zusammen aus dem Wasser für öffentliche und häusliche Zwecke und aus dem Wasser für gewerbliche Zwecke. Die Menge des Brauchwassers je ha hängt ab:

a) beim Gebrauch für öffentliche Zwecke von den Selbstkosten und der Steuerkraft,

b) beim Privatgebrauch ebenso, jedoch außerdem vom Tarif und der Wohndichtigkeit,

c) bei gewerblichem Gebrauch von der Größe und Art der Betriebe.

Im allgemeinen kann man für größere Städte eine Wohndichtigkeit von 250 Menschen auf 1 ha schon als dicht, eine solche von unter 125 Menschen auf 1 ha als weiträumig bezeichnen. Im Weichbild von Berlin weisen allerdings einige Bezirke des Nordens Wohndichtigkeiten über 800 Menschen auf 1 ha auf, während die durchschnittliche Dichtigkeit etwa auf 325 und diejenige in den westlichen Bezirken auf 100 und darunter fällt.

Über den Wasserverbrauch pro Kopf der Bevölkerung vgl. S. 1999. Für deutsche Verhältnisse wird eine durchschnittliche in die Kanäle gelangende Brauchwassermenge für öffentliche und häusliche Zwecke von 100 l pro Kopf und Tag weitgehenden Ansprüchen meistens genügen, wenn der Wasserverbrauch für gewerbliche Zwecke besonders ermittelt wird. Als Durchschnittsziffer für den letzteren werden je nach der Art der vorhandenen größeren gewerblichen und industriellen Anlagen Zuschläge von 20—40 l pro Kopf als ausreichend zu erachten sein, wenn Fabrikanlagen mit außergewöhnlich großem Wasserverbrauch noch außerdem bei der Berechnung der einzelnen Kanäle besonders berücksichtigt werden. Sehr oft ist es ratsam, gewerbliches Wasser von der Reinheit, wie es z. B. Kondensationsmaschinen liefern, nach vorheriger Abkühlung auf 30—40° unter Benutzung von alten Leitungen oder durch Verlegung besonderer Leitungen direkt in den Flußlauf zu führen, damit diese Wassermengen den Pumpenbetrieb und die Reinigungsanlagen nicht unnötig belasten.

Das Brauchwasser fließt während der 24 Stunden des Tages ungleichmäßig ab. Meistens zeigen sich in den Tageskurven morgens, mittags und abends kleinere Flutwellen, während der Nachtabfluß hinter dem durchschnittlichen Tagesabfluß erheblich zurückbleibt. Als größte Stundenwassermenge des Brauchwassers kann man 10% des mittleren Tagesabflusses annehmen, wonach sich dann die l/sek/ha, welche für die Berechnung der Kanäle zu beachten sind, leicht ermitteln lassen. Also wenn die Dichtigkeit 252 Einwohner/ha ist, die tägliche Gebrauchswassermenge 100 l/Kopf, so wäre die größte sekundliche Gebrauchswassermenge

$$\text{wassermenge} \frac{252 \cdot 100 \cdot 10}{100 \cdot 3600} = 0,7 \text{ l/sek/ha.}$$

Die Größe der sekundlich abzuführenden Regenwassermenge hängt von der Stärke und Dauer der Sturzregen, der Befestigungsart der Straßen, Höfe, Gärten und Dächer und von der Neigung der zu entwässernden Oberfläche ab. Stärke und Dauer der Sturzregen kann man für die vorliegenden Zwecke als in einem Abhängigkeitsverhältnis stehend annehmen.

Frühling¹⁾ gibt als Versuch zur Kennzeichnung dieses Verhältnisses die Formel

$$t_r = \frac{8000 H}{q_r^3} + \frac{0,1 H}{\sqrt{q_r}} \quad (1)$$

an, in welcher t_r die Dauer des Regens in Minuten, H die jährliche Regenhöhe in mm, q_r die sekundliche auf 1 ha fallende Regenmenge in l bedeuten. Hiernach ergibt sich für $H = 600$ mm:

für $q_r = 200$	150	125	100	90	80	70	60	50	45	40	35	30	25	20	15 l/sek/ha
„ $t_r = 11$	13	14	18	20	23	29	38	55	70	94	130	197	329	622	1446 Min.

Bei kleineren Regenmengen als 15 l/sek/ha wird man die Dauer des Regens bei Berechnung der Kanäle nicht mehr berücksichtigen, so daß es nichts verschlägt, daß die Formel für kleinere Werte nicht mehr verwendbar ist.

Ein Sturzregen hat in der Regel ein Zentrum, in welchem die größte Regenhöhe fällt und von dem aus die Regenhöhe nach der Peripherie abnimmt. Für ein Entwässerungsgebiet wird ein Sturzregen am meisten Wasser in die Kanäle liefern, wenn sein Zentrum sich in der Mitte des Gebietes befindet. Frühling²⁾ nimmt an, daß sich in einem Abstände von 3000 m vom Mittelpunkt einer kreisförmig gedachten Niederschlagsfläche die Regenhöhe auf die Hälfte der größten im Mittelpunkt vermindert, und zwar nicht geradlinig, sondern nach einer Parabel mit horizontaler Achse, deren Scheitel im Mittelpunkt liegt. Bei einer Kanallänge l wird also der Scheitel bei $l/2$ anzunehmen sein. Das Verhältnis derjenigen Regenmenge, welche fallen würde, wenn überall die Höchsthöhe des Mittelpunktes fiele, die körperliche Figur der Regenhöhe also ein Zylinder wäre, zu der tatsächlichen Regenmenge nennt Frühling den Regenbeiwert φ und berechnet denselben aus

$$\varphi = 1 - 0,005 \cdot \sqrt{l}, \quad (2)$$

wenn l in m die Entfernung des zu berechnenden Kanalquerschnitts von dem oberen Ende des Kanals in der Luftlinie gemessen bezeichnet.

Man erhält dann für

$l =$	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000 m
den Regenbeiwert φ zu	0,95	0,93	0,91	0,90	0,89	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,81	0,78	0,75	0,73	0,70	0,68

Ist also z. B. die Entfernung $l = 800$ m und die größte sekundliche Regenmenge zu 100 l/sek/ha angenommen, so kommen für den betreffenden Kanalquerschnitt nur $0,86 \cdot 100 = 86$ l/sek/ha in Rechnung.

Von dem gefallen Regen wird ein Teil durch Unebenheiten und Versickerung zurückgehalten. Die Größe dieses Bruchteils hängt von der Befestigungsart und der Neigung der Oberfläche ab. Es ist ferner zu berücksichtigen, daß in der Regel einem Sturzregen schwächere Regen vorangehen und deshalb die betroffenen Flächen bereits stark durchfeuchtet sind, so daß Abzüge für Verdunstung nicht mehr in Betracht kommen. Der Versickerungsbeiwert ψ wird meistens angenommen:

¹⁾ Handb. d. Ing.-Wissensch. Teil III: Der Wasserbau. 4. Bd, S. 20, 1903.

²⁾ Handb. d. Ing.-Wissensch. Teil III: Der Wasserbau. 4. Bd., S. 23, 1903.

Für Metalldächer, glasierte Pfannen- und Schieferdächer zu	$\psi = 0,95$
Gewöhnliche Pfannen- und Pappdächer	$\psi = 0,9$
Holzzementdächer, je nach Art der Herstellung	$\psi = 0,5 - 0,7$
Asphaltdächer und dicht abgedeckte Bürgersteige	$\psi = 0,85 - 0,9$
Fugendichtes Pflaster aus Stein	$\psi = 0,8 - 0,85$
Reihenpflaster mit nicht gedichteten Fugen	$\psi = 0,5 - 0,7$
Kopfstein-, Rundstein- und Mosaikpflaster	$\psi = 0,4 - 0,5$
Chausseen	$\psi = 0,25 - 0,45$
Kieswege	$\psi = 0,15 - 0,30$

Da der Versickerungsbeiwert mit der Höherwertigkeit der Befestigungsart wächst und diese sich allmählich zu verbessern pflegt, da ferner im Kern der Stadt unbebaute Flächen und Gärten auf den Privatgrundstücken mehr und mehr zu verschwinden pflegen, während sie nach außen einen wachsenden Anteil an der Gesamtfläche ausmachen, so schätzt man auch wohl den Versickerungsbeiwert nach folgender Tabelle:

1. Für den alten dichtbebauten Kern der Stadt $\psi = 0,7 - 0,9$
2. für die anschließenden Viertel, sowie für die Stadtteile mit geschlossener Bebauung $\psi = 0,5 - 0,7$
3. die Stadtviertel mit offener Bebauung $\psi = 0,25 - 0,5$
4. Übungsplätze, die unbebauten Flächen der Bahnhöfe usw. $\psi = 0,1 - 0,3$
5. Anlagen, Gartenflächen, sowie die nach dem Stadtgebiet entwässernden Acker, je nach Gefälle und Beschaffenheit des Untergrundes $\psi = 0,05 - 0,25$
6. die nach dem Stadtgebiet entwässernden Waldflächen dergleichen $\psi = 0,01 - 0,20$

Bürkli¹⁾ hat unter Annahme eines größten Regenfalls von 70 l/sek/ha oder 25,2 mm in der Stunde einen Versickerungsbeiwert ψ von 0,5 angenommen und die von der Neigung des Terrains abhängige Verzögerung des Abflusses

durch $\varphi_1 = \sqrt[4]{\frac{G}{F}}$ ausgedrückt, worin G das Gefälle in m auf 1000 m und F die Fläche in ha bedeuten. Die für die Querschnittsberechnung der Kanäle in Betracht zu ziehende Wassermenge für die Flächeneinheit ergibt sich danach allgemein zu $A = 0,5 \cdot q_r \cdot \sqrt[4]{\frac{G}{F}}$, wenn q_r die für den betrachteten Querschnitt in Betracht kommende größte Regenmenge in l/sek/ha bedeutet. Nimmt man $G = 1$ an, so wird

$$A = \frac{\psi \cdot q_r}{\sqrt[4]{F}} = \psi \cdot \varphi_1 \cdot q_r \quad (3)$$

Es wird für

$F = 1$ der Beiwert	10	20	40	80	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000 ha
$\varphi_1 = \frac{1}{\sqrt[4]{F}}$	0,56	0,47	0,40	0,36	0,33	0,32	0,27	0,24	0,22	0,21	0,202	0,194	0,188	0,182

Brix²⁾ schlägt für stärker geneigte Flächen die allgemeine Formel

$$A = \frac{\psi \cdot q_r}{\sqrt[6]{F}} \quad (4)$$

vor, weil die Bürkliche Formel bei starker Neigung der Oberfläche zu kleine Werte gibt.

¹⁾ Bürkli - Ziegler, Größte Abflußmengen bei städtischen Abzugskanälen. Zürich 1880.
²⁾ Bekämpfung der Infektionskrankheiten, herausgegeben von Behring. Hygienischer Teil bearbeitet von Brix. Leipzig 1894, S. 273.

Es wird für

$F=1$	10	20	40	80	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000 ha
$\varphi_1 = \frac{1}{\sqrt{F}} = 0,68$	0,61	0,54	0,51	0,48	0,46	0,41	0,39	0,37	0,36	0,344	0,335	0,328	0,322	0,317
\sqrt{F}														

Tafel angenommener Regenwasserabflußmengen = $\psi \cdot \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot q_r \cdot$
 1 mm/stündl. Regenfall = 2,78 l/sek/ha, 1 mm/min. Regenfall = 160,7 l/sek/ha,
 1 l/sek/ha \approx 0,0062 mm/min.

Stadt	Art der Bebauung	l/sek/ha oberhalb des Notauslasses	Bemerkungen
Berlin	Dichte Bebauung	21,2 ¹⁾	1) Bei neueren Entwürfen sind höhere Zahlen angenommen und die Verzögerung ist berücksichtigt.
	Bebauung mit großen Gärten	10,6	
	Neuere Entwürfe	bis 52	
Charlottenburg	Dichte Bebauung	22	
Bingen		$\varphi_1 \cdot 73$	
Freiburg i. Br.	Geschlossene Bebauung	$\varphi_1 \cdot 40$ —50	
	Offene Bebauung	$\varphi_1 \cdot 20$	
	Neuere Ausführungen	$\varphi_1 \cdot 108$	
Mannheim	Dichte Bebauung	$\varphi_1 \cdot 84$	
	Vorstadt	$\varphi_1 \cdot 63$	
	Außengebiet	$\varphi_1 \cdot 42$	
Posen		$\varphi_1 \cdot 50$	
Wiesbaden	Dichte Bebauung	$\varphi_1 \cdot 73$	
	Weitere Bebauung	$\varphi_1 \cdot 54$	
	Villenviertel	$\varphi_1 \cdot 36$	
	Freies Feld	$\varphi_1 \cdot 26$	
	Wald	$\varphi_1 \cdot 13$	

Die Formeln (3) und (4), welche den Einfluß der Flächengröße bei durchschnittlicher Neigung derselben auf die Verzögerung ausdrücken, sind mehr oder weniger willkürlich.

Frühling¹⁾ hat deshalb zur Ermittlung der Verzögerung des Abflusses in den Kanälen, soweit sie auf die Querschnittsberechnung von Einfluß ist, genauere Überlegungen angestellt.

Wenn man die Zeit, welche von Beginn eines Sturzregens bis zum Eintritt des ersten Regenwassers in den Kanal vergeht, vernachlässigt, so beträgt die Zeit in Sekunden, bis das letzte in den Kanal gelangte Wasser eine Kanallänge l in m durchlaufen hat, $T = t_r + \frac{l}{v}$, worin v die Geschwindigkeit des Wassers im Kanal in m/sek, t_r die Dauer des Sturzregens in sek bedeuten. Wenn also z. B. bei $v = 0,8$ m/sek, $t_r = 600$ sek und $l = 240$ m sind, so beträgt die Dauer des Abflusses im Kanal $T = 600 + \frac{240}{0,8} = 900$ sek, d. h. $1\frac{1}{2}$ mal soviel wie die Regendauer. Ist nun $\frac{l}{v} > t_r$, oder $l > v t_r$, so kann der Fall nicht eintreten, daß die rechnermäßige, sekundliche, größte Abflußmenge = $q F$ der auf die ganze Kanallänge l entfallenden Fläche F gleichzeitig durch das untere Ende des Kanals tritt, sondern es kommt für die Querschnittsberechnung nur eine kleinere Gesamtwassermenge = $q \cdot f$ in Betracht. Ist aber $\frac{l}{v} \leq t_r$, so spielt die Verzögerung für die Berechnung des Kanalquerschnitts keine Rolle.

¹⁾ Frühling, Handb. d. Ing.-Wissensch. Teil III: Wasserbau. 4. Bd. Entwässerung der Städte, 1903, S. 27.

Da t_r bei sehr heftigen Sturzregen von 90 l/sek/ha und mehr nach den Angaben (S. 2098) ≈ 20 Minuten = 1200 sek angenommen werden darf, so braucht bei $v = 0,7$ m/sek im Durchschnitt für die oberen Kanalstrecken bis zu 840 m Länge die Verzögerung nicht berücksichtigt zu werden, sondern ihre Berücksichtigung ist nur für die Kanalstrecken innerhalb der von A, B, C, D begrenzten, schraffierten Fläche Fig. 1 nötig. Nimmt man zur Veranschaulichung des Prinzips der Einfachheit halber ein rechteckig begrenztes Entwässerungsgebiet DEHG von der Breite b an, so ist die Gesamtfläche $F = b \cdot l$. Bei Beginn des Regens wird (Fig. 2) an den Punkt B des Kanals nur das Wasser aus seiner unmittelbaren Umgebung gelangen, und zwar von einer Fläche, welche bei gleichmäßiger Geschwindigkeit v in allen Leitungen einem rechtwinkligen Dreieck entspricht. Beim Aufhören des Sturzregens hat die Fläche, deren Wasser gleichzeitig durch B tritt, die größte Länge = $v \cdot t_r$ (Fig. 3), der Zufluß hört zunächst wieder in der Nähe von B auf und das Gebiet, welches kein Wasser mehr liefert, wird ebenfalls die Form eines sich allmählich vergrößernden, rechtwinkligen Dreiecks haben, während die Spitze der im obigen Sinne verstandenen Abflußfigur weiter nach oben rückt. Die Figur erreicht ihren Größtwert f , wenn das dreieckige Gebiet, welches kein Wasser mehr liefert, die Höhe $\frac{b}{2}$ erreicht hat (Fig. 4), und bleibt nun konstant, so lange, bis der Punkt C den Punkt A (die Grenze des Entwässerungsgebietes) erreicht hat. Von da ab nimmt die Fläche wieder allmählich ab.

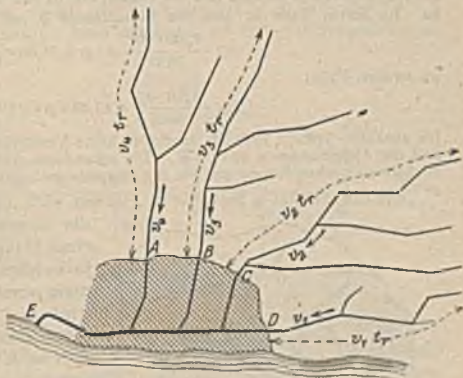


Fig. 1.

Der Verzögerungsbeiwert φ_1 ist demnach = $\frac{f}{F}$, und mit diesem Beiwert ist die Wassermenge $q_r \cdot F$ zu multiplizieren, um die wirkliche größte Abflußmenge bei B zu erhalten. Der Verzögerungsbeiwert hat also so lange eine Bedeutung für die Querschnittsberechnung, als $f < F$ ist. Da nun f von der Größe $v \cdot t_r$ abhängt, so ist es möglich, daß ein schwächerer Regen, der länger dauert, eine größere Belastung des Kanals bei B liefert als ein starker Regen von kürzerer Dauer.

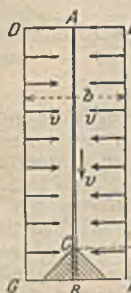


Fig. 2.



Fig. 3.

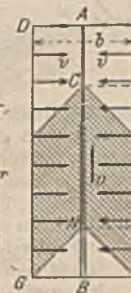


Fig. 4.

Der Verzögerungsbeiwert φ_1 ist demnach = $\frac{f}{F}$, und mit diesem Beiwert ist die Wassermenge $q_r \cdot F$ zu multiplizieren, um die wirkliche größte Abflußmenge bei B zu erhalten. Der Verzögerungsbeiwert hat also so lange eine Bedeutung für die Querschnittsberechnung, als $f < F$ ist. Da nun f von der Größe $v \cdot t_r$ abhängt, so ist es möglich, daß ein schwächerer Regen, der länger dauert, eine größere Belastung des Kanals bei B liefert als ein starker Regen von kürzerer Dauer.

Der Verzögerungsbeiwert φ_1 ist demnach = $\frac{f}{F}$, und mit diesem Beiwert ist die Wassermenge $q_r \cdot F$ zu multiplizieren, um die wirkliche größte Abflußmenge bei B zu erhalten. Der Verzögerungsbeiwert hat also so lange eine Bedeutung für die Querschnittsberechnung, als $f < F$ ist. Da nun f von der Größe $v \cdot t_r$ abhängt, so ist es möglich, daß ein schwächerer Regen, der länger dauert, eine größere Belastung des Kanals bei B liefert als ein starker Regen von kürzerer Dauer.

Der Verzögerungsbeiwert φ_1 ist demnach = $\frac{f}{F}$, und mit diesem Beiwert ist die Wassermenge $q_r \cdot F$ zu multiplizieren, um die wirkliche größte Abflußmenge bei B zu erhalten. Der Verzögerungsbeiwert hat also so lange eine Bedeutung für die Querschnittsberechnung, als $f < F$ ist. Da nun f von der Größe $v \cdot t_r$ abhängt, so ist es möglich, daß ein schwächerer Regen, der länger dauert, eine größere Belastung des Kanals bei B liefert als ein starker Regen von kürzerer Dauer.

Beispiel: Unter Annahme der rechteckigen Form des Abflußgebietes ist $f = b \cdot v \cdot t_r$; $F = b \cdot l$; also für $l = 3600$ m, $v = 0,7$ m/sek und $t_r = 1200$ sek würde

$$\varphi_1 = \frac{f}{F} = \frac{1200 \cdot 0,7}{3600} = 0,233.$$

Wäre $t_r = 5143$ sek, so würde $v t_r \approx 3600$ und die Verzögerung würde auf die Querschnittsberechnung keinen Einfluß mehr haben. Nach der Tabelle S. 2098 kommt der Fallzeit $t_r = 20$ Min. ein Regen q_r von 90 l/sek/ha und der Fallzeit von 93 Min. eine Regenmenge von $q = 40$ l/sek/ha zu. Im ersten Falle ist also die Abflußmenge q auf 1 ha =

$$0,7 \cdot \frac{1200 \cdot 90}{3600} \cdot \psi \cdot q = 21,00 \cdot \psi \cdot q \text{ l/sek/ha ;}$$

im zweiten Falle

$$0,7 \cdot \frac{5580 \cdot 40}{3600} = 43,40 \cdot \psi \cdot q \text{ l/sek/ha .}$$

Da aber $0,7 \cdot 5580 > 3600$ ist, so findet keine Verzögerung mehr statt, es wird also $q_r = 1$ und die Abflußmenge = $40 \cdot \psi \cdot q$. Die sekundliche Abflußmenge ist also trotz des weniger als halb so starken Regens fast um das Doppelte gestiegen.

Bei unregelmäßig gestalteten Flächen wird man zur Auffindung der Fläche f die Gegend des Entwässerungsgebietes eines Hauptsammlers aufzusuchen haben, in welcher es seine größte Breitenausdehnung erreicht (Fig. 5). Die Länge HD wird = $v t_r$. Die übrigen Punkte ergeben sich aus $GD = GE$, $KD = KF$, $KH = KL$, $MH = MJ$, $CD = CB$ usw.



Fig. 5.



Fig. 6.

Sind die Geschwindigkeiten der Zweigkanäle größer als die des Hauptkanals, so müssen die Strecken CB , GE usw. entsprechend verkürzt, sind sie kleiner, entsprechend vergrößert werden. Bleibt das Gefälle von H bis A (Fig. 5) das gleiche, so kann der Querschnitt des Kanals auch der gleiche bleiben, denn nach den obigen Erläuterungen kann eine größere gleichzeitige Abflußfigur als bei H , d. h. als die schraffierte, für die unterhalb liegende Kanalstrecke nicht in Wirksamkeit treten. Hierbei ist allerdings vorausgesetzt, daß der Sturzregen gleichzeitig auf dem ganzen Gebiete beginnt und aufhört. Der Verlauf der Flut bei H wird etwa durch ein Schaubild wie Fig. 6 dargestellt werden können.

Wenn in einem Entwässerungsgebiete verschiedenartige Bebauungen vorkommen, so daß verschiedene Abflußmengen für die einzelnen Flächen in Frage kommen, so braucht die Abflußfigur, von welcher die größte gleichzeitige Wassermenge in den Kanal gelangt, nicht mit f_{max} nach Fig. 5 übereinzustimmen. Bei solcher Sachlage ist das richtige Resultat nicht durch eine einzige Rechnung zu erhalten, sondern man muß durch Vergleichsrechnungen die ungünstigste Abflußfigur ermitteln.

Neuerdings ist ein von Frühling auf diesen Anschauungen gegründetes Ermittlungs-Verfahren von K. Meier¹⁾, Hecker, Kayser, Heyd, Vicari²⁾ u. a. weiter ausgebildet durch die Konstruktion von zusammenhängenden Verzögerungsplänen, die durch Auftragen der Abflußmengen als Ordinaten zu den Abflußzeiten als Abszissen entstehen (Fig. 7). Nach den obigen Ausführungen wird im Anfange eines Sturzregens von der Dauer t_r am unteren Ende eines Kanales von der Länge l die Regenwassermenge 0 fließen.

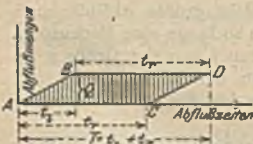


Fig. 7.

¹⁾ Hütte 1911, III, S. 739

²⁾ Technisches Gemeindeblatt 1907, S. 33.

Nach Verlauf der Zeit $t_1 = \frac{l}{v}$ wird auch die am oberen Ende der Leitung fallende Regenmenge den unteren Durchflußquerschnitt (Fig. 7) erreichen und die sekundliche Wassermenge in demselben damit ihren Größtwert $q_{max} = \psi \cdot \varphi \cdot q_r \cdot F$ erreicht haben, der erhalten bleibt, bis nach der Zeit t_1 , die unterste Strecke keinen Beitrag mehr liefert (vgl. auch Fig. 4). Nach der Zeit

$$T = t_r + \frac{l}{v} = t_r + t_1$$

ist die Wassermenge wieder auf 0 herabgesunken. Nimmt man die Zunahme der Wassermengen während der Zeiten 0 bis t_1 bzw. die Abnahme zwischen t_1 bis T als adlinig an, so läßt sich die Flutkurve für ein einfaches

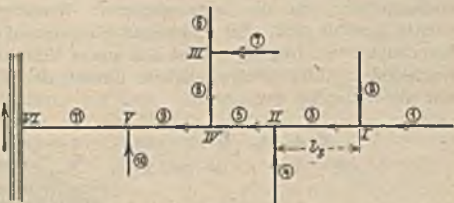


Fig. 8.

Kanalstück als ein Parallelogramm darstellen, wenn man für q_r , t_r und v entsprechende Annahmen macht. Für ein ganzes Kanalnetz (Fig. 8) ergibt sich nunmehr der „Verzögerungsplan“ durch Untereinandertragen der Flutkurven der einzelnen Teilstrecken (Fig. 9), wobei zweckmäßig mit der höchst gelegenen Strecke begonnen wird. Hierbei ist zu beachten, daß die Anfangsspitzen der Flutflächen

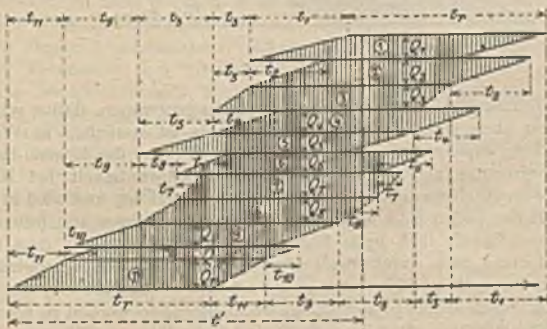


Fig. 9.

zweier in einem Knotenpunkte zusammenstoßenden Leitungen senkrecht untereinander liegen müssen (vgl. in Fig. 9 Fläche 1 und 2, 3 und 4 usw.). Die Flutfläche einer zwischen zwei Knotenpunkten liegenden Strecke ist dagegen um das Stück $t_n = \frac{l_n}{v}$ nach links zu verschieben, z. B. Fläche 3 um das Stück $t_3 = \frac{l_3}{v}$.

In Fig. 9 ist der Verzögerungsplan bis zum Punkte VI fortgeführt. Um nun z. B. die den Querschnitt VI nach einer beliebigen Zeit t' nach Beginn des Regens durchfließende Wassermenge zu bestimmen, trägt man t' von Ordinate VI aus nach rechts ab und errichtet in dem gefundenen Punkte eine Senkrechte. Die Summe der in der schraffierten Fläche liegenden Abschnitte dieser Senkrechten gibt dann die gesuchte Wassermenge. Die größte auf diese Weise aus dem Verzögerungsplane abzugreifende Wassermenge ist der Berechnung des Kanalquerschnittes VI zugrunde zu legen. Sie ist am leichtesten zu ermitteln, wenn man die Anlaufspitzen der einzelnen Flutflächen der Fig. 9 nach unten und die Ablaufspitzen nach oben klappt. Aus der so entstandenen Fig. 10 würde sich

z. B. ergeben, daß die größte der Berechnung zugrunde zu legende Wassermenge sowohl für Querschnitt VI wie V gleich LN ist. Durch die Verzögerung wird mithin in Querschnitt VI die Wassermenge um $MP - LN$ vermindert, in Querschnitt V um $MO - LN$ ¹⁾. Im Querschnitt IV ist dagegen der Einfluß der Verzögerung nur noch ganz minimal. Nachdem auf Grund der Verzögerungspläne die Kanalquerschnitte vorläufig ermittelt sind, ist nunmehr nachzuprüfen, ob die angenommenen Wassergeschwindigkeiten angenähert richtig gewählt sind. Bei zu großem Unterschied zwischen angenommener und berechneter Geschwindigkeit ist das ganze Verfahren zu wiederholen, denn mit wachsender Abflußgeschwindigkeit nimmt der Einfluß der Verzögerung ab, mit abnehmender dagegen zu.

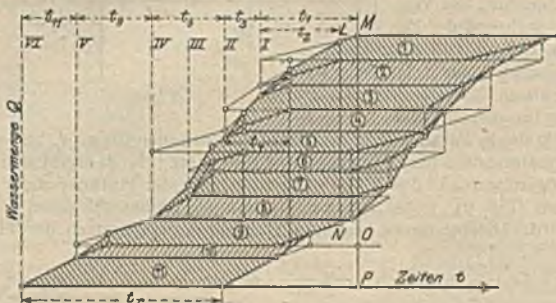


Fig. 10.

Bei den bisherigen Betrachtungen wurde angenommen, daß v während der Abflusdauer stets denselben Wert behält. Das ist natürlich in Wirklichkeit nicht der Fall, denn wenn z. B. die Kanäle bei Beginn des Regens nur mit der Brauchwassermenge gefüllt sind, so ist die Geschwindigkeit bei Beginn des Abflusses wesentlich geringer. Sie wächst dann allmählich und wird in der Regel vor Eintritt der vollen Füllung größere Werte als bei dieser annehmen (S. 2116). Die Geschwindigkeit fällt beim Nachlassen des Regens nach dem Größtwert wieder auf einen dem Anfangswert ähnlichen zurück. Die Verzögerung würde also im Durchschnitt größer, also φ_1 kleiner sein als das berechnete. Weil aber oft den Sturzregen starke Niederschläge vorangehen, so werden in solchem Falle die Kanäle mindestens etwa bis zum Drittel ihrer Höhe gefüllt sein. Bei dieser Füllung beträgt die Geschwindigkeit bei gleichem Spiegelgefälle sowohl für das Kreisprofil als auch für das Eiprofil das rund 0,8fache derjenigen bei ganzer Füllung (S. 2116). Bei wachsendem Zufluß wird aber das Wasserspiegelgefälle größer. Soweit dadurch die Geschwindigkeit bei voller Füllung nicht erreicht wird, würde also der Zeitpunkt, in welchem die maximale Füllung eintritt, etwas hinausgeschoben werden. Bei kurzen, heftigen Sturzregen kann dadurch φ_1 verkleinert werden, also in der Vernachlässigung des gedachten Gesichtspunktes eine Reserve liegen.

In der Praxis wird man in der Regel zunächst das Kanalnetz mit einem durchschnittlichen Werte von q durchrechnen²⁾ und dann feststellen, welcher größte Sturzregen noch unter Berücksichtigung der Verzögerung nach Frühling abgeführt werden kann. Hiernach läßt sich dann am besten beurteilen, ob und inwieweit man zur Kostenersparnis noch Einschränkungen an den ermittelten Profilen vornehmen kann.

¹⁾ Es ist also für VI $\varphi_1 = \frac{LN}{MP}$ und für V $\varphi_1 = \frac{LN}{MO}$.

²⁾ Vgl. die Tafel S. 2099.

C. Wahl des Systems.

Abgesehen von den Entwässerungen nach Shone, Berlier und Liernur (S. 2138) ist zu unterscheiden zwischen Schwemmsystem (Mischsystem) und Trennsystem.

Bei der Schwemmkanalisation werden sowohl die Regenwässer als auch die Brauchwässer in ein und dasselbe Netz geleitet. Da es in der Regel wegen der Größe der rechnungsmäßigen Gesamtwassermenge mit wirtschaftlichen Mitteln nicht möglich ist, dieselbe in einem geschlossenen Kanal bis zur Ausmündungsstelle bzw. bis zur Pumpstation zu führen, so werden an geeigneten Stellen Regenauslässe (Notauslässe) angelegt, welche etwa neun Zehntel der gleichzeitigen Gesamtwassermenge den öffentlichen Wasserläufen auf kürzestem Wege zuführen. Bei dem Trennsystem dagegen werden die Brauchwässer und Regenwässer in zwei verschiedenen Leitungsnetzen zur Abführung gebracht. Da das sekundlich abzuführende Regenwasser ein Vielfaches der sekundlichen Brauchwassermengen bildet, so kleine Querschnitte aber, wie sie an sich für das Brauchwasser genügen¹⁾, wegen der Gefahr des Verstopfens nicht zulässig sind, so müssen im allgemeinen für ein und dasselbe Entwässerungsgebiet die Anlagekosten einer Schwemmkanalisation billiger werden als die des Trennsystems, wenn in beiden Fällen das Regenwasser unterirdisch abgeführt werden muß. Auch die Betriebskosten für das Leitungsnetz werden im allgemeinen beim Trennsystem erheblich teurer, weil die Unterhaltung und Spülung zweier Leitungsnetze mehr Kosten verursacht als die eines einzigen. Der Pumpenbetrieb wird dagegen beim Schwemmsystem durch den Anteil am Regenwasser belastet, der nicht aus den Regenauslässen abfließt. Aber die Mehrkosten für den Pumpenbetrieb sind im allgemeinen erheblich kleiner als die Kosten für Verzinsung und Tilgung der größeren Anlagekosten beim Trennsystem, was der nachstehende Rechnungsüberschlag²⁾ verdeutlichen möge.

Nimmt man 250 Einwohner auf 1 ha an und 100 l je Kopf und Tag oder 36,5 cbm pro Kopf und Jahr, so sind von 1 ha im Jahre 9125 cbm Hauswasser abzupumpen. Die Regenhöhe in Berlin beträgt an 165 Regentagen 5—600 mm. Hiervon werden bei großstädtischer Bebauung höchstens 40% an die Pumpen gelangen, der Rest aber wird versickern, verdunsten und durch Regenauslässe abfließen, so daß auf 1 ha etwa $\frac{0,550 \cdot 10000 \cdot 40}{100} = 2200$ cbm

Regenwasser je Jahr oder ca. 24% der Hauswassermenge zu pumpen wären, oder bei 250 Einwohnern je Kopf und Jahr 8,8 cbm, oder $\frac{2200 \cdot 1000}{250 \cdot 365} = \text{rund } 24\text{—}25$ l je Tag und Kopf. In

Berlin kostet der Pumpenbetrieb je cbm etwa 1 Pf. Hiernach würden also an Pumpenkosten für Regenwasser ca. 22 Mk. auf das ha und Jahr entfallen, wozu für Tilgung, Verzinsung und Unterhaltung der Mehrkosten für die Pumpenanlage noch etwa 10% von rund 400 Mk. = 40 Mk.

und desgl. für die Druckrohrleitung 6% von rund 1350 Mk. = 81 „

zusammen 121 Mk.

kommen + 22 „

Gesamtmehrkosten also 143 Mk.

für 1 ha. Für Pumpenanlage und Druckrohrleitung sind hierbei etwa Charlottenburger Verhältnisse zugrunde gelegt.

Im Durchschnitt sind in den Radialsystemen I—VII in Berlin auf das ha 35,2 lfm gemauerte Kanäle und 143 lfm Tonrohrleitungen verlegt, zusammen 178 lfm. Hierin sind die Notauslässe eingeschlossen. Zieht man für die Notauslässe rund 5% der Gesamtleitungslänge ab, so bleiben noch rund 170 lfm. So viel würden durchschnittlich beim Trennsystem auch an Gebrauchswasserleitungen zu verlegen sein. Rechnet man mit einem durchschnittlichen Preis je lfm, einschließlich der Revisionsschächte von nur etwa 25 Mk., so würden an Anlagekosten auf das ha 4250 Mk. entfallen, wovon jährlich für Verzinsung, Tilgung und Unterhaltung mindestens 5% oder 212,50 Mk. auszugeben wären. Die sich zugunsten des Schwemmsystems ergebende Differenz wird in den meisten Fällen auch durch die sich ergebenden Mehrkosten für die Reinigung der Regenabwässer nicht ausgleichen. An Anlagekosten kommen ferner beim Trennsystem noch hinzu die Mehrkosten der Hausanschlüsse, welche bei großstädtischen Verhältnissen je Grundstück etwa 100 Mk. betragen. In den Berliner

¹⁾ Ein gefülltes Rohr von 10 cm Durchmesser kann stündlich bei 1:100 Gefälle bereits etwa 13,8 cbm abführen, d. h. etwa den stärksten Stundenverbrauch von 1380 Einwohnern.

²⁾ Es sind die Preise vor dem Kriege beibehalten.

Radialsystemen I—V und VII fallen durchschnittlich auf das ha 6,1 Grundstücke, so daß an Anlagekosten noch 610 Mk. binzukämen, welche allerdings zum Teil nicht von der unternehmenden Stadt, sondern von den Hausbesitzern zu tragen sind¹⁾.

Das Trennsystem kann jedoch auch billiger werden als das Schwemmsystem, wenn z. B. das Entwässerungsgebiet sich in geringer Ausdehnung an einem Flusse hinzieht und stark zum Flusse geneigt ist. Man kann dann einen großen Teil des Regenwassers noch oberirdisch abführen, wenn man die Nachteile der Durchführung des Regenwassers durch die Bürgersteige in Schlitzrinnen od. dgl. mit in den Kauf nehmen will. Zwei Rinnsteine von je 20 cm Tiefe können $2500 \cdot \sqrt{J}$ l/sek abführen, also bei $J = 1 : 100$ etwa 250 l/sek, was bei ca. 25 l/sek maximaler sekundlicher Regenabflußmenge für die Entwässerung von 10 ha genügt. Das Trennsystem kann auch billiger werden, wenn das Entwässerungsgebiet Wasserläufe oder Seen enthält, die allenfalls zur Aufnahme des Regenwassers, nicht aber zur Aufnahme von Wasser aus Notauslässen geeignet sind und ein größerer aufnahmefähiger Wasserlauf nur durch einen sehr langen und sehr großen Notauslaß erreicht werden kann. Dieser Fall liegt z. B. bei der Kolonie Grunewald bei Berlin vor, wo die Einführung des Regenwassers in die kleinen Zierseen der Kolonie für zulässig erachtet wurde, die Spree unterhalb der Charlottenburger Schleuse aber nur auf einem einzigen, und zwar etwa 4 km langen, schwierigen Wege unter Benutzung eisenbahn-fiskalischen Terrains zu erreichen gewesen wäre.

Was den hygienischen Vergleich zwischen Schwemmsystem und Trennsystem betrifft, so ist zu beachten, daß das Brauchwasser aus den Regenauslässen in starker Verdünnung, in die Wasserläufe gelangt und daß die Inanspruchnahme der Regenauslässe jährlich nur verhältnismäßig selten eintritt²⁾.

Beim Trennsystem ist eine völlige Reinhaltung der Wasserläufe aber auch nicht möglich, weil das von den Straßen und Höfen abfließende Wasser gleichfalls stark verunreinigt ist, trotzdem Beimischungen in den Schlammfängen der Straßen und Hofeinführungen zurückgehalten werden. Der Keimgehalt des durch Straßen und Hofabschwemmung verunreinigten Regenwassers kann sehr beträchtlich sein je nach der Befestigungsart und der Verkehrsdichtigkeit der entwässerten Straßen und Höfe. Auch können krankheitserregende Keime mit abgeführt werden, die von dem Auswurf kranker Personen und Tiere herrühren. Trotzdem darf angenommen werden, daß die Verunreinigung der Wasserläufe beim Schwemmsystem im allgemeinen größer ist als beim Trennsystem, zumal wenn man Vorrichtungen schafft, durch welche bei geringeren Regenfällen das Regenwasser in die Brauchwasserleitung geführt wird. Eine derartige Verbindung nach Fig. 11 ist von Bathmann in Manchester ausgeführt. Bei kleinerer Wassermenge legt sich der Wasserstrahl an die Wand bei *O* und geht in den Gebrauchswasserkanal *G*. Bei größerer Wasserführung nimmt der Wasserstrahl eine parabolische Gestalt an und fließt nach *N* aus. In ähnlicher Weise ist von Bathmann und Parsons bei einem Teile der von ihnen ausgeführten Kanalisation von Buenos Aires verfahren (vgl. Fig. 12). Der Brauchwasserkanal ist durch Bodenschlitze mit dem Regenwasserkanal verbunden.

¹⁾ Genauere Ermittlungen über den Vergleich von Trennsystem und Schwemmsystem hat Bredtschneider für ein 586 ha großes, auf dem rechten Spreeufer liegendes Gebiet von Charlottenburg angestellt. Bredtschneider, Das Trennsystem, Jena 1902. Sonderabdruck aus Weyl, Handbuch der Hygiene, 2. Ergänzungsband, 2. Lieferung.

²⁾ Bei der vom Verfasser erbauten Kanalisation von Charlottenburg für das am linken Spreeufer gelegene Stadtgebiet System I sind in den Jahren 1899 und 1900 Beobachtungen an dem Notauslaß der Pumpstation gemacht (vgl. Fig. 13). Dieser Notauslaß liegt an sich schon an der tiefsten Stelle des Systems, seine Schwelle ist aber deshalb relativ tiefer als bei den übrigen Notauslässen gelegt, um ihn hauptsächlich zur Abführung des Regenwassers zu benutzen, weil er unterhalb des Charlottenburger Wehres in die Spree einmündet, wo fast stets eine starke Bewegung in dem Wasser des Flusses stattfindet. Im Jahre 1899 trat an 136 Regentagen ein 45 maliges Überlaufen und im Jahre 1900 an 157 Regentagen ein 55 maliges Überlaufen mit einer Durchschnittsdauer von 6,4 bzw. 5,3 Stunden ein. Schünemann, Vierteljahrsschrift für öffentliche Gesundheitspflege 1902, S. 226 u. f.

Nur durch eine sehr scharfe Kontrolle läßt es sich bei dem Trennsystem vermeiden, daß bei Ausführung der Hausanschlüsse nicht die Brauchwasserleitungen an das Regennetz und umgekehrt die Regenrohre an die Brauchwasserleitungen angeschlossen werden.

Ausreichende Lüftung der Brauchwasserleitungen beim Trennsystem läßt sich durch die Hausanschlüsse erreichen, wenn deren Hauptrohre ohne Wasserverschlüsse und Rückstauklappen ordnungsmäßig über Dach geführt werden. Bei der Tiefenlage, die man bei den getrennten Hauswasserleitungen unabhängig von den Wasserständen im Flußlaufe geben kann, sind Rückstauklappen in den Anschlußleitungen, welche die Lüftung verhindern könnten, unnötig. Wenn eine Stadt verhältnismäßig wenig über dem Flusse liegt und dieser sehr schwankende Wasserstände hat, so kann die Wahl des Trennsystems eine Notwendigkeit werden, denn unter solchen Umständen kann bei einer Schwemmkanalisation die Entwässerung der Keller zeitweise unmöglich werden. Durch das Trennsystem wird man dann für die Anschlußleitungen des Brauchwassers ganz

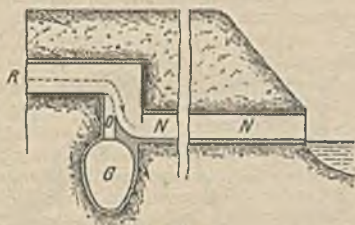


Fig. 11.



Fig. 12.

vom Flußwasserstände unabhängig. Die Ausmündungen der Regenwasserleitungen beim Trennsystem ebenso wie die Regenüberfälle beim Schwemmsystem lassen sich zwar durch Rückschlagklappen vor dem Eintritt des Flußwassers schützen; tritt aber während der hohen Wasserstände ein Regenfall ein, so kann das Wasser in den Leitungen erst dann in den Flußlauf austreten, wenn der Überdruck von innen die Rückstauklappe am Auslauf öffnet. Eine Überschwemmung infolge hoher Flußwasserstände hat aber beim Trennsystem zweifellos weniger hygienische Nachteile als bei einer Schwemmkanalisation.

Ein wesentlicher Nachteil des Trennsystems ist, daß durch zwei Leitungen ein größerer Raum des unterirdischen Straßengeländes eingenommen wird als von der einen Leitung der Schwemmkanalisation, was bei der sich immer mehrenden Anzahl von unterirdischen Leitungen aller Art, die in den Straßen untergebracht werden müssen, von nicht zu unterschätzender Bedeutung ist.

Beispiele für die Verwendung des Trennsystems in Deutschland sind die Anlagen in Barmen, Homburg, Bromberg, Kulm, Insterburg, Steglitz, Grunewald, Pankow, Tempelhof bei Berlin, Norderney, Zoppot, Landsberg a. W., Kolberg u. a.

D. Allgemeine Anordnung der Kanäle und Regenauslässe und die Berechnung ihrer Querschnitte.

Die Abführung des Regenwassers bei Sturzregen auf dem kürzesten Wege zum Flusse und die möglichst schnelle Hinausführung des Brauchwassers aus der Stadt sind die Hauptgesichtspunkte. Bei Berücksichtigung derselben wird man auch meistens die besten Gefälle erzielen.

Liegt die Stadt auf beiden Seiten eines Flusses und muß das Wasser einer Reinigungsanlage zugeführt werden, so wird zu prüfen sein, ob es technisch

möglich und wirtschaftlich vorteilhafter ist, das Wasser mit einer Dükeranlage unter dem Fluß hindurchzuführen und nur eine Pumpstation anzulegen oder auf beiden Seiten des Flusses je eine Pumpstation zu errichten. Kleinere Stadtteile auf der gegenüberliegenden Seite eines Wasserlaufes werden, wenn für die Zuführung des Brauchwassers durch Schwerkraft mittels eines Dükers das Gefälle nicht ausreicht, am besten durch eine Zwischenpumpstation auf dem kürzesten Wege an das Kanalnetz des Hauptsystems, und zwar am besten unterhalb eines Regenauslasses angeschlossen, wie es z. B. für den Charlottenburger



Fig. 13. Übersichtsplan des Systems I Charlottenburg.

Stadtteil zwischen Spree und Landwehrkanal geschehen ist (vgl. Fig. 13)¹⁾. Die Profile des Hauptsystems werden durch die Zuleitung des Trockenwetterabflusses aus dem Nebensystem wesentlich nur in ihrer Sohlenform und Höhenlage beeinflusst.

Ist der Fluß durch ein Wehr innerhalb der Stadt gestaut, so wird man danach trachten, den Hauptregenauslaß unterhalb des Wehres münden zu lassen. Die endgültige Anzahl der Entlastungsstellen durch Regenauslässe ergibt sich erst bei der genaueren Berechnung; auch ist nur durch vergleichende Kostenanschläge festzustellen, ob es vorteilhafter ist, die Regenauslässe kürzer und dafür die Hauptkanäle etwas länger zu machen oder umgekehrt. Hierbei ist zu beachten, daß man bei Entwässerungsgebieten, welche zum Teil noch unbebaut sind, die Regen-

¹⁾ Th. Koehn, Die Kanalisation von Charlottenburg. Berlin und seine Bauten, 1896, S. 362.

auslässe je nach Bedarf später einbauen kann und dadurch an Zinsen spart, während man in der Regel die Hauptkanäle von vornherein mit anlegen muß. Um die Kanalprofile am untersten Ende nicht allzu groß anwachsen zu lassen, wird man bei sehr großen Entwässerungsgebieten das Gesamtgebiet in Systeme einteilen. In Berlin haben die einzelnen „Radialsysteme“ folgende Größen:

Nr. I.	272,77 ha	Nr. VII.	415,43 ha
„ II.	349,23 „	„ VIII.	732,24 „
„ III.	389,72 „	„ IX.	526,32 „
„ IV.	861,67 „	„ X.	460,78 „
„ V.	807,80 „	„ XII.	410,00 „
„ VI.	369,11 „		

Verkürzung der Anschlußleitungen wird erreicht durch zwei Leitungsstränge in jeder Straße, wenn möglich in der Nähe der Randsteine der Gehwege. Durch diese Lage entfernt man sich in der Regel bei tiefer Lage der Kanäle so weit von den Fundamenten der Häuser, daß sie beim Bau der Leitungen nicht mehr gefährdet sind; ferner werden die Anschlüsse der Straßenschächte möglichst kurz, was sowohl für den Bau als auch für den Betrieb wünschenswert ist, und schließlich braucht bei Hausanschlüssen das Pflaster des Fahrdammes nicht oder doch nur wenig aufgerissen zu werden. Bei Straßen von geringer Breite liegt eine Leitung in die Mitte der Straße. Die endgültige Herstellung der Fahrbahndecke kann dann aber erst erfolgen, wenn alle Anschlußleitungen hergestellt sind. Beim Trennsystem liegt die Lösung nahe, die beiden Kanäle übereinander zu legen. Solche Doppelleitungen aus Zementbeton werden seit einigen Jahren in Deutschland in Massenfabrikation hergestellt (Fig. 14) und sind z. B. in Bromberg und Insterburg verwendet. Die wasserdichte Verbindung der Stoßfuge in der Zwischendecke soll sich ohne Schwierigkeiten haben bewerkstelligen lassen. Um die Zugänglichkeit des unten liegenden Brauchwasserrohres zu ermöglichen, werden in den Revisionsschächten Öffnungen angelegt, welche mit einem gußeisernen Deckel verschlossen werden. Die Auflagerflächen dieser Deckel sind abgedreht und werden eingefettet gehalten. Ein Sicherheitsverschluß hält den Deckel in seiner Lage fest¹⁾ (Fig. 15). Bei sehr festem Untergrunde kann man die Brauchwasser- und Regenrohrleitungen auch in einer Baugrube nebeneinander legen, wie in Fig. 16, 17 a und b und 18 a und b angedeutet. Hierbei ist aber Voraussetzung, daß die Brauchwasserleitung nicht ins Grundwasser kommt und daß der Boden die nötige Standfestigkeit hat, damit das Fundament der Regenwasserleitung nicht gelockert wird²⁾.

Da die Regenwassermenge ein Vielfaches der Brauchwassermenge, z. B. bei System I in Charlottenburg etwa das 33fache beträgt, so ergibt sich von selbst, daß für die Schwemmkanalisation Entlastungsvorrichtungen unentbehrlich sind. Diese sind so zu entwerfen, daß bei dichter Bebauung und bei verhältnismäßig kleinen öffentlichen Wasserläufen etwa das Dreifache bis Fünffache des größten Trockenwetterabflusses durch die Pumpen bewältigt, der Rest durch die Notauslässe abgeführt werden kann. Naturgemäß werden die Regenüberfälle dort angelegt, wo sich der Hauptsammler dem Flußlaufe möglichst genähert hat und wo eine Zusammenführung von zwei oder mehreren größeren Leitungen stattfindet. Wie aus Fig. 13 ersichtlich, sind für den Hauptsammler des Systems I Charlottenburg im ganzen sechs große Regenauslässe vorgesehen. Außer den Regenauslässen am Hauptsammler sind für das Nebensystem am rechten Ufer des Landwehrkanals und für das Hauptsystem an einigen Nebenleitungen in den Uferstraßen an der Spree noch einige kleinere Regenauslässe entworfen. Will man die Regenauslässe bei kleinen Regen nicht in Wirksamkeit treten lassen und die Dauer ihrer Wirksamkeit abkürzen, so muß man die Überfallsschwellen

¹⁾ Metzger, Mitteilungen über ausgeführte Trennkanalisationen. Techn. Gemeindecl. 1903, Nr. 21 u. 22.

²⁾ In ähnlicher Weise sind die Leitungen in Barmen verlegt.

so hoch legen, daß ein möglichst großer Teil der Profile des Sammlers ($\frac{4}{6}$) geschlossen bleibt. Auf diese Weise muß man zwar lange Überfallschwellen bauen, man hat aber den Vorteil, daß das in die Regenauslässe entweichende Wasser stark verdünnt ist. Die Größe der Pumpenanlage wird durch die Anordnung hoch liegender Überfallschwellen nicht beeinflusst, wohl aber wird die Gesamtmenge des durch die Pumpen zu fördernden Wassers vergrößert. Der verstärkte



Fig. 14.

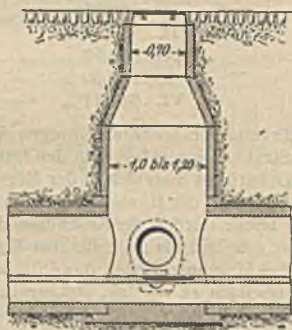


Fig. 15. Einsteigschacht für Doppelkanäle in Bromberg.

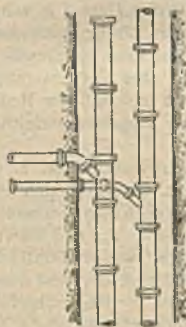
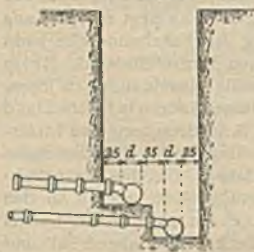


Fig. 17 a und b.

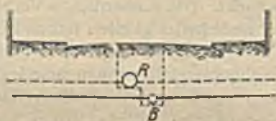


Fig. 16.

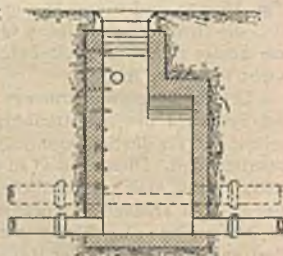
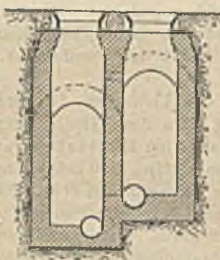


Fig. 18 a und b.

Pumpenbetrieb muß dann zur Bewältigung des im Kanalnetz oberhalb der Überfallschwellen angesammelten Abwassers so lange anhalten, bis der Trockenwetter-Wasserspiegel wieder hergestellt ist. Die hierdurch hervorgerufenen größeren Betriebskosten der Pumpenanlage usw. spielen keine große Rolle. Bei Rieselfeldern und Klärbecken als Reinigungsmittel fallen auch die Mehrkosten für die Unterbringung des Mehr an Regenwasser im Jahresdurchschnitt nicht erheblich ins Gewicht. Wenn der unterste Regenauslaß unterhalb der bebauten Stadt mündet, hat es weniger Bedenken, die Überfallschwelle so tief zu legen, daß etwa nur $\frac{1}{2}$ oder $\frac{1}{3}$ des Stammkanalprofils geschlossen bleibt. Es empfiehlt

sich jedoch, über der festen Schwelle eine nach unten bewegliche Schütze anzubringen, damit man die Überfallschwelle höher halten kann, wenn die Wasserführung des Flusses eine stärkere Verunreinigung mit wenig verdünntem Wasser nicht verträgt. Liegt die Schwelle des untersten Regenauslasses tief, so wird durch die höhere Lage der Überfallsschwellen der oberen Regenauslässe die Gesamtpumpenleistung nur wenig beeinflußt, weil sich die gefüllten Leitungen allmählich über die unterste Überfallschwelle entleeren können. Hohe Überfallsschwellen bei allen Regenauslässen haben außer der verstärkten Pumpenarbeit noch den Nachteil, daß nach Aufhören der Wirksamkeit der Regenauslässe die geringe Geschwindigkeit des Wassers Ablagerungen veranlaßt, bis die Pumpen den Spiegel wieder so weit abgesenkt haben, daß eine Geschwindigkeit eintritt, welche weitere Ablagerung verhindert. Da obnehin ein regelmäßiger Spüldienst erforderlich ist, so fällt dieser Nachteil jedoch nicht erheblich ins Gewicht.

Bei der Planung eines Kanalnetzes wird man nach Festlegung der Stelle, wo der unterste Regenauslaß ausmünden soll, von dem höchsten Sommerwasserstand ausgehen, welcher für die Berechnung des Netzes zugrunde zu legen ist, denn man hat nur auf diejenigen Hochwasserstände Rücksicht zu nehmen, welche in der Zeit vorkommen können, in welcher Sturzregen zu erwarten sind. Nach Bestimmung der örtlichen Lage der Hauptsammeler ergibt sich eine vorläufige Annahme für die Zahl der Notauslässe meist aus der Örtlichkeit von selbst. Hiernach wird man zunächst überschläglich



Fig. 19.

berechnen, welche Wassermengen an die einzelnen Regenüberfälle heranzuführen und durch dieselben abzuführen sind. Unter Berücksichtigung der höchsten Sommerwasserstände an den einzelnen Ausmündungsstellen der Regenauslässe ergeben sich alsdann aus den Längen derselben, aus den durch die einzelnen Regenauslässe abzuführenden größten sekundlichen Wassermengen und den für die einzelnen Regenauslässe aus technischen und wirtschaftlichen Gründen zu wählenden Wasserspiegelgefällen die Höhen der Wasserspiegellinien an den Überfällen im Hauptsammler, wenn man vorläufige Annahmen für die Gefällverluste an den Überfällen selbst macht. Hiernach würde etwa das in Fig. 19 skizzierte Schema des Hauptsammlers entstehen. Als höchster Punkt der Wasserspiegellinie eines Regenauslasses gilt die Krone der Überfallschwelle, wenn man einen vollkommenen Überfall haben will. Der unterste Notauslaß wird in der Regel am häufigsten und am frühesten in Wirksamkeit treten und am längsten in Wirksamkeit bleiben.

Erwähnt sei noch, daß, wenn die Abwässer auf Rieselfeldern gereinigt werden, es oft vorkommen kann, daß bei länger anhaltender Trockenheit der Trockenwetterabfluß für die Ernährung der Pflanzen auf dem Rieselfelde nicht ausreicht, und es deshalb erwünscht sein kann, aus dem Flusse den Pumpen Wasser zuzuleiten. Für diesen Fall können bewegliche Schützen an einem Überfall oder ein Schieber gute Dienste tun.

Die Höhenlage der obersten Kanalstrecke unter dem Straßenpflaster ist bedingt durch das Erfordernis der Frostfreiheit und hängt ferner ab einmal von dem zur Abführung des Brauchwassers erforderlichen Sohlengefälle, zweitens von der Tiefenlage der Keller, welche noch entwässert werden sollen. Mit einer

Tiefenlage der Wasserspiegellinie von 3,0 m unter Straßenpflaster wird man in der Lage sein, auch noch 2,0 m tiefe Keller, die immerhin schon zu den Ausnahmen gehören dürften, zu entwässern. Als kleinste Tiefe der Wasserspiegellinie am obersten Netzende können 1—1,3 m unter Straßenkrone gelten. Wenn die Scheitel der Leitungen zwar tiefer als die Kellersohlen, mit Rücksicht auf die Flußwasserstände aber die Spiegellinien über den Scheiteln der Kanäle liegen (Fig. 20), so sind die Ausgüsse in den Kellerräumen über die Spiegellinie zu



Fig. 20.

legen und außerdem die Hausanschlüsse mit Rückstauklappen, welche in eine Inspektionsgrube zu verlegen sind, zu versehen (vgl. Fig. 21). Bei der Feststellung des Sohlengefälles ist zu beachten, daß der Brauchwasserabfluß sehr schwankend ist. Bei dem größten sekundlichen Trockenwetterabfluß sollte in kleinen Leitungen, wenn möglich, eine Geschwindigkeit von 0,4—0,6 m/sek erzielt werden. Andererseits ist zu bedenken, daß bei kleinen Zuflüssen leicht die Wassertiefe so klein wird, daß die festen Stoffe an der Sohle schleifen und das Wasser den festen Stoffen voraneilt, wenn das Gefälle zu groß wird. Für die Reinhaltung der Kanäle ist es aber von Wichtigkeit, daß die Leitungen möglichst selten ganz trocken laufen. Als zweckentsprechende Gefälle haben sich folgende durch die Erfahrung herausgestellt:

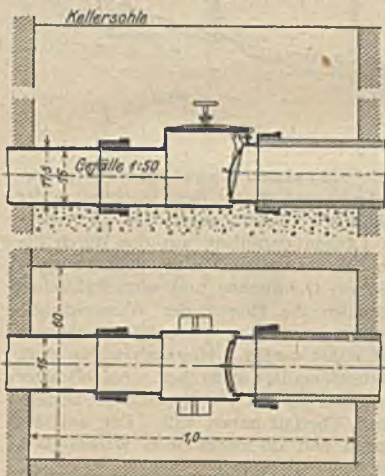


Fig. 21. Rückstauklappe in einem Hausanschluß (Berliner Modell).

1. für kreisförmige Hauswasserkanäle von 0,10—0,125 m Weite 1 : 15—1 : 30;

2. für kreisförmige Hauswasserkanäle von 0,15 m Weite 1 : 30 bis 1 : 100;

3. für kreisförmige Straßenkanäle

Rohrweite cm	bei Geschwindigkeiten von	
	50 cm/sek	40 cm/sek
20	1 : 200	1 : 300
25	1 : 300	1 : 450
30	1 : 400	1 : 550
35	1 : 500	1 : 750
40	1 : 600	1 : 900
45	1 : 750	1 : 1050
50	1 : 900	1 : 1250
60	1 : 1150	1 : 1500

4. für größere Kanäle (Eiprofile) von 0,75 m Höhe genügen Gefälle von

1 : 1250—1 : 1500, da hier schon die Zuflüsse regelmäßiger und reichlicher sind.

Größere Kanäle müssen vielfach mit 1 : 2000—1 : 4000 und selbst noch mit erheblich schwächerem Sohlengefälle ausgeführt werden, um nicht zu tief ins Grundwasser hinein zu kommen. Bei entsprechender Gestaltung der Sohlenform läßt sich auch mit schwachen Gefällen noch eine genügende Selbstreinigung erzielen.

Sind für die Hauptsammler die Profilformen im großen und ganzen gewählt, so wird man mit besonderer Sorgfalt darauf zu achten haben, daß bei Zusammen-

führung zweier Leitungen das unterliegende Profil imstande ist, ohne Rückstau die Trockenwettermenge abzuführen. Daraus ergeben sich dann für das Sohlenprofil meistens Sprünge nach unten, wenn man, wie zweckmäßig, Profile festhalten will, welche eine nach unten sich stark verjüngende Sohle haben. Die sorgfältige Durchrechnung des Netzes für die Abführung der Trockenwettermenge ist sowohl für die gesundheitliche Wirkung des Kanalnetzes als auch für die Betriebskosten (Reinhaltung der Kanäle) von Wichtigkeit.

Die vorteilhafteste Querschnittsform einer im Gefälle J liegenden offenen Leitung für eine gleichbleibende Wassermenge ist der Halbkreis, weil für ihn der hydraulische Radius $R = \frac{F}{p}$ und der von R abhängige Geschwindigkeitsbeiwert c in der allgemeinen Geschwindigkeitsformel $v = c \cdot \sqrt{R \cdot J}$ am größten wird.

Man wird der Sohle der Kanäle möglichst einen solchen Querschnitt geben, daß der Trockenwetterabfluß noch eine möglichst große Wassertiefe erzeugt. Da aber mit abnehmender Wassermenge die günstigste Querschnittsform bei halbkreisförmiger Gestalt einen immer kleineren Durchmesser haben müßte, so wird diejenige Sohlenform, welche auch bei wechselnden Wassermengen immer die günstigste Profilform bildet, die beste sein. Diese Form ist ein auf der Spitze stehendes Dreieck (Fig. 22), dessen Winkel $\varphi = 45^\circ$ ist. Es sind



Fig. 22.

$$F = t^2 \cdot \cotg \varphi ; \quad p = \frac{2t}{\sin \varphi} ,$$

$$R = \frac{F}{p} = \frac{t \cdot \cos \varphi}{2} , \quad \text{und da} \quad t = \sqrt{\frac{F}{\cotg \varphi}} ,$$

so wird

$$R = \sqrt{\frac{F}{4} \cdot \cos \varphi \cdot \sin \varphi} \quad (5)$$

und dieser Ausdruck erreicht für $\sin \varphi = \cos \varphi$ oder für $\varphi = 45^\circ$ seinen Größtwert. Die übrige Gestalt des über der Sohlenrinne liegenden Profils hängt von Q_{\max} und der zur Verfügung stehenden Bauhöhe ab. Letztere ist aber, abgesehen von den Rücksichten auf frostfreie Abdeckung, wieder abhängig von der Höhenlage der Sohle und der Wasserspiegellinie. So wurde z. B. bei der Kanalisation von Charlottenburg System I für einen Kanal in der Leibnizstraße, der ein großes Q_{\max} an den Regenauslaß IV (Fig. 13) zu führen hat und auf den unterhalb des Überfalls ein der Entlastung entsprechendes kleineres Eiprofil folgen sollte, die in Fig. 23 dargestellte Form gewählt.



Fig. 23.

Der einfachen Bauart wegen wird man meistens das Deckengewölbe der Kanäle nach einer Kreislinie ausbilden (vgl. Fig. 24, 25, 26, 27, 28; 29).

Zur Erleichterung der Berechnung der Kanäle werden graphische Maßstäbe oder Tabellen angefertigt, welche für den Kreis und für die sich häufiger wiederholenden Profilformen den Wasserquerschnitt bei den einzelnen Füllungstiefen, den benetzten Umfang, die Geschwindigkeit und die Wassermenge zunächst bei einem Gefälle 1 : 100 angeben.

Bei dem Kreise ist (Fig. 30) der Wasserquerschnitt

$$F = \left(\frac{\varphi}{180} \cdot \pi - \sin \varphi \right) \cdot \frac{d^2}{8} ,$$

der benetzte Umfang

$$p = \frac{\varphi \cdot \pi}{360} \cdot d ,$$

demnach

$$R = \frac{F}{p} = \frac{\varphi \cdot \pi - \sin \varphi \cdot 180}{\varphi \cdot \pi} \cdot \frac{d}{4} .$$

Bei der normalen Eiform ergibt sich folgende Berechnung (vgl. Fig. 31)
 Der Teil über dem Kämpfer berechnet sich nach den Formeln für den Kreis
 Inhalt und Umfang des Kreisabschnittes xyz werden von F und p des Halb-
 kreises abgezogen. Der Inhalt unter dem Kämpfer wird am besten so berechnet,
 daß man das Stück $abcd$ von der übrigen Fläche abzieht.

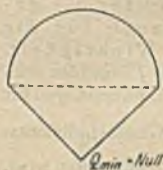


Fig. 24.

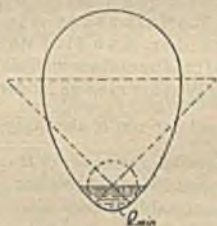


Fig. 26.

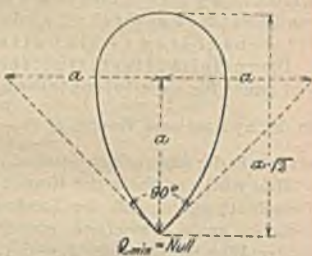


Fig. 27.



Fig. 25.

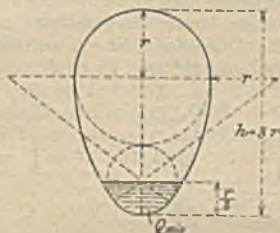


Fig. 28. Normales Eiprofil.

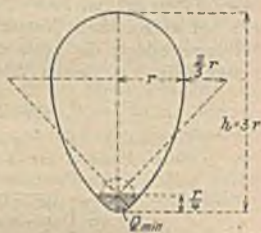


Fig. 29.



Fig. 30.



Fig. 31.

$$abcd = 2 \cdot \text{Sektor } fad - \Delta igf + \Delta agb,$$

$$\text{Sektor } fad = (3r)^2 \frac{\pi \alpha}{360};$$

$$\Delta igf = 2r \cdot \bar{p}g = 4r^2 \text{tg} \alpha,$$

$$\Delta agb = \frac{g^2}{\text{tg} \alpha} = \frac{(\bar{a}e - \bar{p}g)^2}{\text{tg} \alpha} = \frac{(3r \sin \alpha - 2r \text{tg} \alpha)^2}{\text{tg} \alpha}$$

$$abcd = 3r^2 \left(\frac{\pi \alpha}{60} + \frac{2}{3} \sin 2\alpha - 4 \sin \alpha \right).$$

Die Fläche von der Kanalsole bis zur Kämpferlinie beträgt

$$2 \cdot (\text{Sektor } fds - \Delta ft p) + \text{Sektor } st u,$$

$$\text{Sektor } fds = 9r^2 \pi \frac{\beta}{360^\circ};$$

$$\Delta ft p = \frac{2r}{2} \cdot \frac{3r}{2} = \frac{3r^2}{2},$$

$$\text{Sektor } st u = \left(\frac{r}{2}\right)^2 \pi \frac{\gamma}{360^\circ}.$$

$$\text{tg } \beta = \frac{3}{4}; \quad \beta = 36^\circ 52' 12'',$$

$$\gamma = 180^\circ - 2\beta = 106^\circ 15' 36''.$$

Hieraus ergibt sich für die Fläche unterhalb des Kämpfers $3,02r^2 = 0,336h^2$.

Für einen beliebigen wasserhaltenden Querschnitt bei Füllung unterhalb des Kämpfers ergibt sich die Fläche zu

$$3,02r^2 - 3r^2 \left(\frac{\pi \alpha}{60^\circ} + \frac{3}{4} \sin 2\alpha - 4 \sin \alpha \right).$$

Der benetzte Umfang des wasserhaltenden Querschnitts ergibt sich zu

$$2 \cdot 2 \cdot 3r \pi \frac{\beta}{360^\circ} + r \pi \frac{\gamma}{360^\circ} - 2 \cdot 2 \cdot 3r \pi \frac{\alpha}{360^\circ}$$

$$= 4,79r - 6r \alpha \frac{\pi}{180^\circ} = r(4,79 - 0,105\alpha),$$

wobei α in Graden einzusetzen ist.

Die ganze Fläche eines normalen Eiprofils ergibt sich demnach zu

$$r^2 \left(3,02 + \frac{\pi}{2} \right) = 4,59r^2 = 0,51h^2,$$

dessen Umfang zu

$$r(4,79 + \pi) = 7,93r = 2,64h.$$

Demnach ist R für den ganz gefüllten

Querschnitt = $0,579r = 0,193h$

Der Flächeninhalt bis zum Kämpfer = $3,02r^2 = 0,336h^2$

Der Umfang desgl. = $4,79r = 1,596h$

Der R -Wert desgl. = $0,63r = 0,21h$

Bei Füllhöhen über dem Kämpfer werden vom F und p des ganzen Querschnitts die entsprechenden Werte des Kreisabschnittes xyz abgezogen.

Der Geschwindigkeitsbeiwert c in der Grundformel $v = c \cdot \sqrt{R \cdot J}$ wird meistens nach der abgekürzten Kutterschen Formel

$$v = \frac{a \cdot \sqrt{R}}{b + \sqrt{R}} \cdot \sqrt{R \cdot J}$$

berechnet, indem man für a den Wert 100 und für b den Wert 0,35 einführt, also

$$v = \frac{100 \cdot \sqrt{R}}{0,35 + \sqrt{R}} \cdot \sqrt{R \cdot J},$$

und es ergibt sich danach für

$R = 0,025$	0,03	0,04	0,05	0,06	0,075	0,10	0,125	0,15	0,175
$c = 31$	33	36	39	41	44	47	50	52	54
$R = 0,20$	0,225	0,250	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,75	1,00
$c = 56$	58	59	61	63	64	66	67	71	74

Hat man hiernach für die einzelnen sich häufiger wiederholenden Profilverformen mit dem Gefälle 1 : 100 die Geschwindigkeiten und die Wassermengen Q

in einer Tabelle oder in einem graphischen Maßstab zusammengestellt, so lassen sich die einem anderen Gefälle entsprechenden Werte Q_1 und v_1 wie folgt ableiten:

$$\frac{Q_1}{Q} = \frac{F \cdot c \cdot \sqrt{R \cdot J_1}}{F \cdot c \cdot \sqrt{R \cdot J}}$$

daher

$$Q_1 = Q \cdot \sqrt{\frac{J_1}{J}} = 10 Q \cdot |J_1|,$$

und ebenso ergibt sich $v_1 = 10 v \cdot |J_1|$.

Nimmt man bei gleicher Füllung auch den gleichen Wert für c an, was man ohne nennenswerten Fehler darf, so erhält man für zwei Kreiskanäle mit den Durchmessern d und d_1 das Verhältnis der Wassermengen Q und Q_1 bei voller Füllung und gleichem Gefälle

$$\frac{Q}{Q_1} = \frac{d^3 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot c \cdot \sqrt{\frac{d}{4} \cdot J}}{d_1^3 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot c \cdot \sqrt{\frac{d_1}{4} \cdot J}} = \sqrt{\frac{d^3}{d_1^3}}$$

oder

$$d_1 = d \sqrt[3]{\frac{Q_1}{Q}}$$

Für den Eikanal nach Fig. 31 ergibt sich $h_1 = h \sqrt[3]{\frac{Q_1^2}{Q^2}}$. Der Größtwert von v fällt nicht mit der vollen Füllung des Kanals, sondern mit einem etwas kleineren

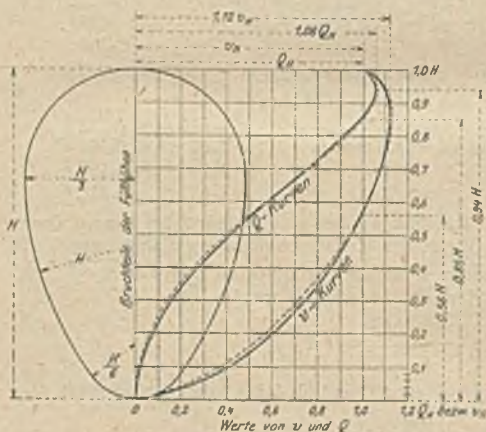


Fig. 32.

Wert zusammen, und zwar beim Kreiskanal bei 0,83 des Durchmessers und im Eiprofil bei 0,85 h . Es wird die für die volle Füllung berechnete Wassermenge Q bereits abfließen, wenn der Kreiskanal bis 0,81, das Eiprofil bis 0,86 seiner Höhe gefüllt ist. Würde die Wassermenge noch um 8 bzw. 6% vermehrt, so würde noch keine volle Füllung eintreten, sondern ein Ansteigen bis zu den Höhen 0,91 d beim Kreiskanal und 0,94 h beim Eiprofil¹⁾. Bei letzterem herrscht bei einer Füllung von 0,56 h die gleiche Geschwindigkeit wie bei voller Füllung, beim Kreisprofil

bei halber Füllung. Für ein bestimmtes Gefälle und Profil lassen sich die Veränderungen von Q und v wie in Fig. 32 darstellen.

Wegen der graphischen Darstellung von Rechenbildern für die verschiedenen Profile und Gefälle vgl. Hütte 1914, Abt. III, S. 747.

Die Schwellenbreiten eines Regenüberfalles bei gegebener Höhe der

¹⁾ Vgl. Handb. d. Ing.-Wissensch. III. Teil: Der Wasserbau. 4. Bd.— A. Frühling, Die Entwässerung der Städte, 1903, S. 75.

Schwelle, wenn diese parallel mit dem Wasserspiegel liegend gedacht ist und wenn ein vollkommener Überfall stattfindet, ergibt sich aus der Formel

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g(h+k)^{3/2}},$$

wenn Q die abzuführende Wassermenge, h die Höhe des Überfallstrahles, k die Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2g}$ des ankommenden Wassers, $g = 9,81 \text{ m/sek}^2$ bedeuten.

Für $\frac{2}{3} \mu$ wird 0,50 gesetzt werden können, wenn die Krone und die Seitenwände gut abgerundet werden. Da die Zusammenführung der Kanäle meistens spitzwinklig erfolgt, so wird die Geschwindigkeit, mit welcher das Wasser sich in der Richtung zur Überfallschwelle bewegt, vernachlässigt werden können, um so mehr, weil sich dadurch eine größere Breite ergibt und man daher sicherer rechnet. Danach würde sich für die Berechnung der Überfallbreite die einfachere Formel $Q = 0,5 \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{2gh}$

ergeben oder $b = \frac{Q}{0,5 h \sqrt{2gh}}$. Der

Wert für h ergibt sich aus dem Abstand zwischen Krone der Überfallschwelle und der Wasserspiegellinie im Kanal. Wenn bei der Berechnung des Überfalls ein vollkommener Überfall zugrunde gelegt wird, so kommt für das Wasserspiegelgefälle des Notauslasses die Linie zwischen dem

höchsten Sommerwasserspiegel im Flusse C und der Überfallkrone A (vgl. Fig. 33) in Betracht. Wegen der Formel bei unvollkommenem Überfall vgl. S. 1105. Will man mit der Sohle des Regenauslasses möglichst weit aus dem Grundwasser herauskommen, so kann der unvollkommene Überfall von Vorteil sein.

Der Kanal unterhalb des Überfalles hat nur einen Bruchteil der herangeführten Höchst-Wassermenge weiterzuführen. Bei der Querschnittsbemessung und bei der Bestimmung seiner Sohlenlage im Verhältnis zu den oberen Kanälen kommt es hauptsächlich darauf an, daß noch die größte sekundliche Trockenwettermenge ohne Rückstau weitergeführt werden kann. Vermeidung des Rückstaus bei Sturzregen würde dagegen den Vorteil der Entlastung durch den Regenauslaß für die Profilausbildung sehr verringern, und zwar um so mehr, je höher man die Schwelle des Überfalls legte. Bei Berechnung der Profile für die größte Wassermenge wird anzunehmen sein, daß sich das Wasserspiegelgefälle unterhalb des Überfalls so weit abschwächt, bis das unterhalb folgende Profil gerade die übrigbleibende Wassermenge weiterführen kann (vgl. Fig. 19, S. 2111).

Zum Ausgleich in der Belastung der Kanäle werden die Enden der einzelnen Sammler durch Verbindungsleitungen verbunden und auch sonst an passenden Stellen Verbindungsleitungen angelegt.

Zur Lüftung der Kanäle dienen bei der Schwemmkanalisation die Regenrohranschlüsse an den Straßenfronten der Häuser. Beim Trennsystem werden die Regenleitungen durch die Regenrohranschlüsse, die Brauchwasserleitungen durch die Hausleitungen gelüftet. Außerdem ist es wünschenswert, das Netz an Schornsteine anzuschließen, um zu bewirken, daß Kanalgase nicht aus den Straßenschächten aufsteigen, sondern daß möglichst stets und überall ein Spannungsabfall von den Straßen und Höfen ins Innere der Kanäle stattfindet. Auf alle Fälle sollte das untere Ende des Hauptsammlers an den Schornstein der Pumpstation angeschlossen werden (vgl. Fig. 94, S. 2132).

Für die vollständige Reinhaltung der Kanäle ist eine regelmäßige Spülung nicht zu entbehren. Es ist deshalb, wo es mit wirtschaftlichen Kosten möglich ist, zweckmäßig, von vornherein auf die Zuleitung von Spülwasser aus dem Flusse oder aus Bächen und Quellen im Stadtgebiet Rücksicht zu nehmen.

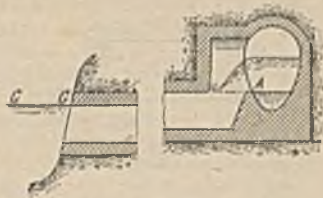


Fig. 33.

II. Einzelheiten der Entwässerungsanlagen.

A. Die Kanäle und Regenauslässe.

Für die zur Abführung kleinerer Wassermengen meist gewählten kreisförmigen Profile verdient der glasierte, gebrannte Ton den Vorzug bis zu Durchmessern von 0,50 m — bei größeren Rohrweiten kommen häufiger Brüche vor (vgl. Fig. 34—39). Die glasierten Rohre sind am widerstandsfähigsten gegen die Angriffe der in den Abwässern befindlichen Säuren und lassen sich ferner am leichtesten rein halten. Sie werden in passenden Längen auf das genaueste

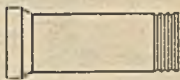


Fig. 34.



Fig. 35.



Fig. 36 a bis d.



Fig. 37.



Fig. 38 a bis c.



Fig. 39.

konzentrisch hergestellt, ihre Verlegung ist einfach, ihre Dauerhaftigkeit unbegrenzt. Rohrförmige Kanäle aus Zementbeton werden zwar billiger, aber sie sind den Angriffen einiger Säuren in den Abwässern ausgesetzt. Dennoch sind die Zementrohre in den letzten 20 Jahren in vielen Städten zur Verwendung gekommen, und über die Erfahrungen werden meist günstige Auskünfte erteilt. Es scheint, daß die sich bildende Sielhaut einen Schutz gegen die Angriffe der Säuren bietet. Jedenfalls wird man bei Verwendung von Betonrohren die Vorschriften über die Reinigung von säurehaltigen Fabrikabwässern strenger gestalten müssen als bei Verwendung glasierter Röhren. Die Zementbetonrohre müssen innen einen Überzug von fettem Zementmörtel (1 Zement, 1 Sand) erhalten, welcher sowohl für die Dichtigkeit der Rohre als auch für die Widerstandsfähigkeit derselben gegen die schleifende Wirkung der Abwässer erforderlich ist. Geschwindigkeiten von mehr als 2,0 m/sek sind möglichst zu vermeiden. Zweckmäßig ist es, bei Profilen aus Zementbeton glasierte Tonschalen in die Sohlen einzulegen, wengleich die Kosten dadurch nicht unerheblich wachsen. Auch Eisenbetonrohre haben bei Kanalisationen mehrfach Verwendung gefunden, wenn es sich um größere Durchmesser oder um die Aufnahme großer äußerer Drücke handelte oder wenn der Untergrund nicht ganz zuverlässig war. Ein Beispiel hierfür bietet ein in Königsberg i. Pr. verlegter großer Sammelkanal (vgl. Fig. 40).

Eine ganze Reihe von großen Städten, wie Berlin, Charlottenburg, Düsseldorf, Elberfeld, Frankfurt a. M., Hannover usw., schließen wegen der Bedenken bezüglich der Widerstandsfähigkeit gegen Säuren Betonkanäle grundsätzlich aus.

Mit Rücksicht auf die Gefahr der Verstopfung wird man für Straßenleitungen kleinere Durchmesser als 0,20 m nicht verwenden. In Berlin hatte früher das kleinste Tonrohr für Straßenleitungen 0,21 m Durchmesser, neuerdings ist dies Maß auf 0,25 m erhöht. In Frankfurt a. M. hat der kleinste Kreiskanal einen Durchmesser von 0,30 m, in Leipzig von 0,35 m, in Stuttgart von 0,30 m.

Wo die kreisförmigen Rohre wegen der Bruchsicherheit oder der nicht genügend großen Wassertiefe bei kleiner Gebrauchswassermenge keine Verwendung mehr finden können, kommen entweder gemauerte Profile oder Betonprofile anderer Form in Frage. Als Betonkanäle werden Eiprofile schon mit Profilhöhen von 0,30 m an in Massenfabrikation hergestellt. Bei gemauerten Kanälen wird man statt der kleinen Eiprofile lieber Profile nach Fig. 41 wählen, da sie leichter befahren werden können und auch das Durchziehen von Bürsten sich besser bewerkstelligen läßt. In Berlin

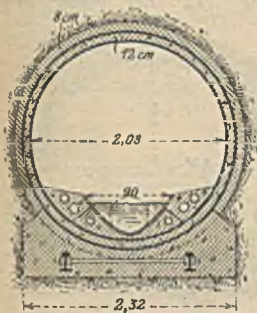


Fig. 40. Sammelkanal aus Eisenbeton in Königsberg in Pr.

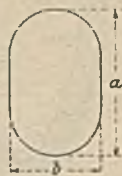


Fig. 41.

keine Verwendung mehr finden können, kommen entweder gemauerte Profile oder Betonprofile anderer Form in Frage. Als Betonkanäle werden Eiprofile schon mit Profilhöhen von 0,30 m an in Massenfabrikation hergestellt. Bei gemauerten Kanälen wird man statt der kleinen Eiprofile lieber Profile nach Fig. 41 wählen, da sie leichter befahren werden können und auch das Durchziehen von Bürsten sich besser bewerkstelligen läßt. In Berlin

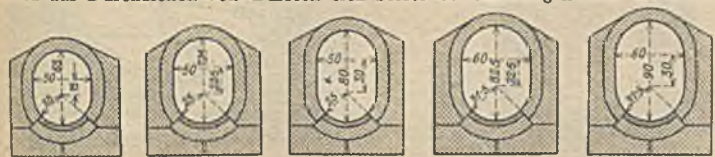


Fig. 42.

Fig. 43.

Fig. 44.

Fig. 45.

Fig. 46.

hat man auf den größten Tonrohrquerschnitt von 51 cm Durchmesser ein Eiprofil von 1,00 m Höhe folgen lassen. Bei der Kanalisation von Charlottenburg hat Verfasser die in Fig. 42—46 dargestellten Profile als Zwischenstufen zwischen dem Tonrohr von 0,51 m Durchmesser und dem Eiprofil von 1,00 m Höhe eingeführt.

In Köln folgen auf kreisförmige Betonkanäle in Stufen von 30, 37 1/2, 45, 52, 55, 60 und 75 cm Höhe gemauerte Eiprofile in Stufen von 100, 120, 140, 150, 160, 180 cm Höhe. In Berlin ist das größte normale Eiprofil 210 cm hoch.

Handelsübliche Abmessungen von eiförmigen Zementbetonkanälen sind:

20	25	30	35	40	50	60	70	80	100	cm Kämpferweite
30	37,5	45	52,5	60	75	90	105	120	150	„ Höhe

Die am meisten übliche Form des Eiprofils ist in Fig. 28 dargestellt. In Leipzig ist z. B. ein gedrücktes Eiprofil nach Fig. 47 verwendet. Figur 48 stellt ein überhöhtes Eiprofil dar.

Im Pariser Kanalnetz sind die größeren Eiprofile mit Gangbahnen versehen, wodurch gegen-

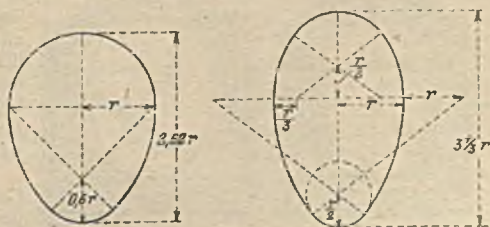


Fig. 47. Gedrücktes Eiprofil Fig. 48. Überhöhtes Eiprofil. der Leipziger Kanalisation.

über dem Nachteil hoher Kosten der Vorteil erreicht ist, daß das Gebrauchswasser in einer kleinen Rinne gut zusammengehalten wird und die Kanalarbeiter leichter gehen können (Fig. 49). Bei beschränkter

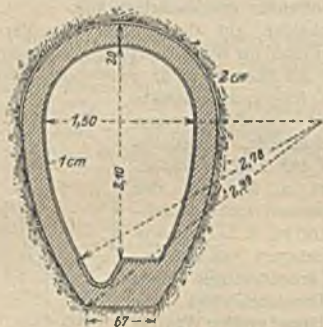


Fig. 49. Eiprofil der Pariser Kanalisation.

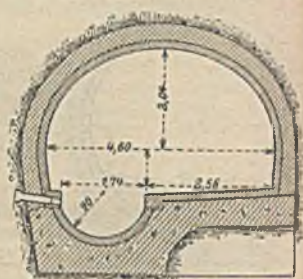


Fig. 50. Hauptsammler in Köln (Deutscher Ring).

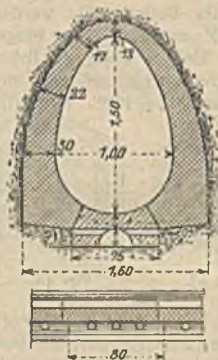


Fig. 51.

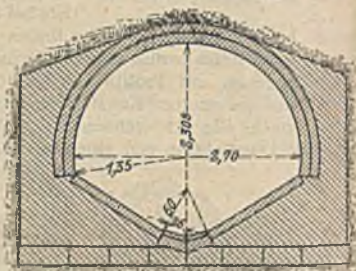


Fig. 52. Hauptsammler Charlottenburg.

Höhe und großer Wassermenge wird man zu Profilen wie Fig. 23 oder wie das Kölner Profil Fig. 50 greifen müssen. Hinter Regenüberfällen kann ein umgekehrtes Eiprofil zweckmäßig sein (Fig. 51), um für die Abführung des Trockenwetterabflusses und bis zu dem Moment, wo der Regenüberfall zu spielen beginnt, größere Querschnitte zu haben. Für die Reinhaltung ist aber die Dreiecksform besser (S. 2113). In Charlottenburg ist z. B. das in Fig. 52 dargestellte Profil verwendet. Andere den Wassermengen hinter einem Regenauslaß angepaßte Profile derselben Anlage zeigen die Fig. 53 und 54. Die vom Verfasser im Jahre 1886/87 zuerst verwendeten glasierten Tonschalen und Tonplatten, mit welchen die Sohlen sämtlicher gemauerter Kanäle ausgekleidet wurden, haben sich für die Reinhaltung der Kanäle als zweckmäßig bewährt.

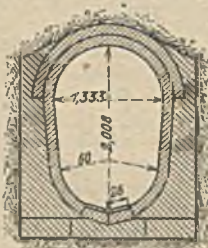


Fig. 53.



Fig. 54.

Hauptsammler Charlottenburg.

Um das Eindringen von Grundwasser in die Kanäle und das Austreten von Kanalwasser in das Grundwasser zu verhindern, sind die

gemauerten Profile an der äußeren Leibung mit einer sorgfältig herzustellenden Putzschicht aus Zement-Kalkmörtel zu überziehen.

Bei der Ausführung von Tonrohrleitungen muß die Breite der Baugrube zwischen den Steifbohlen mindestens 70—80 cm mehr als der Durchmesser des Tonrohres betragen, damit die Abzweige (siehe Fig. 35) noch Platz finden.

Die Absteifung der Baugrube kann in festem Boden nach Fig. 55a und b, in losem Boden nach Fig. 56a und b erfolgen. Statt der Steifhölzer werden vielfach

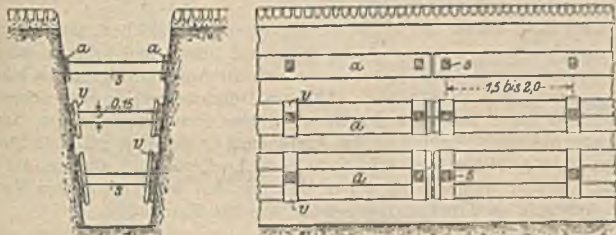


Fig. 55a und b.

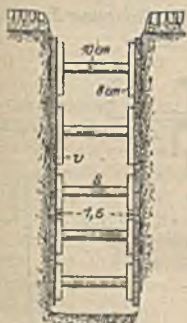


Fig. 56a und b.



v = Stoßbohle
b = Stützbrett
k = Knaagge



Fig. 57.

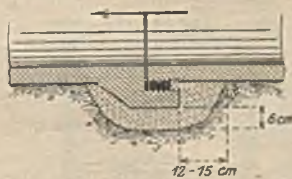


Fig. 58. Tonmuffe.

auch Stempel wie Fig. 57 verwendet, welche sich den verschiedenen Spannweiten anpassen lassen und das Aussteifen erleichtern. Der hohe Anschaffungspreis ist bei großen Ausführungen wirtschaftlich vertretbar.

Die Verbindung der Tonrohre erfolgte früher meistens mittels Tonmuffen. In die Muffe wurde zunächst eine 2—3 cm starke Lage von geteertem Hanfstrick eingetrieben und dann die Rohrmuffe nach Fig. 58 mit Ton gebildet. Der sorgfältig geschlämmt und geschnittene Ton muß vom Rohrleger fest in die Muffe hineingedrückt werden. Der um die Muffe herumgelegte Tonwulst sichert die Dichtigkeit der Muffe auch bei größeren inneren Drücken bis zu 4—5 m Wassersäule. Der Teerstrick hat nur den Zweck, zu verhindern, daß der Ton sich in das Rohr hineindrückt. In der Nähe von Bäumen wurden früher Zementmuffen verwendet, da die feinen Baumwurzeln durch die Tonmuffen hindurchgehen und sich dann in verhältnismäßig kurzer Zeit so stark entwickeln, daß die Rohre vollkommen ausgefüllt werden. Neuerdings wird einer Dichtung mit Asphaltkitt vielfach für alle Fälle der Vorzug gegeben. In die Muffe werden zunächst auch Hanfstricke eingestoßen, um das Durchtreten des Dichtungsmaterials in das Rohr zu vermeiden, und dann wird mit Hilfe eines um die Muffe

gelegten Ringes die Muffe mit heißgemachtem flüssigem Asphaltkitt ausgefüllt. Für jede Verbindungsstelle ist erforderlich:

bei Rohrwellen

von 150 200 250 300 350 400 420 450 480 550 600 mm

ein Kittbedarf

von 1 1,2 1,5 2 3,5 5 6,2 7,7 8,5 9,1 10 kg Asphaltkitt

Kreisförmige Zementrohre werden durch Falze verbunden, welche gleichfalls durch Asphaltkitt gedichtet werden (Fig. 59).

Bei Baugruben, welche tief in das Grundwasser hineinreichen, sind entweder (Fig. 60) Spundwände zu schlagen oder man wird besser und billiger, wenn es sich um große Strecken handelt, bei denen sich die Anschaffungskosten lohnen, durch Versenkung von Rohrbrunnen (150 mm Durchmesser) in oder neben der Baugrube und durch Anschluß derselben an eine Pumpenanlage den Grundwasserspiegel absenken (Fig. 63). Diese Ausführung ist sicherer, weil kein Sand in die Baugrube eingetrieben wird und deshalb die Lockerung des Bodens, auf dem die Häuser stehen, ausgeschlossen ist, und hat den weiteren großen Vorteil, daß alle Arbeiten im Trocknen ausgeführt werden können.

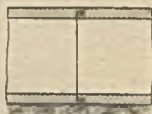


Fig. 59. Verbindung von Zementrohren.

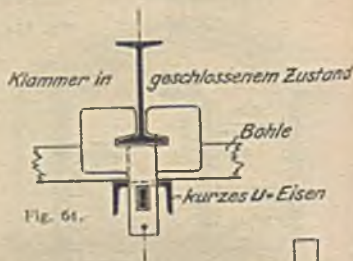


Fig. 61.

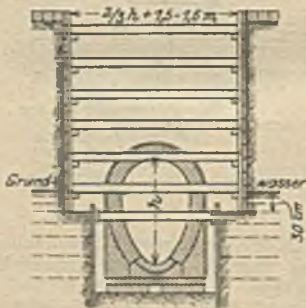


Fig. 60.



Fig. 62.

Die Römermannsche Absteifung¹⁾ Fig. 61 u. 62 gestattet die Freihaltung des Arbeitsraumes bei hoher Standsicherheit. Einrammen der Träger (N. P. 14 oder 16) bis 0,5—1,0 m unter Baugrubensohle. Auf eine 5,0 m lange Bohle je nach Bodenart 2 bis 3 Träger. Überstand der Bohlenenden ca. 30—40 cm. Die Bohlen werden an die Träger mit patentierten Flacheisenklammern befestigt (siehe Fig. 61). Durch Antreiben des Keiles werden die Bohlen scharf an die Träger gepreßt.

Die tunnelartige Herstellung wird man wegen der hohen Kosten und der Schwierigkeit der Aufsicht zu vermeiden suchen.

¹⁾ Thalenhorst, Bremen, Über das Absteifen von Baugruben. Zeitschr. d. Verb. Deutsch. Arch.- u. Ing.-Vereine 1914, S. 11, Heft 2e

Die Kanalverbindung bei kreisförmigen Tonrohren erfolgt immer in einem Revisionschacht. Um die Geschwindigkeit des Wassers bei kleiner Füllung in

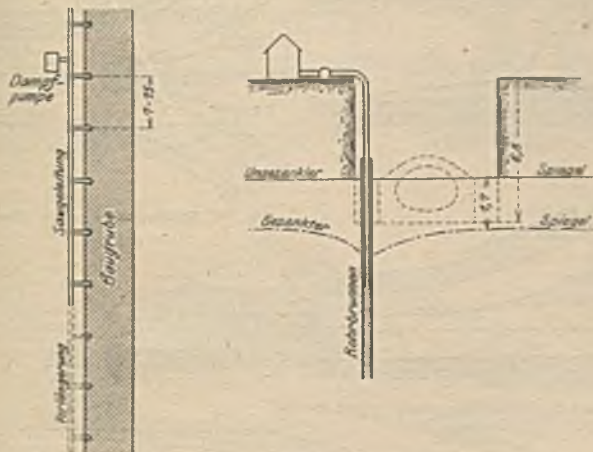


Fig. 65. Absenkung des Grundwassers durch Rohrbrunnen.

einem Schacht nicht zu unterbrechen, ist es zweckmäßig, die Sohle durch den Schacht hindurchzuführen. In Charlottenburg wurde nach Fig. 64 die Sohle mit einer Tonschale bekleidet und der Boden mit schräg ansteigenden Wänden versehen. Wenn die Zweigrohre über der Sohle des Hauptsammlers einmünden, genügt es, wenn das Zweigrohr in die Rinne nach Fig. 64 ausgießt. Bei ungefähr gleicher Sohlenlage wird sich aber empfehlen, die Sohle nach Fig. 65 zu formen.

Die größeren Kanäle werden spitzwinklig mit schlanker Ausrundung zusammengeführt und die Grate am besten durch Hausteine aus festem Material (Granit) gebildet (Fig. 66a und b und 67).

Bei der Durchbildung der Einzelheiten von Regenüberfällen ist darauf zu achten, daß bereits vor der Zusammenführung des Wassers die Entlastung rechtzeitig einsetzen kann (Fig. 68—71).

Um die Flüsse wenigstens vor den grobsinnlich wahrnehmbaren Verunreinigungen durch die Regenauslässe zu schützen, ist zu empfehlen, entweder Rechen (Fig. 72a—c) oder Tauchplatten (Fig. 73a

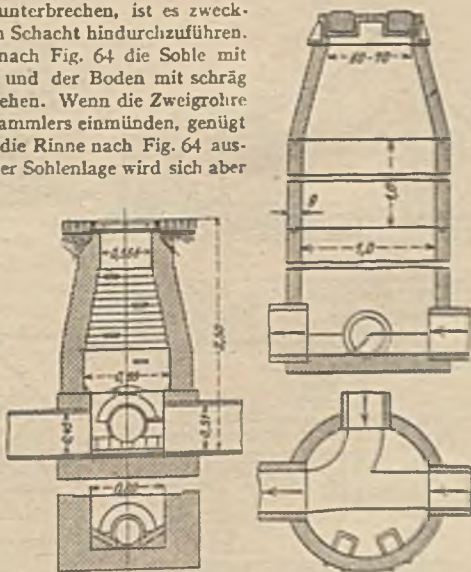
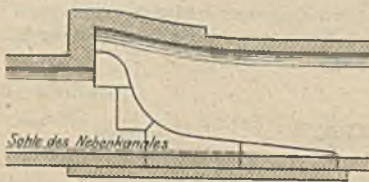


Fig. 64. Revisionschacht mit durchgehender Sohle. Charlottenburg.

Fig. 65. Einstelgeschacht aus Zementbeton.



Schnitt A-B.

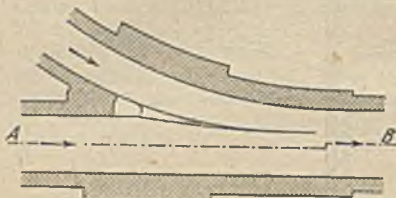


Fig. 66 a und b. Verbindung zweier begehrter Kanäle.

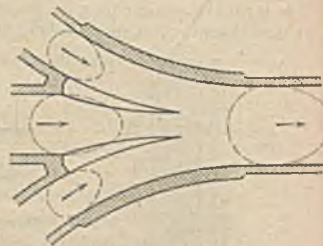


Fig. 67. Verbindung von drei Eiprofilen.

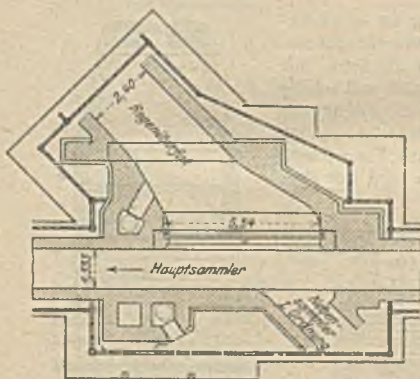


Fig. 69 und 70. Westlicher Regenüberfall in der Schloßstraße zu Charlottenburg (zu Fig. 68 gehörig).

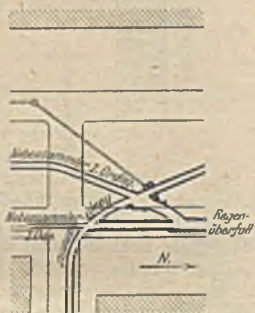
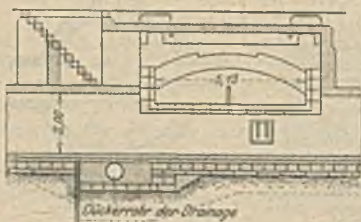


Fig. 68. Übersichtsplan zweier Regenüberfälle in der Schloßstraße zu Charlottenburg.



Fig. 71. Östlicher Regenüberfall in der Schloßstraße zu Charlottenburg (zu Fig. 68 gehörig).

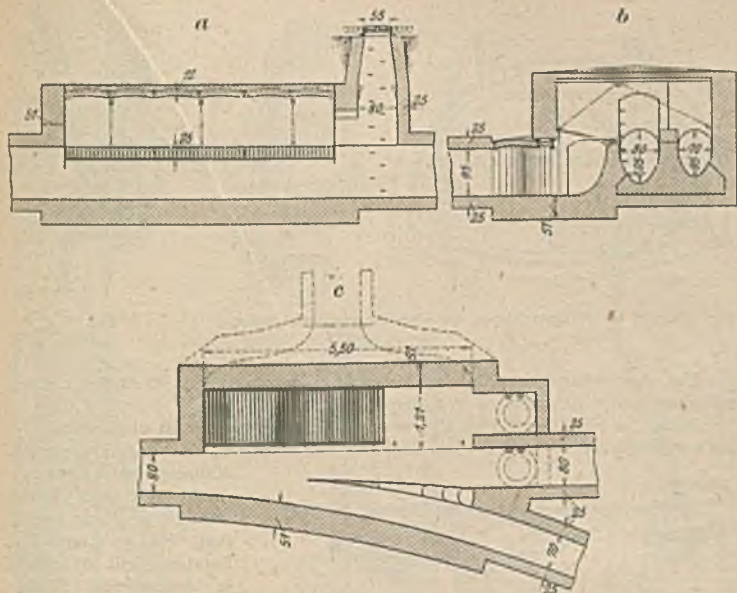


Fig. 72 a—c. Regenauslaß mit liegender Rechenanlage.

und b) anzubringen. Der Rechen muß leicht zu reinigen sein. Am einfachsten ist es, wenn er mit einer Schlauchleitung abgespritzt werden kann. Die freie Durchflußfläche muß so groß bemessen werden, daß die Hälfte¹⁾ durch zurückgehaltene Sperr- und Schwebstoffe verschlossen sein kann, ohne daß ein schädlicher Rückstau eintritt. Die Eintauchplatten müssen, damit nicht die größeren Schwimmkörper unter ihnen hindurchgehen, mindestens 70 cm unter der Überfallschwelle des Notauslasses eintauchen.

Zum Hochwasserschutz kann es nötig werden, die Mündungen der Regenauslässe mit Klappen zu versehen, welche sich selbsttätig bei äußerem Überdruck schließen und sich öffnen, wenn der innere Überdruck überwiegt (vgl. Fig. 74 a und b). Gegengewichte nach Figur 75, die in einem Schacht geschützt untergebracht werden, sind zur Erleichterung der Bewegung nötig.

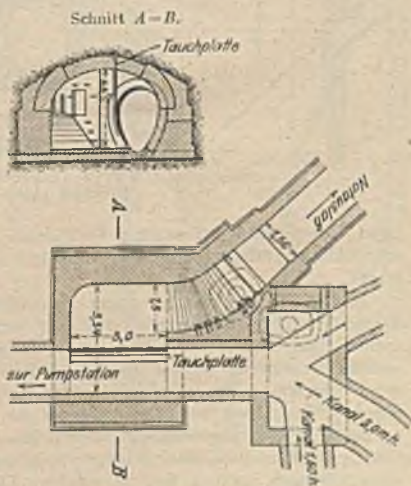


Fig. 73 a und b. Abzweigstelle eines Regenauslasses mit Tauchplatte (Berlin).

geschützt untergebracht werden, sind

zur Erleichterung der Bewegung nötig.

¹⁾ Vgl. S. 2144.

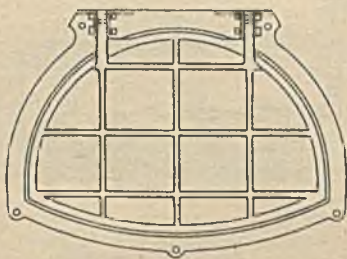


Fig. 74 a und b: Rückstauklappe vor einer Regenauslaßmündung.

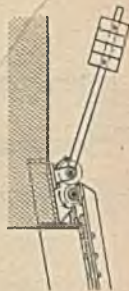


Fig. 75.

Um einen Wasserverschluß zu bilden, legt man oft den Scheitel der Ausmündung unter den tiefsten Wasserspiegel.

Wenn der Flußspiegel vom Ufer weit zurücktreten kann, ist die Ausmündung möglichst so weit in das Flußbett hineinzulegen, daß das austretende

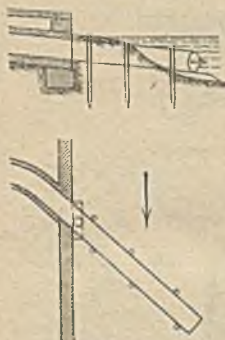


Fig. 76 a und b.

Fig. 77 siehe S. 2127.

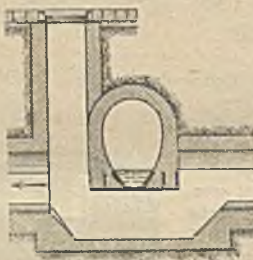


Fig. 78. Dückeranlage bei Kreuzung zweier Kanäle.

Kanalwasser immer noch direkt mit dem Flußwasser gemischt wird (vgl. Fig. 76 a und b). Letzteres gilt natürlich in besonderem Maße, wenn es sich nicht um die Ausmündung eines Regenauslasses, sondern eines Hauptsammlers handelt. Fig. 77¹⁾ stellt die Ausmündung des Hauptkanals der Kölner Kanalisation dar. Hierbei wird der Trockenwetterabfluß bis zum tiefsten Flußspiegel geführt, während bei heftigen Regen, also bei starker Verdünnung, die Kanalwässer die obere Verschlussklappe öffnen und unter Umständen hier über das trockene Flußbett laufen.

Kleine Dücker zur Kreuzung vorhandener Kanäle oder großer Gas- oder Wasserleitungen usw. lassen sich fast bei keinem Entwässerungsnetz vermeiden (vgl. Fig. 78). Größere Dückeranlagen unter einem Flußbett hindurch werden meistens in Gestalt von schmiedeeisernen Rohren ausgeführt, wobei es notwendig ist, an der Zuflußseite behufs Zurückhaltung der schwereren Sinkstoffe einen Schlammfang anzulegen. Ferner ist dafür zu sorgen, daß der Dücker an beiden Seiten abgeschlossen werden kann, um notfalls nach Entleerung des Dückers in denselben hineingelangen zu können. Auch sollte für die Möglichkeit einer kräftigen Spülung gesorgt werden. Fig. 79²⁾ zeigt eine Dückeranlage in Berlin unter der Spree.

¹⁾ Steuernagel, Deutsche Bauztg. 1893, S. 506. Köln in hygienischer Beziehung. Festschrift, Köln 1898, S. 149. — Büsing, Städtereinigung, S. 588.

²⁾ Entnommen aus Frühling, a. a. O., S. 185 u. 186.

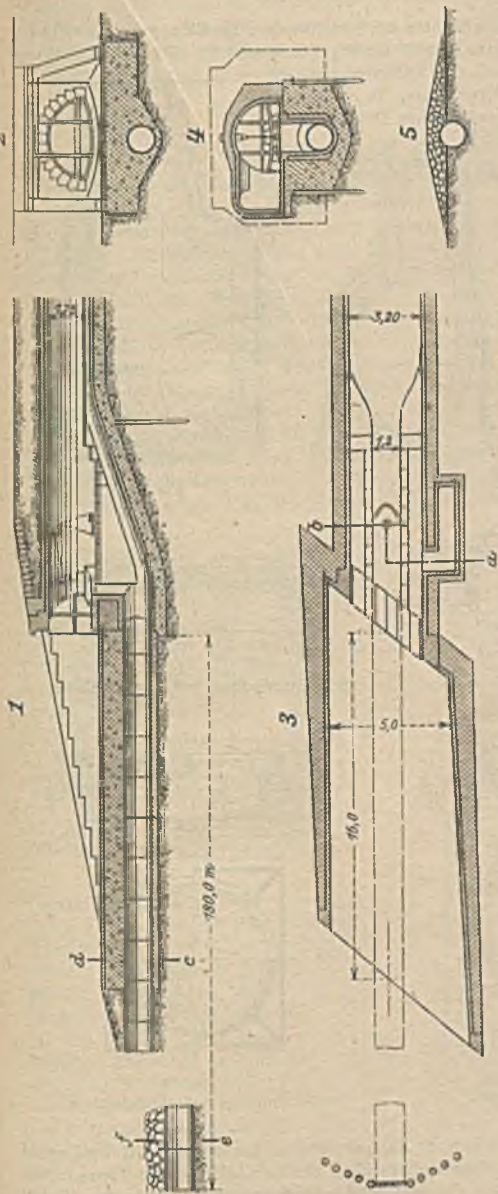


Fig. 77. Ausmündung des Hauptkanals der Kölner Kanalisation in den Rhein.
 1 Längsschnitt, 2 Schnitt a—d, 3 Grundriß, 4 Schnitt e—b, 5 Schnitt e—f.



Fig. 79. Dächer einer Kanalisationsleitung unter der Spree in Berlin.

B. Revisionschächte.

Beispiele von Revisionschächten bei kreisförmigen Profilen geben die Fig. 64 und 65, solche für gemauerte Kanäle die Fig. 80, 81 und 82. Für die Abdeckung der Schächte kommen je nach den Anforderungen die mannigfachsten Konstruktionen in Frage. Fig. 83 ist ein einfacher gußeiserner Deckel für

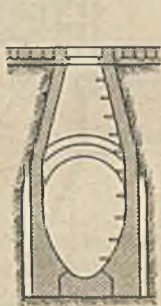


Fig. 80.

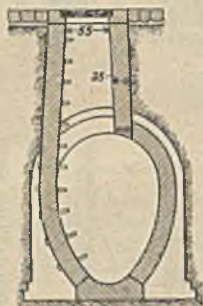


Fig. 81.

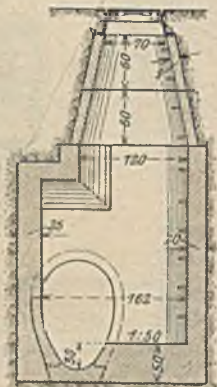


Fig. 82.

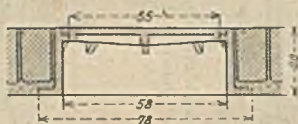


Fig. 83.

Schachtabdeckung für Bürgersteige.

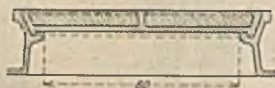


Fig. 84.

Schachtabdeckung mit Asphaltfüllung.

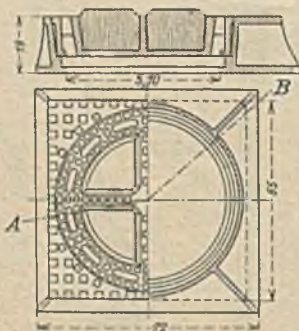


Fig. 85.

Berliner Schachtabdeckung.

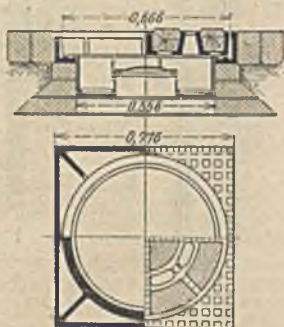


Fig. 86.

Charlottenburger Schachtabdeckung.

Bürgersteige. Fig. 84 ein solcher mit Asphaltfüllung. Im Grundriß ist der Deckel vierteilig. Bei der in Fig. 85 dargestellten alten Berliner Abdeckung setzen sich die Löcher leicht mit Schmutz zu. Diesen Uebelstand soll das Charlottenburger Modell dadurch verhindern (Fig. 86), daß der eingehängte Blechdeckel einen ring-

förmigen Schmutzfang erhalten hat. Da der kleine Deckel über dem Hohlzylinder in der Mitte des Schmutzfanges nur von einigen Blechstreifen geführt ist, um übrigen aber lose aufliegt, kann bei schneller Füllung der Kanäle die zusammengedrückte Innenluft nach oben entweichen und für den gewöhnlichen Betrieb genügend Luft in die Kanäle eintreten.

C. Straßen- und Hofeinläufe.

Für die Entfernung der Rinnenschächte der Straßen voneinander ist die größte angenommene Regenmenge, die Breite der Straße und die stärkste Wasserführung, welche der Rinnstein noch aufnehmen kann, maßgebend. 100,0 m dürften als der größte Abstand auch für verkehrsarme Straßen anzusehen sein. In der Regel werden die Rinnenschächte in Abständen von 40—60 m angelegt. Das Anschlußrohr des Straßeneinlaufs an die Leitung muß mit Rücksicht auf die Verstopfungsgefahr mindestens 10 cm weit sein. Besonders ist darauf zu achten, daß die Gitterabdeckung des Einlaufes genügend Öffnungen aufweist, um die rechnermäßige größte Wassermenge auch dann durchzulassen, wenn die Hälfte der Öffnungen durch Laub, Stroh, Gras usw., welche vom Regen mit abgespielt werden, verstopft sein sollte. Um den Straßenschlamm von der Leitung abzuhalten, ist ein Schlammfang nötig. Ferner ist ein Geruchverschluß, um das Austreten von Kanalgasen zu verhindern, mindestens wünschenswert. Den normalen Berliner Straßeneinlauf zeigen Fig. 87 a und b. Hier hört der Geruch-

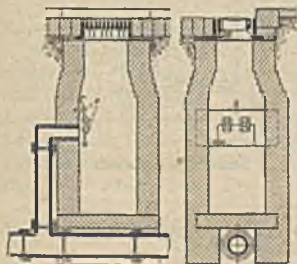


Fig. 87 a und b.
Normaler Berliner Straßeneinlauf.

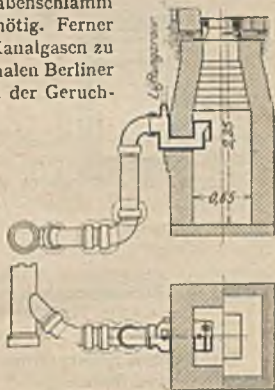


Fig. 88 a und b.
Charlottenburger Straßeneinlauf.

verschluß auf, wenn der Wasserspiegel im Schacht bei längerer Trockenheit unter die gußeiserne Eintauchplatte gesunken ist. Auch läßt die Fuge der Revisionsklappe in dieser Platte Luft durch. Bei dem Charlottenburger Normal-schacht (Fig. 88) liegt der Geruchverschluß in dem gußeisernen Verschlußstück selbst. Letzteres ist durch ein kleines Lüftungsrohr an das nächstgelegene Regenabfallrohr angeschlossen.

Die Reinigung derartiger gemauerter Schlammfänge geschieht durch Handbagger. Einfacher und im Bau und Betrieb billiger sind die Straßenschächte mit kreisförmigem Querschnitt aus Beton oder glasiertem Steingut, in welche Schlammeweimer eingehängt werden. Die lichte Weite der Schächte hängt von der Entfernung der einzelnen Schächte und von der Befestigungsart der Straßenoberfläche ab. Fig. 89 stellt einen Straßenschacht der Frankfurter Kanalisation aus glasiertem Steingut dar. Hierbei ist durch einen besonderen Randstein der Raddruck der Straßenlasten von dem Schacht abgehalten. Fig. 90 zeigt eine andere verbesserte Form nach Geiger, bei welcher der Eimer auf einem

konischen Ring aufsitzt, so daß zwischen Eimer und Schachtwand kein Schlamm gelangen kann.

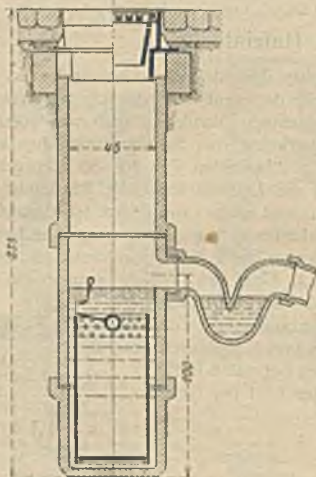


Fig. 89. Straßeneinlauf aus Steingut der Kanalisation Frankfurt a. M.

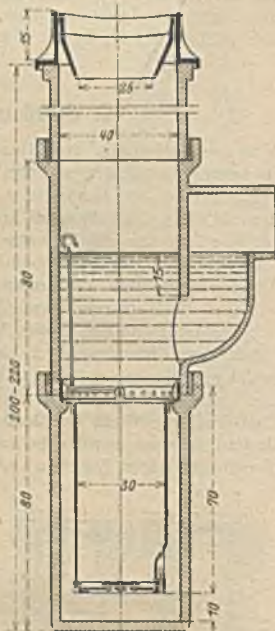


Fig. 90. Straßeneinlauf nach Geiger.

Die gleichen Konstruktionen sind in entsprechenden Abmessungen für Hofeinfälle verwendbar.

D. Hausentwässerungen.

Die Regenrohre der Häuser werden nur in dem Falle mit Wasserverschlüssen zu versehen sein, wenn über der Ausmündung des Regenrohres noch Wohnräume sich befinden. Auf alle Fälle ist dafür zu sorgen, daß die einzelnen Rohrschlüsse der Regenrohre gut verlötet werden, um ein Austreten von Kanalgasen in die Etagenfenster der Wohnungen zu verhüten. Durch den steilen Abfall des Wassers wird viel Luft mitgerissen, welche möglichst vor Eintritt in die Straßenleitung zum Entweichen gebracht werden sollte. Eine entsprechende Einrichtung zeigt Fig. 91. Durch die Aufschlagplatten *a* und *b* soll eine Trennung von Luft und Wasser bewirkt werden, während die Schürzen *c* und *d* den Abfluß des Wassers verlangsamen sollen. Die Luft soll bei *e* austreten. Fig. 92 zeigt das Berliner Modell, wobei das kastenförmige Stück mit dem schrägen Rost der Frostsicherheit wegen in die Erde verlegt ist. Ein Regenrohranschlußstück mit Geruchverschluß nach Patent Budde und Goehde zeigt Fig. 93. Hier soll der Absatz *a* durch das Auffallen des Wassers eine Trennung von Luft und Wasser erleichtern. Die Luft soll durch die Öffnungen des Deckels entweichen. Eine kleine Blechschale, die am Deckel befestigt ist, soll den Schmutz, der

durch die Öffnungen fällt, auffangen. Der eingehängte Eimer ist für Häuser mit schadhaften Ziegel- oder Schieferdächern bestimmt.

Zur unschädlichen Abführung der Kanalgase sind die Hausanschlußleitungen für das Brauchwasser auf alle Fälle bis über Dach zu führen.

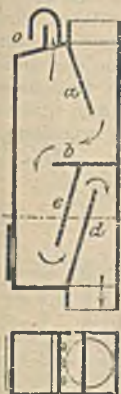


Fig. 91.

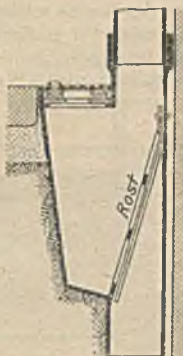


Fig. 92.



Fig. 93.

Wenn ein Rückstau aus den Kanälen in die Kellerräume nicht zu befürchten ist, sind Wasserverschlüsse oder Klappen, die eine Lüftung verhindern könnten, in der Hauptanschlußleitung zu vermeiden. Mit größter Sorgfalt ist dafür zu sorgen, daß die Steigleitungen und alle Verbindungen luftdicht hergestellt werden und daß jeder einzelne Ausguß, Klosett od. dgl. einen ausreichenden Wasserverschluß erhält, der nicht leer gesogen werden kann. Die kleinen Entwässerungsröhre offener Balkons oder Terrassen, bei denen durch Verdunstung die Wasserverschlüsse leicht unwirksam werden, münden am besten offen auf den Bürgersteig, Hof oder Garten aus.

E. Anlagen zum Heben des Kanalwassers.

Wenn die Abwässer der Kanalisation durch Pumpwerke gehoben werden müssen, so müssen zum Schutze der Pumpen die schwereren Sinkstoffe, die Sperrstoffe und die größeren Stücke der Schwebestoffe zurückgehalten werden. Das geschieht durch Sandfang und Rechen. Bei Stabrechen muß die Summe der Durchflußöffnungen etwa das Drei- bis Vierfache des ausmündenden Kanalquerschnitts betragen. Die lichten Zwischenräume der Gitterstäbe werden meistens zu etwa 1,5—2,5 cm gewählt. Bei der Anordnung des Rechens ist auch besonders darauf zu achten, daß die Durchflußgeschwindigkeit bei dem höchsten Trockenwetterabfluß etwa 0,15 m/sek nicht übersteigt. Die Rechenstäbe sollten keine scharfen Kanten haben und sich nach dem Unterwasser zu verzüngen, damit sich die Zwischenräume nicht verstopfen können. Fig. 94 und 95 zeigen den Sandfang des Charlottenburger Systems I; Fig. 96 die Gesamtanlage einer Pumpstelle der Berliner Kanalisation, bei welcher die Saugrohre der Pumpen direkt im Sandfang untergebracht sind. Bei dieser Anlage ist in der Mitte des Sandfangs ein Hohlzylinder mit vertiefter Sohle geschaffen, in welchem sich der Sand sammeln soll, um ihn hier leichter herausnehmen zu können. In Berlin ist die Menge des in einem solchen Sandfang sich sammelnden Sandes verhältnismäßig gering, da er sich bereits bei dem schwachen Gefälle in den Kanälen selbst ablagert und dort herausgenommen

werden muß. Deshalb hat man bei späteren Anlagen, wie beim Charlottenburger Sandfang, statt des Hohlzylinders nur einen runden Pfeiler errichtet, der dem Rechen als Stütze dient. Weiteres wegen Rechenanlagen siehe S. 2143.

Die Pumpen müssen sich dem wechselnden Zufluß anpassen und etwa das Drei- bis Fünffache des größten Trockenwetterabflusses bewältigen können. Es ist von Wichtigkeit, daß bei Beginn des Regens schnell die größere Leistung der Pumpen einsetzen kann, damit ein möglichst großer Teil von dem anfangs mit abgelagerten Schmutzteilen stark beladenen Gemisch von Brauchwasser und Regenwasser durch die Pumpen beseitigt wird. Während man früher für die Kanalisation langsam laufende Pumpen bevorzugte, werden neuerdings oft

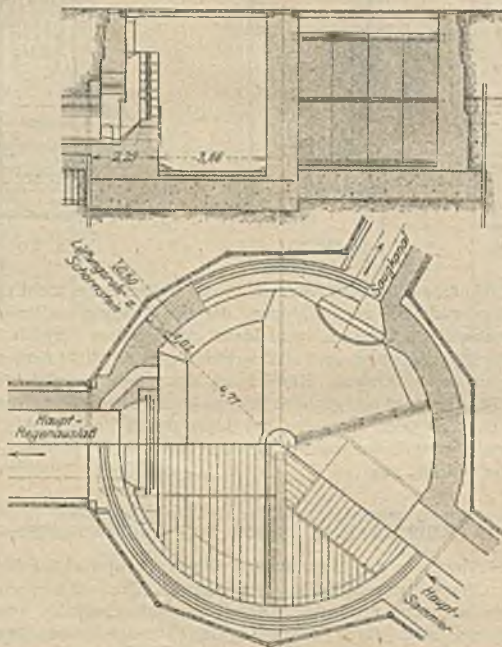


Fig. 94 und 95. Grundriß und Schnitt des Sandfanges der Charlottenburger Kanalisation.

Schnellläufer verwendet. Leuchtgas-, Kraftgas- und Diesel-Maschinen, sowie Elektromotoren sind für Kanalisationen insofern besser geeignet als Dampfmaschinen, als sie ohne Vorbereitung sofort in Betrieb gesetzt werden können, während für die Dampfmaschine immer erst der erforderliche Dampf erzeugt werden muß. Beispiele für Abwasserpumpen, welche durch Leuchtgas betrieben werden, finden sich in Bielefeld, Brieg, Cuxhaven, Düsseldorf, Emmerich, Geestmünde, Insterburg, Küstrin, Ruhrort usw. Auch die kleine Zwischenpumpstation der Charlottenburger Kanalisation System I (vgl. Fig. 13) wird mit Leuchtgasmaschinen betrieben.

Kraftgasmaschinen sind z. B. in Hannover und Kottbus verwendet.

Elektromotoren kommen für den Antrieb von Kanalisationspumpen namentlich dann in Betracht, wenn es sich um die Verwendung von Schleuderpumpen

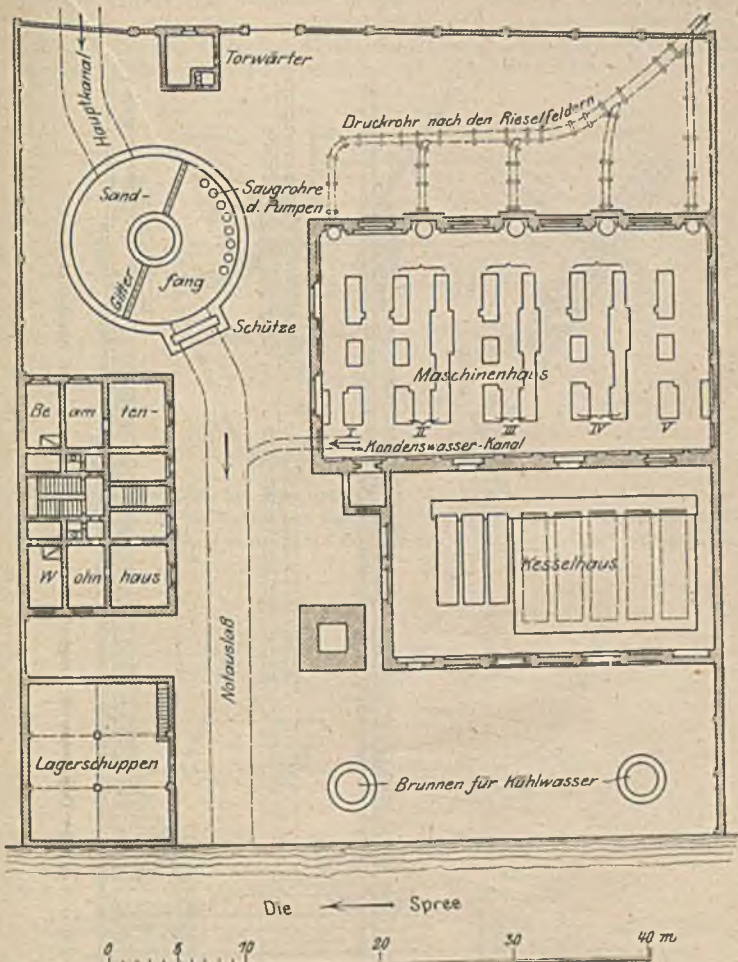


Fig. 96. Pumpstelle des 5. Berliner Entwässerungsbezirkes.

mit kleiner Hubhöhe handelt¹⁾). Im übrigen muß für die Wahl der bestgeeigneten Maschinen die Wirtschaftsberechnung entscheidend sein.

Besondere Sorgfalt verdient die Auswahl der Pumpenventile wegen der Verunreinigung des Wassers durch Papier, Stroh usw.

F. Die Druckrohrleitungen.

Die Druckrohrleitungen können bei den bei Kanalisationen vorkommenden Druckhöhen meistens noch als gußeiserne Rohre mit den für Wasserversorgungen

¹⁾ In Spandau z. B. werden Schleuderpumpen, welche die Abwässer nach der 3 km unterhalb der Stadt gelegenen Kläranlage befördern, mit Drehstrommotoren angetrieben. Auch in Hamburg und Köln befinden sich kleinere derartige Anlagen.

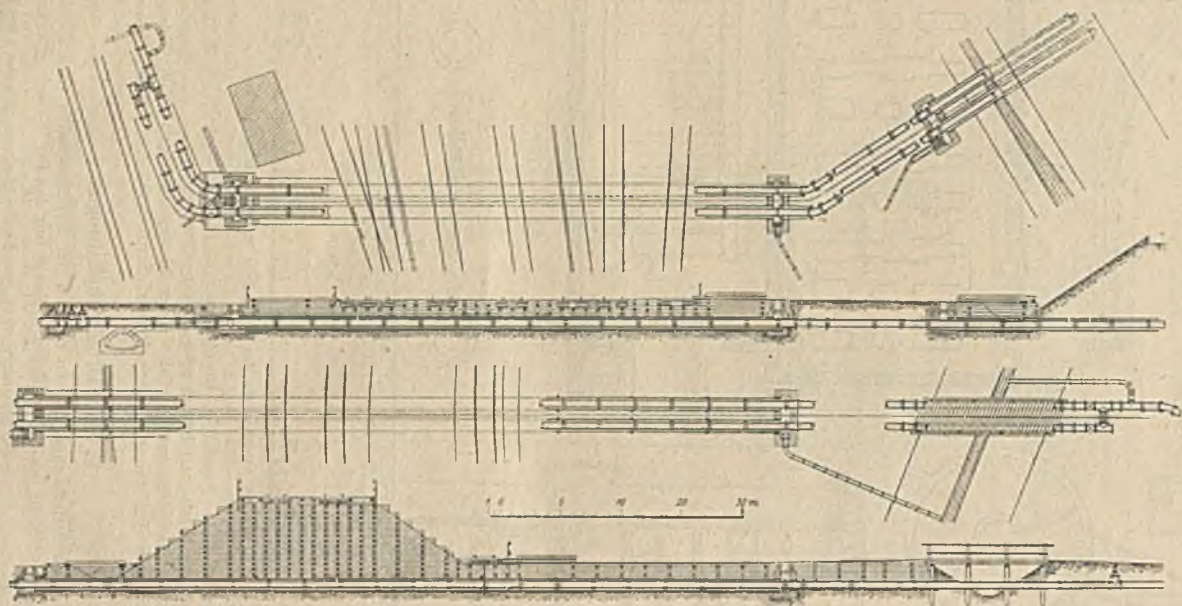


Fig. 97 a bis d. Unterführung der Druckrohre der Charlottenburger Kanalisation unter dem Bahnhof Westend.

üblichen Abmessungen verwendet werden. Der günstigste Durchmesser der Rohre kann nur auf Grund einer Wirtschaftsberechnung ermittelt werden, wobei man zur Verhütung von starken Ablagerungen Geschwindigkeiten unter 0,5 m/sek für den Trockenwetterbetrieb möglichst vermeiden wird. An besonders ge-

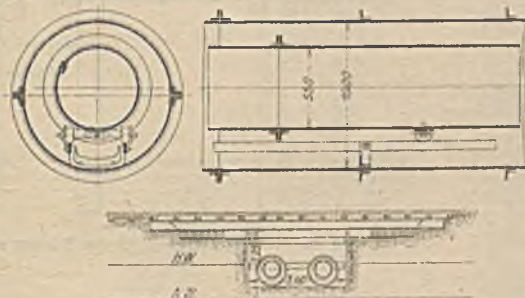


Fig. 98 a bis c. Einzelheiten zu Fig. 97 a bis d.

fährdeten Stellen, wie bei Kreuzungen von Eisenbahnen, wird man schmiedeeiserne Rohre in ein Mantelrohr legen, welches das Wasser für den Fall einer Undichtigkeit abführt, ohne daß Ausspülungen unter den Gleisen vorkommen

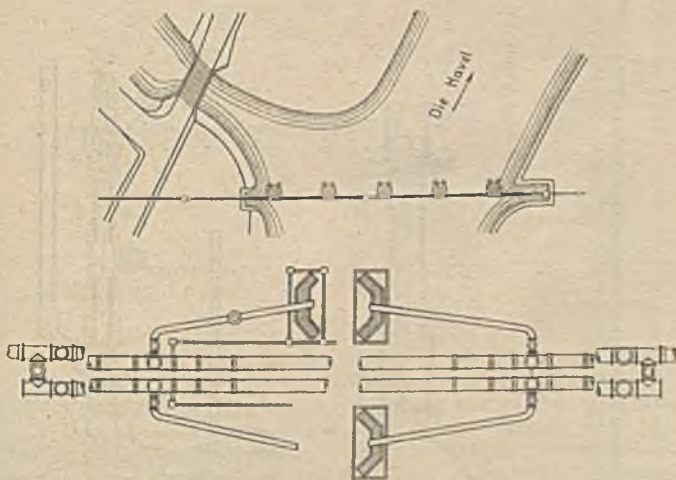


Fig. 99 a und b. Übersichtsskizze der Dückeranlage unter der Havel der Kanalisation Charlottenburg.

können. Bei der Unterführung der Druckrohre der Charlottenburger Kanalisation unter dem Güterbahnhof Westend (vgl. Fig. 97 a bis d und Fig. 98 a bis c) sind die Rohre mit Achsen und Rädern versehen, so daß sie bei Reparaturen aus den Mantelrohren herausgezogen werden können, ohne den Betrieb der Bahn zu stören. Flußläufe werden, wenn geeignete Brücken zur Überführung der Druck-

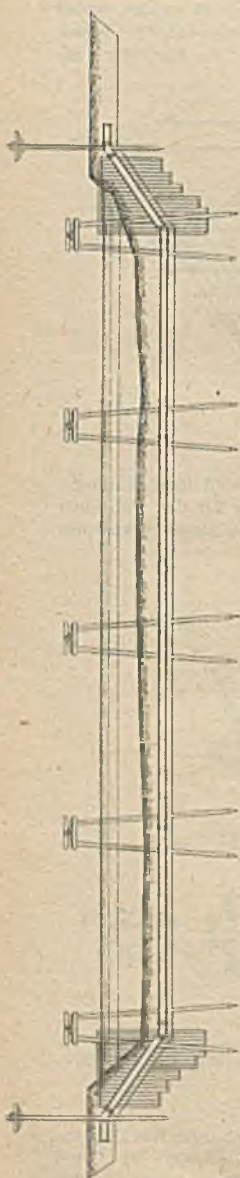


Fig. 99 c. Längsschnitt des Dückers zu Fig. 99 a und b.

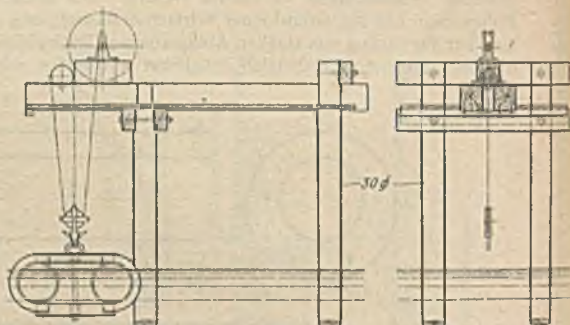


Fig. 99 d und e. Versenkungsgerüst des Dückers zu Fig. 99 a und b.

Fig. 100 a und b siehe S. 2137.

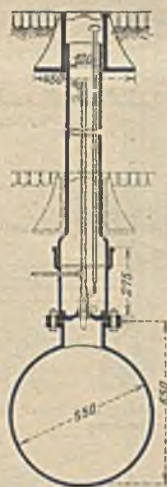


Fig. 101 a. Lufthahn auf einem Kanalisationsdruckrohr.

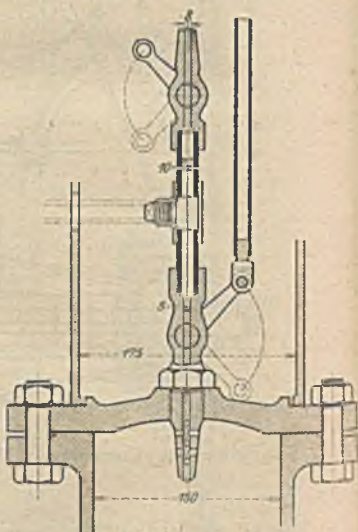


Fig. 101 b. Einzelheit zu Fig. 101 a.

Fig. 101 a und b siehe S. 2136.

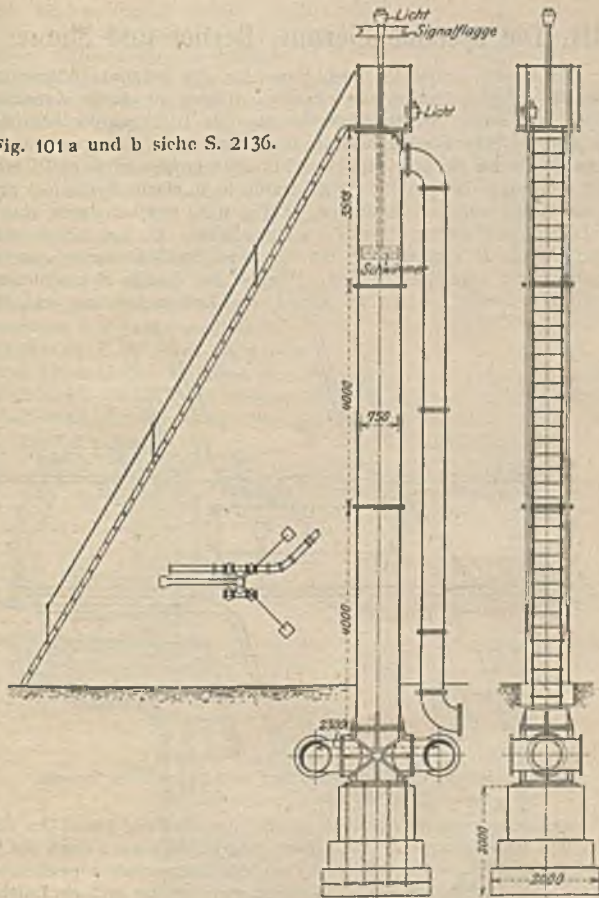


Fig. 100 a und b. Standrohr der Kanalisationsdruckleitung Charlottenburg.

rohre nicht vorhanden sind, am besten durch Dückeranlagen überwunden¹⁾ (vgl. Fig. 99 a bis e). Am Ende des Druckrohres, und zwar möglichst auf der höchsten Stelle, wird ein Standrohr mit Überlaufrohr zu errichten sein, damit Wasserstöße auf ein bestimmtes Maß beschränkt werden (vgl. Fig. 100 a und b). In dem Standrohr schwimmt ein Signal (für die Dunkelheit Licht) auf einer Stange und gibt für den Wärter der Rieselfelder oder der Kläranlage weithin sichtbar die Belastung des Druckrohres an. Da sich in dem Kanalwasser sehr reichliche Gase bilden, ist es unbedingt erforderlich, an allen Scheitelpunkten der Leitung Lufthähne einzubauen, welche entweder von Hand zu bedienen oder selbstwirkend einzurichten sind. Einen von Hand zu bedienenden Lufthahn zeigen die Fig. 101 a und b.

¹⁾ Curt Merkel, Die Versenkung der Dückerrohre durch den Niederhafen und die Mündungsanlage der neuen Stammsele in Hamburg. Z. Ver. deutsch. Ing. 1906, S. 41 u. ff.

III. Die Systeme Liernur, Berlier und Shone.

Liernur machte zuerst 1867 den Vorschlag, die bekannte Absaugung der Abtrittsstoffe aus den Gruben der einzelnen Häuser zu einem Kanalisationssystem für einen ganzen Stadtteil auszubauen. Die Trennung der Abtrittsstoffe von den übrigen Hauswässern hielt er im Interesse der besseren Ausnützung der Abtrittsstoffe für die Landwirtschaft für einen großen wirtschaftlichen Vorteil. Bei der Anlage in Trouville (1897) wurde in je einem Bezirk ein größerer gußeiserner Kessel unterirdisch aufgestellt (Fig. 102), welcher durch eine Saugleitung *L* mit der Luftpumpe in Verbindung steht. In den Kessel münden, durch die Ventile *B* abschließbar, die einzelnen Straßenleitungen, an welche die Hausleitungen angeschlossen sind. Werden die Ventile *B* geschlossen und das Ventil *D* geöffnet, so tritt im Kessel eine Luftverdünnung ein. Werden

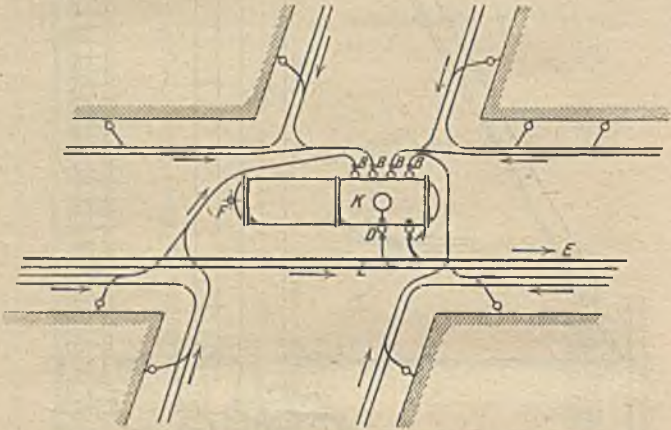


Fig. 102. Schema eines Bezirksbehälters nach Liernur in Trouville.

dann *D* geschlossen und die Ventile *B* geöffnet, so wird der Inhalt der Straßenleitungen und Hausleitungen in den Kessel gesogen, und wenn dann die Hauptentleerungsleitung *E*, welche gleichfalls an die Luftpumpe angeschlossen ist, durch das Ventil *A* mit dem Kessel in Verbindung gesetzt und ein Lufthahn *F* geöffnet wird, so entleert sich der Inhalt des Kessels in ca. 10—12 Minuten. Hiernach werden *A* und *F* wieder geschlossen und die Ventile *B* geöffnet. In den Häusern münden die Abfalleitungen je in einen kleinen Behälter, welcher die Abflüsse zwischen zwei Räumungen des Systembehälters aufzunehmen hat. In der Hausanschlußleitung liegt im Hause selbst noch ein Hilfsventil und auf der Straße vor dem Hause ein Absperrventil.

Ähnlich ist das System von Berlier (1831).

Diese Systeme haben nur geringe Verbreitung gefunden (Anwendungen unter anderem noch in den holländischen Städten Dordrecht, Leyden, Amsterdam), weil ihr Betrieb nicht genügend sicher und trotz der guten Verwendbarkeit der Abtrittsstoffe als Düngermittel zu teuer ist.

Größere Verbreitung hat, namentlich in England, das von dem Engländer Isaac Shone in Wrexham Ende der siebziger Jahre erfundene Verfahren der Beförderung der Hauswässer durch Luftdruck gefunden. Das Shone-System hat den Vorteil, daß man bei sehr flacher Lage des Stadtgebietes eine zentrale Maschinenanlage verwenden und doch das Stadtgebiet in viele kleine Bezirke

zerlegen und dadurch den einzelnen Zuleitungen ein genügend starkes Gefälle geben kann. In Deutschland ist das System unter anderem für die Berliner Gewerbeausstellung 1896 in Treptow, ferner in Köpenick und Tempelhof bei Berlin, für Allenstein i. Ostpr., Ostseebad Binz usw. zur Anwendung gekommen. Fig. 103 und 104 zeigen eine Ejektoranlage nach dem von der Gesellschaft „Hydor“ in Berlin vertretenen System. Aus dem Leitungsschacht *A* gelangen die Abwässer durch die Leitung *r* in den Hubbehälter *B* (Ejektor). Die in diesem befindliche gefüllte Schale *s* hält durch die Stange *s*₁ den Umsteuerhebel *h* so lange geschlossen, bis das Abwasser in *B* bis unter die Glocke *g* steigt und durch Heben derselben den Hebel *h* in die punktierte Lage bringt. Dann tritt durch die Druckluftleitung *m* Druckluft in den Hubbehälter, und sein Inhalt wird durch die Schmutzwasserleitung *o* herausbefördert. Ist der

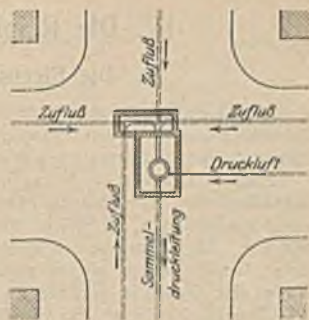


Fig. 103. Schema einer Drucklufthebestelle. System Shone.

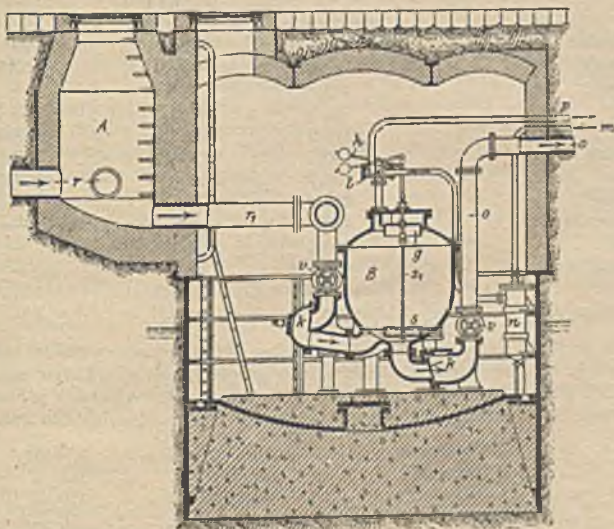


Fig. 104. Drucklufthebestelle für Abwässer, System Shone.

Spiegel so weit gesunken, daß die Schale *s* den Steuerhebel *h* umlegen, die Druckleitung *m* abschließen und eine Auspuffleitung *p* öffnen kann, so beginnt das Spiel von neuem. Um die Druckluft von mitgerissener Feuchtigkeit zu befreien, wird sie durch den Wassertopf *n* geleitet. Wirtschaftlich günstig können Druckluftkraftübertragungen wegen der schlechten Nutzwirkung im allgemeinen nicht arbeiten. Beim Shone-System sind die Apparate einfach und deshalb verhältnismäßig betriebssicher. Es sind immerhin Fälle denkbar, wo es den wirtschaftlichen Vergleich mit dem einfachen Trennsystem oder dem Schwemmsystem auszuhalten vermag.

IV. Die Reinigung der Abwässer.

A. Die Eigenschaften der Abwässer.

Der Charakter der Abwässer hängt von der Beschaffenheit des zugeführten Brauchwassers, von dem Wasserverbrauch pro Kopf und Tag und von den Eigenschaften des gewerblichen Wassers, welches in die Kanäle gelangen kann, ab.

Nach Baumeister betragen die Trockensubstanzen der Abwässer bei Kanalisationen, in welche die Fäkalien gelangen, 186 g pro Kopf und Tag, und bei Kanalisationen, in welche die Fäkalien nicht gelangen, durchschnittlich 100,5 g. Als Beimengungen spielen Fette und Seifen eine bedeutende Rolle. Diese Beimengungen pflegen periodisch in gewissen Stunden und an gewissen Tagen der Woche in verstärktem Maße aufzutreten.

Über die Menge an fein verteilten ungelösten Stoffen im Abwasser je Liter gibt die nachfolgende Tabelle¹⁾ eine Auskunft:

Tabelle I.

Städte	Gesamt (Trockensubstanz)	Organisch (Glühverlust)	Anorganisch (Glührückstand)
	mg im l		
Wiesbaden	74	34	40
Hamburg	229,4	179,9	119,5
Hannover	302	—	—
Cöln	303	214,6	88,4
Essen	318,6	213,4	105,2
Freiburg	350,5	194,7	155,8
Breslau	404,7	200	204,7
London	426,14	—	—
Manchester	458,0	—	—
Leeds	600,6	—	—
Birmingham	686,0	—	—
Halle	1016,4	404,8	611,6
Frankfurt a. M.	1390	955	435

Die große Verschiedenheit in den Angaben für die einzelnen Städte läßt sich durch den verschiedenen Wasserverbrauch pro Kopf nicht erklären und wird zum Teil darauf beruhen, daß die Zusammensetzung der Abwässer je nach der Tageszeit (Probeentnahme) erheblich schwankt. So wurden in Cöln gefunden:

in den Morgenwässern (6—12 ^h vorm.)	279 mg
„ „ Mittagwässern (12—6 ^h nachm.)	311 „
„ „ Abendwässern (6—12 ^h nachts)	219 „
„ „ Nachtwässern (12—6 ^h vorm.)	58 „

im Mittel 216 mg

organische Schwebestoffe.

Auch wenn aus dem Abwasser die ungelösten Stoffe vollständig ausgeschieden sind, bleibt die klare Flüssigkeit noch fäulnisfähig. Läßt man sie einige Tage stehen, so macht sich zunächst ein Fäulnisgeruch bemerkbar, später ein ausgesprochener Geruch nach Schwefelwasserstoff, der sich verliert, wenn das Wasser „ausgefault“ ist. Der Schwefelwasserstoff entsteht infolge der allmählichen Zersetzung der gelösten, fäulnisfähigen, organischen Stoffe. Über den Gehalt städtischer Abwässer an gelösten Stoffen gibt die nachfolgende Tabelle II Auskunft²⁾:

¹⁾ Prof. Dr. Dunbar, Leitfaden für die Abwasserreinigung. 1907, S. 56.

²⁾ Dunbar, a. a. O., S. 60. $\frac{1}{4}$ test = 4 Stunden Probe.

Tabelle II.

Städte	Oxydierbarkeit				Glüh- verlust	Am- moniak	Album. Am- moniak	Organ. Stick- stoff	Organ. Kob- len- stoff
	4 h test	nach Kubel	4 h test	nach Kubel					
	Kal.-Perm.- Verbrauch		Sauerstoff- Verbrauch						
Frankfurt a. M.	—	132,0	—	32,9	228,0	31,5	—	12,9	—
Freiburg i. B. . .	—	146,1	—	36,5	194,7	66,7	—	—	—
Wiesbaden . . .	—	160,9	—	40,0	153,0	37,0	—	9,8	—
Breslau	—	233,7	—	58,4	231,0	85,0	—	—	—
Berlin	—	333,7	—	83,4	285,2	99,5	—	—	—
Essen	—	376,4	—	94,1	229,0	34,2	—	14,9	—
Hamburg	479,1	510,7	119,8	129,2	252,5	27,5	14,5	28,5	136,0
(Durchschnitt von 1901—1904)									
Halle	—	792,0	—	198,0	309,7	89,1	—	59,1	—
Manchester	416,4	—	104,1	—	—	22,7	5,17	—	—
Leeds	477,4	—	119,4	—	—	11,25	11,25	—	—
Birmingham . . .	719,7	—	179,9	—	—	39,3	13,2	—	—

Je nach dem Verhältnis von sekundlicher Wassermenge und dem Reinheitsgrad des Vorfluters zur Art und Menge des Abwassers sind die Ansprüche, welche an die Reinigung zu stellen sind, verschieden. Ist das Verhältnis von Wassermenge des Vorfluters zur Abwassermenge zu klein, so wird durch die Oxydationsvorgänge den Fischen der zum Atmen nötige Sauerstoff entzogen. Verschlamung und Verschmutzung des Vorfluters tritt demnach um so schneller ein, je weniger sorgfältig die Reinigung der Abwässer vorgenommen wird. Man hat versucht, Grenzwerte für das Verhältnis von Wassermenge des Vorfluters zur Abwassermenge aufzustellen. Pettenkofer hat im Hinblick auf die schnellfließende Isar eine mindestens 15fache Verdünnung verlangt, d. h. es könnte auf 1 cbm/sek Flußwasser 66,6 l Abwasser abgelassen werden.

Wenn man für die stündliche Größtwassermenge pro Kopf 10 l zugrunde legt, so würden auf 1 cbm/sek Flußwasser $\frac{3600 \cdot 1000}{15 \cdot 10} = 24\,000$ Einwohner kommen dürfen.

Fleck¹⁾ berechnet die zulässige Einwohnerzahl E aus der Flußwassermenge q in cbm/sek und aus der Geschwindigkeit v in m/sek durch die Formel:

$$E \leq 10\,000 q \cdot v .$$

Hiernach würden bei $v = 1$ nur 10 000 Einwohner auf 1 cbm Flußwasser entfallen dürfen.

Baumeister²⁾ will außer der Geschwindigkeit die vollständige oder teilweise Mitführung der Fäkalien berücksichtigt sehen und ferner durch einen Verschmutzungsbeiwert auch dem Reinheitsgrad des Vorfluters usw. Rechnung tragen. Er setzt:

$$E \leq \frac{86\,400 \cdot q \cdot v}{(1 + c) \cdot k} .$$

k bedeutet den Verschmutzungsbeiwert, dessen kleinster Wert 5 sein soll. Der Wert von c wird zu 1, wenn alle Fäkalien in die Kanäle gelangen und zu 0, wenn sie vollständig gesondert abgeführt werden und nicht in den Fluß gelangen.

¹⁾ Fleck, XII. und XIII. Jahresbericht der kgl. chem. Zentralstelle für öffentliche Gesundheitspflege in Dresden 1834.

²⁾ Baumeister, Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspflege 1892, S. 467.

Hiernach würden auf je 1 cbm/sek Flußwasser bei einer Geschwindigkeit von $v = 1$ m/sek bei einer Schwemmkanalisation, also bei $c = 1$ höchstens die Abwässer und Abgänge von $E = \frac{86400}{2 \cdot 5} = 8640$ Einwohnern ungereinigt in den

Fluß abgelassen werden dürfen. Fällt v auf 0,5 m/sek, so verringert sich die zulässige Einwohnerzahl für 1 cbm/sek Flußwasser auf 4320.

Frühling¹⁾ schlägt als einzigen Maßstab die Menge des zur Oxydation der gelösten organischen Stoffe erforderlichen Kaliumpermanganats (KMnO_4) vor und berechnet das zulässige Mischungsverhältnis x , wenn der Bedarf an KMnO_4 beträgt:

für das Flußwasser oberhalb der Einlaßstelle der

Abwässer a mg für 1 l

für das Kanalwasser b mg für 1 l

und wenn derselbe für das Flußwasser nach vollständiger Mischung mit dem Kanalwasser m mg betragen darf, also $\frac{a \cdot x + b}{x + 1} = m$ zu $x = \frac{b - m}{m - a}$

Je kleiner m angenommen wird, um so größer wird x . Will man x verkleinern, d. h. ein stärkeres Mischungsverhältnis zulassen, so müßte man durch vorherige Reinigung der Abwässer den Verbrauch b an KMnO_4 verringern. m ist nach Erfahrungsgrundsätzen zu wählen, z. B. $m = 20$ bis höchstens 50 mg.

Für den auf Grund des Local Government act von 1888 für die Flußgebiete des Mörsey und Irwell gebildeten Zweckverband (Joint-Committee) ist bestimmt, daß das gereinigte städtische Abwasser in diesen beiden Flußgebieten auf 1 l nur 1,4 mg Albuminoidammoniak enthalten und nicht mehr als 14,3 mg Sauerstoff oder 57,2 mg Kaliumpermanganat in der Vier-Stundenprobe²⁾ verbrauchen darf.

Die Bestimmung einwandfreier Grenzwerte muß der Zukunft vorbehalten bleiben. Die bisher angestellten Versuche sind hierfür noch bei weitem nicht ausreichend³⁾.

Für die Selbstreinigung der Flüsse kommen mechanische, chemische und biologische Vorgänge in Betracht.

a) Die mechanische Ablagerung der Sink- und Schwebestoffe findet am stärksten in der Nähe der Ausmündung der Abwässerkanäle statt. Man muß deshalb die Ausmündung möglichst nahe dem tiefen Wasser und dem Stromstrich legen (Fig. 76 und 77). Bei Ausmündungen an flachen Ufern sind bei stark verunreinigten Abwässern übler Geruch, Blasenbildungen und auftreibende Schlammfladen zu befürchten. Bei schnellfließenden Vorflutern liegen die Verhältnisse günstiger als bei langsamfließenden.

b) Die chemische Reinigung wird hauptsächlich durch den Sauerstoffgehalt des Wassers bedingt. Größere Geschwindigkeit des Wassers begünstigt die Aufnahme von Sauerstoff und gute Mischung von reinem und schmutzigem Wasser.

c) Die biologische Reinigung vollzieht sich durch die Kleinlebewelt.

Man wird im allgemeinen bei langsamfließenden Flüssen und erst recht bei Ableitung des Abwassers in geschlossene Binnenseen wenigstens eine Befreiung des Trockenwetterabflusses von dem absitzbaren Teil der ungelösten Stoffe verlangen. Ähnlich verhält es sich mit der Einleitung von Abwässern ins Meer, wenn nicht ein starker Küstenstrom die Schwebestoffe fortführt oder eine ständige Brandung die Zersetzung der Schwebestoffe durch eine gute Verteilung derselben und durch die Aufnahme von Sauerstoff ins Wasser begünstigt. Daß sich die Zersetzung der organischen Stoffe stets unter Mitwirkung der Bakterien vollzieht, ist zwar längst einwandfrei

¹⁾ Frühling, a. a. O., S. 433.

²⁾ Vierstündige Einwirkung der Permanganatlösung bei Zimmerwärme.

³⁾ Vgl. die Verordnung betreffend Fürsorge für die Reinhaltung der Gewässer, erlassen von dem preussischen Ministerium im Jahre 1901.

nachgewiesen, auch kann die durchschnittliche Keimzahl in 1 ccm unmittelbar hinter der Ausmündungsstelle der Kanäle verglichen mit der weiter unterhalb gefundenen ein Bild von der stattgefundenen Selbstreinigung gewähren. Indessen die Resultate solcher Untersuchungen sind so sehr abhängig von der Stelle des Flußquerschnitts, aus dem die Proben entnommen sind und werden so erheblich durch die zufällige Tagestemperatur bei der Probeentnahme usw. beeinflusst, daß es auf Grund der bis heute vorliegenden Untersuchungen noch nicht angezeigt erscheint, Grenzwerte in Keimzahlen für eine genügend fortgeschrittene Selbstreinigung aufzustellen. Auch darüber, in welcher Zeit Krankheitserreger und namentlich die Bacillen von Typhus, Ruhr, Cholera usw. im Wasser ihre Ansteckungsgefährlichkeit verlieren, sind die Akten noch nicht geschlossen. Zurzeit ist das bei weitem sicherste Mittel, die krankheitserregenden Keime des Abwassers zurückzuhalten, immer noch die Bodenberieselung mit Filtration.

B. Ausscheidung der Sperr- und Sinkstoffe.

Je nach den verschiedenen Vorflutverhältnissen kann die Aufgabe der Reinigung sein:

1. Nur die gröberen ungelösten Stoffe so weit abzufangen, daß eine Verunreinigung auf der Oberfläche des Flusses oder an den Ufern grobsinnlich nicht mehr wahrnehmbar wird. Hierzu sind Rechen und Sandfänge ausreichend.

2. Es kann diese Aufgabe in der Ausscheidung aller absitzbaren ungelösten Stoffe des Abwassers bestehen (Fällungsverfahren, Klärverfahren, Faulverfahren in Verbindung mit Einrichtungen zu 1).

3. Es kann diese Aufgabe noch dahin erweitert werden, aus den Abwässern ein Produkt zu machen, das überhaupt nicht mehr fäulnisfähig ist. Für diese Aufgabe stehen zurzeit nur die biologischen Methoden (Berieselungsverfahren, Franklandsche Bodenfiltration, die künstlichen biologischen Methoden) mit den Anlagen zu 1 und mit oder ohne die Anlagen zu 2 zur Verfügung.

a) Rechenanlagen.

Über Rechenanlagen und Tauchplatten vgl. S. 2125 und 2131, sowie Fig. 72 a bis c, Fig. 73 a und b und Fig. 94 und 95. Die Ansprüche an die Ausscheidung der ungelösten Stoffe haben sich in den letzten 2 Jahrzehnten mit Recht gesteigert, namentlich da, wo es sich um die direkte Einleitung der Abwässer in den Fluß handelt. In Bonn ist z. B. vor jede Ausmündungsstelle eines Kanals in den Rhein eine Klärschächanlage vorgebaut. Bei Trockenwetter fließt alles Wasser durch die Klärschächte, in denen Gitterkörbe mit 5 mm lichter Stabweite und mit Gitterklappböden aufgestellt sind. Schwerere Sinkstoffe und Schlamm fallen durch die Stäbe des Korbes in den Schlammelmer. Sobald eine achtfache Verdünnung der Kanalwässer eingetreten ist, fließt das Wasser über den Überfall, an welchem ein Tauchrechen die gröberen Schwebstoffe zurückhält (Fig. 105 a—b).

Durch eine liegende Rechenanlage, wie sie z. B. für Pfaffendorf bei Coblenz verwendet ist (Fig. 106 a—c)¹⁾, kann der Durchflußquerschnitt beliebig vergrößert werden, und zwar unabhängig von der Wassertiefe im Kanal. Außerdem haben die liegenden Rechen den Vorzug, daß man die am Rechen haftenden Schwebstoffe sehen und so leichter abkratzen kann.

Die zurückgehaltenen Schwebstoffe werden bei der Pfaffendorfer Anlage in eine Rinne befördert, aus welcher sie in einen Seitenschacht gelangen, um von hier in den Abfuhrwagen geschüttet zu werden. Das einmündende Profil ist ein 0,9 m hoher Eikanal, der Rechen hat eine Fläche von 2,5 auf 3,5 m und 25 mm Lichtweite zwischen den Stäben.

¹⁾ Dr. H. Salomon, Abwasser-Lexikon. Juni 1906. I, S. 350.

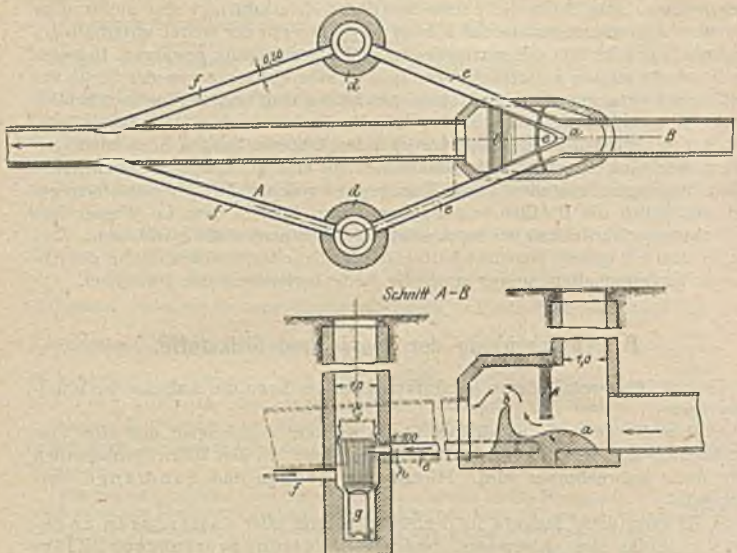


Fig. 105a und b. Kläranlage der Kanalisation Bonn. d Klärschächte, c Tauchrechen, g Schlammweimer.

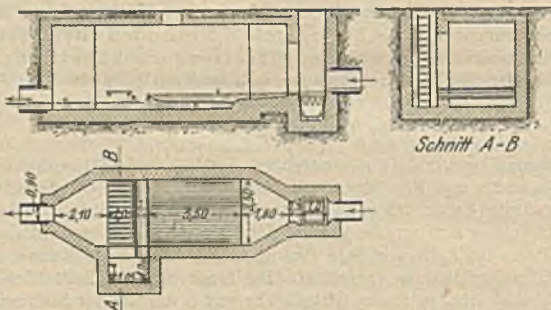


Fig. 106a bis c. Liegende Rechenanlage (Pfaffendorf bei Koblenz).

Grundsätzlich empfiehlt es sich, die Stäbe so zu gestalten, daß nach hinten zu eine Querschnittserweiterung eintritt, also wie in Fig. 107 a bis d. Die Durchflußfläche des Rechens ist möglichst so zu berechnen, daß immer nur kleine Geschwindigkeiten (bis 0,50 m/sek) in Betracht kommen können, selbst wenn sich bei größter Regenwassermenge etwa die Hälfte des Rechens verstopft haben sollte. Dann werden bei den Trockenwasserabflüssen die Geschwindigkeiten so klein, daß ein merklicher Aufstau durch den Rechen nicht

Fig. 107 a bis d. mehr erzeugt wird. Einem mit Hand zu reinigenden Feinrechen von weniger als 10 mm Stabweite wird man einen Grobrechen vorschalten müssen, damit sich der Feinrechen nicht zu leicht verstopft. Einen Fortschritt im Handbetrieb bedeutet es, wenn der Arbeiter das Abkratzen oder Abharken des Rechens mit Hilfe eines Kettenzuges bewirken kann und die abgeharkten Schwebestoffe direkt in einen Wagen ab-

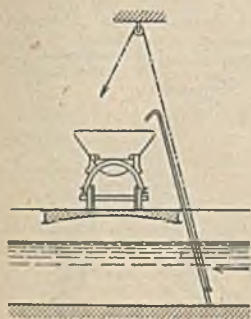


Fig. 108.

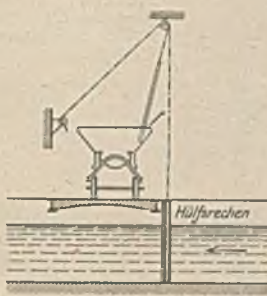


Fig. 109.



Fig. 110 a und b. Drehbarer Trommelrechen mit stehender Achse. (Berlin, System V, Holzmarktstraße.)

gestreift werden (vgl. Fig. 108), oder wenn der Rechen selbst hochgehoben und über Wasser gereinigt werden kann. An Stelle des hochgehobenen Rechens muß vorher natürlich ein Hilfsrechen gestellt werden (Fig. 109). Die maschinelle Reinigung kann geschehen entweder indem man die Rechen fest und die Bürsten und Harken beweglich, oder indem man die Bürsten und Harken fest und den Rechen beweglich, oder indem man beide Teile beweglich macht.

In der Pumpstation des Radialsystems V der Stadt Berlin, Holzmarktstraße, bildet seit 1905 eine drehbare Trommel mit lotrechter Achse und wagerechten Ringen den Rechen. Der Schmutz wird durch einen fest stehenden Abstreicher abgestrichen und sinkt zu Boden, um von hier mittels eines Baggers *b* in Kästen und von da weiter in Abfuhrwagen entleert zu werden¹⁾ (vgl. Fig. 110 a und b). Der Nachteil dieser Konstruktion besteht in der schlechten Zugänglichkeit des Spurzapfens, auch eine größere Anzahl von Bürsten wäre wünschenswert.

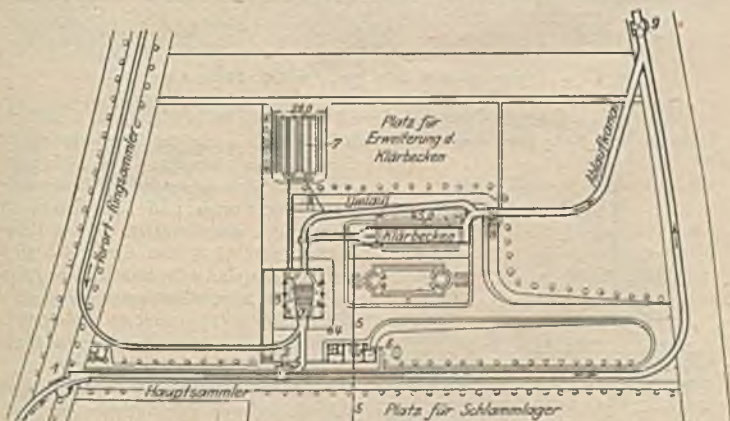


Fig. 111 a. Lageplan der Kläranlage für Köln.

1 Vorrechen, 2 Abzweigbauwerk, 3 Sandfang, Grob- und Feinrechen, 4 Reinwasserbrunnen, 5 Saug- und Druckleitung für Klärschlamm, 6 Betriebsgebäude, 7 Gruben für Rechenrückstände, 8 Absperrschieber bei Hochwasser, 9 Rückstauklappe mit Absperrschieber.

¹⁾ Ingenieurwerke in und bei Berlin. Festschrift zum 50jährigen Stiftungsfest des Vereins d. Ing. Berlin 1906, S. 234.

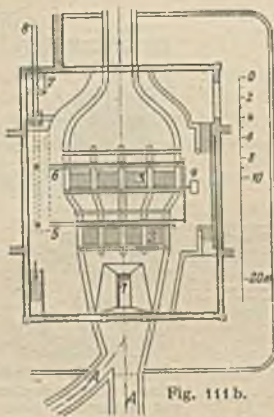


Fig. 111 b. Grundriß der Siebball mit Grob und Feinrechen. A Vorortringsammler und städtischer Hauptsammler, 1 Sandfang, 2 Grobrechen 3 Feinrechen, 4 Antriebsmotor, 5 und 6 Transportbänder, 7 Aufzug f. d. Kippwagen, 8 Gleis zu den Sammelgruben.

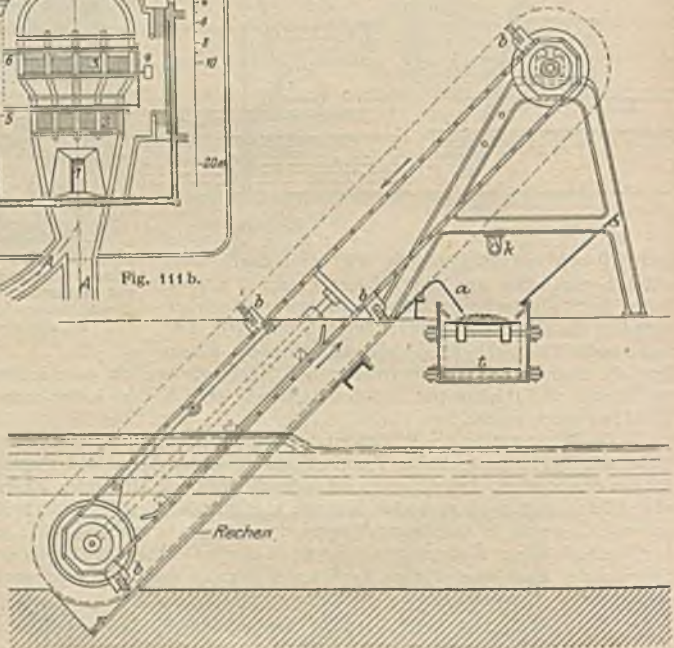


Fig. 111 c. Feinrechenanlage Köln (vgl. 3 in Fig. 111 b), Längenschnitt.

Als neuere Anlage eines fest stehenden Feinrechen ist in Fig. 111 a, b und c¹⁾ diejenige von Köln dargestellt. Hier wird die Reinigung des Rechen durch Stahlbürsten besorgt. Der Schlamm wird auf ein ummanteltes Transportband abgeworfen und von diesem in Kippwagen abgeschüttet. Den 4 Feinrechen von je 3 mm Stabweite und 2,8 m Breite sind 4 Grobrechen von 1,6 m Breite und 20 mm Stabweite vorgeschaltet.

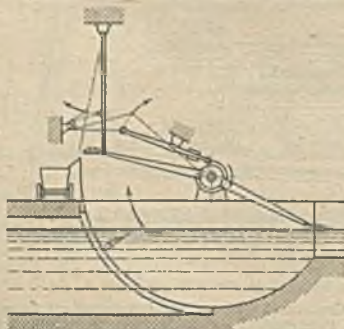


Fig. 112. Sektorrechen nach Riensch.

Bei *k* (Fig. 111 c) sitzt ein Kamm, welcher die noch etwa an den Bürsten *b* anhaftenden Schmutzteile abstreift.

Um die unter Wasser liegenden und deshalb schwer zugänglichen unteren Führungsscheiben zu vermeiden, ist von Riensch ein Sektorrechen vorgeschlagen, welcher aus kreisförmig gekrümmten Stäben besteht (Fig. 112)

¹⁾ A. Frühling, Die Entwässerung der Städte. Handbuch der Ing.-Wissenschaft IV. Bd., 2. Hälfte, S. 493. 1910.

und bei dem die Entfernung der zurückgehaltenen Schmutzteile durch drehbare, über Wasser gelagerte Abstreicher erfolgt. Von diesen Abstreichern wird der Schmutz in die Transportwagen oder auf ein Transportband entleert mit Hilfe eines Wischers, der durch eine auf der Achse der Abstreicher befestigte Steuerungsscheibe nebst Hebel und Kettenzug angetrieben wird.

In Bromberg und Insterburg hat Metzger die wünschenswerte Lagerung der Führungsscheiben außerhalb des Wassers durch Anwendung von Flachrechen *r* erreicht (vgl. Fig. 113 a bis c).

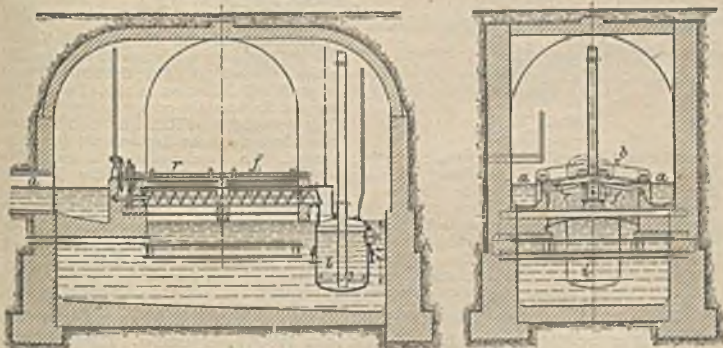


Fig. 113 a bis c. Liegender Rechen mit mechanischer Abstreichvorrichtung nach Metzger (Bromberg).

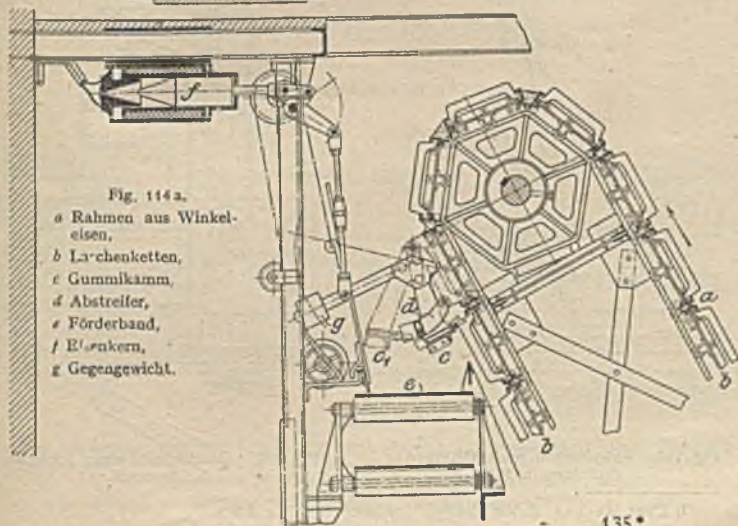


Fig. 114 a.

- a Rahmen aus Winkel-
- eisen,
- b Ketten,
- c Gummikamm,
- d Abstreifer,
- e Förderband,
- f Rollen,
- g Gegengewicht.

Die Flachrechen haben 3—5 mm Stabweite und zusammen viermal so viel Querschnitt wie die Zuführungsrienen *a*. Die Streifbleche *b* an den Ketten sind mit auswechselbaren Bürsten versehen. Letztere schieben den am Rechen zurückgehaltenen Schmutz in die Schnecke *f* und diese befördert denselben in den Behälter *i*.

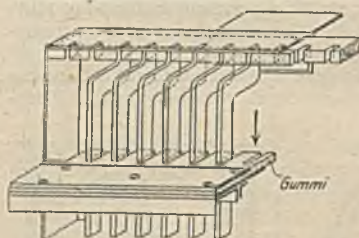


Fig. 114 b.

ist und welche ihrerseits auf den endlosen Ketten *b* ruhen. Das Abnehmen der an den Stäben haftenden Stoffe erfolgt durch einen Hartgummikamm (Fig. 114 b). Hierbei greifen die Zähne des Kammes über die Rechenstäbe und die von den Vorderkanten und Seitenflächen abgestrichenen Schmutzteile sammeln sich auf der oberen Fläche des Kammes. Sobald ein Kettenstab vorüber ist, schwingt der Kamm, früher durch eine elektromagnetische, neuerdings durch eine mechanische Vorrichtung angetrieben, unter dem mit Gummileiste versehenen Abstreicher *d* hinweg nach *c*. Die Stoffe fallen dort auf ein Förderband und der Gummikamm kehrt so rechtzeitig in seine ursprüngliche Lage zurück, um noch das inzwischen herangekommene neue Stabfeld zu reinigen. Wegen der Gesamtanordnung in Hamburg vgl. Fig. 115 a—c auf Seite 2149.

Der neuerdings mehrfach verwendete Flügelrechen wurde zuerst von dem Klärmeister Schneppendahl in Wiesbaden (1899) hergestellt. Hierbei ist es wichtig, daß die Grube des Rechens nicht zu groß und tief wird, damit keine zu starke Ablagerung in ihr stattfindet. Die Grubentiefe *m* (vgl. Fig. 116) ist $= h \left(\frac{1}{\cos \alpha} - 1 \right)$, die Länge $l = 2 h \cdot \operatorname{tg} \alpha$ und der Winkel $\alpha = \frac{360}{2n}$, wenn die Flügelzahl mit *n* bezeichnet wird. Es wird also α um so kleiner, je größer die Flügelzahl ist und infolgedessen nimmt auch *m* mit wachsender Flügelzahl ab.

Der für die Frankfurter Kläranlage verwendete, vom Stadtbauinspektor Uhlfelder in Frankfurt a. M. konstruierte Flügelrechen ist fünfzflügelig (Fig. 116).

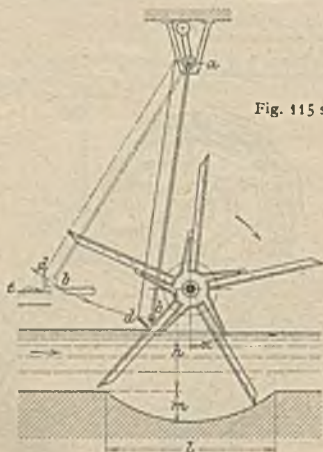


Fig. 116. Flügelrechen nach Uhlfelder (Frankfurt a. M.).

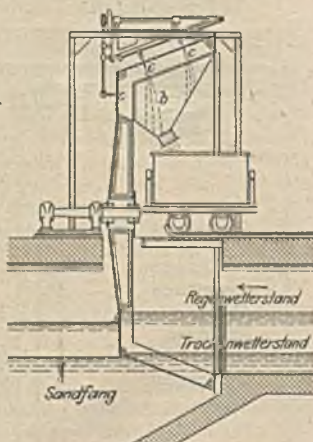


Fig. 117. Durchschnitt einer konische Siebtrommel.

¹⁾ Curt Merkel, Z. Ver. deutsch. Ing. 1906, S. 168 und 203.

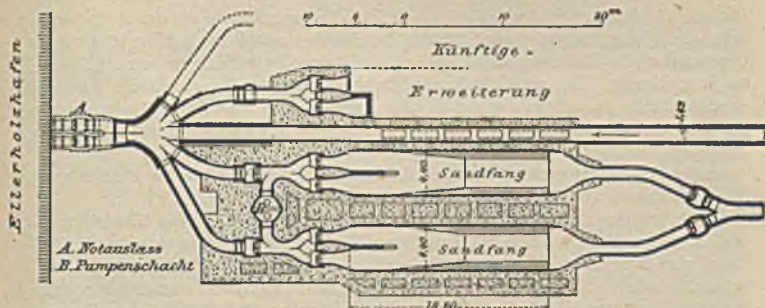


Fig. 115a. Grundriß in der Höhe der Zulaufkanäle. 1:750.

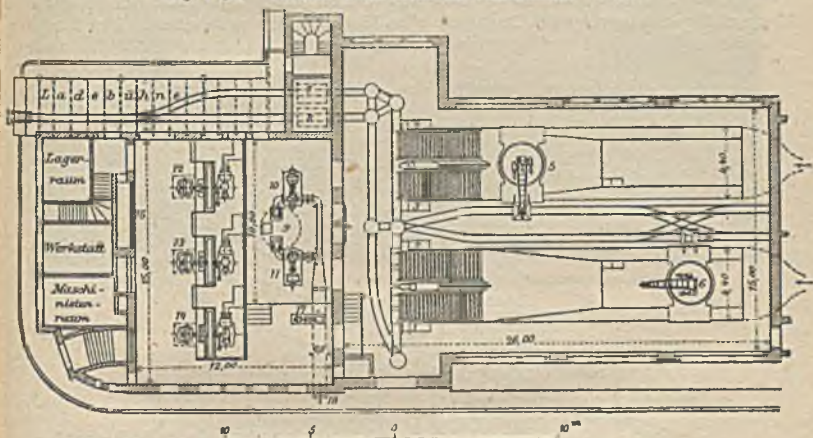


Fig. 115b. Grundriß in Sockelhöhe. 1:450.

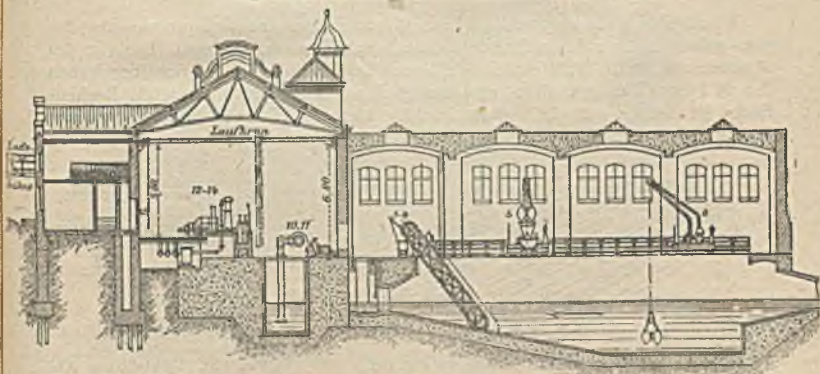


Fig. 115c. Längenschnitt. 1:450.

1—4 Rechenmotoren, 5—6 Greifbagger, 7—8 Aufzüge, 9 Pumpenschacht, 10, 11 Schleuderpumpen mit Elektromotoren, 12—14 Dynamos und Dieselmotoren, 15, 16 Schaltbretter, 17 Luftpumpe zum Antrieb der Pumpen, 18 Druckleitung zur Elbe.

Fig. 115a bis c. Sandfang und Rechenanlage für das südliche Elbufer zu Hamburg.

Um die Durchblegung der Flügel möglichst einzuschränken, ist die Rechennabe konsolartig ausgebildet. Der Stababstand des Rechens beträgt hier 10 mm, der Querschnitt der Stäbe 4 auf 30 mm; die Zahl der Umdrehungen beträgt $2\frac{1}{2}$ —5 in einer Minute. Die an Gelenken a drehbaren Abstreifer d und die Bürste b werden durch die Bewegung des Rechens nach der Spitze des Flügels hin vorgezogen und die auf diese Weise ebendahin geförderten Schmutzteile auf ein Transportband geschüttet¹⁾.

Eine Art Flügelrechen mit gekrümmten Flügeln wird unter dem Namen Siebschaukelrad von Geiger in Karlsruhe gebaut²⁾.

Zu erwähnen sind dann noch die zylindrischen oder konischen Siebtrommeln und ähnliche Konstruktionen. Ingenieur Windschild³⁾ setzt vor den Zuflußkanal eine konische Siebtrommel mit horizontaler Triebachse. Die aufgefängenen Schwebestoffe werden durch Druckluft abgeblasen (Fig. 117), was sich besonders bei Abwässern von Webereien, Spinnereien, Färbereien u. dgl., bei denen Gewebefasern in Massen auftreten, bewährt hat. Durch geeignete Dichtungsringe und sorgfältige Abdrehung des Trommelrandes läßt sich eine ausreichende Dichtung zwischen Kanalrand und Siebtrommel erzielen.

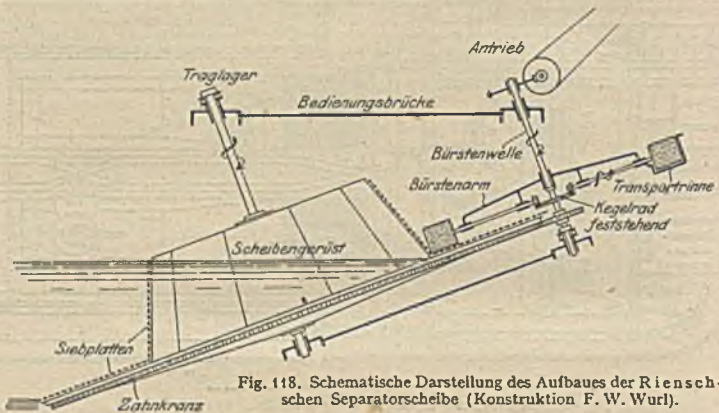


Fig. 118. Schematische Darstellung des Aufbaues der Rienschenscheibe (Konstruktion F. W. Wurl).

Häufige Verwendung hat die Rienschsche Siebscheibe (Separatorscheibe) bereits gefunden, so z. B. in Dresden, Graudenz, Dirschau, Ostrowo. Die von der Maschinefabrik F. W. Wurl in Weißensee bei Berlin gebauten Scheiben haben den in Fig. 118 dargestellten typischen Aufbau. Von der vorhandenen Rechenfläche ist immer nur ein verhältnismäßig kleiner Teil außer Wasser und die Reinigung dieses Teiles erfolgt so wirksam und so oft, daß es möglich wird, die



Fig. 119. Einzelheiten der Scheibe zu Fig. 118.

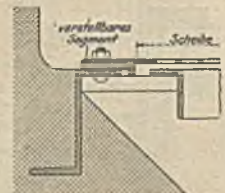


Fig. 120. Verstellbarer Abdichtungsrand zu Fig. 118.

¹⁾ Das städtische Tiefbauwesen in Frankfurt a. M., herausgegeben vom städtischen Tiefbauamt Frankfurt a. M. 1903.

²⁾ Beschreibung mit Abbildungen einer Versuchsanlage mit dem Siebschaukelrad in Straßburg befindet sich in der Zeitschrift „Gesundheit“ 1909, Nr. 17.

³⁾ In Cossebaude bei Dresden.

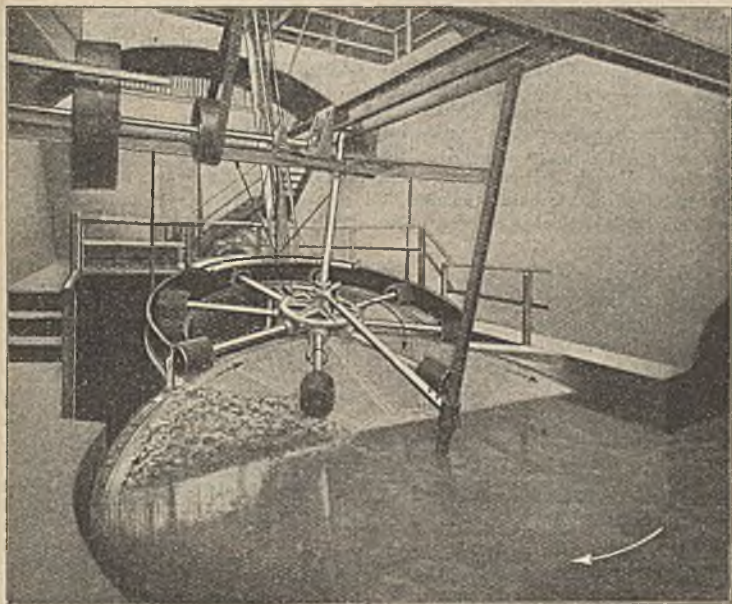


Fig. 121. Rienschsche Separatorscheibe für die Versuchsanlage in Dresden.

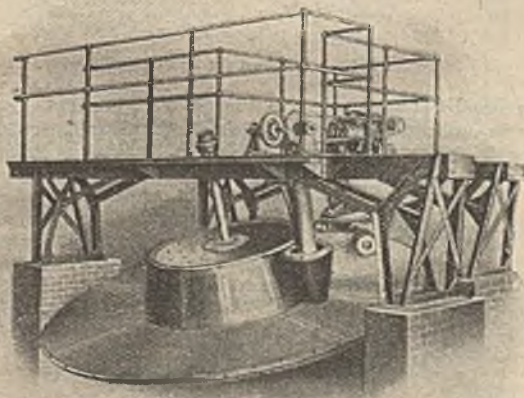


Fig. 122. Vorrichtung zum Reinigen des Siebkonus.

Sieböffnungen (vgl. Fig. 119) auf $1\frac{1}{2}$ mm zu beschränken und damit auch feinere Schwebstoffe zurückzuhalten. Die Dichtung der Scheibe gegen den Mauerrand erfolgt durch einen verstellbaren Abdichtungskranz, der genau justiert werden kann (Fig. 120). Mit Ausnahme des unteren Spurlagers, welches von unten durch Drucköl geschmiert und wasserdicht abgeschlossen ist, sind alle anderen Lager zugänglich. Fig. 121 zeigt die Versuchsanlage in Dresden mit

einer Scheibe von 4,5 m Durchmesser. Diese Anlage konnte 4—700 l/sek Schmutzwasser bewältigen. Die Schlitzte der Siebe sind 2 mm breit, 30 mm lang und konisch nach unten erweitert. Eine Vorrichtung zum Reinigen des Siebkonusse zeigt Fig. 122. Die neuerdings für Dresden gelieferte Scheibe hat 8,0 m Durchmesser und 1,5 mm weite Schlitzte.

Durch Stab-Feinrechen werden im allgemeinen nicht mehr als 10% der im Abwasser befindlichen ungelösten Stoffe in Trockenmasse gemessen zurückgehalten. Bei siebartigen Rechen mit mechanischer Reinigung nach Art der Siebtrommel und Separatorscheibe läßt sich die Wirkung erheblich steigern. Abschließende Zahlenergebnisse liegen unseres Wissens aber bis heute noch nicht vor.

b) Sandfänge.

Ebenso wie die Rechenanlagen sind auch die Sandfänge in den letzten Jahrzehnten erheblich vervollkommenet. Um die Rechenanlage, namentlich wenn sie feinmaschig ist, den Angriffen des Sandes möglichst wenig auszusetzen, wird man den Sandfang am besten vor der Rechenanlage anordnen.

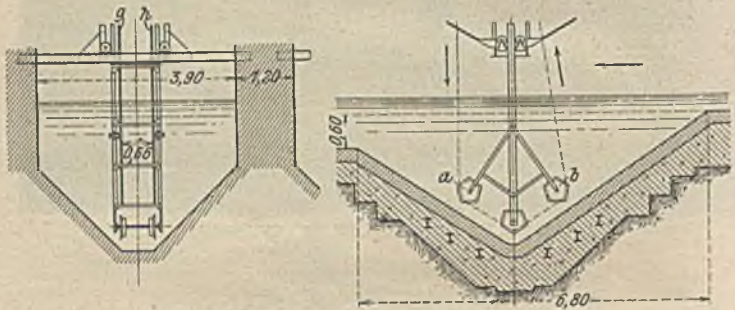


Fig. 123 a und b. Sandfang der Kläranlage Elberfeld.

Die Geschwindigkeit des Wassers wird im Sandfang auf etwa 0,25 m/sek zu verringern sein, wobei der Teil des Querschnittes, welcher unter der ideellen Verlängerung der Sohle des Zuführungskanals liegt, nicht mit in Rechnung zu stellen ist.

Kleinere Geschwindigkeiten zu nehmen empfiehlt sich nicht, wenn man vermeiden will, daß sich im Sandfang auch Schlamm in erheblicher Menge absetzt. Bei Ausbildung der Sohlenform des Sandfanges ist besonders auf die leichte und billige Art der Beseitigung des Sandes während des Betriebes Rücksicht zu nehmen. Bei der für die Kläranlage Elberfeld gewählten Form (Fig. 123 a und b) liegt die Sohle des Ausflusses um 0,6 m niedriger als die des Zuflusses, um die



Fig. 124.

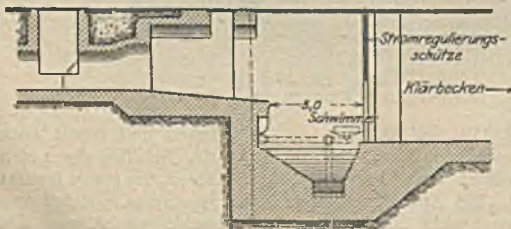


Fig. 125. Sandfang des Kölner Klärbeckens.

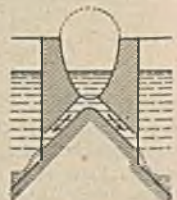


Fig. 126.

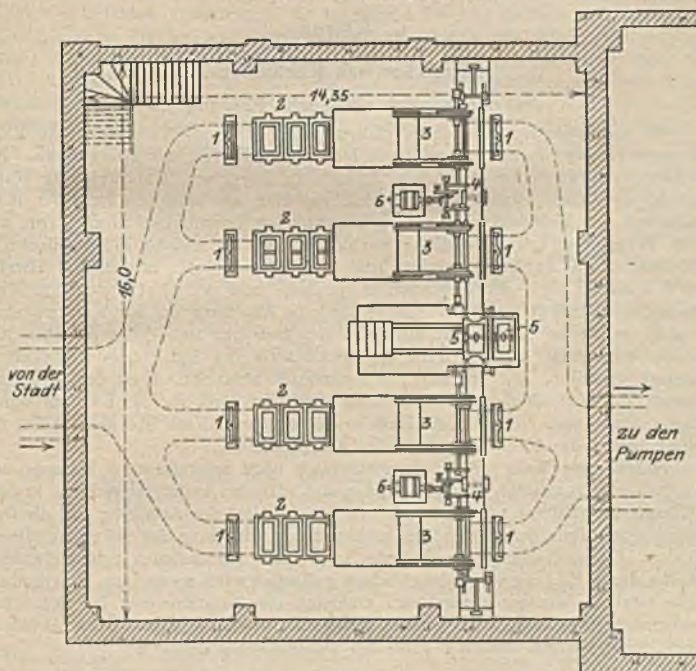
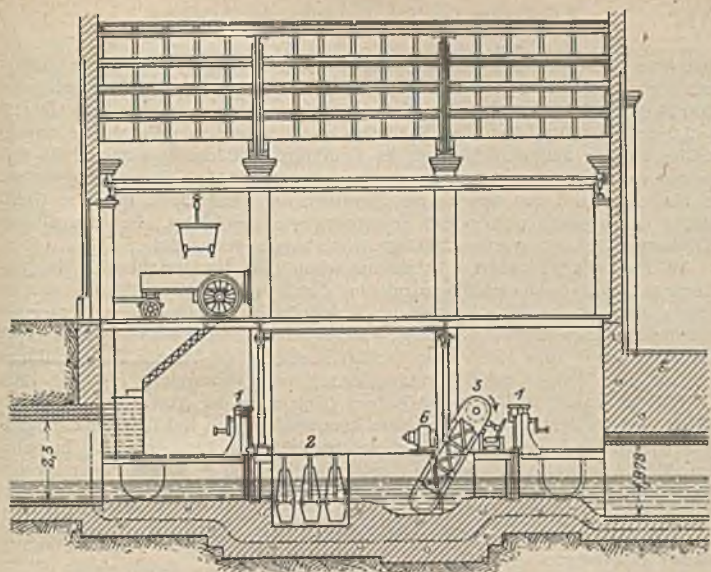


Fig. 127 a und b. Sandfang und Rechenanlage der Kanalisation in Berlin-Schöneberg.
 1 Schieber, 2 Körbe für Sinkstoffe, 3 Rechen, 4 Transportbänder, 5 Förderwagen
 für die Rechenstoffe, 6 Antriebsmotor, - - - Isolierung gegen Grundwasser

langsamer sinkenden Schwebestoffe möglichst nicht in den Sandfang zu bekommen. Geschwindigkeit des Wassers 0,25 m/sek, die Durchflußzeit also $680 : 25 \cong 27$ Sek., so daß alle Schwebestoffe, welche langsamer als $60 : 27 = 2,2$ cm/sek fallen, über den Sandfang hinwegschweben. Als andere zweckmäßige Formen können diejenigen des Frankfurter Klärbeckens (Fig. 124), diejenigen von Cöln (Fig. 125) und von Hamburg (Fig. 115a—c) genannt werden. In Hamburg wird aus dem langen Sandfang der Sand durch fahrbare Greifbagger herausgeholt und in die Transportwagen geschüttet. Bei den älteren Hamburger Anlagen wurden fahrbare Eimerbagger verwendet.

W. Parje¹⁾, Frankfurt a. M. machte schon 1882 den Vorschlag, in den Zuführungskanälen Sohlenschlitze anzulegen, durch welche die schweren, sich im wesentlichen an der Sohle bewegenden Sinkstoffe in die mit klarem Wasser gefüllten Sandfänge abgeführt werden, während die leichteren Schwebestoffe durch das Kanalprofil zum Klärbecken geführt werden. Das Wasser der Sandfänge wird auf diese Weise durch Schmutzwasser nur wenig verunreinigt (vgl. Fig. 126).

Bei der Anlage in Berlin-Schöneberg (Reinigung der Abwässer auf Rieselfeldern) ist das System der beweglichen herausnehmbaren Behälter für die Sandfänge (ähnlich wie bei Rinnenschächten) gewählt (Fig. 127a und b). In jeden der vier Zweigkanäle sind je drei Sandfangkästen von je 1 cbm Fassungsraum eingeschaltet, welche mit einem elektrisch angetriebenen Kran in die Abfuhrwagen gehoben werden.

Durch Sandfänge werden normal ca. 5% der ungelösten Stoffe (Trockenmasse) aufgefangen.

C. Klärung.

Klärbecken und Klärbrunnen.

a) Mechanisch-chemische Klärung²⁾.

Am bekanntesten sind die Verfahren nach Müller-Nahnsen mit Klärbrunnen (Anlage in Halle) und nach Röckner-Rothe mit Klärtürmen. Als Zusatzmittel dient hauptsächlich Ätzkalk in Form von Kalkbrei oder Kalkmilch, weil dieses Zusatzmittel verhältnismäßig am billigsten ist. Der Kalk geht mit der Kohlensäure der sich zersetzenden organischen Stoffe sowie mit den Fettsäuren schwer lösliche Verbindungen ein, welche in grobflockigen Niederschlägen zu Boden sinken und die Schwebestoffe mitreißen. Hierbei wird auch ein Teil der Bakterien mitgerissen und der Rest durch den Kalk in seiner Tätigkeit gelähmt. Je reicher die Abwässer an Kohlensäure sind, um so größer ist der Bedarf an Kalk, der zwischen 100—300 g pro cbm Abwasser schwankt. Da der Kalk die Eiweißstoffe des Schlammes zum Teil in Lösung überführt und vorhandenes Ammoniak austreibt, so ist der Schlamm, dessen Masse durch den Kalk erheblich vermehrt wird, für die Landwirtschaft wenig brauchbar. Sobald aller Kalk in kohlensauren Kalk übergeführt ist, beginnt wieder die Fäulnisfähigkeit des Klärproduktes.

Neben dem Kalk werden hauptsächlich noch schwefelsaure Tonerde und Eisensalze (Eisensulfat, Eisenalaun) benutzt. Hierbei verbindet sich die in dem Fällmittel enthaltene Schwefelsäure mit den Alkalien der Abwässer und die freigewordenen Teile der Verbindung sinken unter Mitnahme der Schwebestoffe zu Boden. Da auch der größte Teil des im Wasser vorhandenen Schwefelwasserstoffes durch Bildung von Schwefelsäure gebunden wird, so sind am Klärprodukt üble Gerüche weniger bemerkbar. Obgleich die Zusatzmengen bei den letztgenannten Klärmitteln geringer sein können als bei Ätzkalk, so ist das Verfahren doch nicht billiger, weil der Preis des Rohmaterials höher ist.

¹⁾ Rudolf Hauptner, Wien, Ein altes Abwasserklärverfahren. Gesundheits-Ingenieur 1910, Nr. 30.

²⁾ J. König, Verunreinigung der Gewässer. 2. Aufl. Berlin 1899, Bd. I.

Da es durch keines der genannten mechanisch-chemischen Fällungsmittel gelingt, mehr als höchstens 20—30% der gelösten Stoffe mit auszuscheiden, so bleiben die Klärprodukte noch fäulnisfähig. Von den ungelösten Schwebestoffen können allerdings bis zu 90% ausgeschieden werden. Indessen die Kosten der Reinigung sind verhältnismäßig hoch, und da man mit Kläranlagen ohne chemische Fällungsmittel bei normalen städtischen Abwässern eine für praktische Zwecke ausreichende Ausscheidung der ungelösten Stoffe zu erzielen vermag, so verzichtet man in Deutschland bei neuen Kläranlagen zur Ausscheidung der ungelösten Stoffe meist auf Zusatzmittel, auch sind mehrere ältere Anlagen entsprechend umgebaut. Für die Reinigung von Fabrikwässern bleibt die Verwendung von chemischen Zusatzmitteln aber oft unentbehrlich.

Die größten mit Zusatzmittel arbeitenden Kläranlagen städtischer Abwässer befinden sich in Barking und Crossneß unterhalb London, wo täglich etwa 900 000 cbm Abwässer unter Zusatz von Kalk und Eisensulfat in einer größeren Reihe von Becken von zusammen 200 000 cbm Inhalt geklärt werden, und wo ca. 6000 cbm Schlamm täglich durch 6 Dampfer von je 1000 cbm Inhalt in die Nordsee versenkt werden.

Durch Zusatz von Kohlen- oder Torfbrei zur schwefelsauren Tonerde läßt sich ein so großer Teil auch der gelösten organischen Stoffe ausscheiden (Herabsetzung der Oxydierbarkeit um 70—90%), daß die Fäulnisfähigkeit des Klärproduktes sehr erheblich verringert wird. Es wird auch dadurch möglich, den Schlamm als Brennmaterial mit einigem wirtschaftlichen Nutzen zu verwenden.

In England gehört zu den ältesten Klärmethoden das A-B-C-Verfahren, welches neben Alaun, Blut und Clay (Ton) bereits feinpulverisierte Holzkohle verwendete.

In Deutschland hat der Chemiker Dr. Degener¹⁾ das nach ihm benannte Kohlebreiverfahren ausgebildet. Er verwendet 1—2 kg gemahlene Braunkohle oder 2,5—4 kg Torfbrei auf 1 cbm Abwasser und setzt zur Wiederausscheidung dieser spezifisch leichten Beimengungen 100—300 g Eisensulfat zu. In den von Wilhelm Rothe & Co. in Berlin für das Kohlebreiverfahren gebauten Klärtürmen (Heberkessel) werden 95—96% der Schwebestoffe gefällt und durch den Kohlebreizusatz außerdem die fäulnisfähigen gelösten Stoffe des Abwassers soweit ausgeschieden, daß die Oxydierbarkeit um 70—90% herabgesetzt wird. Wenn der Wassergehalt des Schlammes in Filterpressen auf 40—60% und durch Lufttrocknung alsdann noch weiter bis 10 und 15% verkleinert ist, läßt sich das Produkt zur Wärmezeugung (1700—1800 Wärmeinheiten pro 1 kg, wovon 10—30% auf die Schmutzstoffe entfallen) verwenden. Anlagen nach dem Degenerschen Kohlebreiverfahren befinden sich u. a. in Elbing, Potsdam, Spandau, Tegel, Cöpenick, Oberschöneweide bei Berlin. Zur bestmöglichen wirtschaftlichen Verwendung des Schlammes sind auch in Cöpenick Versuche mit Vergasung gemacht²⁾ u. 3). Die Schlammausscheidung wird nicht in Heberkesseln, sondern in 190 m langen Becken bewirkt und der Schlamm wird nicht gepreßt, sondern in offenen Schuppen an der Luft getrocknet. Der getrocknete Schlamm wird aber ohne Vergasung direkt unter den Kesseln des Elektrizitätswerkes verbrannt.

b) Mechanische Klärung.

Klärbecken. Durch rein mechanische Klärung kann man mit Klärbecken oder Klärbrunnen von wirtschaftlich vertretbaren Abmessungen außer den Rechen- und Sandfangstoffen noch 60—70% der Schwebestoffe ausscheiden. Da die Schlammablagerung beim Eintritt des Abwassers in das Becken stets am stärksten ist, so wird man bei Klärbecken grundsätzlich die Sohle am Eintritt am tiefsten legen und sie nach dem Ausfluß zu ansteigen lassen. Als

¹⁾ † Braunschweig.

²⁾ W. Schweizer, Das Abwasserklärwerk der Stadt Elbing. Rothe-Degenersches Kohlebreiverfahren unter besonderer Berücksichtigung der Schlammvergasung. Journ. f. Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1911, Nr. 10, S. 231.

³⁾ Bruno Heine, Kanalisationswerk der Stadt Cöpenick. Zeitschrift „Gesundheit“ 1909, S. 577 u. f.

passende Geschwindigkeiten des Wassers im Klärbecken werden 4—20 mm/sek anzusehen sein. Der Querschnitt ist nach der größten Trockenwetterwassermenge zu bemessen. Bei kleiner Geschwindigkeit wird zwar die Schlammmenge größer, aber der Wassergehalt des Schlammes auch größer, so daß, nach Trockenmasse verglichen, mit kleineren Geschwindigkeiten erheblich größere Ausscheidungen nicht zu erzielen sind. Der geringere Wassergehalt erleichtert die Behandlung des Schlammes. Bei Festsetzung der Abmessungen des Klärbeckens ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß bei Regenwetter der nicht durch die Regenauslässe direkt abgeführte Teil der Regenwassermenge durch das Klärbecken fließen muß. Für die Berechnung wird bei Klärbecken meistens eine 3—5fach größere Wassermenge als der größte sekundliche Trockenwetterabfluß angenommen. Die Geschwindigkeit im Klärbecken darf nicht über 60 mm/sek steigen, damit der Schlamm nicht aufgewühlt wird.

Nach Frühling¹⁾ ergeben sich auf Grund der von Steuernagel in Cöln angestellten Versuche bei 1 und 2 m Wassertiefe und 20 und 4 mm Geschwindigkeit die in den verschiedenen Abschnitten des Beckens erforderlichen Schlammräume nach folgender Tabelle:

Tabelle III.

Erforderlicher Schlammraum bei einem Parallelbecken mit 4 und 20 mm Durchflußgeschwindigkeit für je 1000 cbm Durchflußmenge.

Beckenabschnitt	0—3	3—6	6—10	10—15	15—20	20—30	30—45	45—60	60—80 m	zusammen
bei 2 m Wassertiefe										
1. bei 20 mm Geschwindigkeit entsprechend einer Klärwirkung von .	1,262	0,351	0,200	0,193	0,154	0,174	0,069	0,085	0,163 cbm	2,651 cbm
	32,7	41,8	47,0	52,0	56,0	60,5	63,0	65,2	68,4 %	
2. bei 4 mm Geschwindigkeit entsprechend einer Klärwirkung von .	2,97	0,486	0,183	0,166	0,034	0,063	0,103	0,103	0,139 cbm	4,247 cbm mit stärkerem Wassergehalt
	52,0	60,5	63,7	66,6	67,2	68,3	70,1	71,9	74,3 %	
bei 1 m Wassertiefe										
3. bei 20 mm Geschwindigkeit entsprechend einer Klärwirkung von .	1,55	0,274	0,251	0,166	0,067	0,107	0,063	0,026	0,037 cbm	2,541 cbm
	41,8	49,2	56,0	60,5	62,3	65,2	66,9	67,6	68,6 %	
4. bei 4 mm Geschwindigkeit entsprechend einer Klärwirkung von .	3,46	0,29	0,11	0,06	0,06	0,14	0,19	0,07	0,1 cbm	4,480 cbm mit stärkerem Wassergehalt
	60,5	65,2	67,2	68,3	69,4	71,8	75,1	76,4	78,1 %	

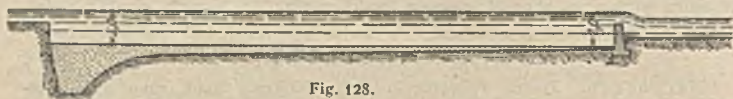


Fig. 128.

Schematisch dargestellt müßte daher die Beckensohle nach Fig. 128 geformt sein, wenn bei gefülltem Schlammraum die Schlammdecke ungefähr parallel zum Wasserspiegel stehen soll.

Nach obiger Tabelle erfolgt die Klärwirkung bei flachem Becken schneller als bei tiefem, man könnte erstere deshalb kürzer machen. Indessen wird bei flachem Becken wegen der größeren Breite die Anlage der Regulierungs- und Abschlußschützen kostspieliger. Auch wird die Verteilung des Schlammes un-

¹⁾ Frühling, a. a. O., S. 531.

gleichmäßiger. Die Länge des Beckens schwankt etwa zwischen dem 6- und 15fachen der Breite und muß sich nach den Anforderungen richten, welche bezüglich Ausscheidung der Schwebestoffe gestellt werden. Bei neueren Anlagen sind bei kleinen Geschwindigkeiten Längenmaße von 40—45 m, bei größeren Geschwindigkeiten 50—60 m mehrfach gewählt. Aufenthalt des Wassers im Becken bei größtem Trockenwasserabfluß 50 Minuten bis 3 Stunden.

Die Schützen beim Einlauf werden am besten nach unten verschieblich hergestellt, damit der Eintritt möglichst ruhig erfolgt. An der Ausflußseite des Beckens kann eine Überfallschwelle möglichst in ganzer Breite für den normalen Betrieb den ruhigen Abfluß gewährleisten. Zur ruhigen Entleerung eignen sich Klappschützen, wie sie beim Cölner Becken verwendet wurden (2 Öffnungen von je 3,7 m Lichtweite; Fig. 130), oder Gelenkschwimmer¹⁾ (Fig. 129), oder Jalousieschützen, bei welchen die einzelnen wagerechten Abflußöffnungen nacheinander in Tätigkeit treten. Eine derartige Schütze ist von Fischer für die Anlage in Rheydt (D.R.P. Nr. 145176) verwendet. Anfertigung durch die Geigersche Fabrik in Karlsruhe. Von der letztgenannten Fabrik wird auch ein Trommelschütz mit vertikaler Achse gebaut, welches einen in der Beckenwand angebrachten senkrechten, mit einem metallenen Rahmen eingefassten Schlitz abschließt.

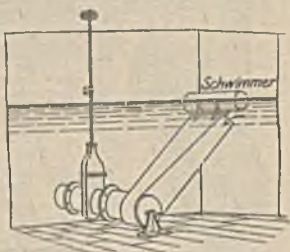


Fig. 129. Gelenkschwimmer.

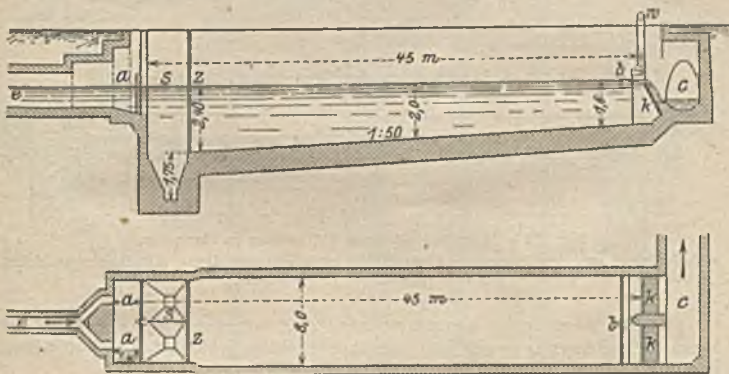


Fig. 130 a und b. Schematische Darstellung eines Kölner Klärbeckens. e Einlaufkanal, a Abschlussschützen, s Pumpensumpf, z Schützen zur Regelung des Zuflusses, b Schwimmbaum, k Klappschütz, w Winde zum Stellen des Klappschützes, c Ablaufkanal.

Die Schützöffnungen in Form stehender Rechtecke sind treppenförmig übereinander derart in der Zylinderwand angeordnet, daß die Schwerpunkte derselben in eine um den Zylinder herum beschriebene Schraubenlinie fallen. Wenn der Spiegel im Becken der untersten Kante des oberen Schützes nabekommt, wird der Zylinder so weit gedreht, daß die nächste Öffnung frei wird und auf diese Weise die Absenkung langsam und schichtenweise erfolgen kann.

Parallele Klärbecken sind u. a. verwendet in Frankfurt, Cöln, Hannover, Cassel, Mannheim, München-Gladbach usw.

Das Schema des Cölner Klärbeckens zeigt Fig. 130 a und b. Das Quergefälle des Beckens nach der Mitte beträgt 1:20.

¹⁾ Vgl. die Mitteilungen der Kgl. Prüfungsanstalt 1909, Heft 11.

Fig. 131 a zeigt die Situationskizze und Fig. 131 b den Längsschnitt der Anlage in Hannover¹⁾.

Da die Leine bei hohen Wasserständen sehr große Wassermengen führt, so ist die Einrichtung getroffen, daß unter Umständen auch ungeklärte Wasser in den Fluß abgelassen werden können. Die Durchflußgeschwindigkeit des Trockenwetterabflusses beträgt in Hannover nur 3 mm.

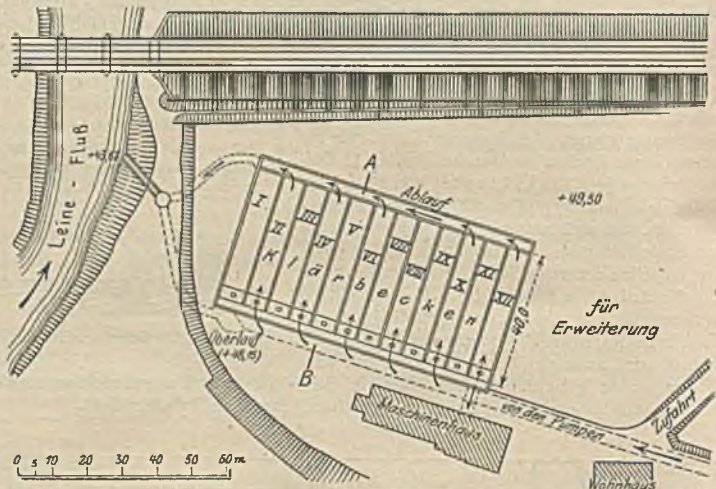


Fig. 131 a. Lageplanskizze der Kläranlage für Hannover.

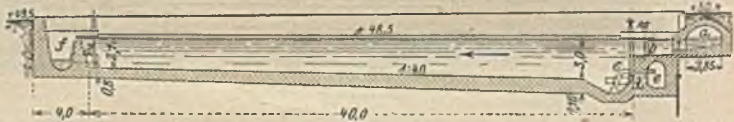


Fig. 131 b. Längsschnitt eines Klärbeckens in Hannover.

a Zuflußkanal von den Pumpen, b Einlaufschützen, c Schlammeileitung, d Entleerungsschieber, e Trübwasserkanal, f Ablaufkanal.

Für Cöln waren früher 4 mm Geschwindigkeit vorgeschrieben, auf Grund der Versuche von Steuernagel sind jetzt aber erheblich größere Geschwindigkeiten zugelassen.

In Mannheim beträgt die größte zugelassene Durchflußgeschwindigkeit bei Verdünnung mit Regenwasser nur 20 mm.

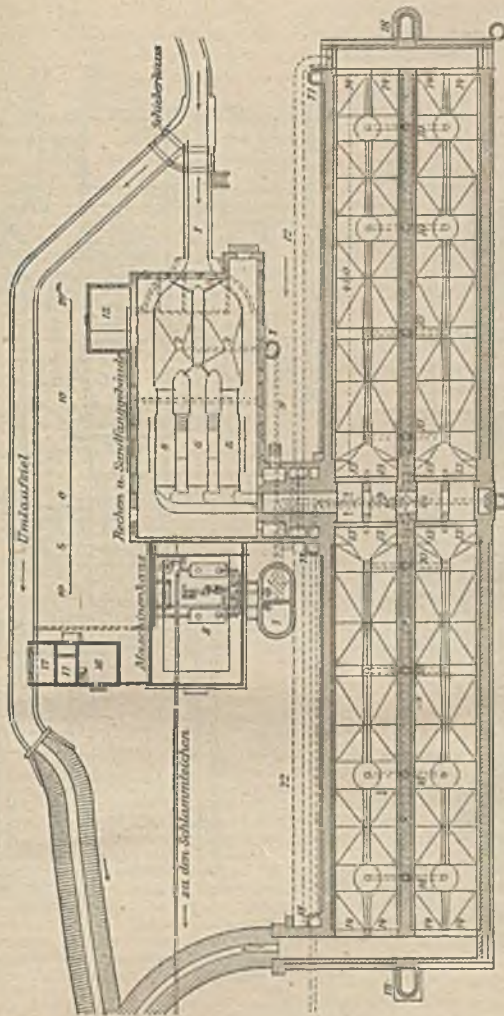
Es empfiehlt sich, die Becken mit möglichst glattem Material auszukleiden, wofür sich glasierte Klinker am besten eignen, wenn sie auch recht kostspielig sind.

Steuernagel empfiehlt die Schlammabeseitigung unter Entleerung des Beckens alle 2—4 Tage im Sommer und alle 3—5 Tage im Winter vorzunehmen.

Bei der vom Stadtbaurat Schönfelder²⁾ in Elberfeld entworfenen Anlage für diese Stadt und für Barmen ist durch Einbau trichterförmiger Schlammfänge in das Becken die Möglichkeit gegeben, den Schlamm während des Betriebes

¹⁾ Abwasser-Lexikon. II. Bd., 1. Lief., Jena 1906 und Frühling a. a. O., S. 554.

²⁾ Schönfelder, Die städtische Abwasser-Kläranlage von Barmen-Elberfeld. Mitteilungen der Kgl. Prüfungsanstalt 1907, Heft 8, S. 20 u. f.



Grundriß 1:750.

Fig. 112. Kläranlage für Elberfeld-Barmen. 1 Hauptsiel, 2, 3 Sandfänge, 4, 5 Flügelrechen, 6 Platz für einen dritten Rechen, 7 Schlammbrunnen, 8 Vakuumkessel und Pumpe, 9 Schlammableitungen, 10 Schlammventile, 11 Druckleitung nach den Schlammteichen, 12 Abfuhrleitung der rechtsliegenden Becken, 13 Einfüllbehälter, 14 Abflußschieber, 15 Schaltraum mit Umformer, 16 Werkstätte, 17 Lagerstätte, 18 Einsteigebohrung

zu beseitigen (Fig. 132 u. Fig. 133 a bis d). Aus diesen Schlammtrichtern wird der Schlamm durch den Wasserdruck zu den Schlammbrunnen Nr. 7 gedrückt und von hier durch Pumpwerke zu den Schlammteichen weiter befördert. Bevor das Wasser in die Klärbecken gelangt, muß es erst Flügelrechen und Sandfang passieren. Die Schlammmentleerung erfolgt in der Regel alle 24 Stunden einmal.

Die Parallelbecken werden meistens offen hergestellt. Überwölbung wird da nötig, wo die Kläranlagen sich in unmittelbarer Nähe von Wohnstätten befinden. In dem Falle sind sie möglichst durch Anschluß an einen Schornstein oder durch besondere Ventilationsschächte sorgfältig zu lüften.



Fig. 133 a. Längenschnitt eines Beckens 1:400.

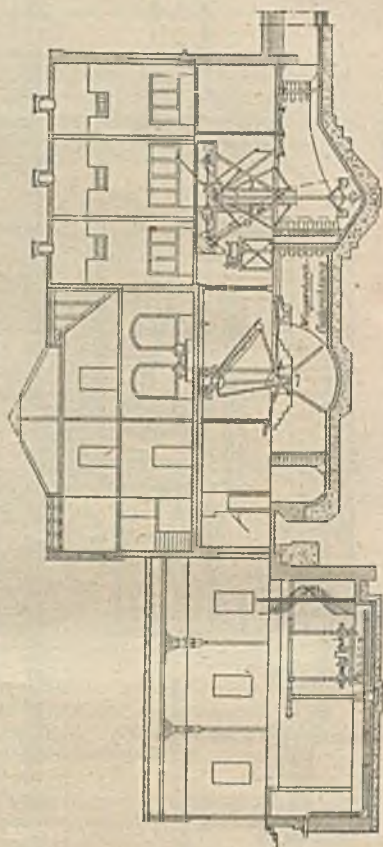
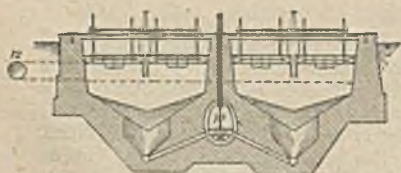
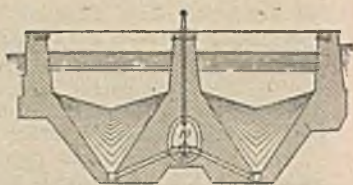


Fig. 133 d. Längenschnitt durch Sandfanggebäude und Maschinenhaus 1:400.



Querschnitt bei A.

Fig. 133 b. Querschnitt eines Beckens 1:400



Querschnitt bei B.

Fig. 133 c.

Klärbrunnen. Zur Erleichterung der Schlammabeseitigung werden anstatt der Klärbecken vielfach auch Klärbrunnen gebaut, bei welchen die Bewegung des Wassers von unten nach oben stattfindet und der Schlamm sich in der trichterförmigen Sohle ansammelt.

In Dortmund wurde das Wasser in einem Zuführungsrohr in den Brunnen bis zum Rande des Schlammkegels geführt und dort durch sternförmige Verteiler gleichmäßig auf den Brunnenquerschnitt verteilt. Die Steighöhe des Brunnen von 6,5 m Durchmesser betrug rund 8,0 m, und um auch oben den Abfluß gleichmäßig zu gestalten, war ein System von Rinnen ein wenig unter dem normalen Spiegel befestigt, welches das Wasser dem Abflußkanal zuführte. Das Schlammsaugerrohr ging durch das Zuführungsrohr in dessen Achse hindurch bis in den Schlammkegel hinein. Die Aufsteiggeschwindigkeit betrug 2,5 mm, die Klärwirkung etwa 50% der Schwebestoffe.

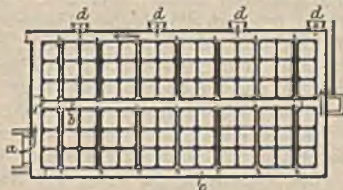


Fig. 134 a. Grundriß der Gubener Kläranlage. a Zufluß vom Sandfang, b Hauptzuflußkanal, c Hauptabflußkanäle, d Abfluß zu den Koksfiltern.

Eine ganze Reihe von Klärbrunnen sind u. a. nach Entwürfen von Mairich († 1903) ausgeführt. Bei seinen späteren Anlagen in Ohrdruf, Langensalza und Guben wählte Mairich kleine Brunnenquerschnitte von 4—5 qm und fügte 4 oder 6 Brunnen zu einer Gruppe zusammen.

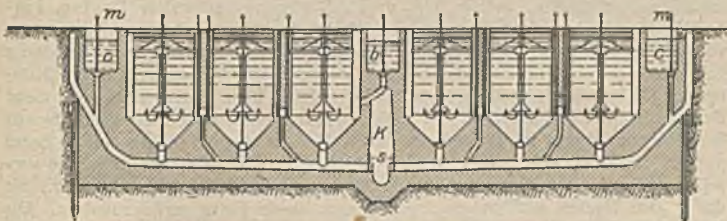


Fig. 134 b. Querschnitt der Gubener Klärbrunnen. b Zuflußkanal, c Abflußkanäle, K Schlammkanal, s Schlammventile, m Ventile zur Spülung der Schlammleitung.

Aus einer gemeinschaftlichen Zulauftrinne wird das Wasser in einzelnen Brunnen durch ein sich unten trichterförmig erweiterndes Rohr zugeführt (Fig. 134 a und b¹⁾). Die aufsteigende Geschwindigkeit des Wassers im Brunnen beträgt bei Trockenweiterabfluß nur $1/6$ — $1/5$ mm/sek. In jedem Brunnen befindet sich oben 25 cm unter dem normalen Spiegel, wo das Wasser verhältnismäßig am reinsten ist, ein aus 8 Strahlen bestehender Stern durchlochtes Rohr, durch welche das Wasser abgeführt wird. Der untere für den Schlamm bestimmte Teil des Brunnen ist pyramidenförmig und aus ihm kann der Schlamm durch Aufziehen des Bodenventils in die Schlammleitung gelangen, die sich unten den Brunnen binzieht und in den begehbbaren Schlammkanal K mündet. Erst wenn die Brunnenventile wieder geschlossen sind, wird das Ventil s nach dem Schlammkanal geöffnet und der Schlamm kann in denselben eintreten, da die Schlammleitungen nach oben verlängert sind und von dort die Luft eintreten kann. Hierdurch soll erreicht werden, daß das Ablassen des Schlammes während des Brunnenbetriebes geschehen kann und daß möglichst wenig Abwasser mit dem Schlamm austritt. Die Schlammleitung kann durch besondere Ventile m von der Ablauftrinne aus gespült werden.

Von deutschen Kläranlagen mit Brunnen seien noch genannt: Aschersleben (30 000 E.), Schweidnitz (32 000 E.), Tilsit (35 000 E.), Brieg (29 000 E.), Allenstein (26 000 E.) und Thorn (43 000 E.).

Bei allen Kläranlagen mit häufiger Schlammmentleerung bildet die Hauptschwierigkeit die Behandlung des Schlammes. An die Luft gebracht tritt Fäulnis ein und Geruchbelästigung und Fliegenplage sind die Folgen. Da der frische Schlamm schwerer als Wasser ist, sein Wassergehalt aber 90—95%, so sammelt sich das Wasser auf den Trockenplätzen über dem Schlamm und ist durch Drainage nicht zu entfernen. Deshalb dauert das Trocknen des Schlammes aus Absatzbecken oft Wochen und Monate. Um die Schlammbehandlung zu erleichtern, hat man sog.

¹⁾ Frühling, a. a. O., S. 580.

Faulbecken angelegt, in welchen der Schlamm wochenlang und selbst monatelang bleibt und dort ausfault. Hierdurch werden mindestens ca. 30% des Schlammes in Gas verwandelt und der Wassergehalt desselben von ca. 90—95% auf ca. 80% vermindert. Der aus dem Faulbecken durch natürlichen Wasserüberdruck gedrückte Schlamm ist bereits in 4—5 Tagen so weit getrocknet, daß er wie nasse Erde gestochen werden kann. Der Menge nach beträgt der Schlamm aus Faulbecken pro cbm des gleichen Abwassers aber nur $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{3}$ des Schlammes aus Absitzbecken, und man kann daher mit viel kleineren Schlammplätzen auskommen. Auch tritt eine Geruchbelästigung durch den Schlamm selbst nicht mehr auf und die Fliegenplage fällt gleichfalls zum größten Teile weg. Dagegen ist das aus dem Faulbecken ausfließende Wasser, welches gleichfalls fäulnisfähig bleibt, mit Gasen gefüllt, welche sich durch üblen Geruch unangenehm bemerkbar machen, wenn das geklärte Abwasser in stärkere Bewegung gerät.

Ein Vorteil für die biologische Nachbehandlung der Abwässer wird nach Dunbar durch das Faulverfahren, verglichen mit dem Absitzverfahren, nicht erzielt¹⁾.

Um die Vorteile des Faulverfahrens für die Schlammbehandlung mit dem wichtigen Vorteil der Klärbecken, daß das Abwasser nach 1—3 stündigem Aufenthalt im Klärbecken also verhältnismäßig frisch zum Abfluß gelangt, zu vereinigen, gab Regierungsbaumeister Wattenberg die erste Anregung zu den sog. Emscherbrunnen, welche u. a. durch Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Imhoff später weitere Ausbildung erfahren haben²⁾. Das durch einen Grobrechen von etwa 35—50 mm Lichtweite — dem unter Umständen noch ein Sandfang vor- oder nachgeschaltet werden kann — vorgereinigte Wasser tritt in ein Klärbecken (Klärrinne) von dreieckiger Sohle, welches über einem, zwei oder mehr Brunnen derartig angeordnet ist, daß die sich absetzenden Schwebstoffe aus der Klärrinne direkt in die Brunnen fallen. Bei der ursprünglichen Anlage hatte man in die Rinne noch kleine Bretter *G* eingebaut, um das Wasser gut zu verteilen und um schwimmende Sperrstoffe, wie Streichhölzer, Korken usw., die durch den Rechen hindurchgegangen waren, sowie Fette zurückzuhalten. Die Zuleitung wird meist so eingerichtet, daß durch entsprechend kleine, einfache Schützen die Brunnenrinne von beiden Seiten aus beschickt werden kann, damit die Ablagerung in den Brunnen eine möglichst gleichmäßige wird. Auch wird man bei zwei Reihen von Brunnen nebeneinander dafür sorgen, daß dieselben sowohl parallel als auch in Reihen hintereinander geschaltet werden können. Bei entsprechender Größe des Schlammraumes im Faulbecken kann der Schlamm daselbst 2—3 Monate und unter Umständen noch länger liegen bleiben und vollkommen ausfaulen, während das geklärte Wasser verhältnismäßig frisch in den Vorfluter oder zu der biologischen Nachreinigungsanlage gelangt. Die Länge des Klärbeckens wird so zu wählen sein, daß der größte Trockenwetterabfluß mindestens etwa 50—60 Minuten braucht (Geschwindigkeit 4—7 mm/sek), um eine Brunnenreihe zu überfließen (vgl. Fig. 135, 136, 137).

Nach Frühling³⁾ kann man annehmen, daß der Schlamm im Faulbecken täglich $\frac{1}{120}$ seines ursprünglichen Rauminhaltes verliert und daß diese Verminderung 80 Tage lang fort dauert, so daß am Ende des 80. Tages der am ersten Tage ausgeschiedene Schlamm nur noch $\frac{1}{2}$ des anfänglich beanspruchten Raumes einnimmt. Hiernach wird die Schlammmenge $S = s \cdot n \left(1 - \frac{n}{2a}\right)$, wenn *s* die tägliche Schlammmenge, *n* die Zahl der Tage und *a* die tägliche Raumverminderung des Schlammes bedeuten. Es wäre also für

$$\begin{array}{rcc} n = 30 & 60 & 80 \text{ Tage} \\ S = 26 & 45 & 53 \cdot s \end{array}$$

¹⁾ Dunbar, a. a. O., S. 140.

²⁾ P. Kurgaß, Düsseldorf: Der Emscherbrunnen. Ein neues Verfahren der Abwässerreinigung. Z. Ver. deutsch. Ing. 1908, S. 1713 u. f.

³⁾ Frühling, a. a. O., S. 568.

Bleibt der Schlamm länger stehen, so wird sich für diese Zeit die Raumverminderung auf diejenigen Teile des Schlammes beschränken, die noch kein Alter von 80 Tagen haben und demnach würde

nach	120	160	240	320	Tagen
das	67	80	107	133	fache

der Tages-Schlammmenge s im Faulraum vorhanden sein. Wegen der Annahme für s (2—5 l pro cbm) siehe S. 2156.

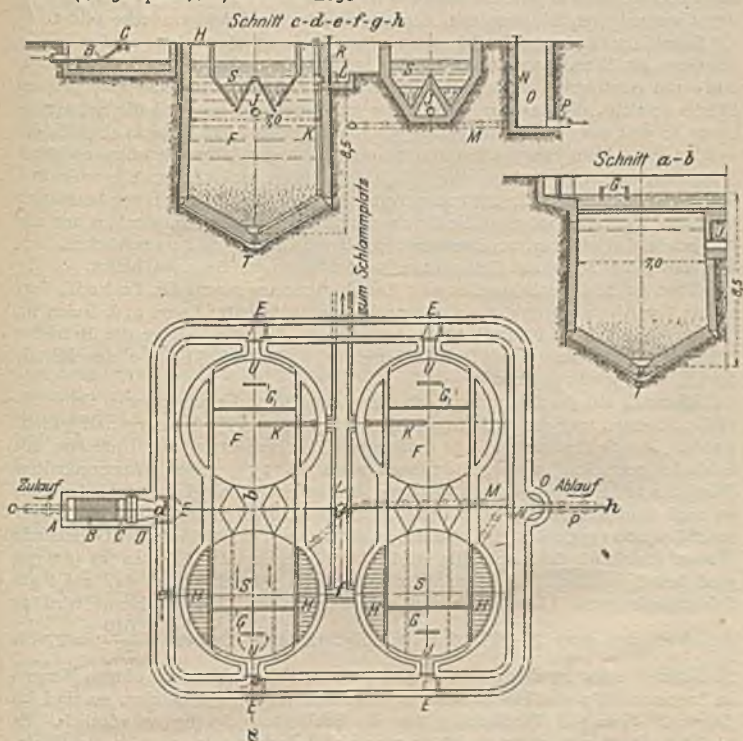


Fig. 135 bis 137. Schematische Darstellung einer Emscherbrunnen-Anlage. A Zulauf, B Rechen, C Rinne, D Gabelung der Zuleitung, E Schützen, F Brunnen, G Holzschürzen. H Brunnenabdeckung, J Verbindungsleitung, K Schlammrohr, L Schlammkanal, M Entleerungsrohr, N Entleerungsschieber, O Sammelbrunnen, P Ablaufrohr R Schlammsschieber S Klärrinne, T Verschluss der Öffnung für das Rohr zur Grundwasserabsenkung während des Baues, U Überläufe.

Das Herausnehmen des Schlammes erfolgt mit Hilfe des Wasserüberdrucks durch ein Schlammrohr K in den Schlammkanal L , wenn der Schieber bei R geöffnet wird.

Trotzdem der Schlamm nur noch 80% Wasser enthält, tritt er als leichtbewegliche, dickflüssige Masse aus. Seine Beweglichkeit wird durch die in ihm enthaltenen Gase erleichtert. Daher sind tiefe Brunnen (10,0 m), bei denen ein größerer Teil der Zersetzungsgase im Schlamm durch den großen Wasserdruck festgehalten wird, für die Schlammbehandlung besser als flache. Damit der Schlamm möglichst leicht bleibt, bis er auf den Trockenplätzen angekommen ist, und damit sich infolgedessen das Wasser auf den Trockenplätzen schnell nach unten zieht, sind Saugpumpen zum Herausholen des Schlammes jedenfalls

zu vermeiden, weil dieselben den Schlamm zu stark entgasen würden. Bei 1—2,0 m Überdruck kann man aus 10,0 m tiefen Emscherbrunnen den Schlamm ohne weitere Hilfsmittel entfernen.

Die Gase, welche aus dem Schlammraum aufsteigen (meistens geruchlos Sumpfgase und Kohlensäure), sammeln sich unter der abnehmbaren Decke neben der Rinne, welche, um etwaige Geruchbelästigungen zu vermeiden, möglichst dicht sein sollte. Für gute Lüftung des Gasraumes ist zu sorgen. Die aufsteigenden Gase nehmen Schlamm mit, der allmählich eine Schwimmdecke bildet.

Sobald der Schlamm der Schwimmdecke sein Gas verloren hat, wird er wieder schwerer als Wasser und sinkt unten. Hatgedessen findet ein fortwährendes Auf- und Absteigen von Schlamm statt. Hat die Schwimmdecke eine gewisse Stärke erreicht, die das Gas nicht mehr gut durchläßt, so wird die Schwimmdecke so weit aus dem Wasser gehoben, daß sie trocknet und bequem abgeschöpft werden kann. Ein Emscherbrunnen braucht nach der Inbetriebnahme ca. 2 bis 3 Monate, um „reif“ zu werden, d. h. bis sich seine biologischen Eigenschaften voll entwickelt haben. In der ersten Zeit geht die Schlammzersetzung langsamer vor sich. Deshalb wird man die Brunnen auch nicht entleeren, sondern nur alle 4 Wochen den unteren, vollkommen ausgefaulten Schlamm herausdrücken, derart, daß jedes Schlammteilchen etwa 3—4 Monate im Brunnen bleibt.

Über die Schlammbehandlung im Emscherbrunnen macht Dr. Imhoff, Vorsteher der Abwasserabteilung der Emschergenossenschaft, Essen a. d. Ruhr, im Techn. Gemeindebl. 1911, S. 193 ff. interessante Angaben. Über die Betriebsergebnisse seien aus dem Techn. Gemeindebl. 1911, S. 313 ff. einige Mitteilungen hier wiedergegeben¹⁾:

Hiernach soll die Schlammausscheidung etwa 80% der absetzbaren Schwebstoffe betragen und der entfernte Schlamm nur etwa 75% Wassergehalt gehabt haben. Der Schlamm wird auf drainierten Trockenplätzen mit Unterbau aus Schlacke getrocknet und verliert noch etwa 10—15% seines Wassergehaltes. Wird das im Emscherbrunnen geklärte Wasser noch biologisch nachbehandelt, so wird man folgerichtig auch diese Trockenplätze als biologische Tropfkörper (nach Dunbar) vgl. S. 2170 aufbauen, so daß das aus dem Schlamm entweichende Wasser gleichfalls fäulnisunfähig wird. Der Trockenplatz in Essen ist 900 qm groß bei einer jährlichen Schlamm-trocknung von 5500 cbm²⁾, so daß auf 1 qm Schlammplatz im Jahr 6,1 cbm Schlamm entfallen. Der Schlamm wird in

Schichten von etwa 20—25 cm Höhe aufgebracht, so daß etwa $\frac{610}{22,5} = 27$ bis

28 Füllungen der Trockenplätze im Jahr erforderlich sind, um die obigen Mengen zu trocknen. Da die Trockenzeit im Durchschnitt 6 Tage beträgt, so sind im Jahre $28 \cdot 6 = 168$ Trockentage für die Schlamm-trocknung erforderlich. Es bleibt demnach sowohl für die Räumung und Wiederinstandsetzung des Schlammplatzes als auch für Störungen durch Frosttage der nötige Spielraum. Über die jährlichen Kosten werden a. a. O. folgende Angaben gemacht:

Kläranlage	Einwohner ange- schlossen	Abwasser cbm in 1 Tag	Gesamte Kosten einschl. Zinsen und Tilgung, Betrieb und Unterhaltung		1 cbm Abwasser zu rein- igen kostet Pf.	Kosten allein für Betrieb und Unter- haltung	
			f. 1 Jahr Mk.	f. 1 Kopf Pf.		im Jahr Mk.	f. 1 Kopf Pf.
Recklinghausen	30 000	9 000	9 420	31	0,29	3 000	10,0
Bochum . . .	145 000	50 000	40 750	28	0,22	14 400	9,9
Essen NW. . .	60 000	48 000	24 620	41	0,14	8 800	14,7

¹⁾ Dr.-Ing. Spillner & Blunk, Betriebsergebnisse aus mechanischen Kläranlagen der Emschergenossenschaft.

²⁾ Wie aus der obenstehenden Tabelle ersichtlich, war das Abwasser in Essen ungewöhnlich stark mit schlammfreiem Fabrikwasser (800 l pro Kopf und Tag) verdünnt, so daß die Schlammmenge pro cbm Abwasser ungewöhnlich gering ist.

Hiernach betragen die Gesamtkosten im Durchschnitt rund 32 Pf. auf den Kopf oder 0,22 Pf. je cbm Abwasser. Die Temperatur des Abwassers ist auch im Winter noch so hoch und der Temperaturverlust in der Anlage so gering, daß ein Einfrieren nicht zu befürchten ist. Die Raumabnahme des nassen Schlammes im Emscherbrunnen beträgt rund 85%. Von der Trockensubstanz werden 25—30% vergast, die übrige Abnahme des Schlammes findet durch Verminderung des Wassergehaltes statt. Durch Trocknung nimmt der Brunnen-schlamm noch um weitere 35% seines Volumens ab.

Neuerdings sind in England vielfach zur Klärung die Dibdinschen Schieferplattenkörper¹⁾ verwendet.

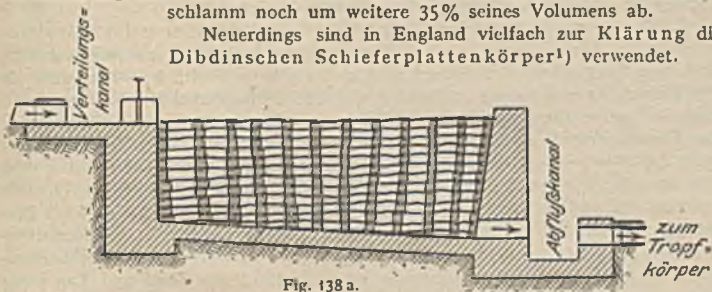


Fig. 138 a.

Grundsätzlicher Unterschied gegenüber den Emscher Brunnen ist die Behandlung des Schlammes unter Luftzutritt. Der Körper wird aus vollen Schiefer-

prismen und Schieferplatten zusammengesetzt. Fig. 138 a. Nach Füllung des Körpers Absatzzeit etwa 2 Stunden, dann Entleerung und Belüftung während etwa 6 Stunden. Der Schlamm setzt sich auf den einzelnen Schieferplatten ab. In den dünnen Schlamm-schichten entwickeln sich neben Bakterien auch höher geartete Lebewesen (Würmer aller Art). Diese Schlammfauna wird durch die periodische Zufuhr neuen Schlammes und Sauerstoffes der Luft aufrecht-erhalten, wenn der Körper einmal eingearbeitet, d. h. reif geworden ist. Das abfließende Wasser ist natürlich nur geklärt und bedarf unbedingt der Nach-behandlung in Tropfkörpern. Bei dem jedesmaligen Ablassen des Körpers soll von dem zersetzten Schlamm (Humus) so viel mitgeführt werden, daß ein Dauerbetrieb ohne Neuaufbau bzw. Spülung des Körpers auf sehr lange Zeit möglich wird. Der abgeführte Schlamm wird vor dem Tropfkörper in einen sog. „Humusfänger“ abgelagert und von dort periodisch mit kleinem Überdruck auf das Trockenbeet abgeführt (Fig. 138 b). Die Trocknung des Schlammes soll keine Schwierigkeiten machen²⁾.

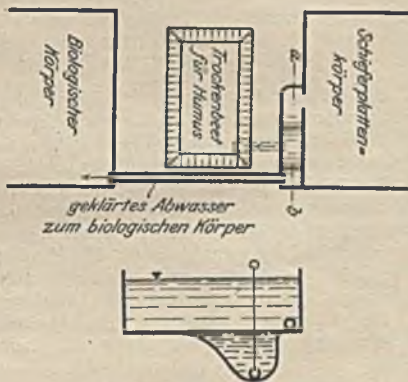


Fig. 138 b. (Schnitt a—b.)

¹⁾ Dr. Bach, Die Klärung des Abwassers in Schieferplattenkörpern. Techn. Gemeindeblatt 1913, S. 358.

Schiele, Mitteilungen der Königl. Versuchsanstalt für Wasserversorgung und Abwasser-beseitigung, Heft 11, S. 181.

²⁾ Erste und älteste Anlage in Devizes. Inzwischen mehr als zehn weitere Anlagen ausgeführt und andere projektiert.

D. Natürliche biologische Reinigung.

Abgesehen von dem Degenerschen Kohlebreiverfahren, bei dem die Fäulnisfähigkeit des Reinigungsproduktes fast ganz beseitigt werden kann, ist dieses Ziel mit den sonstigen bekannten, auf dem Absitz-, Fällungs- oder Faulverfahren beruhenden Reinigungsmethoden bisher nicht zu erreichen, vielmehr sind nach dem heutigen Stande der Technik hierzu nur die natürlichen und künstlichen biologischen Reinigungsverfahren geeignet.

1. Von den natürlichen biologischen Verfahren ist die Rieselei mit Versickerung noch immer das bei weitem wirksamste und bewährteste. Der Bedarf an Land wurde in Berlin früher zu 1 ha für 270 Einwohner angenommen. Nach den heute vorliegenden Erfahrungen kann man bei guter Durchlässigkeit des Bodens und guter Drainage unbedenklich die Einwohnerzahl je ha auf 400 bei täglich 120 l je Kopf ohne Vorreinigung der Abwässer erhöhen. Wird der größte Teil der Schwebestoffe aus dem Abwasser durch Absitz- oder Faulverfahren vor der Rieselei beseitigt, so können bei entsprechender Durchlässigkeit und Drainage des Bodens bis zu 1000 Einwohner und noch mehr auf 1 ha gerechnet werden, wie es z. B. in Charlottenburg der Fall ist, wo man anstatt neue Flächen zu aptieren, Klärbecken angelegt hat. Bei 400 Einwohnern je ha und 120 l pro Kopf und Tag kommen, wenn angenommen wird, daß mit Rücksicht auf die Bewirtschaftung immer nur $\frac{1}{3}$ der Gesamtfläche für die Rieselei zur Verfügung steht,

$$\frac{400 \cdot 120}{1000} = 48 \text{ cbm/ha}$$

auf einen Tag und

$$\frac{3 \cdot 48 \cdot 1000}{24 \cdot 3600} \approx 1,7 \text{ l/sek/auf 1 ha.}$$

Bei größerer Beschickung der Rieselfelder ist eine Berechnung der Drainweiten erforderlich, damit die Eintrittsgeschwindigkeit des Wassers in die Drainröhren nicht so groß wird, daß Sand mitgerissen werden kann¹⁾. Bestgeeigneter Boden ist sandiger Lehm, der auf sehr durchlässigen Schichten ruht. Sehr feiner Sand erschwert die Durchlüftung des Bodens und dichter Lehm gestattet die Versickerung nicht. Mooriger Boden und Ländereien, bei denen der Grundwasserspiegel durchschnittlich höher als 1,30 m unter der Oberfläche liegt, sind für Sickerrieselung nicht geeignet. Die Mindesttiefe eines Drainrohres unter der Oberfläche am obersten Ende wird schwankend zwischen 0,7 und 1,0 m angenommen. Über den Abstand der Drainrohre usw. vgl. S. 1161.

Die Drainröhren müssen in den Entwässerungsgräben über dem normalen Wasserspiegel ausmünden, damit die Durchlüftung des Bodens gesichert bleibt.

Die Reinigung der Wässer beruht auf der mechanischen Zurückhaltung der ungelösten Stoffe, auf dem Pflanzenwuchs und auf der Zersetzung der Stoffe durch die biologischen Einwirkungen. Nach Grandke²⁾ verbrauchen bei guten Ernten auf 1 ha u. Jahr:

	Stickstoff	Phosphorsäure	Kali
Raygras	214	69	260 kg
Kohl	114	67	177 „
Futterrüben	118	47	262 „
Sommerweizen . . .	54	62	42 „

Im Durchschnitt enthalten städtische Abwässer in den gelösten Teilen 0,08 kg/cbm Stickstoff, 0,06 kg/cbm Kali, 0,02 kg/cbm Phosphorsäure.

¹⁾ Fröbling, a. a. O., S. 610.

²⁾ Grandke, Die Rieselfelder von Berlin. Berlin 1892.

Da auf 400 Einwohner je ha $365 \cdot 48 = 17\,520$ cbm Abwasser auf das Feld kommen, so kann zwar auch bei der bestgeeigneten Pflanze, dem italienischen Raygras, die Menge der Pflanzennährstoffe bei weitem nicht ganz verzehrt werden, aber doch immerhin ein ansehnlicher Teil davon.

Die Herrichtung des Bodens erfolgt entweder für Hangbau oder Beetbau oder als Einstaubecken. Der Hangbau ist besonders für Grasbau, die Beete für Gemüse und Futterrüben und die Einstaubecken für Körnerbau geeignet. Gefälle der Hangflächen etwa 1:30 oder mehr, Länge der einzelnen Hänge in der Gefällsrichtung 40—50 m, Breite bis zu etwa 150 m, Breite der einzelnen Beete 1—2 m. Größe der Einstaubecken 2—10 ha mit durchschnittlich 1,0 m Fülltiefe. Letztere haben den Nachteil, daß während der Füllung die Bodenlüftung von oben verhindert ist. Durch Rieselei mit Bodenfiltration kann man bei guter Durchlüftung ein Reinigungsprodukt erzielen, bei dem der Verbrauch an KMnO_4 mindestens auf 45—60 mg/l herabsinkt, die Keimzahl gegen das Rohwasser um 99% abnimmt und eine 90—95% Verringerung des Ammoniakgehaltes eintritt.

Wo Sickerberieselung nicht möglich ist, kann auch die Oberflächenberieselung gute Resultate erzielen, wenn man das Wasser über mehrere Hänge hintereinander fließen läßt (vgl. Fig. 139).



Fig. 139.

Da die Herrichtung einschließlich Druckleitung auf 1000—2500 M. je ha je nach den Terrainschwierigkeiten, Länge und Tiefe der Vorflutgräben, Dichtigkeit der Drainage usw. zu veranschlagen ist und für den Ankauf in Deutschland auch noch 1—2000 M. hinzukommen, so kann es wirtschaftlich vorteilhaft sein, die Leistungsfähigkeit der Rieselfelder durch Anlage von Klärbecken oder Faulbecken oder Emscher Brunnen zu erhöhen, wie es bereits zahlreiche Städte (z. B. Charlottenburg, Bielefeld, Bromberg, Cottbus, Münster, Funkstadt, Quedlinburg, Schöneberg und Steglitz) getan haben.

Um die Herrichtung ganz zu sparen, hat man stellenweise das Spritzverfahren einzuführen versucht¹⁾, bei dem ein systematisch verlegtes Verteilungsnetz, dessen Zweige etwa 2—3 km voneinander entfernt liegen können, eine Bessprengung des ganzen Feldes gestattet. Hierbei kommt es besonders auf zweckmäßige, billige und dauerhafte Konstruktion für die beweglichen Anschluß- und Schlauchleitungen an. Wenn für anderweitige Unterbringung des Abwassers während der Zeit auf billige Weise gesorgt werden kann, in welcher nicht gespritzt wird, so hat das Verfahren wohl wirtschaftliche Vorzüge. Erwähnt sei noch, daß in Königsberg i. Pr., wo die Abwässer ins Frische Haff gehen, auf der 30 km langen Strecke der teils offenen, teils geschlossenen Leitung die Abwässer an Interessenten unentgeltlich abgegeben und zum großen Teil zu Riesel- und Düngungszwecken verwendet werden.

Nach R. Fischer²⁾ haben die gesamten Kosten der Reinigung durch Rieselfelder einschließlich der Pumparbeit betragen:

Gesamtjahreskosten der Reinigung durch Rieselfelder.

in	Berlin	Breslau	Braunschweig	Magdeburg	Dortmund	Freiburg i. B.	
Für 1 ha der Rieselfläche .	577	318	441,5	368	298	178,1	Mk.
„ 1 Einwohner	2,08	0,65	1,35	0,83	1,01	0,78	„
„ 1 cbm Abwasser . . .	0,043	0,013	0,03	0,0193	0,018	0,0076	„

¹⁾ Getson in Weyls Handbuch der Hygiene, Bd. II Jena 1897, S. 253 u. f.

²⁾ R. Fischer in Friedrich, Kulturtechnischer Wasserbau, 2. Aufl., Bd. II, S. 546/47. Die Zahlen haben jetzt 1919 natürlich nur noch vergleichende Geltung.

Hiervon entfielen auf die Bewirtschaftung der Rieselfelder einschließlich 4% des Grunderwerbs- und Anlagekapitals und abzüglich der Einnahmen:

in	Berlin	Breslau	Braunschweig	Magdeburg	Dortmund	Freiburg i. B.		Bemerkungen
Für 1 ha Rieselfläche	301	173	239	90	266	171	Mk.	Die nicht aptierten Flächen sind nicht mitgerechnet.
Für 1 Einwohner	1,09	0,35	0,71	0,20	0,85	0,75	"	
Für 1 cbm Abwasser	0,022	0,0068	0,016	0,0046	0,015	0,0073	"	

Auf die Hebung und Zuleitung der Abwasser entfielen:

in	Berlin	Breslau	Braunschweig	Magdeburg	Dortmund	Freiburg i. B.	
Für 1 ha Rieselfläche . .	276	145	209	278	32	7,1	Mk.
„ 1 Einwohner	0,99	0,30	0,64	0,62	0,16	0,03	„
„ 1 cbm Abwasser . .	0,021	0,0057	0,014	0,014	0,003	0,0003	„

2. Intermittierende Bodenfilterung. Bei der intermittierenden Bodenfilterung beruht die Reinigung auf denselben Wirkungen wie bei der Sickerberieselung, nur daß der Pflanzenwuchs wegfällt, also die Reinigung der einzige Zweck der Bodenfiltrierung bleibt.

Bei einem guten Bodenfilter sollten die capillaren Räume (Wasserkapazität) 15—20%, die Räume zwischen den größeren Körnern (Luftkapazität) 20—25% aufweisen¹⁾. Ersteres wird der Fall sein, wenn 60% der Körner kleiner als 0,6 bis 1,5 mm sind. Ferner ist eine geregelte Beschickung mit genügend langen Unterbrechungen und eine möglichst gleichmäßige Verteilung des Abwassers über die Oberfläche erforderlich. Mit Rücksicht auf die Notwendigkeit, bestimmte Ruhepausen zwischen den einzelnen Beschickungen innezuhalten, ist es nötig, die Wassermenge in kurzer Zeit aufzubringen. Deshalb dürfen die einzelnen Stücke nicht zu groß gewählt werden. Auf keinen Fall darf die Wassermenge der einzelnen Beschickung die Wasserkapazität des Filterkörpers überschreiten.

Nach den Versuchen in Lawrence, Massachusetts²⁾, können etwa 500 cbm je ha täglich an Wasser auf Bodenfiltern gereinigt werden oder das Wasser von 4166 Köpfen bei 120 l je Tag. Zweckmäßig ist, die Tageswassermenge etwa mit Zwischenpausen von 6 Stunden aufzubringen. Wenn auch nicht unbedingt nötig, so ist doch eine Vorreinigung des Wassers bei Bodenfiltration sehr empfehlenswert, um die zu schnelle Bildung einer dichten Schlammdecke auf der Oberfläche zu verhindern. Die zulässige tägliche Beschickungsmenge je ha kann bei guter Vorreinigung erhöht werden. Da die Bodenfiltration eine sehr dichte und sorgfältige Drainage und mehr Bedienung als die Rieselfelder verlangt, ohne im übrigen die geringsten Einnahmen zu liefern, so kommt diese Reinigungsmethode nur da in Frage, wo für Sicker- oder Oberflächenrieselung geeigneter Boden in größeren Flächen zu wirtschaftlich vertretbaren Preisen nicht zu haben ist³⁾.

¹⁾ R. Fischer in Friedrich, Kulturtechnischer Wasserbau, 2. Aufl., Bd. II, S. 531.

²⁾ Henneking, Bericht über seine Studienreise in Heft 12 der Mitteilungen der Kgl. Pr. Prüfungsanstalt Berlin.

³⁾ Näheres vgl. Henneking in Heft 12 der Mitteilungen der Kgl. Preuß. Prüfungsanstalt 1909, S. 120 u. f. und Dunbar, Leitfaden für die Abwässerreinigung, S. 172 u. f.

E. Künstliche biologische Reinigung.

Die bei der intermittierenden Bodenfiltration gewonnenen Erfahrungen regten zu Untersuchungen an, ob nicht mit noch kleineren Flächen und kleineren Mäßen von Reinigungsmaterial auszukommen sei.

1. So entstand zunächst das Füllverfahren (intermittierendes künstliches biologisches Verfahren). Füllkörper von körnigem Material mit möglichst rauher Oberfläche (gemahlene Kessel- oder Hochofenschlacke, Koks, Bimstein, grobkörniger Flußsand, Ziegelbrocken), welche zwischen wasserdichten Wänden und Sohlen aufgebaut sind, werden intermittierend mit Abwasser beschickt und gefüllt, bleiben einige Zeit so stehen und werden dann entleert. Je größer die Summe der wasserberührten Oberflächen des Füllkörpers ist, um so besser die Wirkung. Nach Dunbar¹⁾ werden, sobald sich alle Oberflächen der Füllkörper mit einer schlammigen, aus kleinen Organismen bestehenden Haut überzogen haben, d. h. der Füllkörper eingearbeitet ist, während des Stehenbleibens die organischen gelösten und der Rest der bei der unentbehrlichen Vorklärung noch nicht beseitigten ungelösten Verunreinigungen durch Oberflächenanziehung so vollständig ausgeschieden, daß das Klärprodukt fäulnisfrei wird, und zwar vollzieht sich die Herabsetzung der Oxydierbarkeit hauptsächlich bereits innerhalb weniger Minuten nach erfolgter Füllung. Nach der Entleerung geht die Zersetzung der ausgeschiedenen Stoffe vor sich, wenn für eine ausreichende Lüftung des Füllkörpers gesorgt ist. Wird die Beschickung zu stark und die Durchlüftung zu kurz und schwach gemacht, so verstopfen sich die Poren des Füllkörpers und er verliert seine Wirksamkeit. Es ist deshalb bei diesem Verfahren größte Sorgfalt beim Aufbau des Füllkörpers und beim Betrieb nötig. Eine verstärkte Herabsetzung der Oxydierbarkeit der Abwässer findet statt, wenn das Füllmaterial eisenhaltig ist (Kesselrostschlacke und Koks). Die Wirkung ist der Eigenschaft des Eisens zuzuschreiben, Sauerstoff zu binden und für die Zersetzung der Stoffe wieder abzugeben. Die Füllkörper können einstufig und mehrstufig angeordnet werden. Vorreinigung des Abwassers ist erforderlich, da die Füllkörper sonst zu schnell verschlammten. Sandfänge und Rechen genügen jedoch nicht, vielmehr sind Klärbecken oder Klärbrunnen nötig. Ausfaulen ist überflüssig, doch kann die Schlammplage zur Verwendung von Faulräumen nötigen.

Nach Thumm²⁾ sind für größere Anlagen und bei einstufigen Körpern für 1 cbm täglichen Trockenwetterabwassers im Durchschnitt 1,7 cbm Material erforderlich, während der Bedarf bei zweistufigen Körpern auf 2,2 cbm steigt.

Imhoff rechnet für gewöhnliche städtische Abwässer auf jeden Einwohner 0,13 cbm Füllkörpermasse, gute Vorklärung und Schlacke oder Koks als Füllmasse vorausgesetzt. Bei Steinschlag oder Kies ist die Füllmasse um $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ zu vergrößern. Beim Schwemmsystem begnügt man sich meistens mit der $1\frac{1}{2}$ fachen Vergrößerung der für den größten Trockenwetterabfluß erforderlichen Füllkörpergröße und läßt im übrigen bei Regenwetter es mit der Vorreinigung durch Sandfang, Rechen und Klärbecken bewenden. Wegen der erforderlichen Lüftung werden für das Material bei einstufiger Anlage Korngrößen von 3—8, bei zweistufigen Anlagen in der ersten Stufe Korngrößen von 10—25 und in der zweiten von 5—10 mm verwendet. Neben der möglichst gleichmäßigen Korngröße ist eine möglichst gleichmäßige aber schnelle Füllung und Entleerung wichtig. Da Füllung und Entleerung in gleichmäßigen Zwischenräumen zu bewirken sind, wurden selbstwirkende Apparate hierfür erfunden, so z. B. der selbstwirkende Füll- und Entleerungsapparat von der Firma Adams in London

¹⁾ Dunbar, a. a. O., S. 223 u. f.

²⁾ Thumm, Augenblicklicher Stand der Abwasserreinigung nach dem sog. biologischen Verfahren. Mitteilung der Deutschen Landwirtschaftsgesellschaft 1905.

und desgl. der Firma Julius Blanke & Co. in Merseburg. Als Grundrißform scheint das Rechteck am geeignetsten. Als passende Höhen der Füllkörper gibt Frühling¹⁾ folgende Maße an:

1,5—1,8 m	für Füllkörper von	8—25 mm	Korngröße
1,0—1,5 „	„	„	5—8 „
0,5—1,0 „	„	„	3—5 „

Aus diesen Zahlen lassen sich auch die bei ein- und mehrstufigen Anlagen notwendigen Gefällhöhen ermitteln. Unter deutschen Anlagen sind zu nennen: diejenigen in Brieg a. d. O. 25 000 Einwohner und in Merseburg 20 000 Einwohner.

2. Eine weitere Entwicklungsstufe bedeutet das Tropfverfahren (kontinuierliche, künstliche, biologische Reinigung). Corbett in Salford hat nach



Fig. 140.

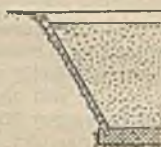


Fig. 141.

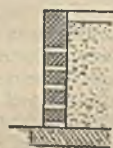


Fig. 142.



Fig. 143.

Verschiedene Mantelformen für Tropfkörper.

Dunbar zuerst 1893 erfolgreiche Versuche mit regenförmiger Verteilung der Abwässer gemacht. Das Tropfverfahren vermeidet die Schwierigkeit, welche die Verwendung feinkörnigen, leicht verwitterbaren Materials bietet, und hat weiter den Vorzug, daß die gereinigten Abwässer fortlaufend dem Vorfluter und nicht stoßweise in größeren Mengen wie beim Füllverfahren zugeführt werden. Auch sind keine dichtschießenden Umfassungswände nötig, vielmehr genügt eine wasserdichte Sohle. Als Material kommt auch hier in erster Linie eisenhaltige Kessel- oder Hochofenschlacke, Koks, Steinkohlen in Frage, daneben aber auch gesiebter Kies, Klinker und Bruchsteinbrocken. Der Materialbedarf ist für 1 cbm des täglichen Trockenwetterabflusses 1,5—2,0 cbm, gute Vorklärung vorausgesetzt, oder bei 120 l Abfluß pro Kopf und Tag 0,17—0,24 cbm Masse auf einen Einwohner. Bei Schwemmkanalisation ist für Regenwetter das 1½fache anzunehmen. Die Höhe der Tropfkörper schwankt bei ausgeführten Anlagen zwischen 1,1 und 2,5 m. Als Mindesthöhe des Körpers kann 1,0 m gelten.

Fig. 140—143 zeigen einige Körperformen bei Verwendung von grobem Material. Im eigentlichen Körper ist Seitenlüftung entbehrlich, wenn durch das Abflußrohr oder auf andere Weise für gute Grundlüftung gesorgt ist. Geschlossene Seitenwände haben im Winter den Vorzug, daß die Temperatur im Innern des Körpers geringeren Schwankungen unterliegt. Überdeckte Tropfkörper werden

¹⁾ Frühling, a. a. O., S. 683.

nur bei kleinen Anlagen in der Nähe bewohnter Häuser in Frage kommen, um Geruchbelästigungen zu vermeiden. Nach dem von Dunbar ausgebildeten Verfahren wird zur Erzielung einer guten und gleichmäßigen Verteilung eine Deckschicht von 10—50 cm Stärke verwendet, bestehend aus gemahlenem Koks oder Schlacke von 1—3 mm sorgfältig gesiebttem Korn. Damit die Deckschicht nicht in die größeren Zwischenräume des Körpers hineinfällt, muß sie auf mindestens zwei Stützschichten von je 8—10 cm Höhe ruhen, von denen die oberste 3—10 mm und die zweite 10—30 mm Korngröße hat. Die Deckschicht verschlammst leicht und der feine Schlamm muß sorgfältig abgestrichen, die Deckschicht alsdann 5—10 cm tief sorgfältig umgegraben und wieder geglättet werden. Von Zeit zu Zeit ist die Deckschicht ganz zu reinigen und wieder aufzubringen. Da die Deckschicht bei der Wasserreinigung erheblich mitwirkt, so kann die eigentliche Körperhöhe entsprechend geringer ausfallen. Der erforderliche Gefällverlust berechnet sich aus der Körperhöhe, wenn man 0,15—0,30 m Gefälle für die Verteilung und Ableitung hinzurechnet. Nach dem Dunbarschen Verfahren stehen Anlagen u. a. in Beuthen, Halberstadt, Herzberg, Mühlhausen i. Th. und in Unna.

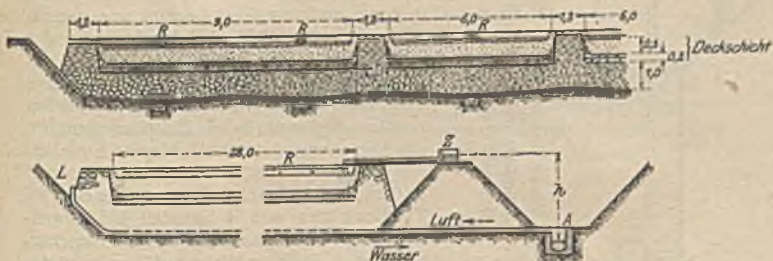


Fig. 144 a und b. Schematischer Längsschnitt und Querschnitt der Tropfkörper in Unna. Z Zuleitung, R Verteilungsrinnen, A Ableitung, L Lüftung.

Die Verteilung des Wassers kann durch Rinnen, aus denen das Wasser sich über die Deckschicht verbreitet, erfolgen. Wegen der Feinkörnigkeit derselben versinkt das Wasser nicht gleich an der Rinne, sondern bildet allmählich eine gleichmäßige Schicht von einigen Zentimetern. Fig. 144 a und b zeigen das Schema der Verteilung der Füllkörper in Unna¹⁾. An anderen Stellen ist die Verteilung mittels Tropfrinnen aus Wellblech oder Eisenbeton, oder durch gelochte Rohre oder durch Stredüsen oder durch Kipprinnen erfolgt. In England namentlich sind vielfach sog. Wandersprenger verwendet (vgl. Fig. 145), welche elektrisch

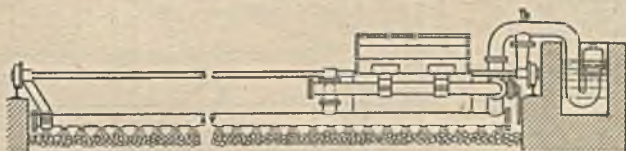


Fig. 145. Schema eines Wandersprengers mit geradliniger Bahn.

angetrieben sich auf Schienen bei rechteckigen Körpern geradlinig hin und her bewegen und durch Heber aus der Hauptzuführungsrinne gespeist werden, oder welche bei ringförmigen Körpern ihre Speisung aus einem im Mittelpunkt befindlichen Kessel erhalten und Kreisbahnen beschreiben.

¹⁾ Frühlings, a. a. O., S. 705.

In Deutschland sind zurzeit die Drehsprenger (Sprinkler) am meisten in Gebrauch. Man zieht es neuerdings vor, die wagerechte Oberfläche der Tropfkörper nicht aus zu feinem Material zu bilden, um eine zu schnelle Verschlämung zu verhüten.

Fig. 146 zeigt das Schema eines Stausprengers mit periodischer Beschickung nach dem System Geiger, Karlsruhe, Fig. 147 die Staukammer. Die Beschickung erfolgt durch ein um eine horizontale Achse drehbares Rohr. Bei einer Grenzfüllung der Kammer füllt sich das Rohr und sinkt zu Boden, während sich die Kammer so weit entleert, daß auch das Rohr leer wird und kein Wasser mehr über den Rand der Öffnung tritt. Dann steigt das Wasser wieder in der Kammer, hebt das Rohr bis an die Grenzstellung, und das Spiel beginnt von neuem.

In Fig. 148—151 b sind Ausführungen der neuen Bergedorfer Anlage der Stadt Hamburg¹⁾ dargestellt. Aus einem 4,0 m weiten kreisförmigen Pumpbrunnen mit Stabrechen von 2 cm Stabweite heben Zentrifugalpumpen das Abwasser auf eine hochgelegene Emscherbrunnengruppe (je 7,0 m Durchmesser und 10,0 m Tiefe) Durchflußzeit 2 Stunden bei Trockenwetter und 4 Stunden bei Regenwetter. Der Schlamm kann aus den Emscherbrunnen in üblicher Weise auf Trockenplätze entleert werden. Das geklärte Wasser geht mit 30 cm Überdruck zu den Drehsprengern mit je vier Armen (Fig. 150 u. 151). Die oberen Arme sprengen nur bei Regenwetterabfluß. Lichte Weite der Sprengröhren 125 mm, Löcher nur einseitig, Lochabstand 200 mm, am Drehpfosten, dann abnehmend nach dem Umfang auf 140, 100 und 80 mm. Lochdurchmesser der unteren Röhren 6 mm, der oberen 8 mm. Die Drehhaube geht in einem Kugellager auf einem hohlen Drehstuhl, dem das Abwasser von

¹⁾ GesundheitsIng. 1913. S. 166 u. f.

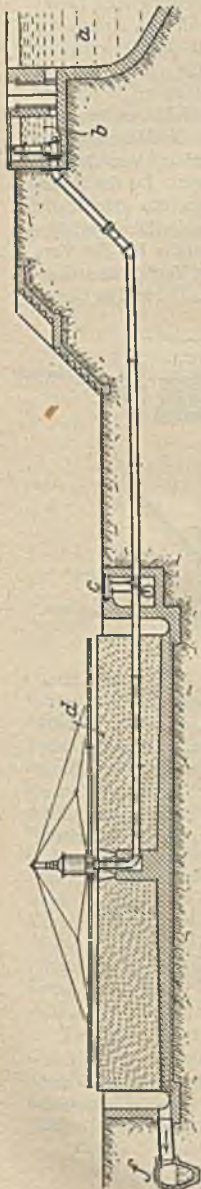


Fig. 146.
Schema einer Tropfabrueanlage mit Drehsprenger und Beschickungsvorrichtung (System Geiger)

- a) Klärbecken,
- b) Staukammer mit Beschickungsvorrichtung,
- c) Schieber und Entleerungsschacht,
- d) Tropfkörper
- f) Abflußkanal.

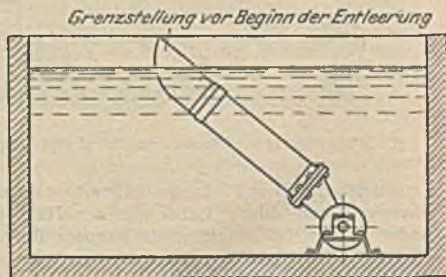


Fig. 147



Fig. 148. Lageplan der Tropfkörperanlage der Stadt Hamburg in Bergedorf.

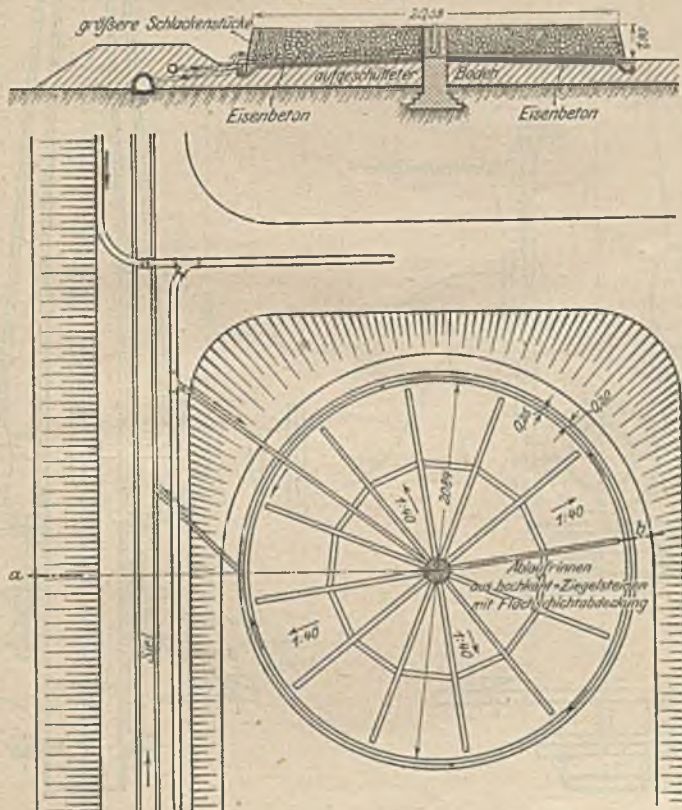


Fig. 149. Grundriß und Schnitt eines Tropfkörpers.



Fig. 150
Drehsprenger.

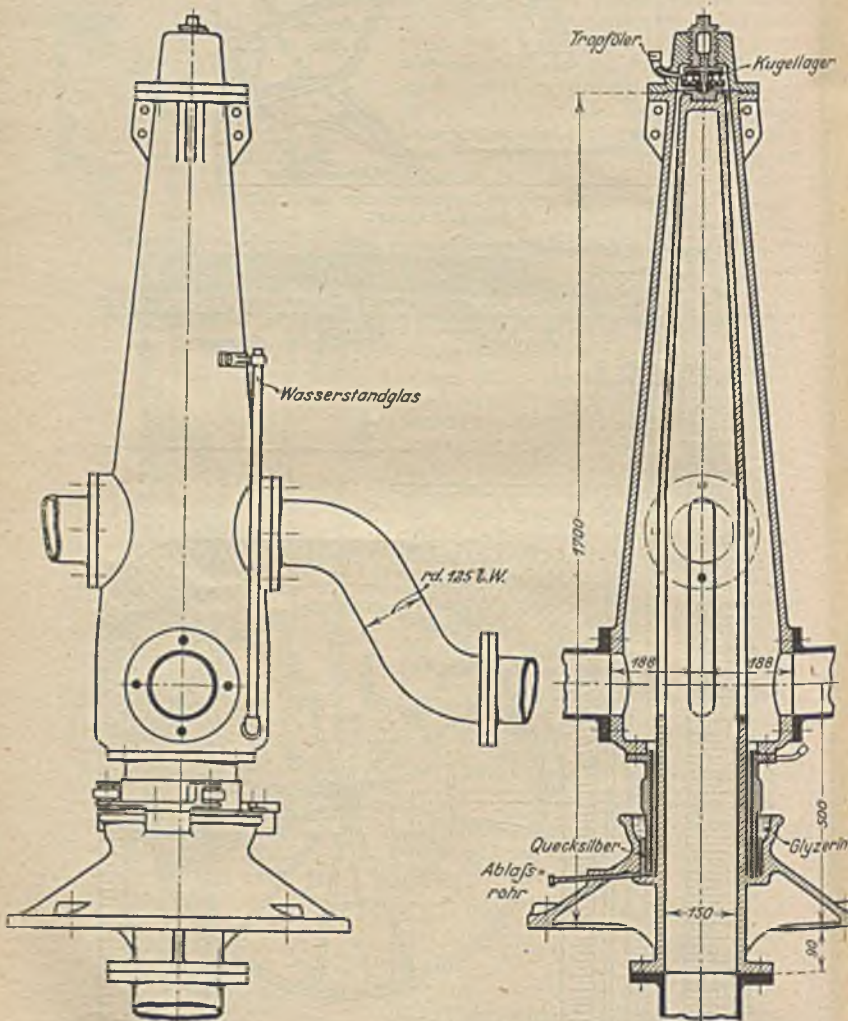


Fig. 151 a. u. b.
Einzelheiten zu Fig. 150.

unten zugeführt wird. Zur Abdichtung der Drehhaube am Stuhl dient Quecksilber, welches gegen Abwasser und Frost durch Glycerin geschützt ist. Die Körper haben 20,0 m Durchmesser und sind 1,8 m hoch aus Müllverbrennungsschlacke mit Anzug 5 : 1 geschichtet. Sie stehen auf schirmartig 1 : 40 abfallenden Eisenbetonplatten. Armierung war wegen der Lagerung auf Schüttboden nötig. Die Körperoberfläche ist so bemessen, daß 1 qm für 1 cbm Abwasser pro Tag zur Verfügung steht. Bei Regenwetter wird höchstens die dreifache Menge aufgebracht.

Staats- und Rechtskunde.

Von

Prof. Dr. jur. Arthur Esche, Dresden.

Immer klarer und in immer weiteren Kreisen wird erkannt, wie notwendig gerade in unseren Tagen ist, sich Kenntnisse zu erwerben über die Grundlagen des Rechts, die Einrichtungen und Aufgaben des Staates und der Gemeinde, Kenntnisse des öffentlichen Rechts und des Privatrechts.

Einen Überblick über diese Gebiete müssen die Männer besitzen, die durch ihre Tätigkeit im gewerblichen Leben Veranlassung haben, als Arbeitgeber oder in leitender Stellung mit Arbeitern zu verkehren, mit ihnen in Rechtsprechung und Verwaltung (Schöffengericht, Schwurgericht, Gewerbegericht, Kaufmannsgericht, Versicherungsamt, Oberversicherungsamt, Schiedsgericht, Oberschiedsgericht — Volksvertretung, Stadtrat, Magistrat, Kollegium der Stadtverordneten, Bezirks- und Kreisausschuß) öffentliche Aufgaben zu erfüllen. Denn sie müssen den in diesen Fragen meist gut unterrichteten Arbeitern nicht nur gewachsen sein, sondern auch hierbei sich als Führer betätigen.

Überdies wird der gerade in der letzten Zeit lebhaft erörterte Wunsch der Techniker, in der Verwaltung des Staates und der Gemeinde dem Juristen gleichwertig behandelt, zur Teilnahme an dieser Verwaltung mit entscheidendem Wort mehr als bisher zugelassen zu werden, erst dann in Erfüllung gehen, wenn die Techniker auch die Grundlagen in Staats- und Rechtskunde einigermaßen kennen.

In solche Kenntnis einzuführen, sollen die nachfolgenden Zeilen dienen. Mit Rücksicht auf den zur Verfügung stehenden Raum können selbstverständlich nur einige Richtlinien gegeben werden. Der Ausbau des Gebäudes muß dem Studium der Gesetze oder eingehender Werke überlassen bleiben¹⁾.

I. Die Quellen des geltenden Rechts.

Quellen des geltenden Rechts sind Gesetz und Gewohnheit. Unter Gesetz, Gesetzesrecht im weiteren Sinne, versteht man die von den zuständigen Stellen erlassenen, allgemein gültigen Rechtssätze, versteht man den wirksamen Befehl, daß die erlassenen Bestimmungen allgemein rechtsverbindliche Kraft haben. In diesem weiteren Sinne sind deshalb auch die allgemein gültigen Verordnungen, die Rechtsverordnungen, als Gesetze anzusehen. Im Gegensatz zu ihnen enthalten die sogenannten Verwaltungsverordnungen nur Anweisungen an einzelne Behörden.

Als Gesetz im engeren Sinn oder als Gesetz schlechthin bezeichnet man nur die Rechtssätze, die von den gesetzgebenden Organen des Staates oder der Gemeinde als gemeinsamer Willensausdruck in der vorgeschriebenen Form erlassen werden.

Da das Deutsche Reich ein Bundesstaat ist, dessen Gliedern, wenn auch

¹⁾ Erklärung der Abkürzungen: BGB. = Bürgerliches Gesetzbuch; GO. = Gewerbeordnung; HGB. = Handelsgesetzbuch; RV. = Reichsverfassung; RVO. = Reichsversicherungsordnung; AVG. = Versicherungsgesetz für Angestellte.

in beschränktem Umfang, gesetzgebende Gewalt geblieben ist, und da auch je nach den landesrechtlichen Bestimmungen den größeren Gemeinwesen für ihre Gebiete ein Gesetzgebungsrecht zusteht, unterscheidet man Reichsgesetze, Landesgesetze und Ortsgesetze.

Die Reichsgesetzgebung wird ausgeübt durch Reichsregierung, Reichsrat und Reichstag. Ein Reichsgesetz kommt zustande, wenn Reichsregierung, Reichsrat und Reichstag über Form und Inhalt des Entwurfs, mag er von der Reichsregierung, vom Reichsrat oder vom Reichstag ausgegangen sein, übereinstimmen, und der Reichspräsident unter Gegenzeichnung des Reichskanzlers das Gesetz ausfertigt mit der Folge, daß das Gesetz im Reichsgesetzblatt verkündet wird (RV. Art. 68, 69, 70, 71, 50). Ein Reichsgesetz tritt in Kraft am 14. Tage, nachdem das Reichsgesetzblatt, das den Abdruck des Gesetzes enthält, in Berlin ausgegeben wurde, dafern nicht ausdrücklich ein anderer Tag des Inkrafttretens bestimmt ist.

Die Landesgesetzgebung wird ausgeübt von der Regierung und der Volksvertretung der einzelnen Bundesstaaten.

Auch für ein Landesgesetz bedarf es der Verkündung in den für die Verkündung der Gesetze bestimmten Blättern (Gesetz- und Verordnungsblatt).

Ein Ortsgesetz endlich kommt zustande, wenn zwischen den öffentlich-rechtlichen Vertretungskörpern der Gemeinden (Magistrat, Stadtrat, Kollegium der Stadtverordneten) über den Inhalt der Bestimmungen, die erlassen werden sollen, Übereinstimmung erzielt ist. Auch die ortsgesetzlichen Bestimmungen sind in den dafür vorgesehenen Blättern (Amtsblatt, Ortsgesetzblatt) zu veröffentlichen.

Dem Gesetz im engeren Sinn gegenüber steht die Rechtsverordnung. Die Rechtsverordnung ist die Form, unter der ein allgemein gültiger Rechtsbefehl von einem Organ erlassen wird, sei es kraft allgemeiner Befugnis, sei es auf Grund ausdrücklicher Ermächtigung in einzelnen Gesetzen. Solche Verordnungen schaffen entweder vollständig neues Recht oder haben den Zweck, schon bestehendes zur weiteren Ausführung zu ergänzen, entsprechende Einrichtungen zu seiner Verwirklichung zu schaffen. Solche Verordnungen können für das Reich erlassen werden von der Reichsregierung und vom Reichspräsidenten, für den Bundesstaat von den Landesregierungen oder den sonst dazu ermächtigten Behörden (Landeszentralbehörde, höhere Verwaltungsbehörden).

Treten landesrechtliche Bestimmungen mit reichsrechtlichen in Widerspruch, so gehen die reichsrechtlichen stets den landesrechtlichen vor. Reichsrecht bricht Landesrecht.

Gewohnheitsrecht sind die auf festgewurzelter Rechtsüberzeugung beruhenden, durch langjährige Übung betätigten Rechtssätze. Das Gewohnheitsrecht ist je nach dem Umfang der Überzeugung und Übung allgemein bindend oder bindet nur die Kreise, in denen die betreffende Rechtsgewohnheit geübt wird. Es ist namentlich noch als Handelsgebrauch von Bedeutung (HGB. § 346). Es hat nicht die Kraft, in Gesetz oder Verordnung erlassene Rechtssätze durch entgegengesetzte Übung zu beseitigen.

II. Arten des Rechts.

Der Charakter der verschiedenen Rechtsgebiete ist sehr verschieden. Man unterscheidet öffentliches Recht und Privatrecht. Unter öffentlichem Recht versteht man die Gesamtheit der Rechtssätze, die die Machtbefugnisse der öffentlichen Gewalten (Reich, Staat, Gemeinde) regeln, die die Pflichten und Rechte der einzelnen Personen als Glieder der öffentlichen Organismen behandeln, die die Einrichtungen in Staat und Gemeinde betreffen.

Das Privatrecht dagegen befaßt sich mit den Rechten und Pflichten der einzelnen Personen zueinander, ordnet die rechtlichen Beziehungen der einzelnen Personen als Privatpersonen zueinander.

Öffentliches Recht ist z. B. die Reichsverfassung, die Reichsversicherungsordnung, das Versicherungsgesetz für Angestellte, die Gewerbeordnung. Zum Privatrecht dagegen gehört z. B. das Bürgerliche Gesetzbuch, das Handelsgesetzbuch, die Wechselordnung.

Zu dem öffentlichen Recht gehört auch das Strafrecht und gehören die verschiedenen Prozeßordnungen. Das Strafrecht, wie es niedergelegt ist in den verschiedenen Strafgesetzbüchern (Strafgesetzbuch für das Deutsche Reich) und einzelnen strafrechtlichen Bestimmungen, gibt an, welche Handlungen der Staat mit Strafe bedroht und welche Strafen die Folgen der verbotenen Handlungen sind. Die Prozeßordnungen aber geben Auskunft über das Verfahren, in dem die verschiedenen Ansprüche vor den geordneten Behörden (Ordentliche Gerichte, Verwaltungsgerichte, Sondergerichte) zu verfolgen sind. Die Strafprozeßordnung z. B. bestimmt, in welcher Form der Staat die Strafrechtspflege zu betreiben hat. Die Zivilprozeßordnung ordnet das Verfahren, in dem zur Verfolgung zivilrechtlicher Ansprüche die Hilfe des Staates in Anspruch zu nehmen ist. Nach den Bestimmungen der Konkursordnung endlich haben die Gläubiger eines Schuldners, der seine Zahlungen eingestellt hat, ihre Befriedigung wegen ihrer Ansprüche zu suchen.

Öffentlich-rechtliche Personen.

Träger der öffentlichen Gewalten sind die öffentlich-rechtlichen Personen. Öffentlich-rechtliche Personen sind der Staat (Reich, Einzelstaat), die Gemeinde und andere öffentlich-rechtliche Selbstverwaltungskörper.

Eine Darstellung des in Deutschland geltenden Rechtes der öffentlich-rechtlichen Personen, der staatsrechtlichen Verhältnisse in Reich und Einzelstaat konnte nicht gegeben werden, da bei Fertigstellung dieser Niederschrift zur neuen Auflage des Taschenbuches die Verfassung des Reiches und der Einzelstaaten noch nicht feststand, die Beratungen darüber zu einem endgültigen Ergebnis noch nicht geführt hatten.

III. Privatrechtliche Personen.

Den öffentlich-rechtlichen Personen gegenüber, ihnen dienend, ihre Aufgaben erfüllend, ihrer Herrschaft unterworfen; stehen die Personen des Privatrechts: die natürlichen Personen und die juristischen Personen des Privatrechts.

Jede natürliche Person, jeder Mensch ist rechtsfähig, d. h. fähig, Rechte zu besitzen und entweder selbst oder durch gesetzlichen Vertreter auszuüben. Die Rechtsfähigkeit beginnt mit der Geburt (BGB. § 1), endet mit dem Tod. Geburt und Tod werden nachgewiesen durch Auszüge aus dem Personenstandsregister. Die Personenstandsregister (Geburtsregister, Heiratsregister, Sterberegister) werden geführt von den staatlichen Standesbeamten, denen seit dem 1. Januar 1876 die beweisende Beurkundung der Geburten, Heiraten, Sterbefälle im ganzen Deutschen Reiche ausschließlich obliegt.

Unter gewissen Voraussetzungen kann eine Person durch gerichtliches Urteil für tot erklärt werden, und zwar im allgemeinen dann, wenn von ihrem Leben seit zehn Jahren keine Nachricht eingegangen ist. Die Todeserklärung darf aber nicht vor dem Schlusse des Jahres erfolgen, in dem der Verschollene das 31. Lebensjahr vollendet haben würde. Ein Verschollener dagegen, der das siebenzigste Lebensjahr vollendet haben würde, kann für tot erklärt werden, wenn seit fünf Jahren keine Nachricht von seinem Leben eingegangen ist.

Der Zeitraum von fünf oder zehn Jahren beginnt mit dem Schlusse des Jahres, in dem der Verschollene den vorhandenen Nachrichten nach noch gelebt hat (BGB. § 13 ff.).

Die Todeserklärung streicht aber den für tot Erklärten nicht unbedingt aus den Reihen der Lebenden, sondern begründet nur die Vermutung, daß der Verschollene gestorben, und zwar in dem Zeitpunkt gestorben ist, der in der gerichtlichen Todeserklärung festgestellt ist (BGB. § 18). Diese Vermutung kann widerlegt werden.

Von der Rechtsfähigkeit zu unterscheiden ist die Geschäftsfähigkeit, d. h. die Fähigkeit, selbständig rechtsgültige Rechtsgeschäfte zu schließen, durch Verträge sich zu verpflichten.

Die Willenserklärungen und Handlungen geschäftsunfähiger Personen haben keine rechtliche Bedeutung, werden so angesehen, als ob sie überhaupt nicht abgegeben oder vorgenommen wären. Sie sind nichtig (BGB. § 105). Geschäftsunfähige Personen können nicht einmal Geschenke annehmen, gültige Versprechen empfangen.

Beschränkt geschäftsfähig sind die Personen, deren Willenserklärungen und Handlungen nicht durchaus unbeachtlich, nicht schlechthin nichtig sind. Willenserklärungen und Handlungen dieser Personen, durch die sie lediglich einen rechtlichen Vorteil erlangen (ein Geschenk, ein Versprechen ohne Gegenleistung), sind durchaus gültig. Alle anderen Willenserklärungen und Handlungen dieser Personen leiden an einem Mangel, bedürfen zu ihrer Wirksamkeit der Einwilligung des gesetzlichen Vertreters — des Vaters, der Mutter, des Vormunds (BGB. § 107).

Geschäftsunfähig sind Personen,

- a) die das siebente Lebensjahr noch nicht vollendet haben,
- b) deren Geistestätigkeit durch Krankheit so gestört ist, daß ihre freie Willensbestimmung ausgeschlossen ist, solange dieser krankhafte Zustand dauert,
- c) die wegen Geisteskrankheit entmündigt sind, mag auch tatsächlich ihre freie Willensbestimmung nicht (nicht mehr) ausgeschlossen sein, solange die Entmündigung besteht (BGB. § 104).

Beschränkt geschäftsfähig dagegen sind

- a) die Personen, die wohl das siebente, aber noch nicht das einundzwanzigste Lebensjahr vollendet haben (BGB. § 106),
- b) die Personen, die wegen Geistesschwäche oder wegen Verschwendung oder wegen Trunksucht entmündigt sind (BGB. § 114).

Im Gegensatz zu den natürlichen Personen sind juristische Personen diejenigen Wesen, die nur gedachte Einheiten, gedachte Persönlichkeiten sind, unter gewissen Voraussetzungen, bei Erfüllung bestimmter Erfordernisse aber gleichwohl als rechtsfähig anerkannt werden. Auch diese juristischen Personen des Privatrechts (Personenvereinigungen, Vermögensmassen) können als selbständige Rechtspersönlichkeiten Rechte (Vermögensrechte, rechtliche Befugnisse) und Pflichten haben. Nicht die Mitglieder der Gesellschaft, der Genossenschaft, der das Recht der juristischen Persönlichkeit zusteht, sind Eigentümer des Vermögens und haften für die Schulden dieser Vereinigungen, sondern die Gesellschaft, die Genossenschaft als solche, als rechtlich anerkannte Persönlichkeit ist ausschließlich berechtigt und verpflichtet.

Als juristische Personen des Privatrechts kommen in Frage:

- a) die nach den Bestimmungen des Bürgerlichen Gesetzbuchs für das Deutsche Reich in das Vereinsregister eingetragenen Vereine (BGB. § 55 ff.). Das sind Vereine, deren Zweck nicht auf einen wirtschaftlichen Geschäftsbetrieb gerichtet ist, wissenschaftliche, künstlerische, religiöse, gemeinnützige, gesellige Vereine (BGB. § 21).

- b) als Vereine, die wirtschaftliche Zwecke verfolgen:
 die Aktiengesellschaften (HGB. § 178 ff.),
 die Kommanditgesellschaften auf Aktien (HGB. § 320 ff.),
 die Erwerbs- und Wirtschaftsgenossenschaften (Reichsgesetz vom 1. Mai 1889 in der Fassung vom 10. Mai 1897),
 die Gesellschaften mit beschränkter Haftung (Reichsgesetz vom 20. April 1892 in der Fassung vom 10. Mai 1897).
- c) die Stiftungen (BGB. § 80 ff.).

Ein Verein, dessen Zweck nicht auf einen wirtschaftlichen Geschäftsbetrieb gerichtet ist, erlangt Rechtsfähigkeit durch Eintragung in das Vereinsregister des zuständigen Amtsgerichts (BGB. § 21). Ein Verein aber, der wirtschaftliche Zwecke verfolgt, erlangt Rechtsfähigkeit, wenn er erfüllt die Vorschriften, die für die besonderen Arten solcher Vereine gegeben sind, also die Bestimmungen über die Aktiengesellschaften, über die Erwerbs- und Wirtschaftsgenossenschaften, über die Gesellschaften mit beschränkter Haftung. Anderenfalls durch staatliche Verleihung (BGB. § 22).

Eine rechtsfähige Stiftung endlich entsteht, wenn der Bundesstaat, in dessen Gebiete die Stiftung ihren Sitz haben soll, die Stiftungsurkunde genehmigt (BGB. § 80 ff.).

Personenvereinigungen, die nicht juristische Personen sind, haben keine ihren Mitgliedern gegenüber selbständige Rechtspersönlichkeit. Auf sie finden die Vorschriften über die Gesellschaft Anwendung (BGB. § 54). Das Vermögen dieser Personenvereinigungen ist gemeinschaftliches Vermögen der Mitglieder, der Gesellschafter (BGB. § 718). Erwirbt ein nicht rechtsfähiger Verein, eine Gesellschaft Eigentum an Grundstücken oder sonstige Rechte, die zur Wirksamkeit gegen Dritte der Eintragung in das Grundbuch bedürfen (Grundschulden, Hypotheken), so kann die Eintragung nicht auf den Namen des Vereins, der Gesellschaft erfolgen, sondern nur auf den Namen der einzelnen Mitglieder des Vereins, der Gesellschaft, mit dem Zusatz, daß ihnen das Recht nach den Vorschriften des Bürgerlichen Gesetzbuches über die Gesellschaft zusteht (Grundbuchordnung § 48). Für die Schulden solcher Vereinigungen haftet nicht ausschließlich das vorhandene Gesellschaftsvermögen. Vielmehr haben, wenn das Gesellschaftsvermögen zur Berichtigung der gemeinschaftlichen Schulden nicht ausreicht, die Gesellschafter für den Fehlbetrag nach dem Verhältnis aufzukommen, nach dem sie dem Gesellschaftsvertrag entsprechend den Verlust zu tragen haben. Kann von einem Gesellschafter der auf ihn fallende Beitrag nicht erlangt werden, so haben die übrigen Gesellschafter den Ausfall nach dem gleichen Verhältnis zu tragen (BGB. § 735). Die Verpflichtung, in dieser Weise für die Gesellschaftsschulden aufzukommen, dauert so lange, bis die Gesellschaftsschulden berichtigt sind, nötigenfalls also bis zur Erschöpfung der Mittel der einzelnen Gesellschafter. Deshalb erscheint es nicht unbedenklich, solchen nichtrechtsfähigen Vereinen beizutreten, die umfassende Verpflichtungen eingehen.

Scharf zu unterscheiden von der privatrechtlichen Frage, unter welchen Voraussetzungen ein Verein als rechtsfähig anzusehen ist, ist die öffentlich-rechtliche Frage, ob und unter welchen Bedingungen die Bürger des Reiches das Recht haben, Vereine zu bilden, gleichviel, ob nichtrechtsfähige Vereine oder Vereine mit juristischer Persönlichkeit. Mit dieser Frage beschäftigt sich das Reichsvereinsgesetz vom 19. April 1908.

Nach diesem Reichsgesetz sind alle Reichsangehörige, Männer und Frauen, ohne Rücksicht auf ihr Alter, also mündige und unmündige Personen, berechtigt, Vereine zu bilden und sich zu versammeln, wenn der Zweck des Vereins und der Versammlung den Strafgesetzen nicht zuwiderläuft. Dieses Recht kann polizeilich nur insoweit beschränkt werden, als dies durch das Vereinsgesetz selbst oder

andere Reichsgesetze vorgesehen ist. Die Reichsausländer genießen nicht das Vereins- und Versammlungsrecht, das den Reichsangehörigen zusteht. Vielmehr stehen sie nach wie vor unter dem allgemeinen Fremdenrecht. Vereine und Versammlungen, bei denen ausschließlich Ausländer beteiligt sind, können deshalb ohne weiteres aufgelöst werden, wenn mit Rücksicht auf die allgemeine Sicherheit die Auflösung angezeigt erscheint.

Vereine, deren Mitglieder auch Reichsangehörige sind, können nur dann aufgelöst werden, wenn ihr Zweck den Strafgesetzen zuwiderläuft. Ebenso können Versammlungen, an denen auch Reichsangehörige teilnehmen, von den Beauftragten der zuständigen Polizeibehörde nur aus den im Reichsvereinsgesetz angegebenen Gründen für aufgelöst erklärt werden.

Besondere Vorschriften, Vorschriften mehr formeller Art, gelten für politische Vereine.

IV. Das Recht des Grund und Bodens.

Das Eigentum an einem Grundstück kann erworben werden durch Vertrag mit dem bisherigen Eigentümer; durch Erbgang (durch gesetzliche Erbfolge oder durch letztwillige Verfügung); dadurch, daß es in Zwangsversteigerung erstanden, durch Beschluß des zuständigen Gerichts dem Bieter zugeschlagen wird, und endlich dadurch, daß es im Enteignungsverfahren von der Enteignungsbehörde für enteignet erklärt und dem Unternehmer, in dessen Interesse die Enteignung, die zwangsweise Eigentumsentziehung des Grundstückes erfolgt, zugesprochen wird.

Durch Vertrag wird das Eigentum eines Grundstückes erworben, wenn Veräußerer und Erwerber sich über Veräußerung und Erwerb des Grundstückes geeinigt, diese Einigung bei gleichzeitiger Anwesenheit beider vor dem Grundbuchamt, bei dem das Grundbuch für das betreffende Grundstück geführt wird, erklärt haben (Auflassungserklärung) und der Erwerber in das Grundbuch eingetragen ist (BGB. § 873, 925; Grundbuchordnung für das Deutsche Reich § 19, 20, 29). Die Bestimmungen über den Erwerb von Eigentum an Grundstücken durch Vererbung finden sich im Bürgerlichen Gesetzbuch für das Deutsche Reich (§ 1922, 1942). Die Voraussetzungen, unter denen ein Grundstück durch die zuständige staatliche Behörde zwangsweise versteigert wird mit dem Erfolg, daß der bisherige Eigentümer das Eigentum verliert und der Ersteher das Eigentum erwirbt, bestimmt das Reichsgesetz über die Zwangsversteigerung und Zwangsverwaltung vom 24. März 1897 in der Fassung vom 20. Mai 1898. Die Enteignung von Grundstücken ist reichsgesetzlich nicht geordnet. Die Vorschriften darüber sind vielmehr der Landesgesetzgebung vorbehalten (Einführungsgesetz zum BGB. Art. 109).

Grundsätzlich kann der Eigentümer eines Grundstückes beliebig damit verfahren, es nach seinem Willen gebrauchen und ausnutzen, auch andere von jeder Einwirkung darauf ausschließen (BGB. § 903). Diese grundsätzliche Befugnis ist jedoch verschiedenen, zum Teil weitgehenden Beschränkungen unterworfen, teils im Interesse der Nachbarn, teils im öffentlichen Interesse. Die Beschränkungen im Interesse der Nachbarn gründen sich auf Bestimmungen des Bürgerlichen Gesetzbuchs (§ 905 ff.) und der verschiedenen Landesrechte (Einführungsgesetz zum BGB. Art. 124). Die Beschränkungen im öffentlichen Interesse finden sich in besonderen Reichs- und Landesgesetzen (Einführungsgesetz zum BGB. Art. 111, so vor allem das Telegraphenwege-Gesetz v. 18. Dezember 1899).

Unter den Vorschriften, die aus allgemeinen volkswirtschaftlichen Gründen den Grundstückseigentümer in der Verfügung über sein Grundstück beschränken, sind in erster Linie die landesrechtlichen Bestimmungen zu nennen, die die Veräußerung oder die Teilung, Zergliederung, Dismembrierung erschweren oder verbieten. Über Güter, die Gegenstand einer Familienanwartschaft (Familienfideikommiß) oder eines Lehens sind, kann nach verschiedenen landesrechtlichen Bestimmungen der jeweilige Eigentümer überhaupt nicht oder nur unter bestimmten Voraussetzungen verfügen (Einführungsgesetz zum BGB. Art. 119, 59). Ferner dürfen in verschiedenen Bundesstaaten von Grundstücken in ländlichen Gegenden, von Grundstücken, die landwirtschaftlichen Zwecken dienen, Teile überhaupt nicht oder doch nur insoweit abgetrennt werden, daß dem Stammgrundstück ein gesetzlich festgesetzter Umfang verbleibt (Einführungsgesetz zum BGB. Art. 119). Damit ist in der Erde geborgenen metallischen Mineralien den Volksgenossen nicht vorenthalten werden, soll nach den Berggesetzen der verschiedenen Bundesstaaten jeder, der die vorgeschriebenen Voraussetzungen erfüllt, berechtigt sein, unter Ausschluß des Eigentümers des Grund und Bodens diese Mineralien aufzusuchen und bergmännisch zutage zu fördern (Schürfrecht, Bergbaurecht). Andererseits beschränken mit Rücksicht auf die wachsende Bedeutung des Wassers für die verschiedensten menschlichen Bedürfnisse die verschiedenen wasserrechtlichen Bestimmungen den Eigentümer eines Grundstückes in der Benutzung des Wassers, das auf dem Grundstück entspringt oder darüber hinfließt.

Rücksichten auf den Verkehr, die Sicherheit, die Gesundheit und die Schönheit haben weiter verschiedene Staaten und Gemeinden veranlaßt, durch allgemeine Baugesetze, durch baurechtliche Ortsgesetze, baupolizeiliche Verordnungen, durch Gesetze gegen die Verunstaltung von Stadt und Land die bauliche Ausnutzung von Grundstücken scharf zu umgrenzen, einschneidende Vorschriften zu geben über die Errichtung und Benutzung von Gebäuden und anderen Baulichkeiten.

Das Recht des Eigentümers eines Grundstückes erschöpft sich aber nicht in der allerdings eingeschränkten Gebarung mit dem Grundstück als solchem. Der Eigentümer kann auch den Grundkredit, der ihm wegen des Grundstückes zuteil wird, ausnutzen, indem er das Grundstück belastet.

Als solche Belastungen kommen in Frage die Hypothek, die Grundschuld und die Rentenschuld.

Unter einer Hypothek versteht man eine solche Geldforderung, für die ein Grundstück als Pfand dinglich in der Weise haftet, daß die Befriedigung der Forderung von dem persönlichen Schuldner (dem ursprünglichen Schuldner oder dem, der die Schuld übernommen hat) unbeschränkt aus seinem Vermögen; von jedem Eigentümer des verpfändeten Grundstückes, der nicht zugleich persönlicher Schuldner ist, aus den Mitteln des Grundstückes verlangt werden kann. Die Hypothek setzt eine Forderung voraus. Deshalb geht, wenn die durch das Pfandrecht am Grundstück gesicherte Forderung von dem bisherigen Gläubiger auf einen anderen Gläubiger übertragen wird, auch die Hypothek auf den neuen Gläubiger über (BGB. § 1113, 1153).

Grundschuld dagegen ist die dingliche Belastung eines Grundstückes mit dem Anspruch, daß aus dem Grundstück und nur aus dem Grundstück eine bestimmte Geldsumme zu zahlen ist (BGB. § 1191).

Bei der Grundschuld hat der Gläubiger keine persönliche Forderung. Vielmehr beschränkt der Schuldner durch Bestellung einer Grundschuld von vornherein seine Haftung auf das Grundstück (BGB. § 1191).

Die Rentenschuld endlich ist die dingliche Belastung eines Grundstückes mit dem Anspruch, daß aus dem Grundstück eine bestimmte Geldsumme nicht einmal, vielmehr an regelmäßig wiederkehrenden Tagen, daß also eine Rente zu zahlen ist (BGB. § 1199).

Auch bei der Rentenschuld haftet wegen der Ansprüche daraus dem Gläubiger, dem Rentengläubiger nur das Grundstück. Eine persönliche Forderung steht dem Gläubiger an den Rentenschuldner nicht zu (BGB. § 1199).

Hypothek, Grundschuld und Rentenschuld begründen erst dann ein Pfandrecht am Grundstück, wenn sie im Grundbuch auf dem Grundbuchblatt des betreffenden Grundstückes eingetragen sind.

Die Hypotheken sind verschiedener Art. Man unterscheidet Buchhypotheken, Briefhypotheken und Sicherungshypotheken.

Buchhypotheken sind solche Hypotheken, über die ein Brief, ein Hypothekenbrief nicht ausgestellt werden darf. Sie werden deshalb ohne weiteres durch Eintrag des Gläubigers in das Grundbuch begründet. Eine Buchhypothek wird von dem bisherigen Gläubiger auf einen anderen dadurch übertragen, daß dieser Übertrag im Grundbuch verlaubar wird (BGB. § 1116).

Briefhypotheken dagegen sind solche Hypotheken, über die ein Hypothekenbrief ausgestellt wird (BGB. § 1116). Die Briefhypothek wird nicht schon durch Eintragung des Gläubigers in das Grundbuch, sondern erst durch Auslieferung des Briefes erworben (BGB. § 1154). Bis zur Übergabe des Hypothekenbriefes steht die Hypothek dem Eigentümer des Pfandgrundstückes zu (BGB. § 1163, Abs. 2).

Bei den Buch- und Briefhypotheken braucht der Gläubiger, um die Hypothek geltend machen zu können, nicht erst die Forderung zu beweisen. Der Eintrag im Grundbuch oder der Brief spricht ohne weiteres dafür, daß die Forderung besteht.

Im Gegensatz dazu soll die Sicherungshypothek dem Berechtigten nur für den Fall, daß ihm eine Forderung zusteht, für diese Forderung, soweit sie erwiesenermaßen besteht, den Rang im Pfandrecht durch Eintragung eines entsprechenden Vermerkes im Grundbuch sichern. Wer eine Sicherungshypothek geltend macht, muß also stets erst beweisen, daß die Forderung entstanden ist, daß sie besteht.

Eine gesetzliche Sicherungshypothek ist die Bauhypothek. Der Unternehmer eines Bauwerkes oder eines einzelnen Teiles eines Bauwerkes kann für seine Forderung aus dem Verträge mit dem Bauherrn, der Eigentümer des Baugrundstückes ist, verlangen, daß ihm eine Sicherungshypothek am Baugrundstück des Bestellers eingeräumt wird (BGB. § 648).

Eine weitergehende gesetzliche Sicherung aller derer, die an der Herstellung eines Gebäudes als Angestellte, Arbeiter, Handwerker beteiligt sind, oder die Sachen zur Herstellung eines Gebäudes geliefert haben, und zwar durch eine gesetzliche Sicherungshypothek erstrebt das Reichsgesetz über die Sicherung der Bauforderungen vom 1. Juni 1909.

Berufen, eine wichtige Rolle in den Bestrebungen für Bodenreform und in der Wohnungspolitik zu spielen, ist das Erbbaurecht. Unter Erbbaurecht versteht man das veräußerliche und vererbliche Recht, auf und unter der Oberfläche eines fremden Grundstückes ein Bauwerk (ein Haus, einen Keller) zu haben (Verordnung vom 15. Januar 1919, RGBl. 19, S. 72). An sich wird ein mit dem Grund und Boden fest verbundenes Bauwerk Bestandteil des Grundstückes und somit Eigentum desjenigen, dem der Grund und Boden gehört. Das in Ausübung des Erbbaurechts errichtete Gebäude aber bleibt Eigentum des Erbbauberechtigten. Mit Hilfe des Erbbaurechts sind auch kapitalschwächere Personen in der Lage, sich ein eigenes Heim zu gründen. Denn sie ersparen den meist hohen Kaufpreis für Grund und Boden und brauchen nur eine verhältnismäßig geringe Vergütung für die Benutzung des Bodens zu entrichten.

Auch die Beschwerung eines Grundstückes mit Dienstbarkeiten soll nicht dem Eigentümer des Grundstückes, sondern Anderen zugute kommen. Man unterscheidet persönliche Dienstbarkeiten, die nur einer bestimmten Person

zustehen, und Grunddienstbarkeiten. Von den persönlichen Dienstbarkeiten ist am umfassendsten der Nießbrauch. Denn der Nießbraucher eines Grundstückes ist nicht nur berechtigt, das Grundstück in dieser oder jener Weise zu gebrauchen, sondern schlechthin die Nutzungen des Grundstückes zu ziehen (BGB. § 1030).

Eine Grunddienstbarkeit aber ist die Belastung eines Grundstückes zugunsten des jeweiligen Eigentümers eines anderen Grundstückes. Doch muß sie für die Benützung des Grundstückes des Berechtigten Vorteil bieten (BGB. § 1018, 1019).

Endlich kann ein Grundstück dinglich auch noch in der Weise belastet werden, daß einer bestimmten Person oder dem jeweiligen Eigentümer eines anderen Grundstückes aus dem belasteten Grundstück wiederkehrende Leistungen zu gewähren sind (z. B. Erntearbeiten, Korn, Wasser, Steine) (BGB. § 1105). Eine solche Belastung eines Grundstückes heißt Reallast.

Auch Erbbaurecht, Nießbrauch an einem Grundstück, Grunddienstbarkeit und Reallast entstehen erst, wenn die Belastung auf dem Grundbuchblatt des belasteten Grundstückes eingetragen ist (BGB. § 873).

V. Vertragsrecht.

Die für das Rechtsleben bedeutsamen Handlungen heißen Rechtsgeschäfte. Man unterscheidet einseitige und zweiseitige Rechtsgeschäfte. Einseitige Rechtsgeschäfte sind solche, bei denen die Handlung, die Erklärung schon einer Person rechtlich bedeutsam ist, bei denen es für ihre Wirkung der Beteiligung anderer Personen nicht bedarf. Einseitige Rechtsgeschäfte sind z. B. die Kündigung eines Mietverhältnisses, das Testament.

Bei zweiseitigen Rechtsgeschäften geben mehrere Personen Willenserklärungen ab, die ein und dasselbe Ergebnis haben sollen. Zweiseitige Rechtsgeschäfte sind die Verträge.

Ein Vertrag kommt dadurch zustande, daß der von einer Person einer anderen gemachte Antrag rechtzeitig angenommen wird. Der Antragende ist zunächst an den Antrag gebunden. Wird einer anwesenden Person oder einer abwesenden Person durch Fernsprecher ein Antrag gemacht, so kann der Antrag nur sofort angenommen werden. Wird einer abwesenden Person etwa durch einen Brief ein Antrag gemacht, so ist der Antragende nur bis zu dem Zeitpunkt an den Antrag gebunden, bis zu dem er unter regelmäßigen Umständen den Eingang der Antwort erwarten darf. Hat der Antragende für die Annahme des Antrages eine Frist bestimmt, so kann der Antrag nur innerhalb der gestellten Frist angenommen werden. Wird der Antrag nicht rechtzeitig angenommen, oder geht die Erklärung der Annahme dem Antragenden nicht rechtzeitig zu, so gilt der Antrag als abgelehnt. Der Antragende ist nicht mehr daran gebunden (BGB. § 145 ff.).

Aber auch wenn die Vertragschließenden über den Inhalt des geplanten Vertrages willenseinig geworden sind, ist der Vertrag erst dann als rechtsgültig anzusehen, wenn die im Gesetz vorgeschriebenen oder die vereinbarten Formen beobachtet worden sind (BGB. § 125 ff.). Verschiedene Verträge haben nur dann rechtliche Wirkung, wenn sie schriftlich abgeschlossen, einige auch nur dann, wenn sie gerichtlich oder notariell beurkundet sind. Soll z. B. das Eigentum eines Grundstückes von dem bisherigen Eigentümer des Grundstückes auf eine andere Person übertragen werden, so sind die Beteiligten vor der Eintragung des Erwerbers an die Einigung nur gebunden, wenn die Erklärungen gerichtlich oder notariell beurkundet oder vor dem Grundbuchamt abgegeben oder bei diesem eingereicht sind, oder wenn der Berechtigte, der bisherige Eigentümer des Grundstückes, dem anderen Teile, dem Erwerber, eine den Vorschriften der Grundbuchordnung entsprechende Eintragungsbewilligung ausgehändigt hat (BGB. § 873, Abs. 2).

Der Vertrag, durch den sich jemand dem Gläubiger eines anderen gegenüber verpflichtet, für die Erfüllung der Verbindlichkeiten des Schuldners einzustehen (Bürgschaftsvertrag), ist nur gültig, wenn der Bürge diese Verpflichtung schriftlich erklärt hat (BGB. § 766). Zur Gültigkeit eines Vertrages, in dem Jemand verspricht, einem Anderen etwas zu schenken, bedarf es sogar der gerichtlichen oder notariellen Beurkundung des Versprechens (BGB. § 518).

Ist ein Vertrag gültig geschlossen, so haben die Vertragschließenden die Rechte und Pflichten, die sich aus ihrer Vereinbarung ergeben. Soweit die Vereinbarung darüber keine Bestimmungen enthält oder ungültig ist, gelten die Vorschriften der Gesetze, die für den betreffenden Vertrag Anwendung zu finden haben, also etwa die einschlagenden Vorschriften des Bürgerlichen Gesetzbuches, des Handelsgesetzbuches, der Gewerbeordnung, der Seemannsordnung usw.

Die Parteien sind an den Vertrag gebunden, solange das Vertragsverhältnis besteht. In gewissen Fällen, unter gewissen Voraussetzungen sind sie aber berechtigt, sich von dieser Gebundenheit zu befreien, vom Vertrag zurückzutreten, den Vertrag zu kündigen, ihn aufzulösen. Rücktritt vom Vertrag, Kündigung oder Auflösung ohne Kündigung steht einem Vertragsteil zu entweder, wenn der andere Teil sich vertragswiderig verhält (nicht erfüllt, mangelhaft, verspätet leistet), oder wenn in der Vereinbarung oder im Gesetz Kündigung vorgesehen ist, oder ein Umstand vorliegt, der nach dem Gesetz oder nach der Vereinbarung zu sofortiger Auflösung berechtigt. Verletzt ein Vertragsteil die ihm nach dem Vertrag obliegende Pflicht, so gibt er dadurch dem anderen Teil in gewissen Fällen nicht nur das Recht, vom Vertrag zurückzutreten, sondern auch Schadenersatz zu beanspruchen.

Die für das praktische Leben wichtigsten Verträge sind der Kauf, der Dienst- (Arbeits-) Vertrag, der Werkvertrag, der Mietvertrag und das Darlehn.

Kauf, Werkvertrag, Mietvertrag und Darlehn sind fast ausschließlich im Bürgerlichen Gesetzbuch geordnet. Über den Dienstvertrag enthält das Bürgerliche Gesetzbuch zwar auch eingehende allgemeine Bestimmungen. Diese kommen aber nur zur Anwendung, soweit nicht über die eine oder andere Art des Dienst- oder Arbeitsvertrages besondere Gesetze abweichende oder weitere Vorschriften enthalten.

So kommen in Betracht: das Handelsgesetzbuch für das Dienstverhältnis zwischen Geschäftsherrn (Prinzipal) und Handlungsgehilfen, die Reichsgewerbeordnung für das Arbeitsverhältnis zwischen Arbeitgeber und gewerblichem Arbeiter, die verschiedenen landesrechtlichen Berggesetze für das Arbeitsverhältnis zwischen Bergwerksunternehmer und Bergarbeiter, die reichsgesetzliche Seemannsordnung und das Reichsgesetz über die privatrechtlichen Verhältnisse der Binnenschifffahrt für das Dienstverhältnis zwischen Reeder, Schiffseigner oder Kapitän und Schiffsmann. Die früheren verschiedenen landesrechtlichen Gesindeordnungen für das Dienstverhältnis zwischen Dienstherrn („Herrschaft“) und Gesinde sind außer Kraft gesetzt (s. RGBl. 18, S. 1303).

Bei dem Kaufvertrag ist der Verkäufer verpflichtet, die verkaufte Sache dem Käufer zu übergeben und ihm das Eigentum daran zu verschaffen, auch dafür einzustehen, daß die Sache keinen Mangel hat (BGB. § 433, 434). Sobald die verkaufte Sache dem Käufer übergeben ist, geht die Gefahr auf den Käufer über, die Gefahr zufälligen Unterganges und zufälliger Verschlechterung, auch wenn die verkaufte Sache im Gewahrsam des Verkäufers bleibt (BGB. § 446). Zur Übersendung der verkauften Sache nach einem anderen Ort als seinem Wohnsitz oder den Ort seiner gewerblichen Niederlassung ist der Verkäufer an sich nicht verpflichtet. Sendet aber der Verkäufer die verkaufte Sache auf Wunsch

des Käufers nach einem anderen Ort, dann geht die Gefahr der Verschlechterung oder des Unterganges der Sache auf den Käufer über, sobald der Verkäufer dem Spediteur, dem Frachtführer oder der sonst zur Ausführung der Versendung bestimmten Person oder Anstalt (Eisenbahn, Post) der Vereinbarung gemäß die Sache ausgeliefert hat (BGB. § 447).

Der Käufer hat die gekaufte Sache dem Verkäufer abzunehmen, den Kaufpreis zu zahlen und den Kaufpreis auf seine Kosten dem Verkäufer zu übersenden (Geldschuld ist in der Regel Bringschuld) (BGB. § 270, 433).

Ist die Zahlungsfähigkeit des Käufers nicht vollkommen zweifelsfrei, so tut der Verkäufer gut, sich das Eigentum an der gelieferten Sache so lange vorzubehalten, bis der Kaufpreis bezahlt ist, damit er bei einem etwaigen Konkurs des Käufers die gelieferte Sache als sein Eigentum aus der Masse verlangen kann und ihm nicht nur eine Kaufpreisforderung zusteht (BGB. § 455). Hat die verkaufte Sache Fehler, die ihren Wert vermindern, oder wegen deren sie für den gewöhnlichen oder den nach dem Vertrag vorausgesetzten Gebrauch weniger tauglich ist, so kann der Käufer vom Vertrag zurücktreten oder Herabsetzung des Kaufpreises verlangen (BGB. § 462). Hat der Verkäufer versprochen, daß die Sache bestimmte Eigenschaften hat und fehlen diese Eigenschaften, oder hat der Verkäufer einen Fehler arglistig verschwiegen, so kann der Käufer entweder vom Vertrag zurücktreten oder Herabsetzung des Kaufpreises oder Schadenersatz verlangen (BGB. § 463). Über die Kaufverträge, bei denen der Kaufpreis in Teilzahlungen berichtet werden soll und der Verkäufer sich das Recht vorbehalten hat, vom Vertrage zurückzutreten, wenn der Käufer seinen Verpflichtungen nicht nachkommt, enthält das Reichsgesetz über die Abzahlungsgeschäfte vom 16. Mai 1894 besondere Vorschriften.

Im Gegensatz zum Kaufvertrag ist bei dem Dienst- und Arbeitsvertrag nicht eine Sache, sondern sind persönliche Dienste, ist persönliche Arbeit zu leisten gegen Vergütung des auf solche Dienste oder Arbeit Berechtigten. Die Dienste oder die Arbeit ist zu vergüten, auch wenn eine Vergütung nicht ausdrücklich vereinbart ist, dafern sich aus den Umständen ergibt, daß die Dienste, die Arbeit nur gegen Vergütung geleistet werden (BGB. § 612). Das wird fast immer der Fall sein. Die Vergütung (Lohn, Gehalt) ist in der Regel zu gewähren in Geld, kann aber auch in anderen Sachen oder Leistungen [(Naturalien) Wohnung, Beköstigung, Feldnutzung] gewährt werden.

Den gewerblichen Arbeitern aber müssen die Löhne in Reichswährung berechnet und bar ausgezahlt werden (Truckverbot). Nur in den in der Reichsgewerbeordnung angegebenen Fällen können unter den dort bezeichneten Voraussetzungen auch den gewerblichen Arbeitern kreditweise gewährte Leistungen bei der Lohnzahlung angerechnet werden (GO. § 115, 116, 117, 118, 119).

Die Verpflichtung des Dienstherrn, des Arbeitgebers erschöpft sich aber nicht in der Gewährung der Vergütung, des Lohnes, des Gehaltes. Er hat vielmehr auch dafür zu sorgen, daß die Räume, Vorrichtungen oder Gerätschaften, die er zur Verrichtung des Dienstes zu beschaffen hat, so eingerichtet, die Dienstleistungen, die unter seiner Anordnung oder Leitung vorgenommen werden, so geartet sind, daß der Dienstverpflichtete, der Angestellte, der Arbeiter gegen Gefahr für Leben und Gesundheit so weit geschützt ist, als die Natur der Dienstleistung oder die Art des Betriebes gestattet. Dienstverpflichteten gegenüber, die in seine häusliche Gemeinschaft aufgenommen sind, hat der Dienstherr noch weitergehende Pflichten. Erfüllt der Dienstherr diese Pflichten nicht, so hat er für allen Schaden, der deshalb dem Bediensteten entsteht, Ersatz zu leisten (BGB. § 618, GO. § 120 a ff., HGB. § 62). Unter Umständen hat der Dienstherr dem erkrankten Dienstverpflichteten auch auf seine Kosten die erforderliche Verpflegung und ärztliche Behandlung sechs Wochen lang zu gewähren (BGB. § 617).

Jedes Dienstverhältnis unterliegt der Aufkündigung. Auch wenn sich jemand für sein Leben oder doch für eine längere Zeit als fünf Jahre zu Dienstleistungen verpflichtet hat, kann er nach Ablauf von fünf Jahren mit einer Frist von sechs Monaten kündigen (BGB. § 624).

Im übrigen bestimmt sich die Kündigungsfrist nach der darüber getroffenen Vereinbarung, in Ermangelung einer solchen nach den einschlagenden gesetzlichen Bestimmungen.

Ist die Vergütung nach Zeitabschnitten bemessen, so ist die Kündigungsfrist verschieden, je nach der Länge der Zeitabschnitte. Ist z. B. die Vergütung nach Monaten bemessen, so kann für den Schluß des Monats bis zum fünfzehnten gekündigt werden. Ist die Vergütung aber nach Vierteljahren oder größeren Zeitabschnitten bemessen, so für den Schluß eines Kalendervierteljahres sechs Wochen zuvor (BGB. § 621).

Ist die Vergütung aber nicht nach Zeitabschnitten bemessen, etwa nach der Arbeitsleistung, so kann jederzeit gekündigt werden. Nur wenn das Dienstverhältnis die Erwerbstätigkeit des Verpflichteten vollständig oder hauptsächlich in Anspruch nimmt, kann auch in diesen Fällen das Dienstverhältnis nicht jederzeit gelöst, muß vielmehr — wenn nichts anderes vereinbar ist — 14 Tage vorher gekündigt werden (BGB. § 623). In Übereinstimmung mit diesem Rechtssatze des Bürgerlichen Gesetzbuches unterliegt der Arbeitsvertrag des gewerblichen Arbeiters mit seinem Arbeitgeber schlechthin einer Aufkündigung mit vierzehntägiger Kündigungsfrist, wenn nichts anderes vereinbart ist. Werden andere Aufkündigungsfristen zwischen Arbeitgeber und gewerblichem Arbeiter vereinbart, so müssen sie für beide Teile gleich sein (GO. § 122).

Das Dienstverhältnis von Personen, die mit festen Bezügen angestellt sind, Dienste höherer Art zu leisten haben, und deren Erwerbstätigkeit durch das Dienstverhältnis vollständig oder hauptsächlich in Anspruch genommen wird (Lehrer, Erzieher, Privatbeamte), kann nur für den Schluß eines Kalendervierteljahres unter Einhaltung einer Kündigungsfrist von sechs Wochen gekündigt werden, auch wenn die Vergütung nach kürzeren Zeitabschnitten als einem Vierteljahr bemessen ist, sofern keine andere Vereinbarung stattgefunden hat (BGB. § 622).

Dasselbe gilt nach der Gewerbeordnung auch für das Dienstverhältnis der vom Gewerbeunternehmer gegen feste Bezüge beschäftigten Personen, die nicht lediglich vorübergehend mit der Leitung oder Beaufsichtigung des Betriebes oder einer Betriebsabteilung beauftragt oder mit höheren technischen Dienstleistungen betraut sind (Betriebsbeamte, Werkmeister, Maschinentechniker, Bautechniker, Chemiker, Zeichner). Wird aber zwischen diesen Personen und ihrem Arbeitgeber eine kürzere oder längere Kündigungsfrist vereinbart, so muß sie für beide Teile gleich sein. Die vereinbarte Frist darf auf keinen Fall weniger als einen Monat betragen. Auch ist die Kündigung nur für den Schluß eines Kalendermonats zulässig. Vereinbarungen, die diesen Bestimmungen zuwiderlaufen, sind nichtig (GO. § 133a, 133aa).

Ganz dasselbe wie für die Kündigung des Dienstverhältnisses der Betriebsbeamten, Werkmeister und Techniker gilt für die Kündigung des Dienstvertrages zwischen Geschäftsherrn (Prinzipal) und Handlungsgehilfen (HGB. § 66, 67).

Auch ohne Einhaltung einer Kündigungsfrist kann ein Dienstverhältnis gelöst werden, wenn ein wichtiger Grund vorliegt (BGB. § 626, GO. § 133b, HGB. § 70). Was als ein wichtiger Grund anzusehen ist, entscheidet im Streitfall der Richter. Für das Arbeitsverhältnis zwischen dem Gewerbeunternehmer und seinen gewerblichen Arbeitern (Gesellen, Gehilfen) gilt jedoch dieser Rechtssatz nur dann, wenn das Arbeitsverhältnis mindestens auf vier Wochen vereinbart oder wenn eine längere als eine vierzehntägige Kündigungsfrist verabredet ist (GO. § 124a). Doch kann auch dieses Arbeitsverhältnis sofort gelöst werden,

wenn einer der Gründe vorliegt, die nach dem Gesetz zu sofortiger Auflösung des Vertrages berechtigen (GO. § 123, 124).

Über die Verpflichtung aller Angestellten, Arbeiter und Lehrlinge, Geschäfts- oder Betriebsgeheimnisse oder ihnen im geschäftlichen Verkehr anvertraute Vorlagen oder Vorschriften technischer Art (Zeichnungen, Modelle, Schablonen, Rezepte) nicht unbefugt zu Zwecken des Wettbewerbs zu verwenden oder anderen mitzuteilen, enthält das Reichsgesetz gegen den unlauteren Wettbewerb vom 7. Juni 1909 eingehende Bestimmungen (§ 17, 18, 19).

Mit dem Wettbewerbsverbot zwischen Gewerbeunternehmer und Betriebsbeamten, Werkmeister und Techniker beschäftigt sich die Gewerbeordnung (§ 133f.), mit dem Wettbewerbsverbot zwischen Geschäftsherrn (Prinzipal) und Handlungsgehilfen eingehender das Handelsgesetzbuch in der Fassung vom 10. Juni 1914 (RGBl. 14, S. 209, § 74, 75).

Im Gegensatz zum Dienstvertrag ist bei dem Werkvertrag nicht die Tätigkeit des Verpflichteten, sondern das Ergebnis seiner Tätigkeit, die Herstellung eines Werkes gegen Vergütung Inhalt des Vertrages.

Bei dem Werkvertrag verpflichtet sich der Unternehmer dem Besteller gegenüber, ein Werk herzustellen, der Besteller, dem Unternehmer die vereinbarte Vergütung zu entrichten (BGB. § 631).

Der Unternehmer ist verpflichtet, das Werk ordnungsgemäß und der Vereinbarung entsprechend herzustellen. Er haftet für die Mängel des Werkes (BGB. § 633).

Der Besteller ist verpflichtet, dem Unternehmer das Werk zu vergüten auch dann, wenn eine Vergütung nicht ausdrücklich vereinbart ist (BGB. § 632). Die Vergütung ist zu gewähren, wenn das Werk abgenommen wird, oder doch zur Abnahme bereit ist. Der Besteller ist zur Abnahme des Werkes verpflichtet wie beim Kauf der Käufer zur Abnahme der gekauften Sache (BGB. § 640, 641). Die Vergütung für das Werk kann nicht immer in einem festen Betrage, der von vornherein feststeht, bestimmt werden. Sie richtet sich vielmehr meist nach der Zeit, die die Arbeit erfordert, nach den Stoffen, die verwendet werden. Dies ist namentlich bei Bauten der Fall. Um aber gleichwohl den Umfang der Vergütung schon vor Beginn des Werkes, des Baues, festzustellen, wird ein Kostenanschlag angefertigt und dem Vertrage zugrunde gelegt. Hat der Unternehmer, der Bauausführende, eine Gewähr für die Richtigkeit des Kostenanschlages im Vertrage übernommen, so kann er nicht nachträglich eine höhere Vergütung als die vereinbarte verlangen, weil sich bei der Ausführung des Werkes gezeigt hat, daß die Kosten zu niedrig berechnet sind.

Hat er aber keine Gewähr für die Richtigkeit des Kostenanschlages übernommen und zeigt sich später, daß die Kosten wesentlich mehr betragen, dann kann der Besteller von dem Vertrage zurücktreten, muß aber dem Unternehmer für die geleisteten Arbeiten eine entsprechende Vergütung gewähren. Andererseits ist der Unternehmer verpflichtet, dem Besteller unverzüglich Anzeige zu machen, wenn eine solche Überschreitung des Anschlages zu erwarten ist (BGB. § 650).

Bis zur Vollendung des Werkes kann der Besteller jederzeit den Vertrag kündigen, d. h. er kann jederzeit von der weiteren Ausführung des Werkes absehen. Der Unternehmer kann nicht beanspruchen, daß er das begonnene Werk vollendet. Er behält aber trotz der Kündigung des Bestellers seinen Anspruch auf die vereinbarte Vergütung. Von dieser Vergütung kann der Besteller nur das abziehen, was der Unternehmer wegen Aufhebung des Vertrages an Aufwendungen erspart oder durch Ausnutzung seiner frei gewordenen Arbeitskraft erwirbt oder zu erwerben böswillig unterläßt (BGB. § 649).

Wird das Werk ganz oder zum Teil nicht rechtzeitig hergestellt, oder hat es nicht die zugesicherten Eigenschaften, oder ist es mit Fehlern behaftet, die den Wert oder die Tauglichkeit zu dem gewöhnlichen oder zu dem nach dem

Verträge vorausgesetzten Gebrauch aufheben oder mindern, so kann der Besteller deshalb nicht ohne weiteres vom Verträge zurücktreten.

In solchem Fall hat er vielmehr zunächst nur das Recht zu verlangen, daß das Werk innerhalb einer angemessenen Nachfrist hergestellt wird, die Mängel innerhalb einer angemessenen Frist beseitigt werden. Kommt der Unternehmer dieser Aufforderung innerhalb der gesetzten Frist nicht nach, so kann der Besteller entweder vom Vertrag zurücktreten oder Minderung der Vergütung beanspruchen oder die Mängel auf Kosten des Unternehmers selbst beseitigen oder durch andere Personen beseitigen lassen oder, wenn der Unternehmer den Mangel verschuldet hat, Schadenersatz wegen Nichterfüllung verlangen (BGB. § 634, 635, 636).

Miete und Pacht sind Verträge, durch die der Vermieter oder Verpächter einem Anderen, dem Mieter oder Pächter, eine bewegliche oder unbewegliche Sache gegen eine Vergütung, die in der Regel in Geld besteht, zur Benutzung überläßt, bei der Miete nur zum Gebrauche, bei der Pacht zur vollen Nutzung, zur Fruchtziehung (BGB. § 535, 581).

Der Vermieter hat die Sache dem Mieter in einem Zustand zu übergeben, der für den vertragsmäßigen Gebrauch geeignet ist, und hat dafür zu sorgen, daß die vermietete Sache auch in einem solchen Zustand bleibt (BGB. § 536).

Der Mieter darf die gemietete Sache nur in der im Vertrag bestimmten Weise benutzen, muß nach Beendigung des Mietverhältnisses die gemietete Sache zurückgeben und in den gesetzlich oder vertragsmäßig bestimmten Fristen den Mietzins zahlen.

Zur Zahlung des Mietzinses ist der Mieter verpflichtet, auch wenn er aus persönlichen Gründen nicht in der Lage oder nicht geneigt ist, die gemietete Sache zu benutzen (BGB. § 535, 552, 556).

Der Mieter ist ohne Erlaubnis des Vermieters nicht berechtigt, die gemietete Sache, die gemietete Wohnung, einem Anderen zu überlassen, an einen Anderen weiter zu vermieten, und haftet, auch wenn der Vermieter die Erlaubnis dazu erteilt hat, für jede Beschädigung der Sache, die der Untermieter verschuldet hat (BGB. § 549).

Ist nichts anderes vereinbart, so ist der Mietzins, wenn er im ganzen bestimmt ist, nach Benutzung der gemieteten Sache, nach Ablauf der Mietzeit, wenn er nach Zeitabschnitten (monatlich, wöchentlich) bemessen ist, am Ende des betreffenden Zeitabschnittes (des Monats, der Woche) zu berichtigen.

Nur bei der Miete von Grundstücken (Wohnungen oder anderen Räumen) ist mangels einer anderen Vereinbarung der Mietzins jedesmal am ersten Werktag des neuen Kalendervierteljahres zu bezahlen, wenn der Mietzins nach Vierteljahren oder längeren Zeitabschnitten berechnet ist (BGB. § 551).

Auch das Miet- und Pachtverhältnis unterliegt einer Kündigung. In einigen vom Gesetz besonders bezeichneten Fällen kann das Mietverhältnis ohne Einhaltung einer Frist gekündigt werden. So z. B. vom Vermieter, wenn der Mieter an zwei aufeinanderfolgenden Terminen den Mietzins ganz oder teilweise im Rückstand gelassen hat (BGB. § 554). So z. B. vom Mieter, wenn die Wohnung so beschaffen ist, daß die Benutzung mit einer erheblichen Gefährdung der Gesundheit verbunden ist. Der Mieter kann solchenfalls das Mietverhältnis auch dann sofort auflösen, wenn der Mieter die gesundheitsgefährdende Beschaffenheit der Wohnung bei dem Abschlusse des Vertrages gekannt hat (BGB. § 544).

Im übrigen aber müssen bei der Kündigung bestimmte Fristen eingehalten werden.

Der Mietvertrag über bewegliche Sachen (Buch, Pferd, Möbel) muß, wenn der Mietzins nach Tagen bemessen ist, einen Tag, in allen übrigen Fällen drei Tage vor dem Tage gekündigt werden, an dem das Mietverhältnis zu Ende gehen soll.

Bei Grundstücken (Wohnungen) bestimmt sich die Kündigungsfrist nach der Zeit, für die der Mietzins bemessen ist. Es muß gekündigt werden, wenn der Mietzins bemessen ist nach Tagen: spätestens am Tage vorher; wenn der Mietzins bemessen ist nach Wochen: spätestens am ersten Werktag einer Woche für deren Schluß; wenn der Mietzins bemessen ist nach Monaten: spätestens am fünfzehnten des Monats für den Schluß des Monats; in allen übrigen Fällen bis zum dritten Werktag eines Vierteljahres für dessen Schluß (BGB. § 565).

In einigen besonderen Verhältnissen kann das Mietverhältnis schon mit den gesetzlichen Fristen gekündigt werden, wiewohl das Mietverhältnis für längere Zeit abgeschlossen oder eine längere Kündigungsfrist vereinbart ist. So können, wenn der Mieter stirbt, dessen Erben oder der Vermieter für den ersten zulässigen Termin mit der gesetzlichen Kündigungsfrist kündigen (BGB. § 569). Ebenso können Beamte, Militärpersonen, Geistliche oder Lehrer an einer öffentlichen Unterrichtsanstalt, die nach einem anderen Ort versetzt werden, ihre Wohnung mit der gesetzlichen Kündigungsfrist für den ersten zulässigen Termin kündigen, auch wenn sie für eine längere Zeit gemietet hatten oder eine längere Kündigungsfrist vereinbart war (BGB. § 570). Diese Berechtigung kann aber durch besondere Vereinbarung ausgeschlossen werden.

Veräußert der Vermieter das vermietete Grundstück (Haus), ehe das Grundstück, die Wohnung, dem Mieter überlassen ist, so ist der Erwerber des Grundstückes nicht an den Mietvertrag gebunden. Der Mieter kann sich nur an den Vermieter halten. War dagegen das Grundstück, die Wohnung, dem Mieter schon überlassen, als der Vermieter das Grundstück veräußerte, so wird dadurch das Recht des Mieters nicht berührt. Der Erwerber tritt vielmehr an Stelle des Vermieters in dessen Rechte und Pflichten ein für die Zeit, während deren er Eigentümer des Grundstückes ist. Der Mieter kann dann von dem Erwerber des Grundstückes alles verlangen, wozu der Vermieter sich ihm gegenüber verpflichtet hat, schuldet aber andererseits auch dem Erwerber alles, wozu er dem Vermieter verbunden ist. Der Rechtssatz „Kauf bricht Miete“ gilt also nach dem Bürgerlichen Gesetzbuch nur in sehr beschränktem Umfang (BGB. § 571).

Über die Zahlung des Pachtzinses und die gesetzlichen Kündigungsfristen bei dem Pachtverhältnis gelten Bestimmungen, die von den entsprechenden Vorschriften über das Mietverhältnis etwas abweichen (s. BGB. § 584, 595, 596).

Unter Darlehn versteht man den Vertrag, durch den eine Person einer anderen Geld oder andere vertretbare Sachen zum Eigentum hingibt und der Darlehensempfänger dabei die Verpflichtung übernimmt, das Empfangene in Sachen von gleicher Art, Güte und Menge zurück zu erstatten (BGB. § 607). Die Verpflichtung der Verzinsung des Dargeliehenen versteht sich nicht ohne weiteres. Ein Darlehn ist vielmehr nur dann zu verzinsen, wenn die Verzinsung versprochen oder der Darlehensempfänger mit der Zurückzahlung in Verzug geraten ist. Ist nur schlechthin Verzinsung versprochen, die Höhe des Zinsfußes aber nicht bestimmt, so ist das Darlehn mit 4 vom Hundert jährlich zu verzinsen (BGB. § 246).

Ist ein höherer Zinssatz als 6 vom Hundert jährlich vereinbart, so kann der Schuldner nach Ablauf von sechs Monaten das Kapital unter Einhaltung einer Kündigungsfrist von sechs Monaten kündigen (BGB. § 247).

Ist für die Rückerstattung des Darlehns eine Zeit nicht bestimmt, so wird das Darlehn erst fällig, wenn der Gläubiger oder der Schuldner kündigt. Ist über die Kündigungsfrist nichts vereinbart, so beträgt sie bei Darlehn über dreihundert Mark drei Monate, bei Darlehn von geringerem Betrage einen Monat (BGB. § 609).

VI. Verpflichtung zum Schadensersatz.

Wie wir sahen, hat unter Umständen die Verletzung der in einem Vertrag übernommenen Pflichten die Folge, daß wegen des Schadens, der dadurch dem Vertragsgegner erwachsen ist, Ersatz zu leisten ist.

Die Verpflichtung, den angerichteten Schaden zu ersetzen, trifft grundsätzlich denjenigen, der den Schaden verschuldet hat. In manchen Fällen ist aber Verschuldung nicht Voraussetzung der Verpflichtung zum Schadensersatz, ist vielmehr der tatsächlich entstandene Schaden zu ersetzen, auch wenn nicht nachgewiesen ist, daß derjenige, bei dessen Handlung der Schaden entstanden ist, den Schaden verschuldet hat.

Das Bürgerliche Gesetzbuch bestimmt zunächst grundsätzlich: wer vorsätzlich oder fahrlässig das Leben, den Körper, die Gesundheit, die Freiheit, das Eigentum oder ein sonstiges Recht eines Anderen widerrechtlich verletzt, oder wer einem Gesetze, einer Verordnung, einer polizeilichen Bestimmung, die den Schutz eines Anderen bezwecken, bewußt oder fahrlässig zuwiderhandelt, ist dem Anderen zum Ersatz des daraus entstandenen Schadens verpflichtet (BGB. § 823).

Der Verletzte kann sich auf diese Bestimmung in der Regel aber nur berufen, wenn er beweist, daß der, von dem er Schadensersatz beansprucht, ihm vorsätzlich oder fahrlässig durch eine widerrechtliche Handlung Schaden zugefügt hat.

Eine besondere Schädigung ist die Gefährdung des Kredits, der besonders für die kaufmännischen Kreise einen großen Vermögenswert darstellt. Es hat deshalb derjenige, der der Wahrheit zuwider eine Tatsache behauptet oder verbreitet, die geeignet ist, den Kredit eines Anderen zu gefährden oder sonstige Nachteile für dessen Erwerb oder Fortkommen herbeizuführen, dem Anderen den daraus entstehenden Schaden zu ersetzen, und zwar auch dann, wenn er die Unwahrheit der Behauptung zwar nicht kennt, aber doch kennen muß, auch dann, wenn er gar nicht behauptet, daß die verbreitete Tatsache wahr ist. Nur dann soll die Mitteilung einer solchen unwahren Tatsache nicht zum Schadensersatz verpflichten, wenn dem, der die Mitteilung macht, die Unwahrheit der Mitteilung unbekannt ist und er oder der Empfänger der Mitteilung an ihr ein berechtigtes Interesse hat (BGB. § 824).

Wir sind aber nicht nur für unsere eigenen Handlungen verantwortlich, in gewissen Fällen vielmehr verpflichtet, auch den Schaden zu ersetzen, der durch Handlungen Anderer entsteht.

Beauftragen wir z. B. einen Anderen, eine Verrichtung, irgendeine Handlung vorzunehmen, und fügt unser Beauftragter hierbei einem Dritten einen Schaden zu, so sind wir zum Ersatze dieses Schadens verpflichtet, es sei denn, daß wir bei der Auswahl unseres Beauftragten die erforderliche Sorgfalt beobachtet haben oder der Schaden auch bei Beobachtung solcher Sorgfalt entstanden sein würde (BGB. § 831). Hat in einem Bergwerk, in einem Steinbruch oder in einer Fabrik ein Bevollmächtigter oder eine zur Leitung oder Beaufsichtigung des Betriebes oder der Arbeiter angenommene Person in Ausführung der Dienstverrichtungen den Tod oder die Körperverletzung eines Arbeiters oder eines Betriebsbeamten, die nicht nach der Reichsversicherungsordnung versichert sind, oder einer bei dem Betrieb überhaupt nicht beteiligten Person verschuldet, so haftet nach dem Reichshaftpflichtgesetz vom 7. Juni 1871 der Unternehmer schlechthin für den dadurch entstandenen Schaden.

Für den Schaden, den die nach der Reichsversicherungsordnung versicherten Personen in solchen Unternehmungen durch das Verschulden der genannten Bevollmächtigten oder Betriebs- oder Arbeiteraufseher infolge eines Betriebsunfalls erleiden, haftet dank der gesetzlichen Unfallversicherung der Unternehmer im allgemeinen nicht mehr. Die nach der Reichsversicherungsordnung versicherten

Arbeiter und Angestellten und ihre Hinterbliebenen können (gleichviel, ob sie nach der gesetzlichen Unfallversicherung Anspruch auf Rente haben oder nicht) Ersatz des Schadens, den sie infolge eines Betriebsunfalls erlitten haben, gegen den Betriebsunternehmer, dessen Bevollmächtigte, Betriebs- oder Arbeiteraufseher nur dann geltend machen, wenn durch strafgerichtliches Urteil festgestellt worden ist, daß der in Anspruch Genommene den Unfall vorsätzlich herbeigeführt hat.

Der Anspruch beschränkt sich dann aber auf den Betrag, um den die Entschädigung, die den Berechtigten (Verletzten oder ihren Hinterbliebenen) nach den Bestimmungen des Bürgerlichen Gesetzbuches oder des Haftpflichtgesetzes gebührt, die Entschädigung übersteigt, auf die sie nach der Reichsversicherungsordnung Anspruch haben (RVO. §§ 898, 899). Hat ein Betriebsunternehmer, Bevollmächtigter, Betriebs- oder Arbeiteraufseher einen Unfall vorsätzlich oder fahrlässig mit Außerachtlassung derjenigen Aufmerksamkeit, zu der er vermöge seines Amtes, Berufes oder Gewerbes besonders verpflichtet ist, herbeigeführt, so hat er die Aufwendungen, die wegen des Unfalls gemacht werden mußten, der zuständigen Berufsgenossenschaft auf ihr Verlangen unbedingt, schlechthin zu ersetzen; den bei den Aufwendungen beteiligten Gemeinden, Armenverbänden, Krankenkassen, Sterbe- und Unterstützungskassen dann, wenn die Verschuldung der genannten Personen durch strafgerichtliches Urteil festgestellt ist (RVO. § 903).

Auch für den Schaden haben wir aufzukommen, den Personen anrichten — gleichviel ob schuldhaft, vorsätzlich oder fahrlässig oder ohne Verschulden —, die wegen ihrer Jugend oder wegen ihres geistigen oder körperlichen Zustandes der Aufsicht bedürfen und zu deren Beaufsichtigung wir verpflichtet sind. Die Verpflichtung zur Beaufsichtigung kann beruhen auf Gesetz (Eltern, Vormünder) oder auf Vertrag (Lehrer, Erzieher, Vorsteher einer Anstalt). Nur dann sind wir nicht schadenersatzpflichtig, wenn wir beweisen, daß wir unserer Verpflichtung zur Aufsicht genügt haben, oder daß der Schaden auch bei gehöriger Aufsicht eingetreten sein würde (BGB. § 832).

In einigen Fällen besteht aber, wie schon erwähnt, die Verpflichtung, entstandenen Schaden zu ersetzen, wiewohl nicht bewiesen ist, daß der Schadensersatzpflichtige oder der, für den er einzustehen hat, den Schaden verschuldet hat.

Wird bei dem Betriebe einer Eisenbahn (Vollbahn, Kleinbahn, Straßenbahn) ein Mensch getötet oder körperlich verletzt, so haftet der Unternehmer für den dadurch entstandenen Schaden, sofern er nicht beweist, daß der Unfall durch höhere Gewalt oder durch eigenes Verschulden des Getöteten oder Verletzten verursacht ist (Reichshaftpflichtgesetz vom 7. Juni 1871, § 1). Der Verletzte oder seine Hinterbliebenen haben also nur zu beweisen, daß die Tötung oder die Verletzung bei dem Betrieb der Eisenbahn erfolgt ist. Dagegen braucht nicht bewiesen zu werden, daß der Unternehmer des Eisenbahnbetriebes oder seine Angestellten die Tötung oder Verletzung verschuldet haben. Diese besondere Haftpflicht der Eisenbahnen nach dem Reichshaftpflichtgesetz beschränkt sich, wie hervorgehoben, auf Verletzung von Personen (Tötung, Körperverletzung), umfaßt nicht auch Beschädigung von Sachen. Und doch würde die Verpflichtung des Unternehmers eines Eisenbahnbetriebes, auch wegen Beschädigung einer Sache im Eisenbahnbetriebe Ersatz zu leisten, aus denselben Gründen gerechtfertigt sein, die zur Haftpflicht wegen Tötung und Verletzung eines Menschen geführt haben. Daß die Unternehmer von Eisenbahnen, zu denen auch die Straßenbahnen gehören, reichsgesetzlich nicht schlechthin auch für Sachbeschädigung haften, erscheint um so unbilliger, wenn man die weitergehende strenge Haftung des Tierhalters ins Auge faßt.

Wird durch ein Tier, das nicht als Haustier zu gelten hat und dem Berufe, der Erwerbstätigkeit oder dem Unterhalte des Tierhalters zu dienen bestimmt ist,

ein Mensch getötet oder der Körper eines Menschen verletzt oder eine Sache beschädigt, so ist derjenige, der das Tier hält, d. h. dessen ausschließlicher Verfügung das Tier untersteht, verpflichtet, dem Verletzten den daraus entstehenden Schaden zu ersetzen (BGB. §833). Derjenige, der das Tier hält, haftet unbedingt, auch wenn er die erforderliche Aufsicht ausgeübt hat, auch wenn ihn kein Verschulden trifft. Neben dem, der das Tier hält, haftet für den Schaden, den das Tier anrichtet, derjenige, der sich vertragsmäßig verpflichtet hat, die Aufsicht über das Tier zu führen (Kutscher). Hat aber die zur Aufsicht vertragsmäßig verpflichtete Person bei der Aufsicht die Sorgfalt beobachtet, die im Verkehr erforderlich ist, so hat den Schaden, den gleichwohl das Tier anrichtet hat, nicht diese Person, sondern ausschließlich der zu ersetzen, der das Tier hält, meistens also der Eigentümer des Tieres (BGB. § 834).

Wer das Tier nur für vorübergehende Benutzung gemietet hat, haftet nur für den Schaden, den er vorsätzlich oder fahrlässig widerrechtlich verursacht hat.

Wer ein Haustier hält, das bestimmt ist, dem Berufe, der Erwerbstätigkeit oder dem Unterhalte des Tierhalters zu dienen, ist nicht schlechthin verpflichtet, den Schaden zu ersetzen, den das Haustier anrichtet hat. Er hat diese Verpflichtung nur dann, wenn ihn ein Verschulden trifft. Er hat sie nicht, wenn er bei der Beaufsichtigung des Tieres die im Verkehr erforderliche Sorgfalt beobachtet hat oder der Schaden auch bei Anwendung dieser Sorgfalt entstanden sein würde (Reichsgesetz v. 30. Mai 1908).

Aus demselben Grunde, aus dem bereits das Reichshaftpflichtgesetz vom 7. Juni 1871 den Unternehmer eines Eisenbahnbetriebes und später die oben besprochene Bestimmung des Bürgerlichen Gesetzbuches den Tierhalter einer weitgehenden Haftpflicht unterwirft, wurde schon seit längerer Zeit gefordert, daß auch die Halter von Kraftfahrzeugen schlechthin den Schaden zu ersetzen haben, den ihre Fahrzeuge anrichten. Diesem berechtigten Verlangen soll das Reichsgesetz über den Verkehr mit Kraftfahrzeugen vom 3. Mai 1909 genügen.

Wird bei dem Betriebe eines Kraftfahrzeuges — eines Kraftwagens oder eines Kraftrades —, das zum Transport von Menschen oder Sachen benutzt wird, ein Mensch getötet, der Körper oder die Gesundheit eines Menschen verletzt oder eine Sache beschädigt, so ist der Halter des Fahrzeuges an sich schlechthin verpflichtet, dem Verletzten den Schaden zu ersetzen. Voraussetzung für seine Ersatzpflicht ist nicht, daß ihm ein Verschulden nachgewiesen wird. Der Geschädigte braucht nur nachzuweisen, daß er bei dem Betriebe des Kraftfahrzeuges verunglückt, seine Sache dabei beschädigt ist, und daß die von ihm in Anspruch genommene Person zur Zeit des Unfalls, der Beschädigung der Sache, Halter des Fahrzeuges war.

Als Halter eines Kraftfahrzeuges gilt die Person, für deren Rechnung und Gefahr der Betrieb stattfindet. Der Halter ist also nicht immer dieselbe Person wie der Eigentümer des Fahrzeuges. Wer ein Kraftfahrzeug mietet und selbst die Sorge für das Fahrzeug übernimmt, es selbst lenkt oder durch seinen eigenen Führer lenken läßt, ist im Sinne des Gesetzes Halter des Kraftfahrzeuges.

Der Halter des Kraftfahrzeuges haftet nicht, wenn der Unfall (Tötung, Verletzung, Sachbeschädigung) durch ein unabwendbares Ereignis verursacht worden ist, das weder auf einen Fehler in der Beschaffenheit des Fahrzeuges, noch auf einem Versagen seiner Einrichtungen beruht. Er haftet ferner nicht, wenn der Verletzte, der Inhaber der beschädigten Sache, den Schaden durch grobe Unachtsamkeit selbst verschuldet hat. In beiden Fällen aber muß der Halter des Kraftfahrzeuges nachweisen, daß seine Haftpflicht aus den angegebenen Gründen ausgeschlossen ist.

Selbstverständlich sind, auch wenn der Halter des Fahrzeuges nicht haftet, oder neben dem Halter die Personen, die den Unfall verschuldet haben, verpflichtet, den dadurch entstandenen Schaden zu ersetzen. Diese Personen haften

aber nicht auf Grund des Reichsgesetzes über den Verkehr mit Kraftfahrzeugen, sondern nach allgemeinen Bestimmungen.

Nach der Absicht des Gesetzgebers soll aber die Haftpflicht des Halters eines Kraftfahrzeuges im allgemeinen nur denen zugute kommen, die bei dem Kraftfahrzeug in keiner Weise beteiligt sind. Deshalb ist der Halter eines Kraftfahrzeuges nicht schlechthin verpflichtet, auch den Schaden zu ersetzen, der bei dem Betrieb des Fahrzeuges den Personen oder den Sachen zugefügt wurde, die, als der Unfall sich ereignet, durch das Fahrzeug befördert wurden, oder den Personen, die bei dem Betrieb des Fahrzeuges tätig waren (Fahrgäste, Führer). Ebenso findet das Reichsgesetz über den Verkehr mit Kraftfahrzeugen keine Anwendung, wenn der Unfall durch ein Fahrzeug verursacht wurde, das nur zur Beförderung von Lasten dient und das auf ebener Bahn eine auf 20 km bezogene Geschwindigkeit in der Stunde nicht überschreiten kann.

Die durch einen Unfall geschädigten Personen sind aber auch in diesen Fällen nicht rechtlos. Der Halter des Fahrzeuges ist verpflichtet, ihnen den durch das Fahrzeug verursachten Schaden zu ersetzen, wenn sie nachweisen, daß der Halter des Fahrzeuges den Schaden verschuldet hat.

VII. Gewerblicher Rechtsschutz.

Das Recht schützt nicht nur unseren Körper, unser Eigentum an körperlichen Gütern, an Sachen, sondern auch unser geistiges Eigentum, den Ausdruck unserer Gedanken, niedergelegt in einer bestimmten Form. Diese Form können sein die Sprache (Schriftwerk), die Töne (Tonwerk), bildliche Darstellung (Zeichnung, Malerei, Bildhauerei). Sie kann gewonnen werden aus dem Reich der technischen Wissenschaft (Erfindung), des Gewerbes und der Technik (gewerbliche Muster, gewerbliche Modelle).

Je nach der Form des Gedankenausdrucks sind die Gesetze, auf denen der Schutz des Geisteswerkes beruht, verschieden.

Das Reichsgesetz über das Urheberrecht an Werken der Literatur und der Tonkunst vom 19. Juni 1901 in der Fassung vom 22. Mai 1910 bestimmt den Schutz der Urheber von Schriftwerken und solchen Vorträgen oder Reden, die der Erbauung, der Belehrung oder der Unterhaltung dienen sollen, den Schutz der Urheber von Werken der Tonkunst und der Urheber solcher Abbildungen oder plastischen Darstellungen wissenschaftlicher oder technischer Art, die nicht ihrem Hauptzwecke nach als Kunstwerke zu betrachten sind.

Nach dem Gesetz über das Urheberrecht an Werken der bildenden Künste vom 9. Januar 1907 werden die Urheber von Werken der bildenden Künste und der Photographie geschützt. Zu den Werken der bildenden Künste im Sinne des Gesetzes gehören aber nicht nur Werke der Bildhauerei, der Malerei, sondern auch die Erzeugnisse des Kunstgewerbes, die Entwürfe für solche Erzeugnisse, gehören Bauwerke, soweit sie künstlerische Zwecke verfolgen, und die Entwürfe für solche Bauwerke.

Das Patentgesetz vom 7. April 1891 in der Fassung vom 6. Juni 1911 (RGBl. 11, S. 243) enthält die Vorschriften, nach denen neuen Erfindungen, die eine gewerbliche Verwertung gestatten, gesetzlicher Schutz zuteil wird.

Unter welchen Voraussetzungen die gewerblichen Muster oder Modelle, die als Geschmacksmuster anzusehen sind, gesetzlich geschützt werden, bestimmt sich nach dem Kunstschutzgesetz vom 9. Januar 1907 und nach dem Gesetz über das Urheberrecht an Mustern und Modellen vom 11. Januar 1876. Ist ein Muster oder Modell als Erzeugnis des Kunstgewerbes anzusehen, so unterfällt es beiden Gesetzen, genießt es jedenfalls auch den weitergehenden Schutz des Kunstschutzgesetzes. Hat ein Muster oder Modell dagegen nicht irgendwelchen kunstgewerblichen Wert und kommt es auch nicht als Gebrauchsmuster in Betracht, so richtet sich sein gesetzlicher Schutz nur nach dem Gesetz vom 11. Januar 1876.

Modelle von Arbeitsgerätschaften oder Gebrauchsgegenständen oder von Teilen davon, insoweit sie dem Arbeits- oder Gebrauchszweck, d. h. Zwecken nützlicher Verwendung durch eine neue Gestaltung, Anordnung oder Vorrichtung dienen sollen, genießen als Gebrauchsmuster den Schutz des Gesetzes vom 1. Juni 1891. (Reichsgesetz betr. den Schutz von Gebrauchsmustern).

Das Gesetz zum Schutz der Warenbezeichnungen vom 12. Mai 1894 endlich schreibt vor, unter welchen Voraussetzungen und mit welchen Wirkungen solche Warenzeichen geschützt werden, deren sich eine Person in ihrem Geschäftsbetriebe zur Unterscheidung ihrer Waren von den Waren anderer Personen bedient.

Die zuletzt genannten vier Gesetze werden zusammenfassend bezeichnet als Gesetze über das gewerbliche Urheberrecht. Das wichtigste unter ihnen ist das Patentgesetz.

Das Patentgesetz schützt nur patentfähige Erfindungen. Als patentfähige Erfindungen werden nur neue technische Schöpfungen angesehen, die durch eine bisher unbekannte Verbindung von Naturkräften einen gewerblich verwertbaren Fortschritt der Technik herbeiführen.

Nur dann soll eine Erfindung nicht als neu gelten, wenn sie zur Zeit ihrer Anmeldung in öffentlichen Druckschriften, die nicht weiter als 100 Jahre zurückliegen, derart beschrieben, oder wenn sie zur Zeit ihrer Anmeldung im Inlande bereits so offenkundig benützt ist, daß nach solcher Benutzung oder Beschreibung die Benutzung durch andere Sachverständige möglich erscheint (Patentgesetz § 2).

Aber auch Erfindungen, die als neu anzusehen sind und gewerblich verwertet werden können, genießen nicht den gesetzlichen Schutz, wenn ihre Verwertung den Reichsgesetzen oder den guten Sitten zuwiderlaufen würde, oder wenn sie sind Erfindungen von Nahrungs-, Genuß- oder Arzneimitteln, oder von Stoffen, die auf chemischem Wege hergestellt werden. Dagegen ist eine Erfindung schutzfähig, die ein bestimmtes Verfahren zur Herstellung von Nahrungs-, Genuß- oder Arzneimitteln oder chemischen Stoffen zum Gegenstand hat (Patentgesetz § 1).

Der vom Gesetz vorgesehene Schutz wird einer Erfindung gewährt durch das Deutsche Reich in Form eines Beschlusses des Patentamtes, in Erteilung des Patents durch das Patentamt.

Mit dem Patent erhält sein Inhaber, dafern er die gesetzlich bestimmten Gebühren fristgemäß entrichtet, die ausschließliche Berechtigung, während eines Zeitraums von längstens 15 Jahren den Gegenstand der patentierten Erfindung oder die durch das patentierte Verfahren unmittelbar hergestellten Erzeugnisse im Inlande gewerbsmäßig herzustellen, in Verkehr zu bringen, feil zu halten oder zu gebrauchen (Patentgesetz § 4, 7).

Anspruch auf Erteilung eines Patents hat aber an sich nicht schlechthin der erste Erfinder der angemeldeten patentfähigen Erfindung, sondern derjenige, der die Erfindung bei dem Patentamt zuerst angemeldet hat.

Ist aber der wesentliche Inhalt einer Anmeldung den — schriftlichen oder mündlichen — Beschreibungen, den Zeichnungen, Modellen, Gerätschaften oder Einrichtungen eines Anderen oder dem von einem Anderen angewendeten Verfahren ohne Einwilligung des Berechtigten entnommen worden, so kann die Anmeldung durch Einspruch angefochten oder, dafern das Patent schon erteilt war, gegen die zu Unrecht erfolgte Patenterteilung Nichtigkeitsklage erhoben oder verlangt werden, daß der unberechtigte Anmelder oder der unberechtigte Patentinhaber dem wahren Erfinder das Patent überträgt (Patentgesetz § 3, 10).

Die Frage, ob der Unternehmer ausschließlich berechtigt ist, die Erfindungen seiner Angestellten beim Patentamt anzumelden und das Patent darauf zu beanspruchen, wird vom Patentgesetz nicht beantwortet. Nach der überwiegenden Gerichtspraxis gelten aber Erfindungen, die der Angestellte macht in Ausführung des ihm erteilten Auftrags, bei der im Dienstvertrag übernommenen Tätigkeit als Erfindungen, auf die der Unternehmer ausschließlich berechtigt ist.

Für die Anmeldung, Prüfung, Erteilung des Patents, für die Erklärung der Nichtigkeit oder der Zurücknahme der Patente ist das Patentamt ausschließlich zuständig. Doch entscheidet auf Berufung gegen Urteile des Patentamts, die über den Antrag auf Nichtigkeitserklärung und Zurücknahme des Patents erkennen, als letzte Instanz das Reichsgericht. (Patentgesetz §§ 20, 21, 22, 24, 28, 29, 30, 33.)

Dagegen haben von vornherein die ordentlichen Gerichte in Streitfällen darüber zu entscheiden, ob ein Patent verletzt ist, wie die Patenturkunde auszulegen ist, welchen Umfang das Patent hat.

Nach dem Patentgesetz ist der Patentinhaber nur vor der widerrechtlichen Benutzung der Erfindung im Inland geschützt. Der Schutz des Erfindungsrechts strebt aber nach zwischenstaatlicher Regelung. Deshalb haben eine größerer Anzahl von Kulturstaaten, zu denen auch das Deutsche Reich gehört, eine Übereinkunft zum Schutze des gewerblichen Eigentums geschlossen. (Pariser Übereinkunft für den internationalen Schutz des gewerblichen Eigentums vom 20. März 1883, Brüsseler Zusatzakte vom 14. Dezember 1900 und Washingtoner Konferenz vom 2. Juni 1911.)

Wie die Erfindungen, so erlangen auch die Gebrauchsmuster nur dann den gesetzlichen Schutz, wenn sie beim Patentamt schriftlich angemeldet und eingetragen sind. Im Gegensatz zu den Erfindungen werden aber die angemeldeten Gebrauchsmuster vom Patentamt nicht geprüft und nicht erst zutreffendenfalls für geschützt erklärt. Vielmehr haben im Streitfall die ordentlichen Gerichte zu entscheiden, ob dem Gebrauchsmuster der gesetzliche Schutz zukommt, d. h. festzustellen, ob das angemeldete und eingetragene Gebrauchsmuster den Voraussetzungen entspricht, unter denen es nach dem Gesetz gegen unbefugte Nachbildung geschützt sein soll. Der Schutz der Gebrauchsmuster ist zeitlich sehr beschränkt. Er dauert längstens sechs Jahre. (Gesetz betreffs den Schutz von Gebrauchsmustern §§ 2, 3, 4, 8.)

Auch die Warenbezeichnungen, Warenzeichen erlangen nur dann den gesetzlichen Schutz, wenn sie bei dem Patentamt angemeldet und in die Zeichenrolle eingetragen sind. Doch wird nicht jedes Zeichen zur Eintragung zugelassen, vielmehr nur ein solches, das den gesetzlichen Voraussetzungen entspricht. Auch kann das Warenzeichen nur als Zubehör eines Geschäftsbetriebes, nur als Ursprungszeichen für bestimmte Arten von Waren erworben werden. Auf die Art des Geschäftes kommt es nicht an. Den Geschäftsbetrieb muß aber stets ein Handel mit Waren bilden. Werden die im Gesetz festgesetzten Gebühren rechtzeitig entrichtet und sind andere Personen nicht berechtigt, die Löschung des Zeichens zu verlangen, so kann der Schutz des Warenzeichens auf unbegrenzte Zeit erhalten bleiben. (Gesetz zum Schutze der Warenbezeichnungen §§ 1, 12, 4, 5, 6, 9, 8.)

Im Gegensatz zu diesen drei Gesetzen zum Schutze des gewerblichen Urheberrechts sind nach dem Gesetz über das Urheberrecht an Mustern und Modellen Geschmacksmuster bei dem für die gewerbliche Niederlassung oder den Wohnort des Urhebers zuständigen Amtsgericht anzumelden und niederzulegen. Solche Anmeldung und Niederlegung ist Voraussetzung des Schutzes für solche Geschmacksmuster, die nicht als Erzeugnisse des Kunstgewerbes und nicht gleichzeitig als Gebrauchsmuster, die auch bei dem Patentamt angemeldet sind, gelten können. Dieser Schutz dauert höchstens 15 Jahre, gerechnet vom Tage der Anmeldung. (Gesetz über das Urheberrecht an Mustern und Modellen §§ 7, 8, 9.)

Ist aber das Muster oder Modell als Erzeugnis des Kunstgewerbes anzusehen, so wird es als solches nach dem Kunstschutzgesetz geschützt, solange sein Ur-

heber lebt und noch weitere 30 Jahre nach dem Tode des Urhebers. (S. Kunstschutzgesetz §§ 2 und 25.)

Nach dem Gesetz über das Urheberrecht an Mustern und Modellen (§ 1 Abs. 2) werden nur solche gewerbliche Muster oder Modelle geschützt, die als neue und eigentümliche Erzeugnisse anzusehen sind.

Nicht eigentlich zu den Urheberrechtsgesetzen im engeren Sinne gehört das Gesetz gegen den unlauteren Wettbewerb vom 7. Juni 1909. Es hat den Zweck, Handlungen im Wettbewerb des geschäftlichen Verkehrs zu bekämpfen, die den guten Sitten widersprechen. Insofern aber dient auch dieses Gesetz der gewinnreichen Verwertung gewerblicher Erzeugnisse.

VIII. Sozialpolitische Gesetzgebung.

Wie wir sahen, nötigte die Entwicklung des gewerblichen Lebens, besonderen gesetzlichen Schutz denen zuteil werden zu lassen, die neue Erfindungen, Muster und Modelle erdenken, gewerbliche Erzeugnisse vertreiben. Die Begleiterscheinungen der wachsenden Industrie wiesen aber vor allem auf die Schäden, die die in ihr tätigen Arbeiter erleiden, und gaben Anlaß, durch besondere Gesetze Gesundheit und Leben dieser Arbeiter tunlichst zu schützen, den gewerblichen Arbeitern auch zu ermöglichen, ihre wirtschaftliche und soziale Lage zu verbessern. Die verschiedenen Gesetze, die dies Ziel verfolgen, werden als sozialpolitische Gesetze bezeichnet. Unter ihnen sind vor allem zu nennen die Reichsgewerbeordnung vom 21. Juni 1869 mit ihren zahlreichen Abänderungs- und Nebengesetzen bis in die jüngste Zeit hinein — jetzt gültig nach der Bekanntmachung vom 26. Juli 1900 in der Fassung vom 28. Dezember 1908 und unter Berücksichtigung der Abänderungen durch das Stellenvermittlergesetz vom 2. Juni 1910, das Hausarbeitgesetz vom 20. Dezember 1911, die Reichsversicherungsordnung vom 19. Juli 1911 (Arbeiterversicherung) und das Versicherungsgesetz für Angestellte vom 20. Dezember 1911.

Auch nach der Gewerbeordnung beruht der Arbeitsvertrag zwischen Arbeitgeber und gewerblichem Arbeiter grundsätzlich auf der freien Vereinbarung der Beteiligten. In dieser Vereinbarung sind die Vertragschließenden aber wesentlich beschränkt, teils zugunsten der Arbeiter durch die Bestimmungen, die den Schutz der Arbeiter bezwecken, teils zugunsten der Arbeitgeber durch die Befugnis der Arbeitgeber, in Form einer Arbeitsordnung einseitig den Inhalt des Arbeitsverhältnisses festzusetzen. Kraft einseitiger Verfügung kann freilich der Unternehmer das Arbeitsverhältnis nur durch eine solche Arbeitsordnung bestimmen, zu deren Erlaß er nach der Gewerbeordnung deshalb verpflichtet ist, weil in dem betreffenden Betrieb in der Regel mindestens zwanzig Arbeiter beschäftigt sind (GO. § 133h, 134a ff.).

Die Gewerbeunternehmer sind verpflichtet, die Arbeitsräume, Betriebsvorrichtungen, Maschinen und Gerätschaften so einzurichten und zu unterhalten und den Betrieb so zu regeln, daß die Arbeiter gegen Gefahren für Leben und Gesundheit so weit geschützt sind, wie es die Natur des Betriebes gestattet, auch die zur Aufrechterhaltung der guten Sitten und des Anstandes nötigen Vorschriften zu erlassen (GO. § 120a ff.).

Im Interesse aller Arbeiter ist ferner gesetzlich bestimmt, daß die Löhne in Reichswährung zu berechnen und bar auszuzahlen sind. Kreditweise dürfen den Arbeitern Waren unter Anrechnung bei der Lohnzahlung nur unter den im Gesetz bezeichneten Voraussetzungen überlassen werden (GO. § 115). Ist über die Kündigungsfrist nichts vereinbart, so ist das Arbeitsverhältnis 14 Tage vor der Auflösung zu kündigen (gesetzliche Kündigungsfrist). Ist eine andere Frist vereinbart, so muß sie für beide Teile gleich sein (GO. § 122).

Gleichmäßig für alle Arbeiter gilt weiter die Bestimmung, daß Arbeiter grundsätzlich an Sonn- und Festtagen nicht beschäftigt werden dürfen in Bergwerken, Brüchen, Hüttenwerken, in Betrieben, die als Fabriken anzusehen sind, in Werkstätten, Ziegeleien, bei Bauten. Nur ausnahmsweise soll eine beschränkte Beschäftigung auch an Sonn- und Festtagen zulässig sein (GO. § 105 b ff.).

An den Werktagen konnten nach der Gewerbeordnung erwachsene männliche Arbeiter an sich zeitlich unbeschränkt (gleichviel ob am Tage oder in der Nacht) beschäftigt werden. Nach der Verordnung vom 23. November 1918 (RGBl. 18, S. 1334) darf die regelmäßige tägliche Arbeitszeit die Dauer von acht Stunden nicht überschreiten.

Ferner ist in allen offenen Verkaufsstellen (auch in den offenen Verkaufsstellen der Handwerksläden) und den dazu gehörenden Schreibstuben und Lagerräumen den Gehilfen, Lehrlingen und Arbeitern nach Beendigung der täglichen Arbeitszeit eine ununterbrochene Ruhezeit von mindestens zehn Stunden zu gewähren. In Gemeinden, die nach der letzten Volkszählung mehr als 20 000 Einwohner haben, muß die Ruhezeit in solchen offenen Verkaufsstellen, in denen zwei oder mehr Gehilfen oder Lehrlinge beschäftigt werden, für Gehilfen und Lehrlinge (nicht für die Arbeiter) mindestens elf Stunden betragen (GO. § 139c).

Im Gegensatz zu der Arbeitszeit erwachsener männlicher Arbeiter beschränkt die Reichsgewerbeordnung die Arbeitszeit aller Arbeiterinnen (Frauen und Mädchen), der kindlichen und jugendlichen Arbeiter in Betrieben, in denen regelmäßig oder, wenn auch nicht ununterbrochen, so doch wegen vermehrten Arbeitsbedürfnisses regelmäßig zu gewissen Zeiten des Jahres wenigstens zehn Arbeiter beschäftigt werden. In solchen Betrieben, und zwar gleichviel welcher Art, dürfen Arbeiterinnen (Frauen und Mädchen) beschäftigt werden nicht von acht Uhr abends bis sechs Uhr morgens, an den Sonnabenden und den Vorabenden der Festtage nicht nach fünf Uhr nachmittags, auch darf die Dauer ihrer Arbeitszeit im allgemeinen täglich acht Stunden nicht überschreiten (GO. § 137 und Verordnung vom 23. November 1918 und 17. Dezember 1918, RGBl. 18, S. 1334 und 1436). Kinder unter 13 Jahren dürfen in solchen Betrieben überhaupt nicht, Kinder über 13 Jahre nur dann beschäftigt werden, wenn sie nicht mehr volksschulpflichtig sind, und auch solchenfalls nicht länger als sechs Stunden täglich. Junge Leute zwischen 14 und 16 Jahren dürfen in solchen Betrieben nicht länger als acht Stunden täglich beschäftigt werden (GO. § 134 i, 135 und Verordnung vom 23. November 1918 und 17. Dezember 1918). Über die Beschäftigung von Kindern in anderen gewerblichen Betrieben (in kleineren Werkstätten, in der Heimindustrie als Ausläufer, Träger von Zeitungen, Backwaren usw.) enthält das Reichsgesetz über die Kinderarbeit in gewerblichen Betrieben vom 30. März 1903 eingehende Vorschriften. Mit der Beschäftigung erwachsener und jugendlicher Personen beschäftigt sich das Hausarbeitgesetz vom 20. Dezember 1911.

Für die Durchführung dieser und anderer Schutzbestimmungen zu sorgen ist die Aufgabe der Gewerbeaufsichtsbeamten (Gewerbeinspektionen). Sie haben sich aber auch mit den wirtschaftlichen und sozialen Verhältnissen der Arbeiter bekannt zu machen und das Ergebnis ihrer Beobachtungen in Jahresberichten niederzulegen. Sie sollen sich bemühen, das Vertrauen der Arbeitgeber und der Arbeiter zu gewinnen, um dadurch befähigt zu sein, Verständnis und Eintracht zwischen ihnen zu befestigen und, wenn nötig, wieder herbeizuführen (GO. § 139b).

Das gegenseitige Verständnis und damit den Frieden zwischen Arbeitgeber, Angestellten und Arbeiter zu fördern, sind auch die für gewerbliche Betriebe vorgesehenen ständigen Angestellten- beziehentlich Arbeiterausschüsse berufen. Solche Angestellten- beziehentlich Arbeiterausschüsse müssen errichtet werden in allen Betrieben, Verwaltungen und Büros, in denen in der Regel

mindestens zwanzig Angestellte beziehentlich zwanzig Arbeiter beschäftigt werden (Verordnung vom 23. Dezember 1918, RGBl. 18, S. 1456 und Verordnung vom 21. September 1919, RGBl. 19, S. 1707).

Wollen die Bestimmungen über den Arbeiterschutz möglichst verhüten, daß die Arbeiter bei ihrer Tätigkeit an Leib, Gesundheit und Leben Schaden erleiden, so soll die Reichsversicherungsordnung dafür sorgen, daß die Erkrankten und Verletzten geheilt werden, daß den Erkrankten, Verletzten, den Hinterbliebenen der durch einen Betriebsunfall Getöteten in Form eines vorübergehenden Krankengeldes oder einer langfristigen Rente der Verlust oder die Minderung des Arbeitsverdienstes oder des Arbeitsverdienstes ihres Ernährers ersetzt oder gemildert wird (RVO. §§ 179, 555, 558, 586).

Sie will weiter denen, die wegen Abnutzung ihrer geistigen oder körperlichen Kräfte nicht mehr genügend erwerbsfähig sind oder die das 65. Lebensjahr vollendet haben, eine Invaliden- oder Altersrente gewähren. Endlich sollen auch die Hinterbliebenen der nach den Bestimmungen über die Invalidenversicherung versicherten Personen, dafern die gesetzlichen Voraussetzungen erfüllt sind, eine Hinterbliebenenrente¹⁾ erhalten²⁾.

Die Personen, für die die Reichsversicherung in erster Linie bestimmt ist, sind zwangsweise versichert, unterliegen der Versicherungspflicht³⁾. Nach den Bestimmungen über die Kranken-, Invaliden- und Hinterbliebenenversicherung können aber die dort bezeichneten Personen die ursprünglich zwangsweise Versicherung, wenn deren Voraussetzung weggefallen ist, freiwillig fortsetzen oder von vornherein freiwillig sich selbst versichern⁴⁾. Nach den Bestimmungen über die Unfallversicherung dagegen können die dort hervorgehobenen Personen freiwillig sich selbst versichern und können, wenn die Satzung dies vorsieht, Unternehmer andere Personen freiwillig versichern⁵⁾.

Welche Personen versicherungspflichtig sind, ergibt sich im Allgemeinen aus der Reichsversicherungsordnung. Doch kann der Kreis der versicherungspflichtigen Personen in der dort angegebenen Weise erweitert werden⁶⁾.

Nach den Bestimmungen über die Kranken-, Invaliden- und Hinterbliebenenversicherung sind die in der Reichsversicherungsordnung hervorgehobenen Personen nur dann versicherungspflichtig, wenn sie gegen Entgelt beschäftigt werden. Verschiedene Personen, unter ihnen Betriebsbeamte, Werkmeister und andere Angestellte in ähnlich gehobener Stellung sind krankenversicherungspflichtig nur so lange, als ihr regelmäßiger Jahresarbeitsverdienst 5000 Mark, versicherungspflichtig zur Invaliden- und Hinterbliebenenversicherung nur so lange, als ihr regelmäßiger Jahresarbeitsverdienst 2000 Mark an Entgelt nicht übersteigt. Voraussetzung für ihre Versicherungspflicht ist auch, daß ihre Beschäftigung ihren Hauptberuf bildet⁷⁾.

Nach den Bestimmungen über die Gewerbeunfallversicherung sind die in der Reichsversicherungsordnung bezeichneten Personen schon dann versicherungspflichtig, wenn sie in einem der als versicherungspflichtig erklärten Betriebe tätig sind, gleichviel ob sie Lohn erhalten oder nicht. Doch sind Betriebsbeamte nicht oder nicht mehr versicherungspflichtig, wenn oder sobald ihr Jahresarbeitsverdienst 5000 Mark an Entgelt übersteigt⁸⁾.

1) Witwen- und Waisenrente.

2) RVO. §§ 1250, 1251, 1257. Gesetz vom 12. Juni 1916, RGBl. 16, S. 525.

3) RVO. §§ 165, 537, 544, 1226.

4) RVO. §§ 176, 177, 178, 313, 1243, 1244.

5) RVO. §§ 550, 551, 552, 927.

6) Bundesrat, Landesgesetzgebung, Satzung der Berufsgenossenschaft RVO. §§ 167, 543, 925, 926, 1034, 1059, 1229.

7) RVO. §§ 165, 1226 und Verordnung vom 22. November 1918, RGBl. 18, S. 1321.

8) RVO. § 544.

Träger der Versicherung sind im Allgemeinen:

1. Für die Krankenversicherung: die Zwangskrankenkassen und die Ersatzkassen. Zwangskrankenkassen sind die Ortskrankenkassen, die Landkrankenkassen, die Betriebskrankenkassen und die Innungskrankenkassen. Als Ersatzkassen kommen die in der Reichsversicherungsordnung bezeichneten Versicherungsvereine auf Gegenseitigkeit in Betracht⁹⁾.

2. Für die Gewerbeunfallversicherung: die Berufsgenossenschaften, das Reich, die Bundesstaaten, für leistungsfähig erklärte Gemeinden, Gemeindeverbände und andere öffentliche Körperschaften, Zweiganstalten und Versicherungsgenossenschaften¹⁰⁾.

3. Für die Invaliden-, Alters- und Hinterbliebenenversicherung: die Versicherungsanstalten und die von der Reichsregierung als Sonderanstalten zugelassenen Anstalten des Reichs, eines Bundesstaates, eines Gemeindeverbandes¹¹⁾.

Nach den Bestimmungen über die Krankenversicherung erhält eine erkrankte versicherte Person von Beginn der Krankheit an Krankenpflege¹²⁾. Ist sie infolge der Krankheit arbeitsunfähig, so vom vierten Krankheitstage an für jeden Arbeitstag Krankengeld¹³⁾. Wenn nötig, wird diese Krankenhilfe 26 Wochen lang gewährt. Enthält die Satzung eine entsprechende Bestimmung, kann die Krankenhilfe bis auf ein Jahr ausgedehnt werden¹⁴⁾. Stirbt der Versicherte in der Zeit, in der er Krankenhilfe erhält, so wird auch ein Sterbegeld gewährt¹⁵⁾. Endlich beziehen unter bestimmten Voraussetzungen Wöchnerinnen acht Wochen lang Wochenhilfe¹⁶⁾.

Hat eine Person, die nach den Bestimmungen über die Gewerbeunfallversicherung versichert ist, einen Betriebsunfall erlitten, so wird ihr von der 14. Woche an Krankenbehandlung¹⁷⁾ zuteil. Ist infolge des Unfalls ihre Erwerbsfähigkeit vollständig zerstört oder doch vermindert, so erhält sie ferner eine Rente, solange dieser Zustand dauert¹⁸⁾. Bis zur 14. Woche erhält sie Krankenbehandlung von der zuständigen Krankenkasse, wenn sie auch nach den Bestimmungen über die Krankenversicherung versichert ist; sonst von ihrem Arbeitgeber, wenn dessen Betrieb nach den Bestimmungen über die Gewerbeunfallversicherung versicherungspflichtig ist¹⁹⁾.

Die Höhe der Rente bemißt sich nach dem Entgelt, das der Verletzte während des letzten Jahres seiner Beschäftigung in dem versicherungspflichtigen Betriebe bezogen hat²⁰⁾ und nach dem Grad der Verringerung der Erwerbsfähigkeit²¹⁾.

Hat der Unfall den Tod des Verletzten zur Folge, so wird ein Sterbegeld gewährt und erhalten die Hinterbliebenen²²⁾ eine gleichfalls nach dem Jahresarbeitsverdienst des Verstorbenen abgestufte, laufende Rente²³⁾.

Nach den Bestimmungen über die Invaliden- und Hinterbliebenenversicherung sind die Versicherungsträger an sich nur verpflichtet, eine Rente zu gewähren. Die Rente ist zu gewähren den versicherten Personen, die im Sinne des Gesetzes invalid sind²⁴⁾, den versicherten Personen, die das 65. Lebensjahr

⁹⁾ RVO. §§ 225, 503.

¹⁰⁾ RVO. §§ 623, 624 ff., 628, 629.

¹¹⁾ RVO §§ 1326, 1360.

¹²⁾ Ärztliche Behandlung, Arznei, kleine Heilmittel.

¹³⁾ RVO. § 182.

¹⁴⁾ RVO. §§ 183, 187.

¹⁵⁾ RVO. § 201.

¹⁶⁾ RVO. § 195. Gesetz vom 26. September 1919, RGBl. 19, S. 1757.

¹⁷⁾ Arznei und sonstige Heilmittel.

¹⁸⁾ RVO. § 558.

¹⁹⁾ RVO. §§ 573, 577.

²⁰⁾ Jahresarbeitsverdienst.

²¹⁾ RVO. §§ 559, 563.

²²⁾ Witwe und Kinder unter 15 Jahren.

²³⁾ RVO. §§ 586, 588.

²⁴⁾ Invalidenrente.

vollendet haben²⁵⁾, den invaliden Witwen und noch nicht 15 Jahre alten Kindern dieser Personen, unter bestimmten Voraussetzungen auch nach dem Tode der versicherten Ehefrau ihrem bedürftigen Witwer und ihren bedürftigen ehelichen Kindern unter 15 Jahren²⁶⁾.

Die Versicherungsträger können aber auch ein Heilverfahren eintreten lassen, um schon eingetretene Invalidität wieder zu heben oder drohende zu verhüten²⁷⁾.

Als invalid im Sinne des Gesetzes gilt, wer nicht mehr imstande ist, durch eine Tätigkeit, die seinen Kräften und Fähigkeiten entspricht und die ihm unter billiger Berücksichtigung seiner Ausbildung und seines bisherigen Berufes zugemutet werden kann, ein Drittel desjenigen zu erwerben, was körperlich und geistig gesunde Personen derselben Art mit ähnlicher Ausbildung in derselben Gegend durch Arbeit zu verdienen pflegen²⁸⁾. Invaliden- und Altersrente, sowie Hinterbliebenenfürsorge wird aber²⁹⁾ nur gewährt, wenn der Versicherte während der in der Reichsversicherungsordnung bestimmten Zeit die gesetzlich vorgeschriebenen Beiträge geleistet, dadurch die Anwartschaft auf die Rente erworben und sie auch durch entsprechende Beiträge aufrechterhalten hat³⁰⁾.

Für die Invalidenrente, Altersrente, Witwenrente und Witwerrente leistet das Reich einen festen Zuschuß von 50 Mark, für jede Waisenrente einen Zuschuß von 25 Mark³¹⁾. Im übrigen bemißt sich die Höhe der Invalidenrente und die Rente für die Hinterbliebenen nach der Lohnklasse der Versicherten und der Zahl der Beitragswochen; die Altersrente nur nach der Lohnklasse, der der Versicherte angehört³²⁾.

Die Mittel zur Bestreitung der Leistungen der Kranken-, Invaliden- und Hinterbliebenenversicherung werden³³⁾ aufgebracht von Arbeitgebern und Versicherten. Für die Krankenversicherung zu zwei Drittel von den Versicherten, zu einem Drittel von ihren Arbeitgebern, bei der Invaliden- und Hinterbliebenenversicherung von beiden je zur Hälfte³⁴⁾.

Die Lasten der Unfallversicherung dagegen werden in der Hauptsache allein von den Unternehmern der versicherungspflichtigen Betriebe getragen³⁵⁾.

Zur Verfolgung und Abwehr der auf die Reichsversicherung begründeten Ansprüche sieht die Reichsversicherungsordnung verschiedene Rechtsbehelfe vor.

1. Bei der Krankenversicherung: Ersuchen an die zuständige Kasse, Antrag bei dem für die Kasse zuständigem Versicherungsamt, Berufung gegen die Endbescheide des Spruchausschusses des Versicherungsamtes oder gegen die Endbescheide oder Vorentscheidungen des Vorsitzenden des Versicherungsamtes an das Oberversicherungsamt;

in bestimmten Fällen und unter bestimmten Voraussetzungen Revision gegen die Urteile der Spruchkammer des Oberversicherungsamtes bei dem Reichsversicherungsamt oder Landesversicherungsamt³⁶⁾.

²⁵⁾ Altersrente.

²⁶⁾ Hinterbliebenenfürsorge, Witwenrente, Witwerrente, Waisenrente. RVO. §§ 1258, 1259, 1260, 1261.

²⁷⁾ RVO. §§ 1269, 1305.

²⁸⁾ RVO. § 1255.

²⁹⁾ im Gegensatz zu den Leistungen der Kranken- und Unfallversicherung.

³⁰⁾ RVO. §§ 1251, 1252. Invalidenrente und Hinterbliebenenfürsorge: Versicherungs-pflichtige: 200 Beitragswochen; Selbstversicherer: 500 Beitragswochen; Altersrente: 1200 Beitragswochen. RVO. § 1278.

³¹⁾ RVO. §§ 1284, 1285.

³²⁾ RVO. §§ 1286, 1287, 1288, s. noch Gesetz vom 12. November 1916, RGBl. 16, S. 525.

³³⁾ abgesehen von dem Beitrag des Reichs für jede Invaliden-, Witwen-, Witwer-, Waisen- und Altersrente.

³⁴⁾ RVO. §§ 380, 381, 1387.

³⁵⁾ RVO. §§ 731, 980, 1162.

³⁶⁾ RVO. §§ 1636, 1637, 1650, 1676, 1694, 1695, 1697, 1708.

2. Bei der Unfallversicherung: Ersuchen um Feststellung der Leistungen an den Versicherungsträger³⁷⁾; Einspruch gegen dessen schriftlichen Bescheid; Berufung gegen den Endbescheid des Versicherungsträgers an das Oberversicherungsamt; Rekurs gegen die Urteile der Spruchkammern des Oberversicherungsamtes³⁸⁾ an das Reichsversicherungsamt oder das zuständige Landesversicherungsamt, dafern nicht aus den in der Reichsversicherungsordnung angegebenen Gründen dieses weitere Rechtsmittel ausgeschlossen ist³⁹⁾.

3. Bei der Invaliden- und Hinterbliebenenversicherung: Ersuchen an das zuständige Versicherungsamt um Gewährung der erbetenen Leistungen⁴⁰⁾, das nach entsprechender Erörterung die Sache an die Versicherungsanstalt abgibt, die für das ersuchte Versicherungsamt zuständig ist; Berufung gegen den Bescheid des Vorstands der Versicherungsanstalt bei dem zuständigen Oberversicherungsamt; unter den in der Reichsversicherungsordnung angegebenen Voraussetzungen Revision gegen die Urteile der Spruchkammern des Oberversicherungsamtes bei dem Reichsversicherungsamt oder Landesversicherungsamt, wenn nicht aus den in der Reichsversicherungsordnung bezeichneten Gründen dieses Rechtsmittel ausgeschlossen ist⁴¹⁾.

Abweichend von der Reichsversicherung beschränkt sich die Angestellteversicherung nach dem Gesetz vom 20. Dezember 1911 auf eine Versicherung für den Fall der Berufsunfähigkeit und des Alters, sowie zu Gunsten der Hinterbliebenen⁴²⁾.

Wer im Sinne des Gesetzes berufsunfähig ist oder das 65. Lebensjahr vollendet hat, erhält Ruhegeld, d. h. Invalidenrente oder Altersrente, wenn er die gesetzliche Wartezeit erfüllt und die einmal erworbene Anwartschaft auf diese Rente aufrechterhalten hat⁴³⁾.

Als berufsunfähig aber gilt, wer durch körperliche Gebrechen oder wegen Schwäche seiner körperlichen oder geistigen Kräfte zur Ausübung seines Berufes dauernd unfähig ist und dessen Arbeitsfähigkeit deshalb herabgesunken ist auf weniger als die Hälfte der Arbeitsfähigkeit eines körperlich und geistig gesunden Versicherten von ähnlicher Ausbildung und gleichmäßigen Kenntnissen und Fähigkeiten⁴⁴⁾.

Hinterbliebenenrenten⁴⁵⁾ werden gewährt, wenn der Verstorbene zur Zeit seines Todes die Wartezeit für das Ruhegeld⁴⁶⁾ erfüllt und die auf dieses Ruhegeld einmal erworbene Anwartschaft aufrechterhalten hat⁴⁷⁾.

Witwenrente wird gewährt auch wenn die Witwe des Versicherten nicht invalid, nicht berufsunfähig ist. Waisenrente erhalten die hinterlassenen Kinder bis zum vollendeten 18. Lebensjahr.

Unter bestimmten Voraussetzungen erhält nach dem Tode der versicherten Ehefrau ihr bedürftiger Witwer Witwenrente und erhalten ihre ehelichen Kinder unter 18 Jahren Waisenrente⁴⁸⁾.

Die Höhe des Ruhegeldes⁴⁹⁾ bemißt sich nach der Zahl der Beitragsmonate und der während dieser Zeit gezahlten Beiträge, während die Hinterbliebenenrenten in einem Teil des Ruhegeldes bestehen, das der Ernährer zur Zeit seines Todes bezog oder bei Berufsunfähigkeit bezogen hätte⁵⁰⁾.

³⁷⁾ etwa Vorstand der zuständigen Berufsgenossenschaft.

³⁸⁾ eingelegt vom Versicherungsträger oder vom Verletzten oder dessen Angehörigen.

³⁹⁾ RVO. §§ 1568, 1583, 1591, 1606, 1675, 1699, 1700.

⁴⁰⁾ Renten.

⁴¹⁾ RVO. §§ 1613 ff., 1617, 1623, 1625, 1630, 1631, 1678, 1694, 1696, 1697, 1708.

⁴²⁾ AVG. § 1.

⁴³⁾ AVG. §§ 21, 25.

⁴⁴⁾ AVG. § 25.

⁴⁵⁾ Witwen-, Witwer- und Waisenrenten.

⁴⁶⁾ Invaliden- oder Altersrente.

⁴⁷⁾ AVG. § 22.

⁴⁸⁾ AVG. §§ 28, 29, 30, 31.

⁴⁹⁾ Invaliden- oder Altersrente.

⁵⁰⁾ AVG. §§ 55 ff.

Die Wartezeit dauert beim Ruhegeld für männliche Versicherte 120 Beitragsmonate, für weibliche Versicherte 60 Beitragsmonate, bei den Hinterbliebenenrenten 120 Beitragsmonate⁵¹⁾.

Auch die Versicherung für Angestellte ist im wesentlichen eine Zwangsversicherung. Eine freiwillige Versicherung, bei der nichtversicherungspflichtige Personen von vornherein freiwillig sich versichern können, ist, von der im Gesetz bezeichneten Übergangszeit abgesehen, überhaupt nicht zulässig. Dagegen können Personen, die aus einer versicherungspflichtigen Beschäftigung ausscheiden, unter den im Gesetz angegebenen Voraussetzungen, die Versicherung freiwillig fortsetzen⁵²⁾.

Welche Personen nach dem Versicherungsgesetz für Angestellte versicherungspflichtig sind, ergibt sich im Allgemeinen aus dem Gesetz⁵³⁾. Entscheidend ist ihre Tätigkeit, ihre Stellung, nicht der Betrieb, in dem sie beschäftigt sind. Versicherungspflichtig sind vor allem Angestellte in leitender Stellung, wenn diese Beschäftigung ihren Hauptberuf bildet, ferner Betriebsbeamte, Werkmeister andere Angestellte in einer ähnlich gehobenen oder höheren Stellung ohne Rücksicht auf ihre Vorbildung, Bureauangestellte, sofern sie nicht mit niederen oder lediglich mechanischen Dienstleistungen beschäftigt werden, alle diese Personen aber auch nur dann, wenn diese Beschäftigung ihren Hauptberuf bildet.

Voraussetzung für die Versicherung der im Gesetz als versicherungspflichtig bezeichneten Personen ist jedoch, daß sie nicht berufsunfähig sind, daß sie gegen Entgelt als Angestellte beschäftigt werden, daß ihr Jahresarbeitsverdienst 7000 Mark nicht übersteigt und daß sie beim Eintritt in die versicherungspflichtige Beschäftigung das sechzehnte Lebensjahr erfüllt, das sechzigste Lebensjahr aber noch nicht vollendet haben⁵⁴⁾.

Die Reichsregierung kann den Kreis der versicherungspflichtigen Personen in der im Gesetz bezeichneten Begrenzung ausdehnen⁵⁵⁾. Die Versicherung nach dem Versicherungsgesetz für Angestellte befreit die Personen, die nach den Bestimmungen der Reichsversicherungsordnung über die Invaliden- und Hinterbliebenenversicherung versicherungspflichtig sind, nicht von dieser Versicherungspflicht. Vielmehr bleiben diese Personen versicherungspflichtig auch nach der Reichsversicherung, wenn und solange die Voraussetzungen dafür nach der Reichsversicherungsordnung gegeben sind.

Träger der Versicherung für Angestellte ist die Reichsversicherungsanstalt für Angestellte in Berlin⁵⁶⁾. Unter den im Gesetz bestimmten Voraussetzungen kann jedoch die Reichsregierung bestimmen, daß auch private und öffentlich-rechtliche Versicherungseinrichtungen als Ersatzkassen Träger der Versicherung sind⁵⁷⁾.

Die Mittel zur Bestreitung der Leistungen der Versicherung für Angestellte werden zu gleichen Teilen von den Versicherten und ihren Arbeitgebern aufgebracht⁵⁸⁾. Die monatlichen Beiträge bemessen sich nach den im Gesetz festgesetzten Gehaltsklassen, denen die Versicherten angehören. Diese Gehaltsklassen aber sind nach der Höhe des Jahresarbeitsverdienstes der Versicherten gebildet⁵⁹⁾.

51) AVG. § 48.

52) AVG. § 15.

53) AVG. § 1.

54) AVG. § 1. Verordnung vom 23. August 1918. RGBl. 18, S. 1585.

55) AVG. § 4.

56) AVG. § 96.

57) AVG. §§ 372 ff.

58) AVG. § 170.

59) AVG. §§ 172, 16.

Das Verfahren zur Durchführung der Ansprüche aus dem Versicherungsgesetz für Angestellte und zu ihrer Abwehr ist wie folgt geordnet: Ersuchen um Gewährung von Ruhegeld⁶⁰⁾ oder Rente⁶¹⁾ an den zuständigen Rentenausschuß⁶²⁾; Berufung gegen die Bescheide des Rentenausschusses oder seines Vorsitzenden an das zuständige Schiedsgericht⁶³⁾; in den im Gesetz bezeichneten Fällen und unter den dort angegebenen Voraussetzungen Revision gegen die Urteile des Schiedsgerichts an das Oberschiedsgericht in Berlin. Die Urteile des Oberschiedsgerichts sind endgültig⁶⁴⁾.

IX. Organe zur Verfolgung von Rechtsansprüchen. Rechtspflege.

Die uns an Sachen oder gegen Personen — natürliche Personen, juristische Personen, Korporationen des öffentlichen Rechts und des Privatrechts (Staat, Gemeinde, andere öffentlich-rechtliche Verbände, Vereine oder Gesellschaften mit Rechtspersönlichkeit) — zustehenden Rechte würden oft wertlos sein, wenn wir nicht die Möglichkeit hätten, sie zwangsweise durchzusetzen. Wir sind im allgemeinen nicht berechtigt, durch Eigenmacht, im Wege der Selbsthilfe, die Erfüllung unserer berechtigten Ansprüche herbeizuführen. Wir müssen vielmehr, wenn unsere Ansprüche bestritten werden, oder wenn aus anderen Gründen der Verpflichtete sich weigert, ihnen zu entsprechen, die Hilfe des Staates anrufen. Der Staat gewährt uns diese Hilfe durch seine Gerichte in dem dafür gesetzlich vorgeschriebenen Verfahren (Prozeß).

Je nach der Art der Ansprüche und je nach den Parteien sind die Gerichte und ist das Verfahren vor ihnen verschieden.

Zivilrechtliche Ansprüche, Ansprüche, die sich gründen auf Bestimmungen des Zivilrechts (Bürgerliches Gesetzbuch, Handelsgesetzbuch, Wechselordnung usw.), sind im allgemeinen geltend zu machen vor den sogenannten „ordentlichen Gerichten“. Die Einrichtung (Organisation) der „ordentlichen Gerichte“ und ihre Zuständigkeit ist geordnet in dem Gerichtsverfassungsgesetz nach der vom 1. Juni 1910 an gültigen Fassung (Reichsgesetz vom 22. Mai 1910). Das Verfahren vor diesen Gerichten dagegen bestimmt sich nach der Zivilprozeßordnung in der ebenfalls vom 1. Juni 1910 an geltenden Fassung (Reichsgesetz vom 1. Juni 1909 und 22. Mai 1910).

Die ordentliche streitige Gerichtsbarkeit in Zivilsachen wird ausgeübt durch Amtsgerichte, Landgerichte, Oberlandesgerichte und das Reichsgericht. Als erste Instanz werden tätig die Amtsgerichte durch Einzelrichter (Amtsrichter) und die Landgerichte durch Zivilkammern (drei Berufsrichter) und Kammern für Handelssachen (ein Berufsrichter als Vorsitzender und zwei dem Handelsstand angehörige Laienrichter im Ehrenamt), die Amtsgerichte in den im Gerichtsverfassungsgesetz bezeichneten Streitigkeiten schlechthin, ohne Rücksicht auf den Wert des Streitgegenstandes, z. B. in Streitigkeiten zwischen Mieter und Vermieter wegen Überlassung, Benutzung oder Räumung von Räumen, in allen übrigen bürgerlichen Rechtsstreitigkeiten, wenn der Wert des Streitgegenstandes 600 Mark nicht übersteigt und auch nicht die ausschließliche Zuständigkeit des Landgerichts oder eines der Sondergerichte (Gewerbegericht, Kaufmannsgericht usw.) begründet ist, die Landgerichte in allen bürgerlichen Rechtsstreitigkeiten, in denen sie nach dem Gerichtsverfassungsgesetz ausschließlich

⁶⁰⁾ Invaliden- oder Altersrente.

⁶¹⁾ Hinterbliebenenrente.

⁶²⁾ AVG. § 122.

⁶³⁾ AVG. §§ 270, 272ff.

⁶⁴⁾ AVG. §§ 162, 163, 281, 282, 284, 286.

zuständig sind oder bei denen der Wert des Streitgegenstandes 600 Mark übersteigt, mit Ausnahme der Rechtsstreitigkeiten, für die ohne Rücksicht auf den Wert des Streitgegenstandes die erstinstanzliche Zuständigkeit des Amtsgerichts oder einer der Sondergerichte begründet ist. Als zweite Instanz werden tätig die Landgerichte durch Zivilkammern und Kammern für Handelssachen in derselben Besetzung wie als erste Instanz auf Berufung gegen die Endurteile der Amtsgerichte; die Oberlandesgerichte durch Zivilsenate (fünf rechtskundige, beamtete Richter) auf Berufung gegen die erstinstanzlichen Endurteile der Landgerichte. Als dritte Instanz entscheidet auf das Rechtsmittel der Revision das Reichsgericht durch Zivilsenate (sieben rechtskundige, beamtete Richter) über die zweitinstanzlichen Endurteile der Oberlandesgerichte. Die zweitinstanzlichen Urteile der Landgerichte können nicht durch ein weiteres Rechtsmittel angefochten werden. Abgesehen von den in der Zivilprozeßordnung bezeichneten zwei Fällen, ist in bürgerlichen Rechtsstreitigkeiten über vermögensrechtliche Ansprüche das Rechtsmittel der Revision nur dann zulässig, wenn der Wert des der Revision unterworfenen Streit (Wert des Streitgegenstandes) 4000 Mark übersteigt. Die Nachprüfung des mit Revision angefochtenen Endurteils ist eine ausschließlich rechtliche. Sie hat sich darauf zu beschränken, zu prüfen, ob die Entscheidung beruht auf der Verletzung eines Reichsgesetzes oder eines Gesetzes, dessen Geltungsbereich sich über den Bezirk des Berufungsgerichts, des Oberlandesgerichts, dessen Endurteil angefochten ist, hinaus erstreckt.

Neben den „ordentlichen Gerichten“ werden in bürgerlichen Rechtsstreitigkeiten mit ausschließlicher Zuständigkeit tätig die Gewerbegerichte, Innungsgerichte, Innungsschiedsgerichte, Berggewerbegerichte oder Bergschiedsgerichte und Kaufmannsgerichte.

Über Organisation und Zuständigkeit dieser Gerichte und das Verfahren vor ihnen treffen Bestimmungen das Gewerbegerichtsgesetz vom 29. September 1901, die Reichsgewerbeordnung in den §§ 81a unter 4, 83 unter 11, 81b unter 4, 91, 91a, 91b (Innungsgericht, Innungsschiedsgericht) und das Reichsgesetz über die Kaufmannsgerichte vom 6. Juli 1904.

Gewerbegericht und Kaufmannsgericht sind besetzt mit einem beamteten Vorsitzenden und wenigstens zwei Beisitzern, von denen je die Hälfte aus dem Kreise der Arbeitgeber und der Arbeitnehmer — bei dem Gewerbegerichte aus dem Kreise der selbständigen Gewerbetreibenden und der gewerblichen Arbeiter, bei dem Kaufmannsgerichte aus dem Kreise der Kaufleute und der Handlungsgehilfen — zu entnehmen ist.

Sie sind zuständig ohne Rücksicht auf den Wert des Streitgegenstandes für alle Streitigkeiten aus dem Arbeitsvertrag zwischen den Gewerbeunternehmern und ihren gewerblichen Arbeitern, aus dem Dienstvertrag zwischen Kaufleuten und ihren Handlungsgehilfen und Handlungslehrlingen. Für Rechtsstreitigkeiten dieser Art ist in Bezirken, für die ein Gewerbe- oder Kaufmannsgericht besteht, die Zuständigkeit der „ordentlichen Gerichte“ ausgeschlossen. Das Verfahren vor diesen Sondergerichten ist im wesentlichen dasselbe wie das vor den Amtsgerichten.

Zur Entscheidung öffentlich-rechtlicher Ansprüche ist in den meisten Bundesstaaten ein Verwaltungsstreitverfahren eingerichtet, so, daß dabei als erste richterliche Instanz die höheren Verwaltungsbehörden in kollegialer Zusammensetzung, als letzte Instanz unabhängige Verwaltungsgerichte, meist Oberverwaltungsgerichte genannt, entscheiden.

Zu den Gerichten, die über öffentlich-rechtliche Ansprüche zu entscheiden haben, sind auch zu rechnen die Gerichte, die zu entscheiden haben über An-

sprüche auf Grund der Reichsversicherungsordnung und des Reichsversicherungsgesetzes für Angestellte.

Die Aufgabe der „ordentlichen Gerichte“ erschöpft sich aber nicht in der Entscheidung bürgerlicher Rechtsstreitigkeiten. Vielmehr sind in den meisten Bundesstaaten die Amtsgerichte als erste Instanz berufen, auch die Aufgaben der „freiwilligen Gerichtsbarkeit“ zu erfüllen, d. h. die Beteiligung des Staates an der Begründung, Änderung und Aufhebung von Privatrechtsverhältnissen, die Fürsorge des Staates für Personen, die in ihrer Geschäftsfähigkeit beschränkt sind, zu besorgen. Zu diesen Aufgaben gehören unter anderen: das Registerwesen, die Vormundschafts- und die Nachlaßsachen, das Grundbuchwesen. Für diejenigen Angelegenheiten der „freiwilligen Gerichtsbarkeit“, die durch Reichsgesetz den Gerichten übertragen sind, ist das „Gesetz über die Angelegenheiten der freiwilligen Gerichtsbarkeit“ vom 17. Mai 1898 in der Fassung vom 22. Mai 1910 maßgebend. Das Grundbuchwesen bestimmt sich überdies noch nach der Grundbuchordnung vom 24. März 1897 in der Fassung vom 20. Mai 1898.

Nach den Bestimmungen der Konkursordnung in der Fassung vom 17. Mai 1898 ist den Amtsgerichten auch das Verfahren zur Befriedigung der Gläubiger eines Schuldners, über dessen Vermögen der Konkurs eröffnet worden ist, zugewiesen.

Alle „ordentlichen Gerichte“ dienen endlich dem Staat zur Durchführung der ihm zustehenden bürgerlichen Strafrechtspflege. Die Erhebung des Anspruchs auf Bestrafung, die Strafverfolgung, steht besonderen Organen, den Staatsanwaltschaften, zu. Die Staatsanwaltschaften sind an die Gerichte angegliedert. Die Entscheidung über den Anspruch auf Bestrafung, die Entschließung wegen Verurteilung zur Strafe oder Freisprechung ist aber Aufgabe der unabhängigen „ordentlichen Gerichte“. Ihre Organisation und Zuständigkeit in bürgerlichen Strafsachen ergibt sich gleichfalls aus dem Gerichtsverfassungsgesetz. Das Verfahren vor ihnen in Strafsachen ordnet sich da gegen nach den Bestimmungen der Strafprozeßordnung in der Fassung vom 13. Juni 1902.

Als erste Instanz in Strafsachen werden tätig die Amtsgerichte durch den Amtsrichter oder als Schöffengerichte (Amtsrichter und zwei Laienrichter als Schöffen), die Landgerichte durch Strafkammern (fünf rechtsgelehrte, beamtete Richter) und die an die Landgerichte angeschlossenen Schwurgerichte (Gerichtshof [drei rechtsgelehrte, beamtete Richter] und die aus zwölf Bürgern gebildete Geschworenenbank). Über die Berufung gegen die Urteile der Amtsgerichte und Schöffengerichte erkennen in zweiter Instanz die Landgerichte durch Strafkammern (in der Regel fünf rechtsgelehrte, beamtete Richter). Über die Revision gegen die zweitinstanzlichen Urteile der Landgerichte entscheiden die Oberlandesgerichte durch Strafsenate (sieben rechtsgelehrte, beamtete Richter). Das Reichsgericht ist zuständig als erste und letzte Instanz für Untersuchung und Entscheidung in den Fällen des Hochverrates und Landesverrates, insofern diese Verbrechen gegen das Reich gerichtet sind; als Revisionsinstanz für die erstinstanzlichen Endurteile der Strafkammern der Landgerichte und der Schwurgerichte.

Den Gewerbe- und Kaufmannsgerichten ist außer der Rechtsprechung eine bedeutungsvolle sozialpolitische Aufgabe zugewiesen. Unter Umständen haben sie auch Interessenstreitigkeiten beizulegen, darin eine Entscheidung abzugeben. Bei Streitigkeiten zwischen Arbeitgebern und ihren gewerblichen Arbeitern oder ihren Handlungsgehilfen und Handlungslehrlingen über die Bedingungen der Fortsetzung oder Wiederaufnahme des Arbeits- oder

Dienstverhältnisses können Gewerbegericht oder Kaufmannsgericht als Einigungsamt angerufen werden. Ihre Zusammensetzung ist dann freilich eine andere wie als rechtsprechende Behörde.

Eine unabhängige, sachverständige, gerechte, schnelle und billige Rechtsprechung ist die notwendige Grundlage eines gesunden Staatslebens. *Justitia est fundamentum regnorum*. Gleichwohl ist für die einzelnen Bürger am besten, wenn sie möglichst wenig Veranlassung haben, die Hilfe der Gerichte in Anspruch zu nehmen oder als Beklagte ihren Machtbereich kennen zu lernen.

Davor bewahrt am sichersten Kenntnis des öffentlichen Rechts und des Privatrechts. Auch aus diesem Grunde möchten diese Zeilen anregen zu weiterer Beschäftigung mit Staats- und Rechtskunde.



Sachregister.

Die kursiv gedruckten Abkürzungen bezeichnen die Abschnitte:

Bahn.: Eisenbahnwesen (Haupt-, Neben- und Kleinbahnen, Straßen-, Stadtschnell- und Steilbahnen). — *Beton.*: Die Theorie des Eisenbetonbaues und Anwendung des Eisenbetons im Hochbau. *Betrieb.*: Betriebswissenschaft. — *Brück. eis.*: Eisenbrückenbau. *Brück. hölz.*: Hölzerne Brücken. *Brück. stein.*: Stein- und Eisenbetonbrücken. — *Erd.*: Erdbau. — *Fest.*: Festigkeitslehre. — *Geod.*: Geodäsie. — *Hochb.*: Hochbaukunde. — *Hochb. eis.*: Konstruktionselemente des Eisenhochbaues. — *Masch.*: Maschinenbaukunde. — *Math.*: Mathematik. — *Mech.*: Mechanik. — *Recht.*: Staats- und Rechtskunde. — *Städt.*: Bebauungspläne. — *Stat.*: Trägerlehre, Baustatik. — *Stoff.*: Baustoffe. — *Straß.*: Straßenbau. — *Tief.*: Wasserversorgung der Städte und Kanalisation. — *Tunn.*: Tunnelbau. — *Wass.*: Wasserbau. — *Werk.*: Werkstattbau.

Aalrinnen <i>Wass.</i>	1149	Abstand <i>Math.</i>	87	Algebraische Funktion <i>Math.</i>	75
Abbiegungen <i>Beton.</i>	311	— der Eisen <i>Beton.</i>	249	Alhydade <i>Geod.</i>	471
Abbinden Portlandzement		— für Gleise <i>Bahn.</i>	1137	Alhydadentransporteur	
<i>Stoff.</i>	437	Abstecken der geraden		<i>Geod.</i>	514
Abdampfheizung <i>Werk.</i>	743	Linien <i>Geod.</i>	521	Allseitig aufgelagerte	
Abdeckplatten <i>Brück. stein.</i>	1929	Absteckung <i>Bahn.</i>	1347	Platten <i>Fest.</i>	231
Abdichtung <i>Brück. stein.</i>	1929	— <i>Erd.</i>	1209	— aufliegende Platten	
Abfallrohre <i>Hochb.</i>	614, 615	— der Bahnlinie <i>Bahn.</i>	1397	<i>Beton.</i>	258, 780
Abfertigung der Züge <i>Bahn.</i>	1333	— von Bogen <i>Geod.</i>	522	Alpengranit <i>Stoff.</i>	344
Abfluß <i>Wass.</i>	1115	— — — ohne Winkelmeß-		Alpenkalkstein <i>Stoff.</i>	348
Abflußmenge <i>Straß.</i>	1277	instrument <i>Geod.</i>	524	Aluminiumbronze <i>Stoff.</i>	431
— <i>Wass.</i>	1122	Absteifen von Baugruben		— <i>Masch.</i>	823
Abflußmengenbestimmung		<i>Tief.</i>	2122	Amortisation <i>Math.</i>	48
<i>Wass.</i>	1110	Abstellbahnhöfe <i>Bahn.</i>	1467	Ampere <i>Masch.</i>	991
Abflußmengen, Regen-		Abstellgleise <i>Bahn.</i>	1461	Amphibol <i>Stoff.</i>	344
wasser <i>Tief.</i>	2099	Abstoßen <i>Bahn.</i>	1321	Amphibolgranit <i>Stoff.</i>	344
Abfuhrweg <i>Werk.</i>	710	Abzisse <i>Math.</i>	85	Amplitude <i>Math.</i>	45
Abgeleitete <i>Math.</i>	70	Abzissen <i>Math.</i>	53	Amtliehe Bestimmungen	
— der Formänderungs-		Abträge <i>Erd.</i>	1232	Eisenbeton <i>Beton.</i>	333
arbeit <i>Fest.</i>	218	Abtretung des Grundeigen-		Amtsgericht <i>Recht.</i>	2204
Abgreifen von Maßen <i>Geod.</i>	491	tums <i>Bahn.</i>	1349	Analyt. Geometrie <i>Math.</i>	85, 100
Ablagerungen <i>Erd.</i>	1250	Abtritt <i>Wass.</i>	1199	Anbieten eines Zuges <i>Bahn.</i>	1334
Ablasschieber <i>Tief.</i>	2034	Abwasser, Reinigung <i>Tief.</i>	2140	Andesit <i>Stoff.</i>	346
Ablaufgleise <i>Bahn.</i>	1764	— Zusammensetzung <i>Tief.</i>	2140	Aneroid <i>Geol.</i>	508
Ablenkvorrichtung <i>Bahn.</i>	1402,	Abziehmaschinen <i>Straß.</i>	1298	Anfahren <i>Bahn.</i>	1330
	1411	Abzweigungen von Rohr-		Anfahrweg <i>Mech.</i>	136, 144
— (Berechn.) <i>Bahn.</i>	1419	leitungen <i>Tief.</i>	2085	Anfallspunkt <i>Hochb.</i>	599
Ablenkwinkel <i>Bahn.</i>	1419	Achsen <i>Masch.</i>	837	Anfallswinkel <i>Bahn.</i>	1419
Ablösung <i>Math.</i>	49	— <i>Bahn.</i>	1542	Anfangsspannungen <i>Beton.</i>	242
Abmelden eines Zuges		Achsenabschnitte <i>Math.</i>	86	— <i>Stat.</i>	1673
<i>Bahn.</i>	1334	Achsenkraft <i>Fest.</i>	157	Anfangszustand <i>Stat.</i>	1673
Abminderungsbeiwert <i>Fest.</i>	199	Achsenkräfte der Vieren-		Anfeuchtende Bewässerung	
Abminderungswert <i>Fest.</i>	206	= deeltträger <i>Stat.</i>	1715	<i>Wass.</i>	1163
Abnutzung des Pflasters		Achsiales Trägheitsmoment		Angebot billigst <i>Betrieb.</i>	1018
<i>Straß.</i>	1304	<i>Mech.</i>	117	Angemessenheit der Preise	
Abnützungsgrenze <i>Bahn.</i>	1401	Achsalurturbinen <i>Masch.</i>	974	<i>Betrieb.</i>	1020
Abort <i>Bahn.</i>	1432	Achteckquerschnitt <i>Beton.</i>	265,	Angenäherte Werte für	
Abortanlagen <i>Bahn.</i>	1446		315	Integr. <i>Math.</i>	79
Aborte <i>Bahn.</i>	1441	Acre <i>Geod.</i>	486	Angestelltenversicherung	
Abreiben <i>Hochb.</i>	558	Additionskurve <i>Math.</i>	54	<i>Recht.</i>	2202
Abscherung <i>Brück. eis.</i>	1783	Aeberli-Macadam <i>Straß.</i>	1283	Angriffspunkt der Kraft	
Abschiebung in Schräg-		Affinität <i>Math.</i>	91	<i>Mech.</i>	106
schnitten <i>Fest.</i>	158	Akkumulatoren <i>Masch.</i>	994	— einer Kraft <i>Fest.</i>	211
Abschreibung <i>Math.</i>	48	— <i>Bahn.</i>	1487	Anhalten <i>Bahn.</i>	1330
Abschreibungswerte <i>Erdb.</i>	1210	Äkkumulatoren-Preßwasser		Anhydrit <i>Stoff.</i>	347
Abschlußboden <i>Wass.</i>	1131	<i>Masch.</i>	872	Anilinfarben <i>Hochb.</i>	630
Absenkkurve <i>Tief.</i>	2014,	Aktiengesellschaften <i>Recht.</i>	2180	Ankerübeldecke <i>Hochb.</i>	580
	2017	Aktiver Erddruck <i>Stat.</i>	1722	Ankerketten <i>Masch.</i>	853
Absitzverfahren <i>Tief.</i>	2155	Alabaster <i>Stoff.</i>	347	Ankerplatte <i>Bahn.</i>	1376, 1379
Absolutbewegung <i>Mech.</i>	138	Alaunverfahren <i>Tief.</i>	2051	— <i>Hochb. eis.</i>	672
Absperrorgane <i>Tief.</i>	2084	Albit <i>Stoff.</i>	343	Ankerschrauben <i>Hochb. ris.</i>	650

Ankerungen Hochb.	568	Arbeitsvertrag Recht.	2186	Auftrag Betrieb.	1017
Ankunft der Güterzüge		Arbeitsvorgänge Betrieb.	1017	Aufträge Erd.	1234
Bahn.	1461	Arbeitsvorgangverbesserung Betrieb.	1028	Auftragung geodätischer	
Anlagekosten Straß.	1309	Arbeitsvorschrift Betrieb	1016	Aufnahmen Geod.	513
Anlauf rampe Bahn.	1341	Arbeitszeit Recht.	2198	— von Kurven Math.	54, 100
Anlieger Stadt.	1966	Arbeit züge Bahn.	1335	Auftrieb Mech.	152
An näherungsrechnung		Archimedische Spirale		— Wass.	1172, 1083
Math.	54	Architekturplätze Straß.	99	Aufziehnöpfe Hochb.	621
Annehmen eines Zuges		Arkus Math.	58	Aufzüge Masch.	878
Bahn.	1334	Ardant's Dachbinder		Auge Math.	101
Anomalie Math.	85	Hochb.		Augen Hochb. eis.	650
Anorthit Stoff.	343	Area Math.	59	Augenmaß Betrieb.	625
Anreicherung des Grund-		Arithmet k Math.	44	Augenpunkt Math.	101
wasserträgers Tief.	2020	Ar thmet sche Re he Math.	46	Augenstäbe Brück. eis.	1829
Anreiz Betrieb.	1022	— Stat.	1716	Augit Stoff.	344
Ansatzschienen Bahn.	1388	Arithmet sches Mittel Math.	83	Augitgrünstein Stoff.	345
Anschlag Hochb.	553	Arm erte Balken Hochb.	549	Augitsyenit Stoff.	345
Anschlagschienen Bahn	1411	— Holzbalken Brück. hölz.	1875	Ausbaggerung Wass.	1127
Anschlüsse Brück. eis.	1845	Armierung, Zeitbedarf Be-		Ausbesser geleise Bahn.	1463
Anschlüsse der Querträger		trieb.	1038	Ausbesserungs leichtigkeit	
Brück. eis.	1847	Artesische Brunnen Tief.	2016	Straß.	1309
Anschlußbahnhöfe Bahn.	1436	Asbest Stoff.	461	Ausbeute des Betons Stoff.	450
— Nebenb. Bahn.	1533	Asbestkunstste'n Stoff.	372	Ausbiegungen beim Knicken	
Anschlußleitungen Tief.	2085	Asbestschiefer Stoff.	372	Fest.	195
Anschlußschelle Tief.	2089	— Werk.	736	Ausbildung der Anfänger	
Anschmiegung an das Ge-		Asphalt Stoff.	459	Betrieb.	1026
lände Stadt.	1983	— Straß.	1293	Ausdehnungszahl Stoff.	450
Anstreicherarbeiten Hochb.	630	Asphaltbton Stoff.	460	Ausfahr geleise Bahn.	1463
Anstreicherwerkstadt		— Straß.	1282	Ausfahr signale Bahn.	1500
Bahn.	1478	Asphaltstrassen, Waschen,		Ausfluß des Wassers Mech.	153
Anstriche Stoff.	426, 463	Abnützung Straß.	1304	Ausflußbeiwert Mech.	153
— auf Eisen Hochb.	632	Asphaltüberzug Tief.	2084	Ausführungsarbeit Betrieb.	1023
— auf Holz Hochb.	631	Assan'erung Städt.	1965	Ausgleichschienen Bahn.	1365
— auf Putz Hochb.	630	Asymptoten Math.	95	Ausgleichsweiber Wass.	1175
Antrieb Mech.	142, 149	Asynchrone Motoren Masch.	998	Ausgleichung bedingter	
Anzahl der notwendigen		Ätzen der Steine Stoff.	354	Beobachtungen Geod.	535
Niete Hochb. eis.	642	Ätz kalk Stoff.	431	— v. direkten Beobach-	
Anziehung der Erde Mech.	140	Ätzprobe Bahn.	1361	tungen Geod.	532
A-Polypon Stat.	1602	Aufbiegen der Eisen Beton.	256	— vermittelnder Beobach-	
Aplit Stoff.	344	Aufbiegen Beton.	261	tungen Geod.	533
Aquabar Stoff.	450	— der Haupttrageisen		Aushalten von Felsen Erd.	1252
Äquatoriales Trägheits-		Brück. stein.	1945	Aushangfahrpläne Bahn.	1332
moment Mech.	117	Aufenthaltsräume Werk.	710	Auskragung Brück. stein.	1948
Ar Geod.	486	Auffüllung Brück. stein.	1929	Auskolkung Wass.	1110, 1130
Ar Ein Math.	59, 98	Aufklauung Hochb.	549	Auslegebalkenträger Brück.	
Arbeit Masch..	991	Aufladen der Steine Stoff.	352	eis.	1750
— einer Kraft Mech.	142	Auflaulaschen Bahn.	1391, 1395	Auslegebogenbrücken Stat.	1733
— der Formänderung Fest.	218	Aufaufstöße, Straßebn.		Auslegebogenträger Brück.	
— der Wärme Fest.	219	Bahn.	1556	eis	1756
— Schaubild Fest.	165	Auflockerung Erd.	1208, 1234,	Auslegebrücken Stat.	1733
Arbeiter Würdigung Be-			1251	— Gewichte Brück. eis.	1769
trieb.	1017	Auflösung v. Gleich. Math.	50	Auslege Dreigelenkbogen	
Arbeiterr Ausschüsse Recht.	2198	— zeichn., v. Gleich. Math.	53	Stat.	1640
Arbeiterschutz Recht.	2199	Aufriß Math.	101	Auslegekrane Masch.	873
Arbeitsversicherung Recht.	2197	Aufschlagwarte der Zungen		Auslegeträger Stat.	1625
Arbeiterwohnhäuser Bahn.	1480	Bahn.	1412	— Hochb. eis.	684
Arbeiterwohnungen Bahn.	1479	Aufschreibungen Betrieb	1017	— Brück. stein.	1957
Arbeitsbureau Betrieb.	1042	Aufschwemmung Wass.	1158	Ausrüsteschraube Masch.	864
Arbeitsgerüste Brück. stein.		Aufsetzen der Steine Stoff	352	Ausrüstungsmittel Brück.	
	1940	Aufschicht Betrieb.	1041	stein.	1936
Arbeitsgleichungen Stat.	1652,	Aufschichtenposten Betrieb	1024	Ausschalen Stoff.	455
	1668, 1702	Aufspeicherung, hydrau-		Ausscheidung v. Unbek.	
Arbeitsgruben Bahn.	1471	rische Wass.	1175	Math.	50
Arbeitsleistung Straß.	1266	Aufstell geleise Bahn.	1468	Ausschuß für Eisenbeton	
Arbeitslohn Erd.	1211	Aufstell geleise Bahn.	1438, 1463,	Beton.	239
Arbeitsmessung Masch.	1015		1468	Außen statisch unbestimm-	
Arbeitsplätze Werk.	710			tes System Stat.	1673
Arbeitsräder Masch.	842			Äußere Kräfte Mech.	106
Arbeits schichten bei Preß-				— Stat.	1616
luft Wass.	1075			Ausstattung der Züge	
Arbeitssumme der Kräfte				Bahn.	1317
Stat.	1651			Aussteifung der Wände	
Arbeitsteilung Betrieb.	1020			Brück. eis.	1802
Arbeitsvermögen Mech.	143,			Austerlitzbrücke Paris	
	144, 149			Brück. eis.	1757

Auswechslung der Schienen		Balkenlacher, Eigengewichte		Baustoffe:	
<i>Bahn.</i>	1401	<i>Hochb. eis.</i>	636	Mineralien	343
Ausweichstellen Straenb.		Balkenfachwerke <i>Bruck. eis.</i>	1748	Erstarrungsgesteine	315
<i>Bahn.</i>	1558	Balkenhohe <i>Beton.</i>	781	Kristallinische Schiefer	
Auswechslung <i>Bahn.</i>	1402	Balkenkopfe <i>Hochb.</i>	568	gesteine	347
Ausweichungen <i>Bahn.</i>	1402, 1410	Balkensprengwerk <i>Hochb.</i>	550	Sedimentgesteine	348
		Balkentrager <i>Stad.</i>	1580	Klastische Gesteine	349
Auswertung einer Flache		Bandbremse <i>Masch.</i>	858	Erden	350
<i>Math.</i>	79	Bandeisengurte <i>Bruck. eis.</i>	1856	Gewinnung und Bearbei-	
Auswitterungsprobe <i>Stoff.</i>	373	Bandkupplung <i>Masch.</i>	839	tung	352
Auszichgleise <i>Bahn</i> 1438, 1462, 1468		Bandparkett <i>Hochb.</i>	628	Verwendung im allg.	354
		Bankeisen <i>Hochb.</i>	621	Prufung der Gesteine	358
Auszwicken der Fugen		Banketts <i>Stra.</i>	1294	Kunstliche Steine	359
<i>Stoff.</i>	354	Barberasphalt <i>Stra.</i>	1292	Ziegel	360
Autogene Schweiung <i>Stoff.</i>	428	Bargewicht <i>Masch.</i>	917	Ungebrannte Kunst-	
— <i>Straenb. Bahn.</i>	1556	Barken <i>Wass.</i>	1201	steine	367
Automobilstraen <i>Stadt.</i>	1964, 1971	Barkhausen-Behalter		Prufung d. Kunststeine	373
		<i>Hochb. eis.</i>	707	Holz	374
<i>Bruck. eis.</i>	707	Barometrische Hohenein-		Eisen	382
<i>schaltung Geod.</i>	510, 517	<i>schaltung Geod.</i>	510, 517	Handelsfabrikate	389
<i>Barometrische Hohenmes-</i>		<i>sung Geod.</i>	508	Normalprofile	393
<i>sung Geod.</i>	508	Basalt <i>Stoff.</i>	346	Bleche usw.	409
Basalt <i>Stoff.</i>	346	— Festigkeit u. Elastizitat <i>Fest.</i>	237	Nieten und Schrauben	421
— Festigkeit u. Elastizitat <i>Fest.</i>	237	Basallava <i>Stoff.</i>	346	Prufung des Eisens	423
Basallava <i>Stoff.</i>	346	Basaltuff <i>Stoff.</i>	349	Blei, Zink, Kupfer	429
Basaltuff <i>Stoff.</i>	349	Basis <i>Math.</i>	45	Luftmortel	431
Basis <i>Math.</i>	45	Baskullverschluss <i>Hochb.</i>	621	Hydraul. Kalk	434
Baskullverschluss <i>Hochb.</i>	621	Batterieschranke <i>Bahn.</i>	1487	Zement	435
Batterieschranke <i>Bahn.</i>	1487	Bau- u. Betriebsordnung		Eisenportlandzement	443
Bau- u. Betriebsordnung		<i>Bahn.</i>	1310	Tra	445
<i>Bahn.</i>	1310	Bauaufzuge <i>Masch.</i>	878	Beton	448
Bauaufzuge <i>Masch.</i>	878	Baublocke <i>Stadt.</i> 1976, 1978		Glas	457
Baublocke <i>Stadt.</i> 1976, 1978		— <i>Stra.</i>	1273	Asphalt	459
— <i>Stra.</i>	1273	Baugenossenschaften <i>Bahn.</i>	1480	Pappe usw.	461
Baugenossenschaften <i>Bahn.</i>	1480	Baugleise Tilgung <i>Erd.</i>	1210	Anstriche usw.	463
Baugleise Tilgung <i>Erd.</i>	1210	Baugruben, absteifen <i>Tief.</i>	2122	— <i>Bruckenbau Bruck. holz.</i>	1871
Baugruben, absteifen <i>Tief.</i>	2122	Baugrund, Tragfahigk.		<i>Bruck. stein.</i> 1890, 1925	1925
Baugrund, Tragfahigk.		<i>Wass.</i>	1056	— Gewichte	1050
<i>Wass.</i>	1056	Baugrund zulassige Beanspruchung <i>Beton.</i>	744	Bauvertrag <i>Betrieb.</i>	1019
Baugrund zulassige Beanspruchung <i>Beton.</i>	744	Baugrund zulassige Belastung <i>Bruck. eis.</i>	1891	Bauwerk <i>Stad.</i>	1580
Baugrund zulassige Belastung <i>Bruck. eis.</i>	1891	Bauhohe <i>Bruck. stein.</i>	1888	Bauwurdigkeit einer Eisenbahn <i>Bahn.</i>	1338
Bauhohe <i>Bruck. stein.</i>	1888	— <i>Bruck. eis.</i>	1741	Bazin, Geschw.-Formel	
— <i>Bruck. eis.</i>	1741	— von Brucken <i>Bahn.</i>	1354	<i>Wass.</i>	1084
— von Brucken <i>Bahn.</i>	1354	Bauholz <i>Stoff.</i>	380	Beamtenwohnhuser <i>Bahn.</i>	1480
Bauholz <i>Stoff.</i>	380	Bauholzer <i>Stoff.</i>	381	Beanspruchung, zulass. f.	
Bauholzer <i>Stoff.</i>	381	Bauhypothek	2183	<i>Holz Bruck. holz.</i>	1874
Bauhypothek	2183	Bauingenieur <i>Betrieb.</i>	1016	Bebauungsplane <i>Stadt.</i>	1964
Bauingenieur <i>Betrieb.</i>	1016	Baukosten <i>Stadt. Bahn.</i>	1564	Bebauungsplane:	
Baukosten <i>Stadt. Bahn.</i>	1564	Bauland <i>Stadt.</i>	1966	Fluchtlinienma. Aus-	
Bauland <i>Stadt.</i>	1966	Bauleiter <i>Betrieb.</i>	1043	gestaltung alter Stadt-	
Bauleiter <i>Betrieb.</i>	1043	Baulokomotiven, Tilgung		teile	1965
Baulokomotiven, Tilgung		<i>Erd.</i>	1210	Fluchtlinienfestsetzung	
<i>Erd.</i>	1210	Baulokomobile <i>Masch.</i>	868	fur neue Stadtteile	1971
Baulokomobile <i>Masch.</i>	868	Baummaschinen <i>Masch.</i>	856	Allg. Anordnung des	
Baummaschinen <i>Masch.</i>	856	Baumplanzungen <i>Stra.</i>	1295	Planes	1971
Baumplanzungen <i>Stra.</i>	1295	Baumreihen <i>Stra.</i>	1310	Gestalt u. Groe der	
Baumreihen <i>Stra.</i>	1310	— <i>Stadt.</i>	1991	Baublocke	1976
— <i>Stadt.</i>	1991	Baumwollseile <i>Masch.</i>	851	Durchbildung d. einzel-	
Baumwollseile <i>Masch.</i>	851	Bauordnung <i>Stadt.</i> 1971, 1977, 1982		nen Straen	1979
Bauordnung <i>Stadt.</i> 1971, 1977, 1982		Bauplan <i>Bahn.</i>	1348	Platanlagen	1992
Bauplan <i>Bahn.</i>	1348	— <i>Erd.</i>	1207	Bebauungsplane neuer	
— <i>Erd.</i>	1207	Bauprogramm <i>Werk.</i>	711	Stadtteile <i>Stadt.</i>	1971
Bauprogramm <i>Werk.</i>	711	Baustatik <i>Stad.</i>	1592	Becherwerke <i>Wass.</i>	1163
Baustatik <i>Stad.</i>	1592	Bau-steine, Gewinnung u. Bearbeitung <i>Stoff.</i>	352	— <i>Masch.</i>	880
Bau-steine, Gewinnung u. Bearbeitung <i>Stoff.</i>	352	Bau-stelle <i>Bruck. eis.</i>	1739	Beckenhafen <i>Wass.</i>	1195
Bau-stelle <i>Bruck. eis.</i>	1739	Bau-tellen <i>Stadt.</i>	1978	Beckeninhalt <i>Wass.</i>	1169
Bau-tellen <i>Stadt.</i>	1978	— Einrichtung <i>Erd.</i>	1209	Bedarfswasser <i>Tief.</i>	1997
— Einrichtung <i>Erd.</i>	1209	Baustoffe <i>Stoff.</i>	343	Befestigungsschrauben	
Baustoffe <i>Stoff.</i>	343	Naturliche Gesteine	343	<i>Hochb. eis.</i>	648
Naturliche Gesteine	343			— <i>Masch.</i>	827
				— <i>Stoff.</i>	417
				Befeuchtung <i>Werk.</i>	740
				Begradigung <i>Stadt.</i>	1967

- Begrenzungskurve *Math.* 64
 Behälter *Tief.* 2034
 — *Beton.* 814
 Behälterringwand *Beton.* 817
 Behälterwand *Beton.* 816
 Behälter aus Eisen *Tief.* 2079
 — aus Eisenbeton *Tief.* 2078
 — eis. Berechn. *Hochb. eis.* 706
 — Reinwasser *Tief.* 2076
 Beheizung *Werk.* 742
 Beispiel Berechnung einer
 Geschoßdecke *Beton.* 801
 Bewagen *Bahn.* 1318
 Bekleidung mit Steinen
 Erd. 1237
 Belageisen *Stoff.* 399
 Belastungen *Hochb. eis.* 633
 Belastungsannahmen für
 Nebenbahnen *Bahn.* 1528
 Belastungsgleichwerte
 Brück. stein. 1891
 — *Brück. eis.* 1771, 1775
 Belastungsplatten *Wass.* 1081
 Belastungstoffe, *Gewichte* 1050
 Belastungstafeln *Bahn.* 1312
 Belastungszustand *Stat.* 1669
 Beleuchtung *Bahn.* 1550
 — *Masch.* 1006
 Beleuchtungsfläche *Werk.* 737
 Beleuchtung, elektr.
 Masch. 1002
 — der Hallen *Bahn.* 1442
 — der Schuppen *Bahn.* 1452
 Belgische Bauweise *Tunn.* 1261
 Belichtung *Werk.* 737
 Bemessung des Rechteck-
 querschnitts *Beton.* 285
 Bennkupplung *Masch.* 840
 Benzin *Masch.* 961, 963
 Benzinmotoren *Straß.* 1281
 — *Tief.* 2042
 Beobachtungsgabe *Betrieb.* 1024
 Bepflanzung von Bösch.
 Erd. 1236
 Berainung *Geod.* 530
 Berainungsaufnahme *Geod.* 530
 Berainungsgrundriß *Geod.* 530
 Berechnung einer Geschoß-
 decke, Beispiel *Beton.* 799
 — Eisenbetonbr. *Brück.*
 Stein. 1951
 Bereitschaftsdienst *Bahn.* 1328
 Bereitschaftswagen *Bahn.* 1318
 Berichte *Betrieb.* 1045
 Berlier-System *Tief.* 2138
 Berliner Hoch- u. Unter-
 grundbahn *Bahn.* 1563
 Bermen *Straß.* 1294
 — *Erd.* 1232
 Berührung *Hochb.* 562, 626
 Berufskunde des Ingenieurs
 Betrieb. 1024
 Berührungskipplager
 Brück. eis. 1817
 Besandung *Wass.* 1165
 Beschlag der Fenster *Hochb.* 621
 Beschleunigung *Mech.* 135, 140
 Beschotterung *Straß.* 1279
 Besiedelung *Städt.* 1971
 Besiedlungsfragen 1975
 Besprengen der Straßen
 Straß. 1298
 Bessemerfahnen *Hochb.* 632
 Bessemer-Flußeisen *Stoff.* 384
 Bessemerstahl *Fest.* 160
 Bessemerstahldraht *Fest.* 167
 Bestimmte Integrale *Math.* 78
 Bestimmungen *Beton.* 333
 Bestimmungen, Eisenbeton
 Beton. 333
 — *Straß.* 1309
 Beton *Stoff.* 448
 — *Hochb.* 545
 — *Brück. stein.* 1925
 Betondach *Werk.* 736
 Betondecken *Hochb.* 576
 Betondruckrohr *Tief.* 2028
 Betonfestigkeiten *Brück.*
 stein. 1890
 Betongründung unt. *Wass.*
 Wass. 1068
 Betonguß *Hochb.* 545
 Betonhohlsteine *Hochb.* 583
 Betonieren, Zeitbedarf *Be-*
 trieb. 1031
 Betonkappen *Hochb.* 576
 Betonlangschwelle, Straßen-
 bahn *Bahn.* 1557
 Betonmischer *Masch.* 932
 Betonpläbe *Wass.* 1066
 Betoupflaster *Werk.* 738
 Betonprismen, Druckfestig-
 keit *Fest.* 168
 Betonrisse *Beton.* 242
 Betonstraßen *Straß.* 1290
 Beton tafeln *Hochb.* 605
 Betontreppen *Hochb.* 619
 Betonüberdeckung der Eisen
 Beton. 249
 Beton, Durchlässe *Brück.*
 stein. 1924
 — Festigkeit u. Elastizität
 Fest. 237
 — Potenzgesetz *Fest.* 161
 — Schwinden *Fest.* 167
 — Temperaturdehnung *Fest.* 166
 — Zugspannungen berück-
 sichtigt *Beton.* 294
 — zulässige Spannungen
 Beton. 251
 Betrieb, Steilb. *Bahn.* 1571
 — *Städt. Bahn.* 1562
 Betriebsbahnhöfe *Bahn.* 1467
 Betriebsbericht *Betrieb.* 1045
 Betriebsdiagramm *Werk.* 711
 Betriebsdienst *Bahn.* 1310
 Betriebskosten *Tief.* 2031
 — *Bahn.* 1337
 Betriebslänge *Bahn.* 1329
 Betriebsleiter *Betrieb.* 1016
 Betriebsleitung *Betrieb.* 1043
 Betriebsmittel *Bahn.* 1534
 — Auswahl *Betrieb.* 1027
 — *Städt. Bahn.* 1563
 — *Straßenb. Bahn.* 1560
 Betriebspläne *Betrieb.* 1043
 Betriebsprogramm *Werk.* 711
 Betriebsstunden *Betrieb.* 1021
 Betriebsstörungen *Betrieb.* 1028
 Betriebstage *Betrieb.* 1043
 Betriebswassermenge *Wass.* 1174
 Betriebswissenschaft *Be-*
 trieb. 1016
 Betriebswissen-
 schaft:
 Allgemeines 1016
 Auftrag, Preisbildung *usf.* 1017
 Arbeitsteilung 1020
 Auswahl der Mitarbeiter 1023
 — der Betriebsmittel 1027
 Arbeitsteilung 1020
 Auswahl der Mitarbeiter 1023
 Einzelarbeiten, Zeitbe-
 darf 1029
 Aufsicht 1041
 Betriebsleitung 1043
 Geschäftsleitung 1047
 Betti, Formänderungen
 Stat. 1652
 Bettung *Bahn.* 1396
 Bettung, Nebenb. *Bahn.* 1531
 — Steilb. *Bahn.* 1573
 Bettungskörper *Bahn.* 1351
 Bettungsstärke *Bahn.* 1397
 Bettungsstärken *Bahn.* 1351
 Beutelement *Bahn.* 1486
 Bevölkerungszunahme
 Tief. 2001, 2096
 Bewässerung *Wass.* 1162
 Bewegliche Anschlüsse
 Brück. eis. 1845
 — Brücken *Bahn.* 1355
 — — *Stat.* 1732
 — Rampen *Bahn.* 1454
 — Wehre *Wass.* 1132
 Beweglichkeit, endliche
 Stat. 1589
 — der Fachwerke *Stat.* 1588
 Bewegung *Mech.* 106
 — d. *Wass.* 1083, 1084
 — — ungleichförmige
 Wass. 1098
 Bewegungsänderung *Mech.* 140
 Bewegungsfreiheiten *Stat.* 1583
 Bewegungsgröße *Mech.* 142
 Bewegungslehre *Mech.* 134
 Bewegungsschrauben
 Masch. 827
 Bewegungswiderstände der
 Fahrzeuge *Bahn.* 1321
 — *Straß.* 1265
 Bewehrte Balken *Hochb.* 549
 — Holzbalken s. a. *Arm.*
 B. Brück. hölz. 1875
 Bewehrung der Platte
 Beton. 256
 Bewurf *Hochb.* 558
 Bezahlung nach Leistung
 Betrieb. 1017
 Bieberchwünze *Hochb.* 602
 Biegedruckfestigkeit *Beton.* 243
 Biegefläche *Fest.* 184
 Biegelinien *Stat.* 1683
 — der Fachwerke *Stat.* 1652
 — eines Wandstabzuges
 Stat. 1660
 — elastischer Stabzüge
 Stat. 1659
 — für besondere Träger-
 arten *Stat.* 1656
 — für beliebige Verschie-
 bungsrichtungen *Stat.* 1657
 — Vollwandträger *Stat.* 1647
 — zeichnerisch nach Mohr
 Stat. 1649
 Biegen der Schienen *Bahn* 1339
 Biegeproben *Stoff.* 424
 Biegung *Fest.* 173, 175
 Biegezugfestigkeit *Fest.* 156
 Biegemoment *Math.* 79
 — *Mech.* 112
 — *Fest.* 157
 — *Stat.* 1599
 — u. Normalkraft *Beton.* 313

- Biegungsspannungen *Fest.* 156
 — *Beton.* 275
 — beim Knicken *Fest.* 195
 — *Beton Beton.* 252
 Biegungs- und Zugfestigkeit *Fest.* 177
 Biegung mit Achsialdruck
 Beton. 313
 Bildebene *Math.* 101
 Billigster Preis *Betrieb* 1018
 Bimsbeton *Beton.* 210
 — *Hochb. eis.* 636
 Bimsbetondach *Werk.* 736
 Bimsbetondecke *Werk.* 739
 Bimsbeton-Kassettenplatten
 Hochb. eis. 634
 Bimskies *Stoff.* 370
 Bimssteintuff *Stoff.* 349
 Bindebleche *Fest.* 206
 — Säulen *Hochb. eis.* 666
 Binder *Hochb.* 540, 586
 Bänderfahrwerke *Hochb. eis.* 692
 Bändergespärre *Hochb.* 586
 Binder des Lehrgerüsts
 Brück. stein. 1935
 — eiserner Dächer *Hochb.*
 eis. 691
 Binnenschiffahrt *Wass.* 1150, 1203
 Biologische Reinigung *Tief.*
 2142, 2166
 Biotit *Stoff.* 344
 Biotitgranit *Stoff.* 344
 Biotitsyenit *Stoff.* 345
 Bitulithikbahnen *Straß.* 1292
 Bitulithik-Pflaster *Straß.* 1282
 Bitumen *Stoff.* 459
 Blatt *Hochb.* 546
 Blattfeder, Berechnung *Fest.* 182
 Blattstoß *Bahn.* 1390
 Blattzapfen *Hochb.* 548
 Blechbalken *Hochb. eis.* 676
 Blechbalkenträger *Hochb.*
 eis. 674
 Bleche *Stoff.* 391, 409
 Blechschornstein *Masch.* 940
 Blechträger *Fest.* 177
 — *Hochb. eis.* 674
 — *Brück. eis.* 1792
 — Widerstandsmomente
 Brück. eis. 1796
 — *Hochb. eis.* 678
 Blechwand Stoß *Hochb.*
 eis. 682
 Blei *Stoff.* 429
 Bleibende Härte *Tief.* 1998
 Bleidraht *Stoff.* 429
 Bleistreifen *Brück. stein.* 1928
 Blindrahmen *Hochb.* 619
 Blockabschlußstellen *Bahn.* 1520
 Blockfeld *Bahn.* 1513
 Blockfundamente *Beton.* 747
 Blockherzstücke *Bahn.* 1417
 Blocksignale *Bahn.* 1501
 Blocksperrre *Bahn.* 1521
 Blockstellen *Bahn.* 1312, 1332,
 1520
 Blockstufe *Hochb.* 617
 Blocktiefen *Städt.* 1977
 Blockverband *Hochb.* 541
 Blockwalzwerk *Bahn.* 1361
 Blockwand *Hochb.* 559
 Blockwerke *Bahn.* 1513, 1520
 Blockzungen *Bahn* 1412
 B. O. *Bahn.* 1310
 Bock Nadelwehr *Wass.* 1134
 Bockkran *Masch.* 877
 Bockwinde *Masch.* 867
 Bodenarten *Erd.* 1210
 Bodendruck *Fest.* 226
 — *Beton.* 804
 — *Wass.* 1056
 Bodenentleerer *Masch.* 881, 882
 Bodenfilterung *Tief.* 2168
 Bodenförderung *Erd.* 1217
 Bodengewicht *Erd.* 1207
 Bodengewinnung *Erd.* 1210
 Bodenhalmmesser *Math.* 68
 Bodenspeicher *Bahn.* 1460
 Bodenspekulation *Städt.* 1964
 Bodenuntersuchungen *Erd.* 1207
 — *Bahn.* 1347
 — *Wass.* 1053
 Bogenabsteckung *Geod.* 521
 Bögen, Ausführung *Hochb.* 570
 — mit angehängter Fahr-
 bahn *Brück. stein.* 1960
 — mit oben liegender Fahr-
 bahn *Brück. stein.* 1958
 — mit Versteifungsbalken
 Brück. eis. 1755
 — mit Versteifungsträger
 Brück. stein. 1961
 — ohne Gelenke *Brück.*
 eis. 1753, 1754
 — ohne Zugband *Brück.*
 eis. 1850
 Bogenachse *Brück. eis.* 1753
 Bogenbalkenbrücken 1733
 Bogenbalkenträger *Brück.*
 eis. 1755
 Bogenbrücken *Brück. eis.* 1733
 — bauliche Einzelheiten
 Brück. eis. 1852
 — in Eisenbeton *Brück.*
 stein. 1957
 — Eigengewichte *Brück.*
 eis. 1768
 Bogenfachwerk *Stat.* 1638
 Bogengleis *Bahn.* 1406
 Bogenhöhen *Math.* 34
 Bogenkraft *Stat.* 1691, 1705
 — *Brück. eis.* 1209
 — *Brück. stein.* 1913
 Bogenkraftfläche *Brück.*
 stein. 1897
 Bogenkraft im Gewölbe
 Brück. stein. 1915
 Bogenlampen *Masch.* 1003
 Bogenlänge *Math.* 34, 89, 97, 100
 Bogenmaß *Math.* 37, 58, 63
 Bogenmoment *Stat.* 1701
 Bogenpunkte, Absteckung
 Geod. 523
 Bogenschienen *Bahn.* 1365
 Bogenschienträger *Brück.*
 eis. 1748
 Bogensprengwerk *Hochb.* 595
 Bogentafeln *Bahn.* 1356, 1399
 Bogenträger *Stat.* 1580, 1631,
 1691
 — *Brück. eis.* 1752
 — durchlaufende *Brück.*
 eis. 1757
 — mit Zugband *Brück. eis.* 1755
 — mit künstlich begrenzter
 Bogenkraft *Brück. eis.* 1758
 — ohne Gelenke *Stat.* 1699
 Bogenweiche *Bahn.* 1403
 — Berechn., *Bahn.* 1421, 1423
 Bohlen *Stoff.* 381
 Bohlenbelag *Brück. eis.* 1832,
 1840
 Bohlenzarge *Hochb.* 624
 Bohrarbeit *Erd.* 1213
 Bohrerkupplung *Masch.* 931
 Bohrhämmer *Masch.* 932
 Bohrlöcher *Tunn.* 1257
 — *Tief.* 2012, 2047
 — *Wass.* 1061
 Bohrmaschinen *Masch.* 922
 — elektrische *Masch.* 929
 Bohrmaschinenvergleich
 Masch. 931
 Bohrröhrenhebellade *Masch.* 863
 Bohrsäulen *Tunn.* 1257
 Bohrungen *Erd.* 1208
 — *Wass.* 1056
 Bollwerke *Wass.* 1078
 Bolzen *Brück. eis.* 1784
 Bolzendurchmesser *Fest.* 172
 Bolzen-gelenke *Hochb. eis.* 697
 Bolzenkipplager *Hochb. eis.* 694
 Bolzenknoten *Brück. eis.* 1828
 Bolzenschrotzimmerung
 Tunn. 1260
 Bolzenstärke *Fest.* 220
 Bolzenverbindungen *Hochb.*
 eis. 650
 Bolzenrahmen *Tunn.* 1260
 Bordschwellen *Straß.* 1293
 Bordsteine *Stoff.* 358
 — *Straß.* 1278
 — *Brück. eis.* 1842
 Böschungen *Wass.* 1077
 Böschungsbefestigungen
 Stoff. 356
 Böschungslinie *Stat.* 1723
 Böschungsverhältnisse *Erd.* 1208
 Böschungswinkel *Wass.* 1078
 Böschungen; Schutz *Erd.* 1236
 Bossage *Hochb.* 539
 Bosse *Hochb.* 539
 Bossiereisen *Hochb.* 539
 Bottich, Berechnung *Math.* 68
 B-Profile *Stoff.* 403
 Branden der Wellen *Wass.* 1184
 Brandmauern *Hochb.* 552
 Brandt, Bohrmaschine
 Masch. 924
 Brandungswellen *Wass.* 1077,
 1151
 Brauchwasser *Tief.* 2097
 Braunkohlen, Gewichte
 Hochb. eis. 637
 Brausebad *Tief.* 2000
 Breccien *Stoff.* 349
 Brechungsgesetz *Wass.* 1186
 Breiten *Straß.* 1274
 — der Straßen *Straß.* 1270
 Breitflanschige I-Eisen *Stoff.* 403
 Breitfußschiene *Bahn.* 1363
 Breitung *Stoff.* 391
 Bremsen *Bahn.* 1544, 1549
 — *Masch.* 858
 — *Stellb. Bahn.* 1575, 1578
 Bremsachsen *Bahn.* 1313
 Bremskräfte *Brück. eis.* 1779
 Bremsneigung *Bahn.* 1342
 Bremspfähle *Bahn.* 1322
 Bremsprocente *Bahn.* 1524
 Bremssteine *Bahn.* 1314
 Bremsstrum *Tunn.* 1260
 Bremsverbände *Brück. eis.* 1851
 Bremsverzögerung *Mech.* 136

- Bremsweg *Bahn*. 1313
 Bremswegtafel *Bahn*. 1502
 Bremswerke *Masch.* 857
 Brennsaum *Masch.* 986
 Brennen *Stoff.* 360
 Brennpunkt *Math.* 88, 91, 94
 Brennstoffe *Masch.* 936, 947
 Brennstrahl *Math.* 88
 Brennweite *Math.* 91, 94
 Bretter, *Stoff.* 381
 Brettertür *Hochb.* 622
 Bretterwand *Hochb.* 559
 Briefhypotheken 2183
 Brigg *Wass.* 1201
 Brüggische Log. *Math.* 3, 45
 Brisanz *Erd.* 1213
 Brise *Wass.* 1181
 Bronze *Masch.* 823
 — *Stoff.* 431
 Bronzedraht *Bahn*. 1487
 Brücken *Straß.* 1276
 Brückenabschlüsse *Brück.*
eis. 1833
 Brückenachse in Gleis-
 krümmungen 1744
 Brückenbau *Stoff.* 356
 Brückenbauanstalten *Werk.* 711
 Brückenbohlen *Stoff.* 381
 Brückenbreite *Brück. stein.* 1889
 — *Brück. eis.* 1739
 — *Brück. hölz.* 1870
 Brückenfähren *Brück. eis.* 1732
 Brückengewölbe *Brück.*
stein. 1924
 Brückenkrane *Masch.* 892
 Brückenpfeiler *Wass.* 1076
 — *Fest.* 226
 Brückenseile *Brück. eis.* 1858
 Brückenwagen *Bahn*. 1457
 Brücken an Kanälen *Wass.* 1153
 — Durchflußöffnung *Wass.* 1107
 — Eisenbeton 1944
 — eiserne 1732
 — Stein- 1882
 — hölzerne *Brück. hölz.* 1870
 — Längenänderungen
Bahn. 1395
 — Neben- *Bahn.* 1528
 — Zugspannungen *Beton.* 335
 — zulässige Spannungen
Beton. 338
 Brückstoß *Bahn.* 1392
 Bruch *Fest.* 160
 Bruchdehnung *Fest.* 160
 — Zahlenwerte *Fest.* 235
 Brucherscheinungen *Beton.* 247
 Bruchgefahr *Fest.* 216
 Bruchsteine *Stoff.* 354
 — *Brück. stein.* 1925
 — *Hochb.* 563
 Brunnen *Tief.* 2013, 2045
 Brunnen Gründung *Wass.* 1069
 Brunnenkränze *Wass.* 1070
 Brunnenkranz, Berechnung
Wass. 1071
 Brunnenmantel, Berech-
 nung *Wass.* 1071
 Brunnensteine *Stoff.* 362
 Brunnenstufe *Tief.* 2009
 Brunnen an einem Flusse
Tief. 2018
 — Kläranlage *Tief.* 2161
 Brustzapfen *Hochb.* 548
 Bruttofälle *Wass.* 1175
 Buchhypotheken 2183
 Buckelplatten *Stoff.* 410
 — *Brück. eis.* 1834
 Büfett *Bahn.* 1445
 Bügel *Beton.* 262, 312
 Bügelberechnung *Beton.* 789
 Bügelbewehrung *Beton.* 337
 Bühnen *Wass.* 1130, 1192
 Bulbeisen *Beton.* 249
 — *Hochb.* 580
 Bundesstaat *Recht.* 2178
 Bundbalken *Hochb.* 566
 Bunkerde *Wass.* 1165
 Bureaupersonal 1025
 Bürklische Formel *Tief.* 2099
 Bussolle *Geod.* 517
 Cardansche Formel *Math.* 53
 Cardan-Gelenk *Masch.* 839
 Carraramasse *Stoff.* 369
 Castigliano, Formänderungs-
 arbeit *Stat.* 1650, 1707
 Ceresit *Stoff.* 450
 C G S-System *Mech.* 140
 Charakter *Betrieb.* 1023
 Chaussierung *Straß.* 1278
 Chemische Reinigung *Tief.* 2142
 Chemisches Verhalten, Ze-
 ment u. *Beton.* 815
 Chlorit *Stoff.* 344
 Chlorkalk *Tief.* 2060
 Chlormagnesiumlauge *Straß.*
 1299
 Chrenothrix *Tief.* 1998
 Cliftonbrücke Niagara
Brück. eis. 1755
 Cochín-pine *Stoff.* 375
 Coquillen *Bahn.* 1360
 Cöf. *Math.* 39, 59
 Cosinus *Math.* 31, 56
 Cosinus-Satz *Math.* 60
 Cöt. *Math.* 59
 Cotangens *Math.* 33, 56
 Coulomb *Masch.* 991
 Coulomb, Erddruck *Stat.* 1722
 Cremona-Kräfteplan *Stat.* 1612
 Culmann, Verfahren *Mech.* 127
 — — im Raum *Stat.* 1615
 Culmannsches Viereck
Mech. 110
 Culmann-Viereck *Stat.* 1612,
 1640
 Cupron-Element *Masch.* 994
 Dach *Math.* 67
 Dachausmittlung *Hochb.* 584,
 599
 Dachbalken *Hochb.* 580
 Dachbinder *Hochb.* 586
 Dachdeckung *Hochb.* 602
 — *Werk.* 736
 Dächer *Werk.* 735
 Dachformen *Werk.* 715
 Dachkonstruktionen *Werk.* 717
 — *eis. Hochb. eis.* 683
 — in Holz *Hochb.* 583
 Dachneigungen *Hochb. eis.* 634
 Dachpfannen *Hochb.* 605
 Dachpappe *Hochb.* 610
 Dachpendendeckung *Werk.* 736
 Dachplatten *Hochb.* 602
 Dachpforte-Berechnung.
Fest. 219
 Dachreiter *Werk.* 737
 Dachrinne *Hochb.* 614
 Dachstühle *Hochb.* 587
 Dachziegel *Stoff.* 363
 — *Hochb.* 602
 Dächer, Eigengewichte
Hochb. eis. 634
 Dämme *Erd.* 1234
 — genauere *Wass.* 1171
 Dammerde *Stoff.* 352
 Daniell-Element *Masch.* 994
 Dampf *Masch.* 948
 Dampfbagger *Masch.* 896
 Dampfdruckpumpen
Masch. 913
 Dampfheizung *Werk.* 743
 Dampfkessel *Masch.* 936
 Dampfkesselbauarten
Masch. 940
 Dampfkunstrammen *Masch.*
 917
 Dampflokotiven *Erd.* 1219
 Dampfmaschinen *Bahn.* 1323
 — *Tief.* 2132
 — *Masch.* 948
 Dampfmaschinen-Bauarten
Masch. 953
 Dampfmaschinenberechnung
Masch. 949
 Dampftramme *Masch.* 918
 Dampfschaukel *Erd.* 1215
 Dampfschiffe *Wass.* 1201
 Dammshüttung *Erd.* 1235
 Dampfstrahlpumpen *Masch.* 915
 Dampfturbinen *Masch.* 955
 Dampfwalzen *Straß.* 1281
 — Gewichte *Brück. eis.* 1774
 — — *Brück. stein.* 1892
 Dampfwinde *Masch.* 868
 Darcy, Geschw. formel
Wass. 1084
 Darlehn *Recht.* 2190
 Darstellende Geometrie
Math. 101
 Dauben *Math.* 69
 Dauerfestigkeit *Stoff.* 358
 Dauerhaftigkeit *Straß.* 1309
 Dauer der Ausführung *Be-
 trieb.* 1020
 Daumenkraft *Masch.* 871
 Deckanstrich *Stoff.* 426
 Decken *Hochb.* 564, 626
 — *Werk.* 738
 — Gewichte *Hochb. eis.* 633
 Deckenkonstruktionen
Hochb. 575
 — *Beton.* 753
 Deckenplatten-Tabelle
Beton. 777
 Decklage *Straß.* 1279
 Deckrasen *Erd.* 1236
 Decksaufbauten *Wass.* 1199
 Decksystem *Straß.* 1303
 Deckungssignale *Bahn.* 1501
 Deckwerke *Wass.* 1077
 Definitionsgleichungen
Math. 60
 Degenhardtsche Eindeckung
Hochb. eis. 699
 Degenhardts Glasdeckung
Hochb. eis. 701
 Dehnung krummer Stäbe
Fest. 227
 — kubisch *Fest.* 163
 Dehnungsmaß *Masch.* 823
 Dehnungsproben *Stoff.* 424
 Dehnungsvermögen *Fest.* 158
 — *Stat.* 1652

Dehnungszahl des Betons <i>Beton.</i>	241	Doppelleitungen <i>Tief</i>	2109	Dreigelenkbogenträger <i>Stat.</i>	1631
Deichbau <i>Wass.</i>	1166	Doppelpappdach <i>Hochb.</i>	611	— Einflußlinie <i>Stat.</i>	1637
Dekorationsgesteine <i>Stoff.</i>	355	Doppelschiebersteuerung <i>Masch.</i>	953	Dreigelenkbogen, bewegliche Belastung <i>Stat.</i>	1635
Deltabildung <i>Wass.</i>	1188	Doppelschwellenstoß <i>Bahn</i>	1393	— durch einen Balken versteift <i>Stat.</i>	1644
Deltametall <i>Masch.</i>	823	Doppel-T-Eisen <i>Stoff</i>	401	Dreileiteranlagen <i>Masch.</i>	1007
Denkbelt <i>Betrieb.</i>	1023	Doppelweiche <i>Bahn.</i>	1406	— Dreimomentengleichung <i>Stat.</i>	1674
Denkmalspflege <i>Südl.</i>	1969	— Berechn. <i>Bahn.</i>	1421	Dreiviertelsteine <i>Stoff.</i>	361
Derrick <i>Masch.</i>	877	Dop elwellbleche <i>Stoff.</i>	416	Dreizähler <i>Stoff.</i>	370
Desinfektion des Reinwassers <i>Tief.</i>	2060	— <i>Hochb. eis.</i>	704	Dreizylindermaschinen <i>Masch.</i>	951
Desinfizierung des Reinwassers <i>Tief.</i>	2021	Doppelzapfen <i>Hochb.</i>	548	Drempel <i>Wass.</i>	1141
Determinanten <i>Math.</i>	46	Doppel armierter Balken <i>Beton.</i>	275	Drempelwand <i>Hochb.</i>	580, 589
Deutsche Bauweise <i>Tunn.</i>	1261	Doppel bewehrte Platten-Tab. <i>Beton.</i>	279	Dresdamment <i>Stoff.</i>	371
Deutsche Deckung <i>Hochb.</i>	607	— bewehrter Querschnitt <i>Beton.</i>	295	Dresdelcke <i>Hochb.</i>	580
Deutsches Reich <i>Recht.</i>	2178	Doppelte Bewehrung, Beispielen <i>Beton.</i>	287	Drillings-Walzwerk <i>Stoff.</i>	391
Dexel <i>Bahn.</i>	1399	Dosenlibellen <i>Geod.</i>	481	Drittellinie <i>Stat.</i>	1683
Diabas <i>Stoff.</i>	345	Dowsongas <i>Masch.</i>	959	Drittelpunkte <i>Stat.</i>	1683
Diabastuff <i>Stoff.</i>	349	Drainage <i>Wass.</i>	1157, 1160	Drosselklappe <i>Tief.</i>	2032
Diagonale <i>Math.</i>	62	Drainrohre <i>Stoff.</i>	364	Druck <i>Mech.</i>	151
— <i>Mech.</i>	106	Drains <i>Wass.</i>	1149	— <i>Fest.</i>	156
Diagonalmomente <i>Fest.</i>	232	Draht <i>Stoff.</i>	419	Drücke in Silozellen <i>Beton.</i>	813
Diagonalpflaster <i>Straß.</i>	1287	Draht, Festigkeit <i>Fest.</i>	167	Druckausgleichung <i>Tief.</i>	2034
Diallag <i>Stoff.</i>	344	— f. Hängebr. <i>Brück. eis.</i>	1857	Druckbeanspruchung <i>Beton.</i>	251
Diamantdrehbohrmaschinen <i>Masch.</i>	924	Drahtglas <i>Hochb. eis.</i>	609	— Stützen u. Pfeiler <i>Stoff.</i>	451
Diamantsägen <i>Stoff.</i>	353	— <i>Werk.</i>	737	Druckbewehrung <i>Beton.</i>	786
Dichte Fahrbahntafel <i>Brück. eis.</i>	1834	— <i>Stoff.</i>	458	Druckfestigkeit bei streifenförmiger Druckfläche <i>Fest.</i>	1643
Dichtende Schicht <i>Beton.</i>	753	Drahtnägeln <i>Stoff.</i>	421	— Platten <i>Fest.</i>	168
Dichtigkeit <i>Stoff.</i>	358	Drahtseile <i>Stoff.</i>	419	— Prismen <i>Fest.</i>	168
Dickstegblattstoß <i>Bahn.</i>	1390	— <i>Masch.</i>	849, 852	— Steine <i>Stoff.</i>	358
Dielenfußboden <i>Hochb.</i>	628	— Festigkeit <i>Fest.</i>	167	Druckleitung <i>Tief.</i>	2040
Dienstanzweisung <i>Betrieb.</i>	1048	Drahtseilbahnen <i>Bahn.</i>	1575	— Berechnung <i>Tief.</i>	2029
Dienstbarkeit <i>Recht.</i>	2184	— <i>Masch.</i>	883	Drucklinie <i>Tief.</i>	2035
Diensteinteilung der Lokomotiven <i>Bahn.</i>	1327	— <i>Erd.</i>	1217	Druckluftgründung <i>Wass.</i>	1073
Dienstfahrpläne <i>Bahn.</i>	1332	Drahtseilberechnung <i>Masch.</i>	884	Druckluftbestelle <i>Tief.</i>	2139
Dienststräume <i>Bahn.</i>	1441	Drahtziegelgewebe <i>Hochb.</i>	583, 626	Druckluftleitung <i>Werk.</i>	740
Dienstvertrag <i>Recht.</i>	2186	Drahtzugleitungen <i>Bahn.</i>	1507	Drucklüftung <i>Werk.</i>	741
Dienstzimmer <i>Bahn.</i>	1447	Drehachse <i>Mech.</i>	145	Druckprobe <i>Bahn.</i>	1361
Diesel-Maschinen <i>Tief.</i>	2132	Drehbänke <i>Stoff.</i>	353	Druckquerschnitte <i>Brück. eis.</i>	1806
Differdinger Träger <i>Stoff</i>	403	Drehbewegung <i>Mech.</i>	137	Druckrohr <i>Tief.</i>	2027
Differentiale <i>Math.</i>	70	Drehbohrmaschinen <i>Masch.</i>	923	Druckrohre <i>Tief.</i>	2084
Differentialgleichung <i>Math.</i>	81	Dreherei <i>Bahn.</i>	1476	Druckrohr-Eisenbeton <i>Tief.</i>	2027
— der elastischen Linie <i>Fest.</i>	180	Drehgerüstkran <i>Masch.</i>	877	Druckrohrleitungen <i>Tief.</i>	2133
Differentialquotienten <i>Math.</i>	70	Drehgestelle <i>Bahn.</i>	1315, 1545	Druckschiene <i>Bahn.</i>	1415, 1507
Differentialrechnung <i>Math.</i>	70	Drehkrane <i>Masch.</i>	873	Druckspannungen, zuläss. <i>Brück. eis.</i>	1787
Dilatationsvorrichtung <i>Bahn.</i>	1395	Drehmoment <i>Mech.</i>	111, 147	Druckturbinen <i>Masch.</i>	974
Dimensionierung d. Platten <i>Beton</i>	279	Drehmomenten <i>Mech.</i>	139	Druckventil <i>Masch.</i>	908
— d. Plattenbalken <i>Beton</i>	305	Drehrohre <i>Mech.</i>	86	Druckverlust <i>Tief.</i>	2030, 2032
Diorit <i>Stoff.</i>	345	— <i>Math.</i>	207	Druckversuche, Stampfbeton <i>Stoff.</i>	455
— Festigkeit u. Elastizität <i>Fest.</i>	237	— <i>Fest.</i>	207	Druckverteilung <i>Mech.</i>	151
Diskontfaktor <i>Math.</i>	48	— eines Körpers <i>Mech.</i>	144	— der Einzellast <i>Beton.</i>	258
Distanzmessung <i>Geod.</i>	484	Drehungsbeanspruchung des Gußeisens <i>Masch.</i>	822	Druckwasser <i>Wass.</i>	1067
Distanzmessung, opt. <i>Geod.</i>	482	Drehzapfenverbindung der Zunge <i>Bahn.</i>	1413	Druckwasserspeicher <i>Masch.</i>	872
Distanzpunkte <i>Math.</i>	103	Dreieck <i>Mech.</i>	114, 121	Druckwindkessel <i>Masch.</i>	906
Docken <i>Hochb.</i>	605	— <i>Math.</i>	56, 62	Druckzone <i>Fest.</i>	225
Docks <i>Wass.</i>	1197	Dreieckberechnung <i>Math.</i>	60	— Bewehrung <i>Beton.</i>	262
Dockschleusen <i>Wass.</i>	1137	Dreieckfeder <i>Fest.</i>	182	Druckknopfsperre <i>Bahn.</i>	1515, 1521
Dolerit <i>Stoff.</i>	346	Dreiecksinhalt <i>Math.</i>	61	Druckhöhe <i>Tief.</i>	2023
Dolomit <i>Stoff.</i>	344, 347	Dreiecksabtwerk <i>Stat.</i>	1584	— <i>Mech.</i>	153
Doppeldach <i>Stoff.</i>	363	Dreiecksumfang <i>Mech.</i>	114	Druckgasanlagen <i>Masch.</i>	959
— <i>Hochb.</i>	584, 603	Dreigelenkbogen <i>Brück. stein.</i>	1892	Dübel <i>Hochb.</i>	544, 548
Doppeldrahtzug <i>Bahn</i>	1508	Dreigelenkbogengewölbe <i>Brück. stein.</i>	1901	— <i>Brück. höls.</i>	1874
Doppelfenster <i>Hochb.</i>	620, 621			— <i>Bahn.</i>	1373
Doppelgestänge <i>Bahn.</i>	1489				
Doppelkopfnägel <i>Bahn.</i>	1372				
Doppelkopfschiene <i>Bahn.</i>	1363				
Doppelaschennietung <i>Masch.</i>	831				

- Dübelhülse *Werk.* 739
 Dübelhülse *Beton.* 249
 Dübelstein *Stoff.* 366
 — *Hochb.* 624
 Dücker *Tief.* 2108, 2126, 2135
 — *Wass.* 1154
 Duckstein *Stoff.* 349, 445
 Dünenbildung *Wass.* 1191
 Dünen sand *Wass.* 1192
 Düngeende Bewässerung
Wass. 1162
 Dunstabzüge *Werk.* 741
 Duowalwerk *Stoff.* 391
 Dupuit-Darcy, Filtr.-Ge-
 setz *Wass.* 1097
 Durchbiegung *Fest.* 181, 186
 — *Meck.* 106
 — von Trägern *Stat.* 1730
 Durchbruchstraßen *Stadt.* 1968
 Durchfahrtsbagger *Masch.* 895
 Durchflußöffnung bei
 Brücken *Wass.* 1107
 Durchgangsbehälter *Tief.* 2036
 Durchgangsbahn *Bahn.* 1462
 Durchgangsstationen *Bahn* 1435
 Durchgehender Balken
Beton. 259
 — s. auch durchlaufen-
 der B. *Beton.* 333
 Durchgehende Deckenplatte
 konst. Einzelheiten
Beton. 794
 — Platten *Beton.* 256
 Durchgehender Träger
Beton. 334
 — — *Brück. stein.* 1952, 1956
 Durchhang von Leitungen
Bahn. 1490
 Durchladen *Bahn.* 1451
 Durchlässe *Brück. stein.* 1923
 — *Straf.* 1276
 — *Wass.* 1154
 — Nebenb. *Bahn.* 1528
 Durchlaufender Balken
Werk. 735
 — Balkenträger *Brück. eis.* 1749
 — — graphische Berech-
 nung *Stat.* 1682
 — Träger 1666, 1674
 — — gegliedert *Stat.* 1689
 Durchlaufende Träger, Ta-
 belle *Beton.* 755
 Durchlaufgleise *Bahn.* 1438, 1463
 Durchlüftung *Bahn.* 1482
 Durchmesser *Math.* 63, 88
 Durchschnitte *Hochb.* 542
 Durchschnittliche Fehler
Geod. 531
 Durchstiche-Flußbau *Wass.* 1128
 Dyn *Meck.* 140
 Dynamik *Meck.* 140
 Dynamische Belastungen
Beton. 252
 — Lastwirkung *Brück. eis.* 1769
 Dynamit *Erd.* 1213
 Dynamos *Masch.* 995
 $e = 2,718$ *Math.* 45
 Ebbe *Wass.* 1187
 Ebene *Math.* 85
 Ebene Bewegung *Meck.* 138
 — Stabwerke *Stat.* 1587
 Ecken *Hochb.* 542
 Eckmomente *Beton.* 807
 Ecküberblattung *Hochb.* 548
 Eckverbände *Brück. eis.* 1847
 Eckwinkel *Math.* 79
 Eiche *Stoff.* 375
 Eichraum *Wass.* 1203
 Eichung *Wass.* 1110, 1203
 Eiform *Tief.* 2114
 Eiförmige Rohre *Stoff.* 364
 Eigenbetrieb *Betrieb.* 1017
 Eigengewicht *Stat.* 1581, 1622
 Eigengewichte
 — Ausleg. u. Hängebogen-
 brücken *Brück. eis.* 1769
 — von Bahnhofshallen
Hochb. eis. 636
 — eis. Balkenbrücken
Brück. eis. 1765
 — von Dächern *Hochb. eis.* 634
 — der Dachdeckungen
Hochb. eis. 635
 — Straßenbrücken *Brück.*
eis. 1766
 — Zwischendecken *Hochb.*
eis. 633
 Eigenschaften für die Arbeit
Betrieb. 1024
 Eilgutbahnhöfe *Stadt.* 1971
 Eilgutverkehr *Bahn.* 1450, 1469
 Eimerkette *Masch.* 904
 Eimerkettenbagger *Masch.*
 895, 899
 — *Erd.* 1215
 Eimer rad *Masch.* 904
 Eimerwerke *Wass.* 1163
 Eindeckung in Glas *Hochb.*
eis. 699
 — in Wellblech *Hochb. eis.* 704
 Einfach armerter Balken
Beton. 276
 — bewehrter Querschnitt
Beton. 280, 294
 Einfache Festigkeit *Fest.* 156
 Einfahrtsignale *Bahn.* 1500
 Einflammrohrkessel *Masch.* 942
 Einflußlinien der Wand-
 stäbe *Stat.* 1617
 Einflußgröße *Stat.* 1592
 Einflußlinie *Stat.* 1592
 Einflußlinien Gerberträger
Stat. 1627
 Einfriedigungen *Straf.* 1295
 — *Bahn.* 1355
 — Nebenb. *Bahn.* 1528
 Eingespannter Balken *Stat.*
 1665, 1667
 Eingespannte Balken-Tabelle
Beton. 754
 — Gewölbe *Brück. stein.* 1896
 — Bogen *Stat.* 1699
 — Säulen *Brück. stein.* 1955
 — Träger *Brück. stein.* 1952
 Eingleisungsvorrichtung
Brück. eis. 1830
 Einheit der Kraft *Meck.* 140
 Einheitslast-Decke *Beton.* 776
 Einläufe *Tief.* 2129
 Einlaufgleise *Bahn.* 1462
 Einnahmen *Bahn.* 1338
 Einquartiere *Stoff.* 361
 Einreiber *Hochb.* 621
 Einrichtung *Betrieb* 1017
 Einrückungen *Geod.* 525
 Einsatzlasche *Bahn.* 1391, 1395
 Einschaltung *Math.* 43
 Einschiffige Hallen *Werk.* 715
 Einschnitte *Erd.* 1232
 Einschnittsboßungen, ab-
 gerutschte *Erd.* 1241
 Einschnürung *Meck.* 153
 Einschnürungswert *Tief.* 2033
 Einschrauben der Pfähle
Wass. 1067
 Einschüttung von Bauwerke
Erd. 1235
 Einschwenken aus der Mitte
Geod. 521
 Einseilgreifer *Masch.* 889
 Einseitige Bogenweiche
Bahn. 1401
 — Doppelweichen *Bahn* 1405
 Einspannung *Brück. stein.* 1950
 — *Stat.* 1581, 1586
 Einspannungsgrad *Beton.* 808
 — für Rahn *Stat.* 1957
 Einspannungsgrade *Brück.*
stein. 1952
 Einspritzkarburatation
Masch. 961
 Einspülen der Pfähle *Wass.* 1067
 Einzelarbeit *Betrieb.* 1023
 Einzelarbeiten *Betrieb.* 1028
 Einzelfundamente *Beton.* 747
 Einzellast *Stat.* 1596
 Einzellige *Wass.* 1183
 Einzugsgebiet *Tief.* 2011
 Einzylindermaschinen
Masch. 951
 Eiprofile *Stoff.* 368
 — *Tief.* 2119
 Eisbrecher *Brück. hölz.* 1885
 Eisen *Stoff.* 382
 — Beanspruchung *Beton.* 253
 — Querdehnung *Fest.* 162
 — Rostgefahr *Stoff.* 425
 — Temperaturdehnung *Fest.* 166
 Eisenabstand *Beton.* 782
 Eisenarten, Eigenschaften
Stoff 421
 Eisenbahnanlagen *Stadt.* 1972
 Eisenbahnbau *Bahn.* 1310
 Eisenbahnbetriebsordnung
Bahn. 1310
 Eisenbahnbrücken
 — *Brück. eis.* 1739
 — Bauhöhe 1742
 Eisenbahn-Balkenbrücken,
 Gewichte *Brück. eis.* 1766
 Eisenbahnbrücke, Fahr-
 bahn *Brück. eis.* 1830
 Eisenbahndrehkran *Masch.* 874
 Eisenbahnfahrpläne, graph.
Meck. 135
 Eisenbahnschienen *Masch.* 822
 Eisenbahnpostgesetz
Bahn. 1311
 Eisenbahnschienen als Trä-
 ger *Hochb. eis.* 674
 Eisenbahnschwellen *Stoff.* 381
 Eisenbahnwesen *Bahn.* 1310
 Eisenbahnwesen.
 Bestimmungen 1310
 A. Hauptbahnen.
 a) Grundzüge des Be-
 triebes Verschiebe-
 dienst 1312
 Zugkraft, Wider-
 stände, Loko-
 motivdienst 1322
 Fahrdienst 1328
 Streckendienst 1335

b) Linienführung		D. Straßenbahnen.		Plattenbalken	782
Vorverwägungen	1336	Allgemeines	1551	Schubstichere Ausbildung	
Technische Grundlagen	1340	Gleise u. Weichen	1553	d. Balkenaufleger	786
Allgemeine Vorarbeiten	1346	Verkehrsstellen und Bahnhöfe	1558	Bügelberechnung	789
Ausführl. Vorarbeiten	1347	Betriebsmittel	1560	Eisenaufbiegung	791
c) Unterbau u. Nebenanlagen	1350	Stromführung, Signale	1560	Konstruktive Einzelheiten	793
d) Oberbau		Kraftwerke	1561	Beispiel f. Berechnung einer Geschößdecke	797
Allgemeine Grundlagen	1356	E. Stadtschnellbahnen.		Silos, Großraumdecke	803
Schienen	1360	Entwurf	1562	— Zellendecke	806
Schienenunterlagen u. Befestigung	1365	Bauausführung	1569	Flüssigkeitsbehälter	814
Berechnung des Oberbaues	1380	Wirtschaftlichkeit	1570	Eisenbeton, Festigkeit und -Elastizität <i>Fest.</i>	237
Wandern der Schienen	1385	F. Steilbahnen.		Eisenbeton, Tabelle <i>Beton.</i>	288, 324
Stoßverbindung	1388	Zahnstangenbahnen	1571	Eisenbeton, Temperaturdehnung <i>Fest.</i>	166
Sonderbauweisen d. Gleises	1394	Bahnen mit mittl. Reibungsschienen	1575	— Zahlenbeispiele <i>Beton.</i>	278
Bettung	1396	Drahtseilstandbahn.	1575	Eisenbetonbalken, Biegung <i>Fest.</i>	178
Verlegen d. Oberbaues	1397	Drahtseilschwebbahnen	1578	— Durchbiegung <i>Fest.</i>	189
Unterhaltung des Oberbaues	1399	Eisenbauwerkstätte <i>Werk.</i>	715	Eisenbetonbau <i>Beton.</i>	239
e) Gleisverbindungen		Eisenbeton (Theorie):		— Biegungsspannungen in Platten <i>Beton.</i>	274
Allg. Anordnung d. Ausweichgn.	1402	Material u. Festigkeit	239	Eisenbetonbehälter <i>Beton.</i>	816, 817
Verwendung von Weichen zu Gleisverbindgn.	1408	Elastizität	241	Eisenbetonbestimmungen <i>Beton.</i>	333
Bauweise der Weichen	1410	Tabellen für Rundeisen	244	— Beispiele <i>Beton.</i>	333
Geom. Zusammenhang	1418	Sondereisen	245	Eisenbetonbrücken <i>Brückstein.</i>	1944
Drehscheiben	1428	Zulässige Spannungen	251	Eisenbetondecken <i>Beton.</i>	753
Schiebeebühnen	1432	Konstruktionselemente	253	— konstruktive Einzelheiten <i>Beton.</i>	793
f) Stationsanlagen		Säulen	253	— zwischen Eisenträgern konstr. Einzelheiten <i>Beton.</i>	794
Allg. Anordnung	1434	Umschnürt	255	Eisenbetondruckrohrleitung <i>Tief.</i>	2028
Anlagen f. Personenverkehr	1440	Platten	256	Eisenbetonfundamente <i>Beton.</i>	744
Anlagen f. Güterverkehr	1450	Plattenbalken	259	Eisenbetonquerswellen <i>Bahn.</i>	1380
Anlagen f. Betriebshöfe	1461	Gewölbe	263	Eisenbetontafeln <i>Brück.</i>	1841
Arbeiter- und Beamtenwohn.	1480	Statische Berechnung	264	Eisenbrückenbau <i>Brück.</i>	1732
g) Sicherungsanlagen		Säulen	264	Eisenbrücken:	
Telegraphen u. Fernsprecheinrichtungen	1485	Umschnürt	267	Gesamtanordnung.	
Lautwerkeinrichtungen	1496	Tabellen	269	Hauptteile	1732
Signal- u. Weichensicherungseinrichtungen	1497	Knicksicherheit	272	Hauptabmessungen	1738
Streckenblockeinrichtung	1520	Platten auf Biegung	275	Balkenfachwerkträger	1747
B. Neben- u. Kleinbahnen.		Tabellen f. einfache Bewehrung	282	Bogenträger	1752
Betrieb	1524	Tabellen f. doppelte Bewehrung	288	Hängebogenträger	1758
Linienführung	1526	Berücksichtigung der Zugspannungen	294	Bemessung d. eis. Brücken.	
Unterbau	1527	Graph. Bestimmung der Nulllinie	296	Belastungsannahme	
Oberbau	1528	Schubspannungen	297	Eigengewichte	1764
Gleisverbindungen	1531	Plattenbalken	299	Verkehrslasten	1769
Bahnhofsanlagen	1532	Tabellen	305	Windbelastung	1776
C. Betriebsmittel der Haupt u. Nebenbahnen.		Schub- u. schiefe Hauptzugspannungen	309	Flech- u. Bremskräfte, Stöße	1778
Allgemeines	1534	Exzentrisch belastete Querschnitte (Säulen usw.)	313	Zuläss. Spannungen	1780
Lokomotiven	1534	Nachrechnung	313	Knicksicherheit	1786
Wagen	1545	Querschnittsbemessung	320	Nietverbindungen	1789
		Tabellen	325	Blechträger	1792
		Amtliche Bestimmungen: (Leitsätze usw.)	333	Fachwerkträger Stabquerschnitte	1802
		Eisenbeton im Hochbau.		— Stoßdeckungen	1809
		Gründungen f. Mauern	744	— Knotenpunkte	1811
		— f. Säulen u. Pfeiler	747	Hängebogenträger	1813
		Gründungsplatten	751	Lager u. Stützen	1816
		Wasserdichte Keller	752	Gelenke usw.	1825
		Decken	753		
		Eingespante Träger, Tabellen	755		
		Durchlaufende Träger, Tabellen	756		
		Hohlsteindecken	778		
		Kreuzweis bewehrte Platten (ringsum aufliegend)	780		

- Bauliche Einzelheiten.
 Fahrbahn der Eisenbahnbrücken 1830
 — der Straßenbahnbrücken 1840
 Bahngerippe 1845
 Quer-, Wind- u. Bremsverbände 1847
 Bogenbrücken 1852
 Hängebogenbrücken 1855
 Viereckenträger 1867
 Eisendraht *Bahn.* 1487
 — *Stoff.* 420
 — Festigkeit *Fest.* 167
 Eiseneinlage *Beton.* 243
 Eisenfachwände *Werk.* 722
 Eisengehalt des Wassers
Tief. 1998
 Eisengeviere *Tunn.* 1260
 Eisenhochbau *Hochb. eis.* 633
 Eisenhochbau:
 Eigengewichte 633
 Nutzlasten 637
 Winddruck, Schneelast 638
 Zuläss. Beanspruchungen 640
 Nietverbindungen
 Schrauben 648
 Säulen, Berechnung (Knicken) 651
 — Konstruktion 667
 Träger
 Blechträger } Berechnung 674
 Sparren } und Konstruktion 676
 Pfetten } 683
 Binder } 684
 Lager } 691
 Eindeckung in Glas 699
 — in Wellblech 704
 Behälter 706
 Eisenkies *Stoff.* 344
 Eisenkitt *Stoff.* 463
 Eisenmast, Knicklast *Fest.* 203
 Eisenportlandzement *Stoff.* 442
 — *Beton.* 239, 456
 Eisenprüfung *Stoff.* 423
 Eisenquerschwellen *Bahn.* 1374
 Eisenrüstung nach Rziha
Tunn. 1262
 Eisenwellbleche *Stoff.* 414—416
 Eisener Brücken, Bemessung *Brück. eis.* 1763
 — Gesamtanordnung
Stat. 1732
 — Gelenke *Brück. stein.* 1928
 — Pflabe *Wass.* 1067
 Eishäuser *Hochb.* 554
 Eispfahl *Brück. höls.* 1885
 Ejektor *Tief.* 2059
 Ejektoren *Masch.* 915
 Ejektorwäse *Tief.* 2059
 Elastische Gewichte *Stat.* 1697
 — Kraft *Stat.* 1653
 — Kräfte *Stat.* 1659, 1702
 — Körper *Mech.* 149
 — Kupplung *Masch.* 839
 — Linie *Fest.* 180
 — — als Seillinie *Fest.* 183
 — — krummer Stäbe *Fest.* 229
 — — Zeichen, *Fest.* 184
 Elastizität *Fest.* 154
 — der Baustoffe *Fest.* 235
 — Eisen *Stoff.* 422
 Elastizitätsgesetz *Fest.* 158
 Elastizitätsgleichungen
Stat. 1590, 1669, 1702
 Elastizitätsgrenze *Fest.* 158, 189
 Elastizitätsmaß *Fest.* 191
 Elastizitätszahl *Stoff.* 449
 — *Math.* 79
 — *Masch.* 822
 — *Beton Beton* 241
 — *Mörtel Stoff.* 442
 Elastizitätsziffer *Fest.* 158, 236
 — *Beton Fest.* 161
 — *Drähte und Seile Fest.* 167
 — *Zahlenwerte Fest.* 235
 Elbe, Wassermengen *Wass.* 1118
 Elektrische Beleuchtung
Masch. 1002
 — Kraftübertragung *Masch.* 1007
 — Laufkrane *Werk.* 732
 — Lokomotiven *Erd.* 1220
 — Stahlerzeugung *Stoff.* 386
 Elektromotoren *Tief.* 2132
 Elektrotechnik *Masch.* 991
 Elemente *Masch.* 994
 — *Bahn.* 1486
 Elisabethbrücke Budapest
Brück. eis. 1762
 Ellipse *Math.* 63, 91, 96
 — *Mech.* 115, 123, 152
 Ellipsenabschnitt *Mech.* 115
 Ellipsoid *Math.* 68
 Ellipsoider *Bahn.* 1495
 Empfangsgebäude *Bahn.* 1440
 — Vorplatz *Bahn.* 1447
 Empfindlichkeit der Libelle
Geod. 479
 Emscherbrunnen *Tief.* 2162
 Endauflager *Brück. höls.* 1885
 Endbahnhöfe *Bahn.* 1436
 Endbehälter *Tief.* 2037
 Endhaltestellen, Straßenb.
Bahn. 1559
 Endigungen von Mauern
Hochb. 542
 Endjoche *Brück. höls.* 1885
 Endquerträger *Brück. eis.* 1852
 Endständer *Stat.* 1657
 Endzustand des Bauwerks
Betrieb. 1022
 Energie *Mech.* 143
 Engesser, Knickdehnungsmaß *Fest.* 191
 Englische Bauweise *Tunn.* 1261
 — Deckung *Hochb.* 606
 — Meile *Geod.* 486
 — Seilbahn *Masch.* 886
 Englischer Zell *Math.* 105
 Engobe *Stoff.* 363
 Enteignungsgesetze *Städt.* 1966, 1968
 Enteignungspläne *Geod.* 529
 Enteignungsrecht *Bahn.* 1349, 1350
 Enteisungsanlagen *Tief.* 2064
 Entfernung zweier Punkte
Math. 85, 100
 Entlastungsstellen *Tief.* 2103
 Entlastungsvorkehrungen
 bei Drehscheiben *Bahn.* 1431
 Entlastungsvorrichtung
Tief. 2109
 Entlastungsvorrichtungen
Wass. 1155
 Entlüftung *Werk.* 740
 Entnahmen *Erd.* 1250
 Entnahme aus dem Grundwasser
Tief. 2010
 Entnahmestelle *Tief.* 2012
 Entnahmeverrichtungen f.
 Talsperren *Wass.* 1172
 Entriegelungsfelder *Bahn.* 1515
 Entsäuerungsanlagen *Tief.* 2061
 Entwässerung *Tunn.* 1256
 — *Brück. eis.* 1843
 — *Tief.* 2096
 — *Wass.* 1156
 — der Bahnhoffläche
Bahn. 1439
 — durch Gräben *Wass.* 1159
 — Nebenb. *Bahn.* 1527
 — von Brücken *Brück. stein.* 1932
 Entwässerungsanlagen
Brück. eis. 1836, 1844
 Entwässerungsgräben bei
 Kanalisierung *Wass.* 1149
 Entwicklung in Reihen
Math. 78
 Epizykloide *Math.* 99
 Erbbaurecht *Recht* 2183
 Erarbeiten *Erd.* 1215
 Erdbagger *Masch.* 893
 Erdbau *Erd.* 1207
 Erdbau:
 Bodenuntersuchung usw. 1207
 Bodengewinnung 1210
 Bodenförderung 1217
 Bildung der Abträge
 (Einschnitte) 1232
 — der Aufträge (Dämme)
 Sicherung der Erdkörper 1234
 Sicherung der Erdkörper 1236
 Massenermittlung 1242
 Massenverteilung (Ausgleich) 1246
 Erdämme *Wass.* 1171
 Erdruck *Stat.* 1722
 — widerstehend *Wass.* 1079
 — Angriffspunkte *Stat.* 1728
 Erdrucktheorie *Beton.* 803
 Erdfarben *Hochb.* 630
 Erdfeuchte Betonmasse
Stoff. 453
 Erdfeuchter Beton *Hochb.* 545
 Erdgewinnungsgerät, Tilgung
Erd. 1210
 Erdkabel *Bahn.* 1492
 Erdkörper *Straß.* 1276
 — Sicherung *Erd.* 1236
 Erdleitung *Bahn.* 1493
 Erdmassen, Verteilung
Erd. 1247
 Erdtransportwagen *Erd.* 1210
 Erfahrung *Betrieb.* 1016
 Ergiebigkeit von Brunnen
Tief. 2013
 Erhärtung des Mörtels *Stoff.* 432
 Erhärtungsbeginn *Stoff.* 438
 Erholungsplätze *Städt.* 1993
 Erle *Stoff.* 375
 Erneuerung *Math.* 48
 Ersatzkräfte *Stat.* 1655
 Ersatzstäbe *Stat.* 1614
 Erschütterungen *Beton.* 252
 bei Bauteilen *Beton.* 338
 Erstarrungsgesteine *Stoff.* 344
 Erster Verschiebungsplan
Stat. 1661
 Erweiterungsmöglichkeit
Werk. 710
 Erwerbsgenossenschaften
Recht. 2180

- Erz, Gewichte *Beton*. 805
 Eselsrücken *Bahn*. 1464
 Espagnolette *Hochb.* 621
 Estrichgips *Stoff*. 367, 434
 Eternit *Hochb.* 608
 Eternitdach *Werk*. 736
 Eternitschiefer *Stoff*. 372
 Eulerformel *Brück. eis.* 1786
 Euler-Gleichung *Hochb. eis.* 652
 Eulerhyperbel *Fest.* 190
 Eulerknickformeln *Fest.* 189
 Evolventenverzahnung *Masch.* 841
 Evolute *Math.* 89
 Expansionslinie *Masch.* 950
 Explosionsmotoren *Masch.* 957
 Exponenten *Math.* 54
 Exponentialfunktionen *Math.* 76
 Exponentiallinien *Math.* 97
 Exzentrizität *Math.* 91, 94
 — der Alhydale 472
 — des Fernrohrs *Geod.* 475
 Exzentrisch belastete Stütze *Stoff.* 452
 — — *Beton*. 337
 — — Querschnitt *Beton*. 324
 Exzentrischer Druck *Beton*. 252
 — — Tabelle *Beton*. 330
 Exzeß *Math.* 68
 Eytelwein, Gesch w.-Formel *Wass.* 1084
 Fabrikanlage *Werk*. 710
 Fabrikschornstein *Hochb.* 555
 Facharbeiter *Betrieb*. 1024
 Fachausmauerung *Hochb.* 562
 Fachwände *Werk*. 722
 — *Hochb.* 560
 Fachwerk *Hochb.* 560
 Fachwerke *Stat.* 1586, 1610
 — Biegelinien *Stat.* 1652
 — Einflußlinien *Fest.* 1618
 — *Brück. hölz.* 1880
 Fachwerkbrücke, Gewichte *Brück. eis.* 1767
 Fachwerkbrücken Hauptträger *Brück. eis.* 1802
 Fachwerkstabe auf Druck *Hochb. eis.* 692
 Fachwerkträger *Brück. eis.* 1747
 — *Mech.* 106
 Fadendistanzmessung *Geod.* 482
 Fadenkonstruktion *Math.* 91
 Fadenkreuz *Geod.* 475
 Fadentrieb *Masch.* 846
 Fähigkeiten *Betrieb*. 1023
 Fabrbahn *Brück. eis.* 1734, 1830
 — Abschluß *Brück. eis.* 1834
 — hölz. Straßenbrücken *Brück. hölz.* 1881
 — Unterhaltung *Straß.* 1303
 Fabrbahnabschluß *Brück. eis.* 1836
 Fahrbahndecke Straßenbrücken *Brück. eis.* 1840
 Fahrbahnlage im Querschnitt *Stat.* 1733
 Fahrbahntafel *Brück. eis.* 1831
 — Straßenbrücken *Brück. eis.* 1841
 — in *Beton Brück. eis.* 1837
 Fahrberichte *Bahn*. 1335
 Fährbrücken *Stat.* 1732
 Fahrdienst *Bahn*. 1312, 1328
 Fahrdienstleiter *Bahn* 1333
 Fahrdrabt Straßenb. *Bahn.* 1560
 Fahrgeschwindigkeit *Mech.* 135
 Fahrgeschwindigkeit *Bahn.* 1329
 — Nebenb. *Bahn.* 1524
 — Straßenb. *Bahn.* 1560
 Fahrkartenausgabe *Bahn.* 1441, 1443
 Fahrordnung *Bahn.* 1332
 Fahrpläne *Bahn.* 1329, 1331
 Fahrplanbücher *Bahn.* 1332
 Fahrrecht *Bahn.* 1333
 Fahrriehung *Stadt.* 1987
 Fahrstrahl *Mech.* 137
 — *Math.* 58
 Fahrstraße *Bahn.* 1334, 1498
 Fahrstraßenhebel *Bahn.* 1511
 Fahrstuhl *Mech.* 138
 Fahrtriebwerk *Masch.* 889
 Fahrtrum *Turm.* 1260
 Fahrwassertiefe *Wass.* 1146
 Fahrzeit *Bahn.* 1329
 Fahrzeuge *Bahn.* 1314
 — Reibung *Mech.* 148
 Faktorenrollenzug *Masch.* 857
 Falconier *Stoff.* 459
 Fallbeschleunigung *Mech.* 140
 Fallbewegung *Mech.* 136
 Fallende Last *Mech.* 150
 Fallender Wandstab *Stat.* 1617
 Fallhöhe *Mech.* 151
 Fällmittel *Tief.* 2052
 Fällungsverfahren *Tief.* 2154
 Fallwirkung *Fest.* 165
 Falz *Hochb.* 547
 — (Holzschwellen) *Bahn.* 1399
 Falzziegel *Hochb.* 605
 Falzziegeldach *Hochb.* 584
 — *Werk.* 736
 Familiengärten *Stadt.* 1974
 Fangedämme *Wass.* 1058
 Farad *Masch.* 991
 Farbe, Anstrich-*Stoff.* 426
 Färbung des Glases *Stoff.* 459
 Faschineiteisig *Stoff.* 382
 Faß, Berechnung *Math.* 68
 Fassung der Quellen *Tief.* 2008
 Faulbecken *Tief.* 2162
 Faulen des Holzes *Stoff.* 378
 Feder *Hochb.* 547
 — Berechnung *Fest.* 182
 — Festigkeit *Masch.* 824
 Federgelenke *Hochb. eis.* 698
 — *Brück. eis.* 1826
 Federstahl, Zuläss. Belastg. *Masch.* 822
 — Festigkeit u. Elastizität *Fest.* 235
 Fehlerfortpflanzung *Geod.* 506
 Fehlergesetz *Geod.* 531
 Fehlergrenzen für Meßblättern und Meßbänder *Geod.* 487
 Fehlerrechnung *Geod.* 531
 Fehlerwahrscheinlichkeit *Geod.* 531
 Feinkultur *Wass.* 1166
 Feinbleche *Stoff.* 391, 409
 Feinfilter *Tief.* 2055
 Feinrechen *Tief.* 2145
 — *Masch.* 984
 Feldbahnen *Bahn.* 1532
 Feldinagnete *Masch.* 995
 Feldphotodolomit *Geod.* 518
 Fels, Tragfähigkeit *Wass.* 1057
 Feldspat *Stoff.* 343
 Feldweite *Brück. eis.* 1739, 1748, 1593
 Felgenbreite *Straß.* 1264
 Fenster *Werk.* 736
 — *Hochb.* 619
 — eiserne *Hochb.* 621
 — hölzerne *Hochb.* 619
 Fensteranschlag *Hochb.* 619
 Fensteröffnungen *Hochb.* 553
 Fenstersohlbank *Hochb.* 553
 Fernleitungen *Masch.* 1008
 Fernrohr *Geod.* 472, 475, 477
 Fernrohrvergrößerung *Geod.* 481
 Fernsprecher *Bahn.* 1494
 Fernsprecheinrichtungen *Bahn.* 1485
 Ferrolix *Stoff.* 428
 Ferrubron *Straß.* 426
 Fertigungszweck *Bahn.* 1361
 Festbremse *Masch.* 859
 Feste Brücken *Stat.* 1732
 Feste Wehre *Wass.* 1130
 Festigkeit *Fest.* 155
 — Einfluß der Wärme *Fest.* 169
 — Schienen *Bahn.* 1361
 Festigkeitsarten *Fest.* 155
 Festigkeitslehre *Fest.* 154
 Festigkeitsmaschine *Fest.* 159
 Festigkeitslehre:
 Grundbegriffe, Festigkeitsarten 154
 Zug und Druck, Normalspannung 157
 Hookesches Gesetz, Zugversuch, Potenzgesetz 159
 Schub 170
 Biegung, einfache Normal- und Schubspannung 173
 Formänderung bei Biegungs-, Flachlinie 179
 Knickung, Euler 189
 Tetmajer usw. 192
 Eisenbetonsäulen 194
 Gegliederte Säulen 198
 Drehung 107
 Zusammengesetzte Biegung gerader Stäbe 210
 Maßgebende Spannung 215
 Formänderungsarbeit 218
 Kern, Nulllinie 221
 Gekrümmte Stäbe 227
 Allseitig gelagerte Platten 231
 Körper mit gewölbter Oberfläche 233
 Tabellen 235
 Festigkeitsverhältnisse *Stoff.* 422
 Festigkeitszahlen *Masch.* 822
 — *Fest.* 235
 Festlinien *Stat.* 1684
 Festmeter *Stoff.* 380
 Festpunkte *Mech.* 121
 — *Stat.* 1683
 Fettkalk *Hochb.* 563
 — *Stoff.* 431
 Feuerbeständigkeit *Stoff.* 373
 Feuerkiste *Bahn.* 1536
 Feuerröhrenkessel *Masch.* 941
 Feuerschiff *Bahn.* 1343
 Feuerschutz des Eisens *Stoff.* 427
 Feuerzement *Stoff.* 363

- Fichte *Stoff.* 375
 Filter *Tief.* 2052
 — Reinigung *Tief.* 2059
 Filterboden *Tief.* 2053
 Filterbrunnen *Tief.* 2016
 Filterdruck, Regelung *Tief.* 2058
 Filterfläche *Tief.* 2054
 Filterhaut *Tief.* 2058
 Filterkessel *Tief.* 2071
 Filterkorb *Tief.* 2047
 Filtermaterial *Tief.* 2045, 2050
 Filterrohr *Tief.* 2048
 Filterung *Tief.* 2168
 Filtration von Oberflächenwasser *Tief.* 2060
 Filtrationsgesetz *Wass.* 1097
 Fingerplatten *Brück. eis.* 1843
 Finnischer Anstrich *Hochb.* 632
 First *Hochb.* 584
 Firsteindeckung *Hochb.* 604
 Firstpunkte *Hochb. eis.* 705
 Firststollen *Tunn.* 1259
 Fischbänder *Hochb.* 620, 621
 Fischspäse *Wass.* 1149
 Fischtreppen *Wass.* 1149
 Fischwege *Wass.* 1149
 Fläche *Math.* 62, 89, 92, 95, 97, 100
 — beliebige *Math.* 63
 — — *Mech.* 116, 123
 Flacheisen *Stoff.* 408
 Flacheisengelenke *Brück. eis.* 1826
 Flachselngitterwerk 606
 Flächen gleichen Druckes *Mech.* 151
 Flächenbestimmung *Geod.* 489
 — *Beton.* 490
 Flächenermittlung *Erd.* 1242
 Flächeninhalt *Math.* 85
 — eb. *Fig. Math.* 62
 Flächenlagerung *Fest.* 202
 Flächenmaße *Math.* 105
 Flächennivellements *Geod.* 506
 Flächenprofil *Erd.* 1246
 Flächenverwandlung *Geod.* 491
 Flächenverzeichnisse *Geod.* 529
 Flachlandstraßen *Straß.* 1269
 Flachlaschen *Bahn.* 1388
 Flachrasen *Erd.* 1236
 Flachrechen *Tief.* 2147
 Flachufer *Wass.* 1077
 Flachziegeldächer *Hochb.* 602
 Flammenbogenlampe *Masch.* 1004
 Flammrohr *Masch.* 942
 Flammrohrkessel *Masch.* 940
 Flanschenrobre *Stoff.* 390
 Flanschzug *Masch.* 860
 Flanschzugdrahtseile *Masch.* 852
 Flechtwerk, Sicherung *Erd.* 1236
 Flechtzune *Erd.* 1236
 Flicksystem *Straß.* 1303
 Fliehkraft *Mech.* 141
 — *Brück. eis.* 1778
 Fliesen *Stoff.* 364
 Fliesen-Fußböden *Hochb.* 627
 Fließgrenze *Fest.* 219
 — Zahlenwerte *Fest.* 155
 Flockenbildung *Tief.* 2064
 Flußdurchlaß *Wass.* 1147
 Flußfedern *Wass.* 1148
 Flußgerinne *Wass.* 1148
 Fluote *Stoff.* 354
 Fluchtlinie *Stadt.* 1966
 Fluchtlinienabänderungen *Stadt.* 1964
 Fluchtlinienfestsetzung für neue Stadtteile *Stadt.* 1971
 Fluchtlinienmäßige Ausgestaltung alter Stadtteile *Stadt.* 1965
 Fluchtpunkte *Math.* 103
 Fluchtstäbe *Geod.* 467
 Flügelmauern *Brück. stein.* 1933
 Flügelrad-Wassermesser *Tief.* 2092
 Flügelrechen *Tief.* 2148
 Flügelschienen *Bahn.* 1415
 Flügelschiene, bewegliche *Bahn.* 1417
 Flugplätze *Stadt.* 1975
 Flußbau *Wass.* 1126
 Flußbauten, allgemeine Gesichtspunkte *Wass.* 1129
 Flüsse *Tief.* 2021
 — Selbstreinigung *Tief.* 2142
 Flußeisen *Stoff.* 384
 Flußeisen-Festigkeit und -Elastizität *Fest.* 235
 Flußeisen-Knickfestigkeit *Hochb. eis.* 657
 Flußeisen-Prüfung *Stoff.* 423
 Flußeisen, zuläss. Belastg. *Masch.* 822
 — zuläss. Beanspruchungen *Hochb. eis.* 610
 Flußeisenguß *Stoff.* 387
 Flußeisen-Rohre *Tief.* 2084
 Flußeiserner Säulen *Hochb. eis.* 669
 Flußbäfen *Wass.* 1155
 Flüssige Betonmasse *Stoff.* 453
 — Brennstoffe *Masch.* 961
 — Körper *Mech.* 151
 Flüssigkeitsbehälter *Tief.* 2080
 — *Beton.* 814
 Flußkies *Wass.* 1068
 Flußmündungen, Regelung *Wass.* 1187
 Flußschleusen *Wass.* 1137
 Flußspaltungen *Wass.* 1128
 Flußstahl *Bahn.* 1360
 — *Stoff.* 384
 Flußstahl-Festigkeit u. -Elastizität *Fest.* 235
 Flußstahl-Zugbeanspruchung *Brück. eis.* 1785
 Flußstahl, zuläss. Belastg. *Masch.* 822
 Flußstahlguß-Festigkeit u. -Elastizität *Fest.* 235
 Flußwasser *Tief.* 2019
 Flußwasserversorgung *Tief.* 2011, 2055
 Flutgebiet *Wass.* 1188
 Fluthöhe *Wass.* 1180
 Flutkurven *Wass.* 1191
 Flutwelle *Wass.* 1188
 Föbre *Stoff.* 374
 Förderart *Erd.* 1228
 Förderbahnen *Masch.* 882
 Förderbänder *Masch.* 879
 — *Erd.* 1218
 Fördereinrichtungen *Masch.* 878
 Fördergeräte *Erd.* 1217
 Fördergerüste *Brück. stein.* 1940
 Förderkosten *Erd.* 1220
 Förderkübel *Masch.* 886
 Fördermengen *Erd.* 1246
 Förderpreis *Erd.* 1246
 Förderseile *Stoff.* 420
 — *Masch.* 853
 Fördertrum *Tunn.* 1260
 Förderung von Massengütern *Masch.* 881
 Förderweite *Erd.* 1217, 1246
 Forellentreppe *Wass.* 1149
 Form und Stärke eines Gewölbes *Brück. stein.* 1893
 Formänderung *Fest.* 154, 158, 229
 — *Mech.* 106
 — *Stat.* 1669
 — Anwendung zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme. *Stat.* 1665
 — bei Biegung. *Fest.* 179
 — Einfluß der Zeit. *Fest.* 169
 — (Fachwerke und Vollwandträger) *Stat.* 1649
 Formänderungsarbeit *Stat.* 1707
 — *Fest.* 164, 218
 — bei Biegung *Fest.* 188
 — der Schubspannungen *Fest.* 171
 — Dreimomentengleichung *Stat.* 4677
 — nach Castigliano *Stat.* 1650
 Formeisen *Stoff.* 392
 Formgebung des Eisens *Stoff.* 387
 Formstücke *Tief.* 2085
 Formwellbleche *Hochb. eis.* 705
 Forschung *Betrieb.* 1016
 Forsterdecke *Hochb.* 580
 Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Wellen *Wass.* 1185
 Frachtkosten *Stoff.* 1353
 Frachtmass *Wass.* 1202
 Frachtsatz *Stoff.* 357
 Franz-Josef-Brücke Budapest *Brück. eis.* 1751
 Franzisturbine *Masch.* 974
 Fräsmaschinen *Stoff.* 353
 Fräggatten *Wass.* 1201
 Frei gestützte Bahn *Brück. eis.* 1854
 Freier Fall *Mech.* 136
 Freifällmischer *Stoff.* 457
 Freiläch *Stadt.* 1972
 Freiladegleise *Bahn.* 1455
 Freileitungen *Masch.* 1012
 Freischwebende Fahrbahn *Brück. eis.* 1852
 Freistrah *Masch.* 974
 Freiwillige Gerichtsbarkeit *Recht.* 2206
 Friedhöfe. *Stadt.* 1974
 Frieskacheln *Stoff.* 365
 Frischdampfheizung *Werk.* 743
 Frischluftzuführung *Tief.* 2063
 Frontmauern *Hochb.* 552
 Frost, betonieren *Stoff.* 454
 — — *Beton.* 240
 Frostsicherheit *Stoff.* 358
 Frosttiefe *Wass.* 1055
 Fühschienen *Bahn.* 1415, 1507
 Führertalent *Betrieb.* 1024
 Führungsdrabt *Brück. eis.* 1859
 Fuhrwerke *Straß.* 1265
 — Gewichte *Brück. eis.* 1774

- Fuhrwerksgleise *Strab.* 1294
 Füllbeton *Stoff.* 453
 Füllkörper *Tief.* 2170
 Füllständer für Gas *Dahn.* 1469
 Füllung *Hochb.* 568
 Füllungen, Türen *Hochb.* 623
 Füllverfahren *Tief.* 2169
 Fundamente aus Eisenbeton
 Beton 745
 — mit kreisrunder Grund-
 fläche *Beton.* 749
 Fundamentabsätze *Beton.* 744
 Fundamentausbildung *Be-
 ton.* 254
 Fundamentplatten *Beton.* 751
 Fundamentsohle *Wass.* 1055
 Fundamentverbreiterung
 Wass. 1062
 Funktion *Math.* 70, 79
 Funktionen von Winkeln
 Math. 57
 Furniertapeten *Stoff.* 464
 Fürstenzimmer *Bahn.* 1414
 Furtprofile *Wass.* 1128
 Fuß *Math.* 105
 — *Geod.* 486
 Fußbänder *Hochb.* 587
 Fußböden *Werk.* 737
 — *Hochb.* 627
 Fußbögen *Hochb.* 587
 Fußgelenke *Hochb. eis.* 698
 Fußkammerstöße Stra-
 ßen. *Bahn.* 1556
 — *Bahn.* 1392
 Fußklaue *Hochb.* 549
 Fußblasen *Bahn.* 1392
 Fußblasenstoß Straßen.
 Bahn. 1555
 Fußwegbefestigung
 Strab. 1292
 Futterbleche *Brück. eis.* 1845
 F. V. *Bahn.* 1311

 Gabbro *Stoff.* 346
 Gabeln *Stoff.* 364
 Galilei, Trägheitsgesetz
 Mech. 140
 Gallische Kette *Masch.* 854
 Galvanische Elemente
 Masch. 994
 Gangbahnen (Eisenbrücken)
 Brück. eis. 1842
 — *Brück. eis.* 1839
 Ganguillet, Geschw.-Formel
 Wass. 1085
 Ganzholz *Stoff.* 381
 Garten *Bahn.* 1484
 Gartenerde *Stoff.* 352
 Gartengänge *Städ.* 1989
 Gartenplätze *Strab.* 1273
 Gase *Masch.* 958
 Gasbehälter *Beton.* 820
 Gaserzeugung *Masch.* 960
 Gasglühlicht *Bahn.* 1550
 Gaskohle, Gewichte *Beton.* 805
 Gaskraftanlage *Tief.* 2042
 Gasmotoren *Masch.* 964
 Gaswagen *Bahn.* 1318
 Gattersägen *Stoff.* 353
 Gebäude, Wasserversor-
 gung *Tief.* 2082
 Gebäudesteuer *Tief.* 2095
 Gebirge *Strab.* 1270
 Gebläsesauggasanlagen
 Masch. 959
 Gebrauchsmuster *Recht.* 2195
 Gebrauchswasser *Tief.* 1999,
 2097
 Gebrochene Wandfläche
 Stat. 1726
 Gedachte Formänderungs-
 arbeit *Stat.* 1651
 — Verschiebungen *Stat.* 1641
 Gefährliche Lastlage *Stat.* 1593,
 1605
 — — durchlaufender Trä-
 ger *Stat.* 1689
 Gefälle *Wass.* 1083
 — für Kanäle *Tief.* 2112
 Gefällmesser *Geod.* 471
 Gefällemessung *Masch.* 985
 Gefällverluste *Tief.* 2029
 Gefriergründung *Wass.* 1076
 Gefrierverfahren *Tunn.* 1261
 Gegenbehälter *Tief.* 2038
 Gegengefälle *Bahn.* 1342
 Gegenseitigkeit der Ver-
 schiebungen *Stat.* 1652
 Gegenwinkel *Math.* 61
 Gegliederte Balken *Stat.* 1610
 — Stäbe *Brück. eis.* 1787
 — — *Fest.* 204
 — — Knickung *Fest.* 198
 Gehrung *Hochb.* 548
 Gekrümmte Stäbe *Fest.* 227
 — Straßenzüge *Städ.* 1967,
 1979
 — Weichenstraßen *Bahn.* 1410
 Geländerkundung *Bahn.* 1336
 Geländer *Brück. stein.* 1929
 — *Strab.* 1295
 — eiserner Brücken *Brück.
 eis.* 1839, 1842
 Gelatinedynamit *Erd.* 1213
 Gelenk *Stat.* 1582, 1584
 Gelenke *Brück. stein.* 1958
 — von Bogenbindern
 Hochb. eis. 696
 — Druckübertragung *Fest.*
 233
 — (eis. Brücken) *Brück.
 eis.* 1825
 — Säulen *Hochb. eis.* 669
 — Steinbrücken *Brück.
 stein.* 1927
 Gelenkbogen *Brück. eis.* 1753
 Gelenkbolzen *Brück. eis.* 1784
 Gelenkgewölbe *Brück. stein.* 1900
 Gelenkkette *Masch.* 854
 Gelenkkraft *Stat.* 1594, 1632
 Gelenklager *Hochb. eis.* 696
 Gelenklotrechte *Stat.* 1639
 Gelenkmörtel *Stoff.* 356
 Gelenkplatten *Hochb. eis.* 684
 Gelenkpunkt *Stat.* 1625
 Gelenkverschlüsse *Bahn.* 1504
 Gemeindeweg *Strab.* 1269
 Gemeinschaftsarbeiten *Be-
 trieb.* 1016
 Genauigkeit der Zahlen-
 rechnung *Brück. eis.* 1764
 Generator *Masch.* 959
 Genietete Knoten 1828
 Geodäsie:
 Instrumentenkunde, Ein-
 fache Meßgeräte 465
 Theodolit 471
 Nivellierinstrumente 477
 Längen- und Flächenmes-
 sung 485
 Winkelmessung 493
 Horizontalaufnahme 497
 Höhenaufnahme, Nivel-
 lement 504
 Trigonometrisch 507
 Barometrisch 508
 Tachymetraufl. 511
 Allg. Vorarbeiten 515
 Ausführl. Vorarbeiten 520
 Fehlerrechnung (Meth.
 d. kl. Quadrate) 531
 Geodäsie *Geod.* 465
 Geogr. Meile *Geod.* 486
 Geometrische Fläche *Mech.* 117
 Geometrische Körper *Mech.* 113,
 117
 — Reihe *Math.* 47
 Gepäckabfertigung *Bahn.* 1441,
 1444
 Gepäckwagen *Bahn.* 1318, 1547
 Gerade *Math.* 86
 Gerade Brücken *Stat.* 1732
 — Linie *Mech.* 114, 121
 Geradlinige Bewegung
 Mech. 135
 Gerammte Pfähle *Brück.
 hölz.* 1884
 Geräteschuppen *Erd.* 1209
 Geräuschlosigkeit *Strab.* 1309
 Gerberträger *Stat.* 1625
 Gerichtsbarkeit *Recht.* 2204
 Gerichtsverfassung *Recht.* 2204
 Gerinne, künstliche *Wass.* 1095
 Geröllhalden *Erd.* 1240
 Gerüste *Brück. stein.* 1935,
 1940
 Gerüstbrücken *Brück.
 hölz.* 1886
 Gerüstjoche *Brück. hölz.* 1884
 Gerüstpfiler *Brück. eis.* 1823
 Gerüstpfilerbrücken 1732
 Gesamtaufwand *Betrieb.* 1020
 Gesamtbelastung der Dächer
 Hochb. eis. 640
 Gesamtdruck *Mech.* 152
 Gesamthöhe *Tief.* 1998
 Geschäftsfähigkeit *Recht.* 2179
 Geschäftsleitung *Betrieb.* 1047
 Geschäftsmittelpunkte
 Städ. 1971
 Geschäftsstraßen *Städ.* 1965
 — *Strab.* 1275
 Geschiebebewegung *Wass.* 1130
 Geschlossene Brücken
 Brück. eis. 1736
 Geschlossenes Krafteck
 Mech. 107
 — Seileck *Mech.* 109
 Geschoßdecker Berechnung
 Beispiel *Beton.* 797
 Geschoßhöhen *Bahn.* 1483
 Geschwindigkeit *Mech.* 135
 — *Bahn.* 1330
 Geschwindigkeiten an der
 Sohle *Tief.* 2024
 Geschwindigkeitsformeln f.
 Wasser *Wass.* 1084
 Geschwindigkeitshöhe
 Mech. 153
 Geschwindigkeitsmesser
 Bahn. 1329
 Geschwindigkeitsmessungen
 Wass. 1114
 Gesellschaft m. b. H.
 Recht. 2180

Gesellschafter <i>Recht.</i>	2180	Gipsspat <i>Stoff.</i>	344	Gleitlager <i>Masch.</i>	834
Gesetz <i>Recht.</i>	2176	Gitterstab <i>Fest.</i>	206	— <i>Hochb. eis.</i>	693
Gesimse <i>Hochb.</i>	557	Gitterstäbe, Knickfestig-		Gleitmaß <i>Masch.</i>	823
Gesümpfe <i>Tunn.</i>	1261	keit <i>Fest.</i>	198	Gleitstühle <i>Bahn.</i>	1414
Gesundheitspflege <i>Städt.</i>	1974	Gitterwerk, Säulen <i>Hochb.</i>		Gleitstützen <i>Stat.</i>	1582
Gestaltungsvermögen <i>Be-</i>		<i>eis.</i>	666	Gleitung <i>Fest.</i>	156, 170
<i>trieb.</i>	1024	Glas <i>Stoff.</i>	457	— <i>mittlere Fest.</i>	217
Gestänge <i>Bahn.</i>	1401	Glasbausteine <i>Stoff.</i>	459	Gleitungsmaß <i>Fest.</i>	162, 171
— (elektr. Leit.) <i>Bahn</i>	1488	Glasendeckung <i>Hochb. eis.</i>	699	— <i>Zahlenwerte Fest.</i>	235
— (Stellwerke) <i>Bahn.</i>	1507	Glaser <i>Stoff.</i>	363	Gliederketten <i>Masch.</i>	853
Gestängeverbindung		Glaukonit <i>Stoff.</i>	344	Glimmer <i>Stoff.</i>	344
<i>Masch.</i>	826	Gleichdruckturbinen <i>Masch.</i>	955	Glimmerquarzporphy <i>Stoff.</i>	345
Gesteinsbohrmaschinen		Gleichförmig beschleunigte		Glimmerschiefer <i>Stoff.</i>	347
<i>Masch.</i>	923	Bewegung <i>Mech.</i>	140	Glühlampen <i>Masch.</i>	1002
Getreide, Gewicht <i>Hochb.</i>		Gleichförmige Bewegung		Gneis <i>Stoff.</i>	347
— <i>eis.</i>	637	des Wassers <i>Wass.</i>	1084	Gobelins <i>Stoff.</i>	464
— — <i>Beton.</i>	805	Gleichgewicht <i>Mech.</i>	106, 153	Goldschmidts Schweißver-	
Getreidespeicher <i>Bahn.</i>	1450	— gestützter Körper		fahren <i>Stoff.</i>	428
Getriebezimmerng <i>Tunn.</i>	1260	<i>Mech.</i>	129	Gouvron <i>Stoff.</i>	460
Geviere <i>Tunn.</i>	1260	Gleichgewichtsbedingungen		Gräben <i>Bahn.</i>	1351
Gewände <i>Hochb.</i>	553	<i>Stat.</i>	1581	— <i>Wass.</i>	1096
Gewässerkunde <i>Wass.</i>	1083	Gleichstromdynamos		Grabenmaschinen <i>Tilgung</i>	
Gewerbeaufsicht <i>Recht.</i>	2198	<i>Masch.</i>	995	<i>Erd.</i>	1210
Gewerbegericht <i>Recht.</i>	2205	Gleichungen, algebr. <i>Math.</i>	49	Gradmaß <i>Math.</i>	37, 63
Gewerbeordnung <i>Recht.</i>	2197	— der Ebene <i>Math.</i>	101	Granit <i>Stoff.</i>	344
Gewerblicher Rechtsschutz		— der elastischen Linie		— belgischer <i>Stoff.</i>	344
<i>Recht.</i>	2194	<i>Fest.</i>	179	— zuläss. Beanspruchun-	
Gewerliche Zwecke, Was-		— der Kegelschnitte <i>Math.</i>	95	gen, <i>Hochb. eis.</i>	641
serverbrauch <i>Tief.</i>	2000	— zweiten Grades <i>Math.</i>	95	— Festigkeit u. Elastizität	
Gewicht <i>Mech.</i>	140	Gleis auf Brücken <i>Brück.</i>		<i>Fest.</i>	237
Gewichte der Eisenbahn-		<i>eis.</i>	1830	Granitell <i>Stoff.</i>	344
brücken <i>Brück. eis.</i>	1765	— Steilb. <i>Bahn.</i>	1573, 1576	Granitoidplatten <i>Stoff.</i>	366
— der Straßenbrücken		— Straßenb. <i>Bahn.</i>	1553	Granitstule <i>Hochb.</i>	617
<i>Brück. eis.</i>	1766	Gleisabslüsse <i>Bahn.</i>	1437	Granulit <i>Stoff.</i>	347
Gewichtstabellen	1050	Gleisabstand <i>Bahn.</i>	1343	Graphische Fahrpläne	
Gewinde <i>Stoff.</i>	419	— Straßenb. <i>Bahn.</i>	1552	<i>Bahn.</i>	1331
Gewinnausteilung <i>Betrieb.</i>	1022	Gleisanlagen an Häfen		Grate <i>Hochb.</i>	584
Gewinnbeteiligung <i>Betrieb.</i>	1021	<i>Bahn.</i>	1459	Gratsparree <i>Hochb.</i>	598
Gewinnung <i>Erd.</i>	1252	— <i>Stadtb. Bahn.</i>	1565	Gratstein <i>Hochb.</i>	573
Gewinnungselbstkosten		— in Bahnhöfen <i>Bahn.</i>	1436	Graues Roheisen <i>Stoff.</i>	383
<i>Erd.</i>	1211	Gleisbedarf für Verschiebe-		Graukalk <i>Stoff.</i>	431
Gewinnzuschlag <i>Betrieb.</i>	1019	bahnhof <i>Bahn.</i>	1462	Graukalkmörtel <i>Hochb.</i>	559
Gewohnheitsrecht <i>Recht.</i>	2177	— für Züge <i>Bahn.</i>	1319	Grauwacke <i>Stoff.</i>	350
Gewölbe <i>Beton.</i>	264	Gleisbremse <i>Bahn.</i>	1321, 1465	Grauwackenkalkstein <i>Stoff.</i>	348
— <i>Math.</i>	69	Gleisdurchschneidungen		Greifer <i>Masch.</i>	887
— <i>Wass.</i>	1063	<i>Bahn.</i>	1429	Greiferbagger <i>Masch.</i>	893
— Beispiel einer Berech-		Gleisentfernung <i>Bahn.</i>	1437	Greilzeuge <i>Masch.</i>	856
nung <i>Brück. stein.</i>	1905	Gleisgruppen <i>Bahn.</i>	1466	Greisen <i>Stoff.</i>	344
— <i>Berechnung Stat.</i>	1704	Gleiskreuzungen <i>Bahn.</i>	1407	Grenzen des Integrals	
— <i>eingespannte Brück.</i>		Gleiskrümmungen <i>Brück.</i>		<i>Math.</i>	78
<i>stein.</i>	1910	<i>eis.</i>	1744	Grenzlast <i>Beton.</i>	776
— <i>Formgeb. u. stat.</i>		Gleislage Straßenb. <i>Bahn.</i>	1552	Grenzlinsen <i>Stat.</i>	1638
Unters. <i>Brück. stein.</i>	1892	Gleislänge, nutzbare <i>Bahn.</i>	1436	Grenzsteigung <i>Bahn.</i>	1342
— (Hochbau) <i>Hochb.</i>	569	Gleismelder <i>Bahn.</i>	1465	Grenzsteine <i>Straß.</i>	1296
— <i>Theorie neu. Veröff.</i>		Gleisplan <i>Bahn.</i>	1429, 1498	Grey-Träger <i>Stoff.</i>	403
<i>Brück. stein.</i>	1922	Gleisregulierung <i>Bahn.</i>	1399	Griesholm <i>Wass.</i>	1134
Gewölbemittellinie, Gleich.		Gleissperren <i>Bahn.</i>	1322, 1506	Grissongetriebe <i>Masch.</i>	843
<i>Brück. stein.</i>	1899	Gleissperrvorrichtungen		Grobbleche <i>Stoff.</i>	391, 409
Gewölbte Durchlässe <i>Brück.</i>		<i>Bahn.</i>	1333	Grobfilter <i>Tief.</i>	2055
<i>stein.</i>	1923	Gleisstreifen <i>Straß.</i>	1294	Grobkalk <i>Stoff.</i>	348
Gewölbrägerdecke <i>Hochb.</i>	579	Gleissystem <i>Bahn.</i>	1465	Grob Schlag <i>Straß.</i>	1279
Gichtgas <i>Masch.</i>	958	Gleisunterbau, Straßenb.		Großräumige Silos <i>Beton.</i>	803
Giebelanker <i>Hochb.</i>	568	<i>Bahn.</i>	1557	Größtwerte <i>Math.</i>	73
Giebelbalken <i>Hochb.</i>	566	Gleisunterhaltung, Arbeits-		Grubenkies <i>Wass.</i>	1068
Giebelmauern <i>Hochb.</i>	552	aufwand <i>Bahn.</i>	1401	Grubenlokomotiven <i>Erd.</i>	1221
Gießen <i>Stoff.</i>	387	Gleisunterbettung <i>Stoff.</i>	357	Grubensohle bei Dreh-	
Gießerei <i>Bahn.</i>	1477	Gleisverbindungen <i>Bahn.</i>	1402, 1408	scheibe <i>Bahn.</i>	1433
Gießereianlage <i>Werk.</i>	719	— <i>Nebenb. Bahn.</i>	1531	Grund u. Boden <i>Recht.</i>	2181
Gießereien, Flächenbedarf		Gleiswagen <i>Bahn.</i>	1457	Grundablaß <i>Wass.</i>	1106
<i>Werk.</i>	712	Gleiszustand <i>Bahn.</i>	1399	Grundablässe <i>Wass.</i>	1173
Gips <i>Stoff.</i>	347	Gleitende Reibung <i>Mech.</i>	145	Grundanstrich <i>Stoff.</i>	426
Gipsbretterdielen <i>Hochb.</i>	582	Gleitfläche <i>Stat.</i>	1722	Grundbau <i>Straß.</i>	1278
Gipsdielen <i>Stoff.</i>	369	Gleitlager <i>Stat.</i>	1582	— <i>Wass.</i>	1055
Gipskunststeine <i>Stoff.</i>	367	— <i>Brück. eis.</i>	1818	Grundbuchordnung <i>Recht.</i>	2206
Gipsmörtel <i>Stoff.</i>	434			Grunddienstbarkeit <i>Recht.</i>	2184

- Grunderwerbskarten *Geod.* 529
 Grunderwerbspläne *Bahn.* 1347
 Grunderwerb, Unterlagen
 Bahn. 1348
 Grundfachwerke *Brück. eis.*
 1748
 Grundfachwerke *Stat.* 1625
 Grundfläche *Math.* 65
 Grundgeschwindigkeit *Bahn*
 1329
 Grundkreise *Masch.* 841
 — *Math.* 68
 Grundplatte *Bahn.* 1414
 Grundriß *Math.* 101
 — *Geod.* 497
 Grundrißanordnung, Werk-
 stätten *Bahn.* 1475
 Grundschild *Recht.* 2182
 Grundschnellen *Wass.* 1077
 Grundstellung *Stat.* 1603, 1624
 Grundstellung Weichen
 Bahn. 1498
 Grundstücke 2181
 — Kündigungsfrist *Recht.* 2190
 Grundstücksaufnahme
 Geod. 498
 Grundstücksgrenzen *Städt.* 1978
 Grundstückstiefe *Städt.* 1966
 Grundstücksumlegungen
 Städt. 1978
 Gründungen *Wass.* 1055
 — *Beton.* 745
 Gründungsarten *Wass.* 1062
 Gründungsplan *Werk.* 711
 Grundwasser *Wass.* 1161
 — *Tief.* 2010
 — Geschwindigkeit *Tief.* 2013
 — Bewegung *Wass.* 1096
 Grundwasserfassung *Tief.* 2016
 Grundwassersenkung *Wass.*
 1058
 Grundwasserspiegel *Tief.* 2012
 Grundwasserstrom *Tief.* 2013
 Grundwasserträger Anrei-
 cherung *Tief.* 2020
 Grundwasserverhältnisse
 Wass. 1056
 Grundwehr *Wass.* 1105
 Grundzapfen *Hochb.* 548
 Grünflächen *Städt.* 1973
 Grünsandstein *Stoff.* 350
 Grünstein *Stoff.* 345
 Grünsteintuff *Stoff.* 349
 Gruppenpfeiler *Brück. stein.*
 1839
 Grus *Beton.* 240
 Grz. *Bahn.* 1311
 Guajakholz. *Stoff.* 375
 Gubrdynamit *Erd.* 1243
 Gummipflaster *Straß.*
 1292
 Guldin *Math.* 69
 — *Mech.* 116
 Gültigkeitsgrenzen der
 Euler-Formel *Hochb. eis.* 652
 Gurte *Brück. eis.* 1747
 — *Stat.* 1617
 Gürtel *Städt.* 1973
 Gürtelförderer *Erd.* 1218
 Gürtelförderung *Masch.* 879
 Gürtelknoten *Stat.* 1585
 Gürtmomente *Stat.* 1720
 Gürtniete d. Vollwandträ-
 ger *Brück. eis.* 1792
 Gürtplatten *Brück. eis.* 1794
 — Ablängung *Brück. eis.* 1158
 Gurtplattenlänge *Hochb.*
 eis. 677
 Gurtplattennietung *Hochb.*
 eis. 681
 Gurtquerschnitte *Brück.*
 eis. 1803
 Gurttäbe, Längenänderungen
 Stat. 1653
 Gurttabkräfte *Stat.* 1619
 Gurtwinkel *Brück. eis.* 1791
 — *Hochb. eis.* 682
 Gußasphalt *Stoff.* 460
 — *Straß.* 1290, 1293
 Gußbeton 453
 Gußblei *Stoff.* 429
 Gußblöcke *Bahn.* 1360
 Gußeisen *Stoff.* 383
 Gußeisen, Knickfestigkeit
 Hochb. eis. 655
 — Festigkeit u. Elastizität
 Fest. 235
 — Potenzgesetz *Fst.* 161
 — zuläss. Belastung
 Masch. 822
 — zuläss. Beanspruchung
 Hochb. eis. 640
 Gußeisensäulen, um-
 schnürte *Beton.* 255
 Gußeiserne Rohre *Tief.* 2084
 — Säulen *Hochb. eis.* 667
 Gußformen *Bahn.* 1360
 Gußherzstück *Bahn.* 1417
 Gußmauerwerk *Hochb.* 545
 Gußstahlrohr *Stoff.* 420
 — *Masch.* 852
 Gußwaren *Stoff.* 387
 Güteprüfung f. Schienen
 Bahn. 1361
 Güterbahnhof *Bahn.* 1438
 Güterbahnhöfe *Städt.* 1974
 — Anordnung *Bahn.* 1457
 Güterschuppen *Bahn.* 1450
 — Dachkonstr. *Hochb.* 593
 — Fläche u. Ladelänge
 Bahn. 1453
 Güterumfahrgleise 1439
 Güterverkehr, Anlagen
 Bahn. 1450
 Güterwagen *Bahn.* 1318, 1547
 Güterzüge *Bahn.* 1319
 Güterzuglokomotiven
 Bahn. 1535
 Gütezahleiner Schraube
 Masch. 828
 Gütezahleiner *Stoff.* 424
 Hackethaldrabt *Bahn.* 1487
 Hafentankhöfe *Bahn.* 1487
 Hafengebühren *Wass.* 1195
 Hafendämme *Wass.* 1194
 Häfen an Flüssen *Wass.* 1155
 — an Flußmünd. *Wass.* 1194
 — am Meere *Wass.* 1193
 Haftfestigkeit zwischen
 Eisen und Beton *Beton.* 250
 Haftpflichtgesetz *Recht.* 2192
 Haftschubspannung *Beton.* 298
 Haftspannung *Beton.* 335, 339
 Haftspannungen *Beton.* 786
 Hahnenbalken 586
 Haken *Brück. stein.*
 — *Beton.* 250
 — *Masch.* 855
 Hakenblatt *Hochb.* 546
 Hakengeschirre *Masch.* 855
 Hakennägel *Bahn.* 1372
 Hakenplatte *Bahn.* 1376, 1378
 Hakenschrauben *Brück.*
 eis. 1832
 Hakenverschlüsse *Bahn.* 1504
 Hakenzapfenplatte *Bahn.*
 1376, 1379
 Halbachsen *Math.* 59, 94, 96
 Halbe Steine *Stoff.* 361
 Halbgranit *Stoff.* 344
 Halbhölzer *Stoff.* 381
 Halbiertes Roheisen *Stoff.* 383
 Halbkreis *Mech.* 122
 Halbkugel *Mech.* 116
 Halbmesser *Math.* 63
 Halbparameter *Math.* 88,
 91, 94
 Halbportalkrane *Masch.* 877
 Hallen, Bahnhofsbahn. 1442
 Hallenbau *Werk.* 711
 Hallenbauten *Werk.* 715
 Hallendächer *Hochb.* 592
 Hallengesätre *Werk.* 720
 Halslager *Mech.* 130
 Halszapfen *Masch.* 832
 Haltepunkte *Bahn.* 1312, 1434
 Haltestellen, Straßenb.
 Bahn. 1558
 Halalleinrichtung *Bahn.* 1523
 Handarbeit *Betrieb.* 1016
 — Leistungen *Erd.* 1212
 Handbremsen *Bahn.* 1314
 Handeimer *Masch.* 904
 Handeisen *Stoff.* 415
 Handelsflußeisen *Beton.* 243
 Handgepäck *Bahn.* 1441, 1444
 Handkipkarren *Erd.* 1226
 Handläuereisen *Stoff.* 415
 Handlaufkrane *Werk.* 732
 Handmischung *Stoff.* 453
 — *Hochb.* 546
 Handrammen *Masch.* 916
 Hanfseile *Stoff.* 462
 — *Masch.* 850, 851
 Hangars *Bahn.* 1460
 Hangbau *Wass.* 1164
 Hängebleche *Stoff.* 410
 Hängebogenträger *Brück.*
 eis. 1758
 — baul. Einzelheiten
 Brück. eis. 1855
 — Berechn. *Brück. eis.* 1812
 Hängebrücken *Brück.* 1733
 — Tab. *Brück. eis.* 1762
 — Gewichte *Brück. eis.* 1769
 Hängefachwerk *Brück. eis.* 1760
 Hängeglieder *Brück. eis.* 1853
 Hängegurte *Brück. eis.* 1758,
 1759
 Hängesprengwerke *Brück.*
 holz. 1879
 Hängeträger *Brück. eis.* 1750
 — *Stat.* 1649
 Hängewerk *Brück. hölz.* 1879
 — *Hochb.* 550, 589, 593
 — *Mech.* 131
 Harle *Geod.* 491
 Harmonische Teilung *Math.* 85
 Hartblei *Stoff.* 429
 Hartbrandsteine *Stoff.* 361
 Harle Deckungen *Hochb.* 602
 Hartes Wasser *Tief.* 1998
 Härtegrade *Tief.* 1998
 Hartguß *Stoff.* 387

Hartholzdübel <i>Bahn.</i>	1373	Hektar <i>Geod.</i>	486	Hochbehälter <i>Hochb. eis.</i>	706
Hartholzplaster <i>Stoff.</i>	376	Hektometersteine <i>Struß.</i>	1296	Hochblegen der Eisen <i>Be-</i>	
Härtungsbiegeproben <i>Stoff.</i>	424	Helgen <i>Wass.</i>	1196	ton.	257
Härtungskohle <i>Stoff.</i>	383	Helling <i>Wass.</i>	1196	Hochmoore <i>Wass.</i>	1165
Hauptachsen <i>Meck.</i>	118, 121	Henneberg <i>Stat.</i>	1614	Hochofengas <i>Masch.</i>	963
— <i>Fest.</i>	214, 220, 223	Hemmschuhe <i>Bahn.</i>	1322, 1465	Hochofenzement <i>Stoff.</i>	444, 456
Hauptarm <i>Wass.</i>	1128	He ry <i>Masch.</i>	991	— <i>Beton.</i>	239
Hauptbahnen <i>Bahn.</i>	1312, 1310	Herdguß <i>Stoff.</i>	388	Hochwasserbekämpfung	
Hauptbaustoffe <i>Stoff.</i>	343	Herdmauern <i>Wass.</i>	1076	Wass.	1168
Hauptdehnungen <i>Fest.</i>	216	— <i>Brück. stein.</i>	1923	Hochwasserfreiheit der	
Häupter, Schleusen <i>Wass.</i>	1139	Hermanek, Geschwindig-		Strassen <i>Städt.</i>	1985
Hauptgleise <i>Bahn.</i>	1437	keitsformel <i>Wass.</i>	1091	Hochwasserüberfälle <i>Wass.</i>	1173
Hauptlinie des Abflusses		Hertz-Formel <i>Fest.</i>	233	Hochwertiger Flußstahl	
Wass.	1116	Herzstück <i>Bahn.</i>	1402, 1415	Brück. <i>eis.</i>	1786
Hauptmoment <i>Meck.</i>	110	— <i>Strassen. Bahn.</i>	1557	Hofeinläufe <i>Tief.</i>	2129
Hauptnetz <i>Stat.</i>	1590	Herzstückgerade <i>Bahn.</i>	1402	Höhe <i>Math.</i>	62
Hautnormalspannungen		Herzstücklücke <i>Bahn.</i>	1417	Höhenaufnahme <i>Geod.</i>	501
<i>Fest.</i>	163	Herzstückwinkel <i>Bahn.</i>	1420	Höhenerschaltung <i>Geod.</i>	510
Haupttrichtungen <i>Fest.</i>	214	Heßle, Geschw.-Formel		Höhenformeln <i>Math.</i>	60
Haupt Schubspannungen		Wass.	1087	Höhenkreis <i>Geod.</i>	476, 484, 495
<i>Fest.</i>	163, 215	Hilfsarbeiter <i>Betrieb.</i>	1024	Höhenlage der Straßen	
Hauptsignale <i>Bahn.</i>	1500	Hilfsbauwerke <i>Betrieb.</i>	1022	Städt.	1985
Hauptspannungen <i>Fest.</i>	214	Hilfsstäbe <i>Stat.</i>	1625	Höhenlinie <i>Geod.</i>	516
Hauptstraßen <i>Städt.</i>	1972, 1984	Hilfsstreben <i>Brück. eis.</i>	1748	Höhenmessung <i>Geod.</i>	504
	1984	HK <i>Masch.</i>	1002	Höhenwinkel <i>Geod.</i>	491
Hauptsystem <i>Stat.</i>	1701	Hillkupplung <i>Masch.</i>	840	Höhenzüge, Bebauung	
Hauptträger der Eisen-		Hinterbliebenenversicherung		<i>Stat.</i>	1976
brücken <i>Brück. eis.</i>	1747	<i>Recht.</i>	2200	Hohlsäulen <i>Meck.</i>	127
Hauptträgergewichte <i>eis.</i>		Hinterland <i>Städt.</i>	1966	Hohlsteindecken <i>Beton.</i>	778
Brücken <i>Brück. eis.</i>	1767	Hintermauerung <i>Hochb.</i>	552	Hohlsteindecken mit Eisen-	
Hauptträgheitsmomente		Hinterpackung <i>Tunn.</i>	1256	betonplatten konst. Ein-	
<i>Math.</i>	118	Hinterschuldboden <i>Masch.</i>	1131	zelheiten <i>Beton.</i>	795
— <i>Fest.</i>	214, 224	Hirnschnitt <i>Stoff.</i>	374	Hohlsteine <i>Stoff.</i>	362, 459
Hauptträgerhöhe <i>Brück.</i>		Hobelmaschinen <i>Stoff.</i>	353	— <i>Hochb.</i>	579
<i>stein.</i>	1949	Hochbagger <i>Masch.</i>	895	— <i>Beton.</i>	779
Hauptträger, schräggehend		Hochbahn <i>Bahn.</i>	1569	Hohlziegel, Dachdeckung	
<i>Brück. eis.</i>	1740	Hochbahnen <i>Bahn.</i>	1562	<i>Hochb.</i>	604
Haupttragwerk <i>Brück. eis.</i>	1734	Hochbahnkran <i>Masch.</i>	892	Hohlzylinder <i>Math.</i>	66
Hauptzugspannungen		Hochbau <i>Stoff.</i>	354	— <i>Festigkeit Masch.</i>	824
<i>Beton.</i>	257, 309	Hochbaukunde <i>Hochb.</i>	538	Holz <i>Stoff.</i>	373
— schiefe <i>Beton.</i>	261	Hochbaukunde:		Holzbalken <i>Hochb.</i>	566
Hausanschlüsse <i>Tief.</i>	2107, 2112	Steinverbände	538	Holzbalkendecken <i>Hochb.</i>	564
		Ziegelverbände	541	— <i>Werk.</i>	738
Hausanschlußleitungen		Stamfmauerwerk	545	Holzbearbeitungswerkstatt	
<i>Tief.</i>	2088	Holzverbindungen	546	<i>Bahn.</i>	1478
Hausarbeitsgesetz <i>Recht.</i>	2197	Sprengwerke	550	Holzbedarf <i>Brück. stein.</i>	1937
Hausentwässerung <i>Tief.</i>	2130	Mauern u. Wände, massiv	551	— <i>Brück. holz.</i>	1871
Hausfilter <i>Tief.</i>	2050	Schornsteine	554	Holzbrücken <i>Brück. hölz.</i>	1870
Hausleitungen <i>Tief.</i>	2033	Holzwände (Fachwerk)	559	Holz, Chemische Zusammen-	
Hauasteine <i>Brück. stein.</i>	1924	Bedarf an Mauermate-		setzung <i>Masch.</i>	936
— <i>Stoff.</i>	355	rialien	563	Hölzerne Brücken:	
Hebeanlagen <i>Math.</i>	871	Zwischendecken, Holz	564	Allgemeines	1870
Hebeladen <i>Masch.</i>	863	— <i>Stein, Gewölbe</i>	569	Tragwerk u. seine Berech-	
Hebelgesetz <i>Meck.</i>	129	Decken zwischen Eisen-		nung	1872
Hebelwerke <i>Masch.</i>	863	trägern	576	Fahrbahn u. Abschlüsse	1881
Heben des Kanalwassers		— ohne Eisenträger	580	Mittel- u. Endstützen	1884
<i>Tief.</i>	2131	Leichtwände	582	Hölzerne Brücken, neuere	
Heber <i>Wass.</i>	1144	Dächer	583	Veröffentlichung <i>Brück.</i>	
Heberleitungen <i>Tief.</i>	2039	Dachgerüste in Holz	585	<i>hölz.</i>	1886
Heberrohr <i>Tief.</i>	2049	Hallendächer in Holz	592	Hölzerne Wehre <i>Wass.</i>	1131
Hebewerke <i>Wass.</i>	1145	Sägedächer	596	Holzersche Decke <i>Hochb.</i>	577
Hebezeuge <i>Masch.</i>	856	Dachdeckung, Ziegel	602	Holzfachwände <i>Werk.</i>	722
Heiferkerze <i>Masch.</i>	1002	— <i>Schiefer</i>	606	Holz, Festigkeit u. Elastizi-	
Heißdampflokotiven		— <i>Metall</i>	608	tät <i>Fest.</i>	236
<i>Bahn.</i>	1535	— <i>Pappe</i>	614	— <i>Festigkeitsverhältnisse</i>	
Heizfläche <i>Masch.</i>	937	Dachrippen	614	<i>Stoff.</i>	377
Heizflächen <i>Bahn.</i>	1536	Treppe	615	Holzfußböden <i>Werk.</i>	737
Heizkanäle <i>Masch.</i>	939	Fenster	619	— <i>Hochb.</i>	628
Heizständer <i>Bahn.</i>	1469	Türen	622	Holzgranit <i>Stoff.</i>	371
Heizröhrenkessel <i>Masch.</i>	940	Decken, Fußböden,		Holzrüdenriesler <i>Tief.</i>	2069
Heizung <i>Bahn.</i>	1549	Wandflächen	626	Holzigenschaften <i>Stoff.</i>	376
— <i>Werk.</i>	742	Anstriche	630	Holzklötzelpflaster <i>Werk</i>	738
— <i>Werkstätten Bahn.</i>	1476	Hochbehälter <i>Tief.</i>	2031, 2034, 2079	Holzladerrampen <i>Bahn.</i>	1454
Heizwagen <i>Bahn.</i>	1318			Holzlägel <i>Hochb.</i>	549
Heizwert <i>Masch.</i>	936, 961, 963			Holzplatten <i>Hochb. eis.</i>	691

- Holzpflaster *Stoff.* 381
 — *Straß.* 1289
 — *Brück. eis.* 1840
 Holzpflasterstraßen, Reinigung, Abnutzung *Straß.* 1304
 Holzpfosten, Knicksicherheit *Fest.* 202
 Holz, Prüfung *Stoff.* 382
 Holzpreise *Brück. hölz.* 1871
 Holzquerdehnung *Fest.* 162
 Holzschwellen *Bahn.* 1368
 Holzschere *Masch.* 856
 Holzschwamm *Stoff.* 379
 Holzschwellen *Brück. eis.* 1832
 Holzseibretter *Stoff.* 369
 Holzteer *Hochb.* 632
 Holztreppen *Hochb.* 616
 Holzverbindungen *Hochb.* 546
 — *Brück. stein.* 1937
 Holzwände *Hochb.* 559
 Holz, Wärmeausdehnung *Stoff.* 377
 — zulässigen Spannungen *Hochb. eis.* 640
 Holzemann *Stoff.* 461
 Holzzementdach *Hochb.* 584, 612
 — *Werk.* 736
 Homogene Differentialgleichungen *Math.* 81
 — Gleichungen *Math.* 49
 — Körper *Mech.* 116
 Hooke, Elastizitätsgesetz *Fest.* 158
 Hookesches Gesetz *Fest.* 173
 Horizont *Math.* 101
 Horizontalaufnahme *Geod.* 497
 Horizontalkurven *Geod.* 514, 516
 Hörer *Bahn.* 1495
 Hornblende *Stoff.* 344
 Hornblendefels *Stoff.* 347
 Hornblendegranit *Stoff.* 344
 Hornblendeschiefer *Stoff.* 347
 Hornschienen *Bahn.* 1415
 Howescher Träger *Brück. hölz.* 1830
 Hubpumpen *Masch.* 905
 Hubtore f. Schleusen *Wass.* 1143
 Hubtriebwerke *Masch.* 889
 Huf *Math.* 66
 Hupe, elektrische *Bahn.* 97
 Hügelland *Straß.* 1270
 Hüllbahn *Mech.* 138
 Humphrey-Gaspumpe *Masch.* 914
 Hydraulen *Tief.* 2034
 — *Straß.* 1296
 Hydraulik s. auch Wasserturbinen *Masch.* 967
 Hydraulische Aufspeicherung *Wass.* 1175
 — Kalle *Stoff.* 434
 — Mörtel *Hochb.* 543
 — Zuschläge *Stoff.* 433, 445
 Hydraulischer Kalk *Hochb.* 563
 Hydromechanik *Mech.* 151
 Hydrometrische Arbeiten *Wass.* 1114
 — Flügel *Masch.* 985
 Hydropulsator *Masch.* 914
 Hygiene-Fußboden *Stoff.* 371
 Hygienische Fragen *Städt.* 1972
 Hyperbel *Math.* 58, 94, 96
 Hyperbelfunktionen *Math.* 38, 53, 58, 98
 Hyperbolische Räder 844
 — Spirale *Math.* 99
 Hyperstehn *Stoff.* 344
 Hypothek *Rech.* 2182
 Hypozykloide *Math.* 99
 Hysterisis *Masch.* 991
 Ideeller Querschnitt *Beton.* 267
 I-Eisen *Stoff.* 401
 Imaginär *Math.* 59
 Imaginäre Größen *Math.* 45
 Implizit *Math.* 83
 Imprägnieren *Stoff.* 378
 Indexfehler *Geod.* 485, 495
 Indifferent *Mech.* 129
 Induktion *Masch.* 991
 Induktionsmotoren *Masch.* 999
 Induktionsöfen *Stoff.* 386
 Industriebau *Werk.* 710
 Innenbeleuchtung *Masch.* 1006
 Innenleitungen *Masch.* 1012
 Innenparks *Städt.* 1977, 1993
 Innen statisch unbestimmtes Fachwerk *Stat.* 1673
 Innentierung *Straß.* 1282
 Innere Kräfte *Mech.* 106
 — Eisenbeton *Beton.* 335
 Inertol *Stoff.* 426
 Infiltration *Tief.* 2021
 Infusorienerde 1213
 Infusoritorkplatten *Stoff.* 372
 Ingenieurbau *Stoff.* 355
 Ingots *Bahn.* 1360
 Inhalt *Math.* 69
 — einer Fläche *Math.* 79
 Injektoren *Masch.* 915
 Inkreis *Math.* 61, 62
 Inseltionen *Bahn.* 1435
 Instandhaltung der Wagen *Bahn.* 1319
 Instrumente *Geod.* 465
 Instrumentenkunde *Geod.* 465
 Integralformeln *Math.* 74
 Integralkurve *Math.* 83
 Integration *Mech.* 135
 — angenäherte *Stat.* 1703
 Integrationsintervall *Math.* 78
 Integrationskonstante *Math.* 74, 82
 Intensität *Masch.* 1002
 Intentionalwissenschaften *Betrieb.* 1016
 Interpolation *Math.* 43
 Intze-Behälter *Hochb. eis.* 708
 — *Tief.* 2081
 Invalidentversicherung *Recht.* 2200
 Inverse Funktion *Math.* 70
 Irrationale Funktionen *Math.* 75
 Isolatoren *Bahn.* 1488
 Isolierdeckplatten *Stoff.* 369
 Isolierungen *Hochb.* 556
 Isotrope Körper *Fest.* 164
 Jahresabflummengen *Wass.* 1110
 Jahresringe *Stoff.* 374
 Jalousien *Werk.* 741
 Jarrahholz *Stoff.* 376
 Jewell-Filter *Tief.* 2056
 Joche *Brück. hölz.* 1833
 Jochholm *Brück. hölz.* 1884
 Jochzimmerung *Tunn.* 1261
 Jodprobe *Stoff.* 374
 Joly-Treppen *Hochb.* 619
 Joule *Masch.* 991
 Jurakalkstein *Stoff.* 348
 Juristische Personen *Recht.* 2179
 Justierung *Geod.* 479
 — (Tachymeter) *Geod.* 485
 Kabel *Brück. eis.* 1758, 1856
 — elektr. *Bahn.* 1491
 Kabelbrücke, Berechnung *Brück. eis.* 1815
 Kabelknoten *Brück. eis.* 1860
 Kabelleitungen *Masch.* 1012
 Kabelschelle *Brück. eis.* 1861
 Kabeleise *Stoff.* 420
 Kabelverankerung *Brück. eis.* 1860, 1863
 Kacheln *Stoff.* 365
 Kahnseisen *Beton.* 247
 Kahnseisenprofile *Hochb.* 580
 Kai *Wass.* 1196
 Käpflähen *Wass.* 1196
 Kälber der Walzen *Stoff.* 392
 Kalfeldspat *Stoff.* 343
 Kalkbrei *Stoff.* 432
 Kalkfarbe *Stoff.* 463
 Kalkfarben *Hochb.* 630
 Kalkfeldspat *Stoff.* 343
 Kalkkitt *Stoff.* 463
 Kalkmergel *Stoff.* 350
 Kalkmörtel *Hochb.* 543
 — Festigkeit u. Elastizität *Fest.* 237
 Kalksandmörtel *Stoff.* 431
 Kalksandstampfwerk *Hochb.* 545
 Kalksandsteine *Hochb.* 540
 — *Stoff.* 366
 Kalkspat *Stoff.* 344
 Kalkstein *Stoff.* 348, 431
 — Festigkeit u. Elastizität *Fest.* 237
 — zuläss. Beanspruchungen *Hochb. eis.* 641
 Kalktuff *Stoff.* 348
 Kalkzementmörtel *Hochb.* 563
 Kalorimeter *Masch.* 959
 Kalotte *Math.* 67
 Kaminsteine *Stoff.* 362
 Kamm *Hochb.* 549
 Kammern für Handelsachen *Recht.* 2204
 Kammerschleusen *Wass.* 1143
 Kammlager *Masch.* 833
 Kämpfer, Fenster *Hochb.* 620
 Kämpfergelenk *Brück. eis.* 1754, 1825
 Kämpferkräfte *Stat.* 1632
 Kämpferkraftlinie *Stat.* 1695
 Kämpferlotrechte *Stat.* 1639
 Kanal *Math.* 74
 Kanalbrücken *Wass.* 1153
 — *Stat.* 1732
 — *Tief.* 2025
 Kanäle *Tief.* 2118
 — (Gefälle) *Tief.* 2112
 — (Grundwasser gewinnen) *Tief.* 2019
 — (Querschn.) *Tief.* 2104, 2107
 — Sammel- *Tief.* 2043
 Kanaleinlauf *Masch.* 984

Kanalisation:	Kegel <i>Math.</i>	66	Kilowattstunde <i>Mech.</i>	143
Vorarbeiten:	— abgest. <i>Mech.</i>	116	Kinematik <i>Mech.</i>	134
Wassermengenermitte-	Kegelnoden <i>Hochb. eis.</i>	707	Kinetische Energie <i>Mech.</i>	143, 144
lung	Kegelräder <i>Masch.</i>	844	Kippachse <i>Geod.</i>	473
Wahl des Systems	Kegelschnitte, allgemeine		Kipper <i>Masch.</i>	882
Anordnung d. Kanäle	Gleichung <i>Math.</i>	95	Kippflügel <i>Werk.</i>	741
Berechnung d. Quer-	Kegelturbinen <i>Masch.</i>	974	Kippkanten <i>Mech.</i>	130
schnitte	Kehle <i>Hochb.</i>	584.	Kipplager <i>Hochb. eis.</i>	694
Bau. Einzelheiten:	Kehlbalken <i>Hochb.</i>	580	Kippmulde <i>Masch.</i>	885
Kanäle	Kehlbalkendächer <i>Hochb.</i>	580	Kippplatte	694
Regenauslässe	Kehlsparren <i>Hochb.</i>	598	Kirchhoff, Sätze <i>Masch.</i>	992
Revisionsschächte	Kehrmaschinen <i>Sträß.</i>	1297	Kiton-Verfahren <i>Sträß.</i>	1283
Straßen- u. Hofein-	Keil <i>Mech.</i>	116	Kitte <i>Stoff.</i>	463
läufe usw.	— <i>Math.</i>	66	Kittfalz <i>Hochb.</i>	620
Pumpen	Keile, Berechn. u. Konstr.		Klafter <i>Geod.</i>	486
Druckrohrleitungen	<i>Masch.</i>	826	Klammern <i>Hochb.</i>	544
Systeme Lernur,	Keilbefestigung <i>Bahn.</i>	1377	Klappenwehr <i>Wass.</i>	1134
Berlier, Shone.	Keiltrieb <i>Bahn.</i>	1435	Klappflügel <i>Werk.</i>	741
Reinigung d. Abwässer:	Keillaschenstöße <i>Bahn</i>	1392	Klapphölzer <i>Wass.</i>	1148
Eigenschaften d. Ab-	Keilstationen <i>Bahn.</i>	1435	Klappschützen <i>Wass.</i>	1143
wässer	Keilzapfen <i>Hochb.</i>	548	Klapptore f. Schleusen	
Ausscheidung d. Sperr-	Keimgehalt <i>Tief.</i>	1998	<i>Wass.</i>	1143
u. Sinkstoffe	Keimzahl <i>Tief.</i>	2060	Klärbecken <i>Tief.</i>	2051, 2155
Klärung	Keller <i>Bahn.</i>	1483	Klärbrunnen <i>Tief.</i>	2161
Natürliche biologische	Kenntnisse <i>Betrieb.</i>	1023	Klarschlag <i>Sträß.</i>	1279
Reinigung	Kennziffer <i>Math.</i>	46	<i>Stoff.</i>	357
Künstliche biologische	Keramikpflaster <i>Sträß.</i>	1288	Klärung, chemische <i>Tief.</i>	2154
Reinigung	Keramosteine <i>Stoff.</i>	459	— mechanische <i>Tief.</i>	2155
Kanalisation <i>Tief.</i>	Kern <i>Fest.</i>	220	Klastische Gesteine <i>Stoff.</i>	349
Kanalisation d. schiffb.	Kernbauweise <i>Tunn.</i>	1261	Klaue mit Zapfen <i>Hochb.</i>	549
Flüsse <i>Wass.</i>	Kernlinien <i>Fest.</i>	221	Klauenkupplung <i>Masch.</i>	839
Kanalnetz <i>Tief.</i>	Kernpunkte <i>Fest.</i>	221, 224	Klebflosten <i>Hochb.</i>	593
— Planung <i>Tief.</i>	Kernpunkte <i>Momente Fest.</i>	223	Klebesand <i>Stoff.</i>	363
Kanalprofile <i>Tief.</i>	Kessel <i>Masch.</i>	936	Kleinbahnen <i>Bahn.</i>	1311, 1312, 1340, 1524
Kanalquerschnitt <i>Wass.</i>	Kesselausrüstung <i>Bahn.</i>	1539	Kleinsche Decke <i>Hochb.</i>	579
Kanalschiffe <i>Wass.</i>	Kesselbleche <i>Stoff.</i>	391	Kleingärten <i>Städt.</i>	1974
Kanalschleusen <i>Wass.</i>	Kesselbauanlage <i>Werk.</i>	719	Kleingewächse <i>Geod.</i>	497
Kante <i>Math.</i>	Kesselschmiede <i>Bahn.</i>	1477	Kleinpflaster <i>Sträß.</i>	1285
Kantensteine <i>Sträß.</i>	Kesselwagen, Gewichte		— <i>Stoff.</i>	357
Kaolin <i>Stoff.</i>	<i>Brück. stein.</i>	1892	Kleinschlag <i>Sträß.</i>	1279
Kapazität <i>Masch.</i>	Keßlersche Fluats <i>Stoff.</i>	354	— Gewichte <i>Beton.</i>	805
Kappe <i>Math.</i>	Kette <i>Mech.</i>	133	Kleinstwerte <i>Math.</i>	73
Kappen <i>Hochb.</i>	— <i>Stat.</i>	1589	Kleintriangulierung <i>Geod.</i>	502
— der Schwellen <i>Bahn.</i>	— <i>Masch.</i>	854	Kleinwagenverkehr <i>Bahn.</i>	1335
Kappengewölbe <i>Math.</i>	Ketten <i>Masch.</i>	853	Klempersperre <i>Masch.</i>	857
Karburatation <i>Masch.</i>	— <i>Brück. eis.</i>	1758	Klemmplatten <i>Bahn.</i>	1377
Karman-Knickformel	Kettenbaken <i>Geod.</i>	465	Klemmschellen <i>Brück. eis.</i>	1862
<i>Fest.</i>	Kettenbecherwerke <i>Masch.</i>	880	Klempner: <i>Bahn.</i>	1477
Karren <i>Erd.</i>	Kettenbrückenlinie <i>Mech.</i>	131	Kletterweichen <i>Bahn.</i>	1408
Karrholz <i>Stoff.</i>	— <i>Math.</i>	99	Klingeln, elektrische <i>Bahn.</i>	1497
Kartierung <i>Geod.</i>	Kettengreifer <i>Masch.</i>	887	Klingstein <i>Stoff.</i>	346
Kaseinfarbe <i>Hochb.</i>	Kettengurt <i>Fest.</i>	220	Klinker <i>Stoff.</i>	361, 363
Käsekitt <i>Hochb.</i>	Kettengurte <i>Brück. eis.</i>	1829, 1855	— <i>Sträß.</i>	1292
Kassettenplatten <i>Werk.</i>	— Berechnung <i>Fest.</i>	178	— Festigkeit u. Elastizität	
— <i>Hochb. eis.</i>	— Verankerung <i>Brück. eis.</i>	1863	<i>Fest.</i>	237
Kastenbetonierung <i>Wass.</i>	Kettenlinie <i>Math.</i>	97	Klinkerpflasterung <i>Sträß.</i>	1288
Kastenlängendämme <i>Wass.</i>	— <i>Mech.</i>	134	Klostergewölbe <i>Hochb.</i>	569
Kastenster <i>Hochb.</i>	Kettennuß <i>Masch.</i>	854	Klotzbremse <i>Masch.</i>	858
Kastengründung <i>Wass.</i>	Kettenpumpe <i>Masch.</i>	904	Klötzelpflaster <i>Werk.</i>	738
Kastengurte <i>Brück. eis.</i>	Kettenwolle <i>Masch.</i>	854	Klumpen <i>Stoff.</i>	384
Kastenguß <i>Stoff.</i>	Kettenschloß <i>Masch.</i>	854	Kneiffalz <i>Hochb.</i>	620
Kastenquerschnitt <i>Brück.</i>	Kettenstabrechen <i>Tief.</i>	2148	Knicken bei Stützen <i>Beton.</i>	272
<i>eis.</i>	Kiefer <i>Stoff.</i>	374	Knickbeiwerte <i>Beton.</i>	273
Kasterrinne <i>Hochb.</i>	Kiel <i>Wass.</i>	1199	Knickfestigkeit <i>Hochb. eis.</i>	652
Kastenträger <i>Hochb. eis.</i>	Kies <i>Wass.</i>	1063	— <i>Hochb.</i>	601
— Widerstandsmomente	— <i>Stoff.</i>	452	— Blechträger <i>Brück. eis.</i>	1802
<i>Hochb. eis.</i>	— Tragfähigkeit <i>Wass.</i>	1057	— Beispiele <i>Fest.</i>	202
Kastenwerk <i>Masch.</i>	Kiesbett <i>Brück. eis.</i>	1834	— Tabellen <i>Hochb. eis.</i>	659
Katze <i>Masch.</i>	Kieselgestein <i>Stoff.</i>	348	— von gegliederten Stäben	
Katzscher Dübelstein <i>Stoff.</i>	Kieselguhr <i>Erd.</i>	1213	<i>Fest.</i>	198
Kaufmannsgericht <i>Recht.</i>	Kieselkalkstein <i>Stoff.</i>	348	— zusammengesetzte <i>Fest.</i>	196
Kaufvertrag <i>Recht.</i>	Kiessand <i>Stoff.</i>	452	Knickformeln auf Versuch	
Kausalwissenschaften <i>Be-</i>	Kilometer <i>Geod.</i>	485	begründet <i>Fest.</i>	191
trieb.	Kilowatt <i>Mech.</i>	143		
Kegel <i>Mech.</i>				

- Knickformel für Eisenbeton-
säulen *Fest.* 194
Knickkraft *Fest.* 189
Knicklänge *Hochb. eis.* 655
Knicklänge *Fest.* 199, 202
— *Brück. eis.* 1787
Knicklinie *Fest.* 195
Knicksicherheit *Hochb. eis.* 652
— *Brück. eis.* 1786
— *Stoff.* 452
— des Druckgurtes *Hochb.*
eis. 692
— der Trägerwand off. Br.
Brück. eis. 1788
— der Verbundsäulen
Beton. 272
Knickspannung *Hochb. eis.* 655
Knickung *Fest.* 189
Knickvorgang, Einfluß der
Querkräfte *Fest.* 197
Kniehebelzeinzange *Masch.* 856
Knierohre *Tief.* 2032
Knieschienen *Bahn.* 1415
Kniestock *Hochb.* 580, 589
Knotenanschluß *Brück. eis.* 1829
Knotenbolzenberechnung
Fest. 178
Knotenpunkte *Brück. eis.* 1811
Knotenpunktverschiebungen
Stat. 1696
Knotenverbindung *Fest.* 220
Knotenverbindungen, zu-
lässige Spannungen *Brück.*
eis. 1783
Koalitionsfreiheit *Recht.* 2199
Koeffizienten *Math.* 49
Kohle, Chemische Zusammen-
setzung *Masch.* 936
Kohlebrennverfahren *Tief.* 2155
Kohlenfadenlampen *Masch.*
1003
Kohlenkalkstein *Stoff.* 348
Kohlenstoffgehalt *Stoff.* 421
— des Eisens *Fest.* 160
Kohlenstoffstahl *Brück.*
eis. 1786
Kohlenverbrauch *Bahn.* 1538
Kohlenversorgung der Lo-
komotiven *Bahn.* 1473
Kohlenziegel *Stoff.* 385
Kokolithplatten *Stoff.* 369
Koks *Stoff.* 385
— *Gewichte Beton.* 805
— *Hochb. eis.* 637
Koksofengas *Masch.* 958, 963
Koksrieseler *Tief.* 2063, 2065
Kokswäscher *Masch.* 960
Kolben *Bahn.* 1540
Kolbendampfmaschinen
Masch. 948
Kolbenmesser *Tief.* 2091
Kolbenpumpe *Wass.* 1159
Kolbenpumpen *Masch.* 904
Kolke *Wass.* 1130
Kollimationsachse *Geod.* 442
Kollodiumwolle *Erd.* 1213
Kolmatierung *Wass.* 1158
Kolonialvertrag *Betrieb* 1019
Kolonnen *Math.* 46
Kommantitgesellschaften
Recht. 2180
Kommunmauern *Hochb.* 552
Kommutatormotoren *Masch.*
1000
Kompaß *Geod.* 517
- Komplane Bewegung
Mech. 138
Komplementwinkel *Math.* 56
Komplexe Zahl *Math.* 45
Komponenten *Mech.* 107
Kompression *Masch.* 949
Kondensation *Masch.* 956
Koenensche Plandeeke
Hochb. 580
— Voutenplatten *Werk.* 739
— *Hochb.* 576
Konglomerate *Stoff.* 349
Königstock *Masch.* 874
Königstuhl *Bahn.* 1432
Konjugierte Achsen *Mech.* 212
— *Fest.* 219
— Durchmesser *Math.* 92. 94
Konkursordnung
— *Recht.* 2206
Konsolen *Brück. eis.* 1847
— *Eisenbeton Beton.* 796
Konsolwinde *Masch.* 867
Konstruktion der Parabel
89
Konstruktionsbleche *Stoff.* 391
Kontin-Träger *Werk.* 735
— *Stat.* 1674
— s. a. durchgehende
Tr. *Brück. stein.* 1952
— *Tabellen Beton.* 753
Kontraktion *Wass.* 1111
— *Fest.* 162
— *Mech.* 153
— *Zahlenwerte Fest.* 235
Konvergente Reihe *Math.* 78
Konvergenzbereich *Math.* 78
Konzession für eine Privat-
bahn *Bahn.* 1350
Koordinaten *Math.* 62
— *Mech.* 108
Koordinatenaufnahme *Geod.* 497
Koordinatensysteme *Math.* 85
Kopf *Hochb. eis.* 648
Kopfbau *Erd.* 1233
Kopfkacheln *Stoff.* 365
Kopfflaschen *Bahn.* 1388
Kopfrasen *Erd.* 1236
Kopfschüttung *Erd.* 1235
Kopfstationen *Bahn.* 1434
Kopfsteinpflaster *Straß.* 1285
Kopfstreben *Brück. hölz.* 1874
Korbbogen *Hochb.* 569
Korbbögen *Fest.* 230
— *Absteckung Geod.* 526
Korkent *Stoff.* 372
Korkolith *Stoff.* 371
Korkplatten *Stoff.* 371
Korksteine *Stoff.* 371
Kornhausbrücke Bern
Brück. eis. 1752
Körper *Math.* 65
— *Mech.* 106
— *Bewegung Mech.* 144
Körperliche Leistungs-
fähigkeit *Betrieb.* 1024
Korrespondierende Beob-
achtung *Geod.* 510
Kosten der Fahrbahnen
Straß. 1307
— *Steinbr. Brück. eis.* 1941
Kostenanschläge *Betrieb.* 1018
Kostenanschlag f. Erdar-
beiten *Erd.* 1251
Kostenberechnung der
Förderung *Erd.* 1252
Kostensumme *Betrieb.* 1019
- Kostenvorbereitung *Be-
trieb.* 1047
Kraft *Mech.* 106
Kraftantrieb bei Schiebe-
bühnen *Bahn.* 1433
Kraftdeck *Brück. eis.* 1812
— *Mech.* 107, 108
— *Stat.* 1616
Krafteinheit *Stat.* 1669
Kraftfahrzeuge *Straß.* 1291
— *Recht.* 2193
Kraftformel *Straß.* 1266
Kraftgas *Masch.* 958, 963
Kraftgasmaschinen *Tief.* 2132
Kraftgasmotoren *Tief.* 2042
Kraftgruppe *Mech.* 110
Kraftlinien *Masch.* 991
Kraftmenabstak *Mech.* 112
Kraftpaar *Mech.* 110, 114
Kraftparallelogramme
Mech. 106
Kraftplan *Stat.* 1612, 1624
Kraftträger *Masch.* 842
Kraftstellwerke *Bahn.* 518
Kraftstoffe *Masch.* 958
Kraftübertragung *Werk.* 710
— *elektrische Masch.* 1007
Kraftviereck *Stat.* 1624
Kraftwagen, Geschwindigkeit
Straß. 1265
Kraftwagenverkehr *Städt.* 1972
Kraftwasser, Entnahme
Wass. 1173
Kraftwerke *Masch.* 1010
— *Straßenb. Bahn.* 1561
Kragträger *Brück. stein.* 1951
— *Brück. eis.* 1847
Krane *Wass.* 1196
— *Bahn.* 1457
— *Masch.* 872
Kranbahnen *Werk.* 715, 723
Krankenversicherung *Recht.* 2200
Kranketten *Masch.* 853
Kranlaufbahnen *Werk.* 733
Kranzhölzer *Brück. stein.* 1936
Kratzer *Masch.* 879
Kreditgefährdung *Recht.* 2191
Kreide *Stoff.* 348
Kreis *Math.* 63, 88
— *Mech.* 152
Kreisabschnitt *Mech.* 115, 123
— *Math.* 37
— (Kreisausschnitt) *Math.* 63
Kreisausschnitt *Math.* 37, 63,
115, 123
Kreisbogen *Mech.* 114
Kreisevolvente *Math.* 99
Kreisflächle *Mech.* 122
Kreisfunktionen *Math.* 28, 30,
53, 54, 56
Kreisinhalte *Math.* 2
Kreiskegel *Math.* 66
Kreisklinie *Mech.* 121
Kreising *Mech.* 123
— *Math.* 63
Kreisingquerschnitte *Mech.* 127
Kreisingstück *Math.* 63
— *Mech.* 115
Kreispumpen *Masch.* 910
Kreissägen *Stoff.* 353
— *Masch.* 922
Kreisschuppen *Bahn.* 1470
Kreismänge *Math.* 2
Kreiszylinder *Math.* 65
— *Lagerung Fest.* 231

Krempaschen Bahn.	1388	Kugellager Masch.	836	Lalande-Element Masch.	99-1
Kreosotöl Stoff.	378	Kugellagerung Fest.	234	Landesgesetzgebung Recht.	2177
Kreuzgewölbe Hochb. 564,	569	Kugelrollplanimeter Geod.	493	Landerwerbungen Städt.	1968
— Math.	69	Kugelschicht Math.	68	Landgericht Recht.	2204
Kreuzhölzer Stoff.	381	Kugelzone Math.	68	Landstraßen Straß.	1267
Kreuzkamm, kleinste		Kugelzweick Math.	68	Landtagsbrücken Wass.	1193
Hochb.	549	Kulseneinl uf Masch.	968	Landwirtschaftl. Wasser-	
Kreuzlinien Stat.	1684	Kündigung	2187	bau Wass.	1156
Kreuzquerschnitt Brück.		Kunstabtuen, Nebenb.		Langbau Erd.	1233
eis.	1804	Bahn.	1527	Langholzswagen Straß.	1268
Kreuzschlagseile Brück.		Künstliche Steine Hochb.	540	Langkessel Bahn.	1536
eis.	1857	Kunstmarmor Stoff.	367	Längenausdehnungszahl	
Kreuzscheibe Geod.	470	Kunstraimen Masch.	916	Stoff.	359
Kreuzungen Stat.	1584	Kunstschutzgesetz Recht.	2194	Längenmaße Math.	104
— Bahn.	1402	Kunststeine, Prüfung Stoff.	373	Längenmessung Geod.	485
— in Bahnhöfen Bahn.	1437	Kunstrum Tunm.	1260	Längenprofile der Straßen	
— Nebenb. Bahn.	1532	Kunststufsteine Stoff.	370	Städt.	1983
Kreuzungsstation Bahn.	1436	Kupfer Stoff.	430	Längsbewehrte Säulen Be-	
Kreuzungsstücke Bahn.	1418	— Masch.	823	ton.	253, 264
Kreuzungsweiche (Berechn.)		Kupferdach Hochb.	584	Langschwellen Bahn.	1365
Bahn	1428	Kupferdraht	431	Langschwellenoberbau	
Kreuzungsweiche Bahn.	1407	— Festigkeit Fest.	167	Berechnung Bahn.	1381
Kreuzverband Hochb.	541	Kupfereindeckung Hochb.	610	Längsdehnung Fest.	156, 162
Kreuzweise Bewehrung		Kupferrohr Stoff.	431	Längsgewölbe Brück. stein.	1929
Beton.	752	Kupferschmiede Bahn.	1477	Längskeile Masch.	827
— bewehrte Platten Beton.	780	Kuppeln Hochb.	569	Längsnivellement Geod.	528
Kreuzzapfen Hochb.	548	Kuppelachsen Bahn.	1543	Längsprofil, Aufmessung	
Kröneleisen Hochb.	539	Kuppelgewölbe Hochb.	573	Geod.	528
Kröneln Stoff.	354	Kupplungen Masch.	838	Längsträger Brück. eis.	1845
Kronenbohrer Masch.	922	Kurbelstoßbohrmaschine		Längsverladung Tunm.	1259
Kronenbreite Bahn.	1351	— Masch.	929	Langzapfen Hochb.	547
— Nebenb. Bahn.	1527	Kursbücher Bahn.	1332	Lärche Stoff.	375
Kronendach Hochb. 584,	604	Kurswagen Bahn.	1318	Laschen Bahn.	1383
— Stoff.	363	Kurve Math.	64, 79	Laschenanschlußflächen	
Kröpfungen Brück. eis.	1845	Kurvenmesser Geod.	526	Bahn.	1363
Krüger-Element Masch.	994	Kurventabellen Math.	43	Laschenberechnung Bahn.	1383
Krumme Stäbe Fest.	227	Kürzester Abstand zweier		Laschendruckberechnung	
— Straßen Städt.	1979	Goraden Math.	101	Bahn.	1383
Krummlinige Bewegung		Küstenstrom Wass. 1187,	1191	Laschenkette Masch.	854
Mech.	136, 140	Kutter, Geschw.-Formel		Laschenietung Brück.	
Krümmungen Bahn.	1342	Wass.	1085	eis.	1800
Tief.	2032	Labil Mech.	129	Laschenschrauben Bahn.	1389
— der Straßen Städt.	1967	Lachstreppen Wass.	1149	Laschenstöbe, Straßenb.	
Krümmungen von Straßen		Ladeanlagen Bahn.	1457	Bahn.	1555
Straß.	1268	Ladebreite Straß.	1264	Laschenverbindung der	
— Nebenb. Bahn.	1526	Ladegleise Bahn.	1454	Zunge Bahn.	1413
— Stadtb. Bahn.	1564	Ladelänge am Güterschup-		Lastachsanzahl Bahn.	1312
— Ste lb.	1571, 1576	pen Bahn.	1453	Lasten Stat.	1581
— Straßenb. Bahn.	1551	Ladelehre Bahn.	1457	Lastenzug Brück. eis.	1770
— Widerstände Bahn.	1325	Lademaße Bahn.	1311, 1314	— d. B. O. Brück. stein.	1891
Krümmungshalbmesser		Laderampen Bahn.	1453	— Svat. 1593, 1603, 1623	
Math. 89, 92, 94, 97,	100	Ladesteige Bahn.	1451	Lastdruckbremse Masch.	860
— Erst.	229	Ladestraßen Bahn.	1456	Lastfuhrwerke Straß.	1268
Krümmungsmittelpunkte		Ladung Bahn.	1316	Lasthebemaschinen Masch.	856
Math.	92	— Wass.	1202	Lastpunkt Stat.	1686
Krümmungsweiche Bahn.	1403	Lagenbau Erd.	1233	Lastrollenzug Masch.	860
Kübel Math.	68	Lagenschüttung Erd.	1235	Lastscheide Stat. 1593,	1605
— Masch.	886	Lageplan Geod.	497	1618, 1638, 1647	
Kübelketten Masch.	880	Lager Brück. eis.	1823	Laternenaufbauten Werk.	740
Kubikwurzel Math.	45	— Masch.	834	Laternenpfähle Straß.	1296
Kubikzahlen Math.	22	— Hochb. eis.	693	Latten Stoff.	38
Kubis he Dehnung Fest.	163	— der Bogenbinder Hochb.		Lattenablesung Geod.	479
— Parabel Math.	96	eis.	696	Lattenmessung Geod.	488
Küche Bahn.	1480	— der Kragdächer Hochb.		Lattenrichter Geod.	168
Kufwölbung Hochb.	573	eis.	696	Laubenartige Überbauungen	
Kugeln Stat.	1582	— Druckübertragung Fest.	233	Städt.	1991
Kugel, Berechn. Math.	67	— Eisenbetonbau Brück.		Laubengärten Städt.	1974
Kugelabschnitt Mech.	116	— stein.	1950	Laubhölzer Stos.	375
— Math.	67, 68	— Brück. eis.	1816	Laufachsen Bahn 1535,	1542
Kugelausschnitt Math.	68	Lagerformen, Balkenbinder		Läufer Hochb.	544
Kugeldreieck Math.	68	Hochb. eis.	693	Läuferrute Masch.	919
Kugelgelenk Stat. 1582, 1583		Lagerfugen Hochb.	540	Läuferverband Hochb.	541
Kugelgelenkkipplager		Lager f. Kabel u. Ketten		Laufgruben Bahn.	1432
Brück. eis.	1821	Brück. eis.	1862	Laufkatzen Masch.	870
Kugelkeil Math.	68			Laufkrane Masch.	876

Laufkrane <i>Werk.</i>	732	Libelle <i>Geod.</i>	479	Lokomotiven, Umgrenzung	
Laufschienen <i>Bahn.</i>	1433	Libellenachse <i>Geod.</i>	477	<i>Bahn.</i>	1315
Laufschilder <i>Bahn.</i>	1318	Libellenempfindlichkeit		Long ton <i>Math.</i>	105
Laufsteg <i>Wass.</i>	1153	<i>Geod.</i>	481	Löschen des Kalkes <i>Stoff.</i>	431
Launhardt-Weyrauchsche		Lichtbänder <i>Werk.</i>	737	Losholz <i>Hochb.</i>	620
Formel <i>Brück. eis.</i>	1781	Lichteinfall <i>Werk.</i>	736	Loskuppeln <i>Bahn.</i>	1464
Lausitzer Syenit <i>Stoff.</i>	345	Lichter Raum <i>Bahn.</i>	1316, 1342	Löß <i>Stoff.</i>	350
Läutwerke <i>Bahn.</i>	1496	Lichthöhe von Brücken		Lösungsarbeiten <i>Erd.</i>	1215
Lava <i>Stoff.</i>	346	<i>Bahn.</i>	1354	Lötprozesse <i>Stoff.</i>	428
Lawinen	1351	Lichtmasten	673	Lücken Aussparen <i>Brück.</i>	
Leclanché-Element <i>Masch.</i>	994	Lichttraum für Nebenbah-		<i>stein.</i>	1927
— <i>Bahn.</i>	1486	nen <i>Bahn.</i>	1525	Ludolphsche Zahl <i>Geod.</i>	531
Lebendige Kraft <i>Mech.</i>	143	Lichtstärke <i>Masch.</i>	1002	Luftdruckleitungen <i>Werk.</i>	740
— der Wellen	1186	Lichtweite <i>Beton.</i>	255, 333	Luftdruckpumpen <i>Masch.</i>	913
Lebensdauer der Bauma-		— <i>Math.</i>	69	Luftdüse <i>Tief.</i>	2034
schinen <i>Betrieb.</i>	1027	— <i>Brück. eis.</i>	1738	Luftheizung <i>Werk.</i>	742
Leder <i>Masch.</i>	823	— <i>Brück. stein.</i>	1888	Luftmörtel <i>Stoff.</i>	431
Lederricmen <i>Masch.</i>	847	— <i>Wass.</i>	1108	Luftraum <i>Werk.</i>	740
Ledertapeten <i>Stoff.</i>	464	— von Brücken <i>Bahn.</i>	1354	Luftschichten <i>Hochb.</i>	554
Leerwagen <i>Bahn.</i>	1462	Liegender Rost <i>Wass.</i>	1063	Luftspinnverfahren <i>Brück.</i>	
Lehm <i>Stoff.</i>	350	Liegender Stuhl <i>Hochb.</i>	587	<i>eis.</i>	1859
Lehm Tragfähigkeit, <i>Wass.</i>	1057	Liernur-System <i>Tief.</i>	2138	Lüftung <i>Werk.</i>	740
Lehmpatzen <i>Stoff.</i>	372	Lignolith <i>Stoff.</i>	371	— <i>Bahn.</i>	1549
Lehmschlagboden <i>Werk.</i>	738	Lindboe, Geschw. Formel		— bei Tunneln <i>Tunn.</i>	1258
Lehmstampfwerk <i>Hochb.</i>	545	— <i>Wass.</i>	1095	— der Kanäle <i>Tief.</i>	2117
Lehmsteine <i>Stoff.</i>	372	Lineare Ausdehnungszahl		— Stadtb. <i>Bahn.</i>	1567
Lehrbögen <i>Brück. stein.</i>	1935	<i>Stoff.</i>	450	Luftwärme <i>Stat.</i>	1671
Lehrgerüste <i>Brück. stein.</i>	1935,	Linienbetrieb, <i>Bahn.</i>	1435	— mittlere <i>Stat.</i>	1674
	1945	Linienführung <i>Bahn.</i>	1336	Luftwechsel <i>Werk.</i>	740
Lehrköpfe <i>Hochb.</i>	558	— Nebenb. <i>Bahn.</i>	1526	Luftwiderstand <i>Mech.</i>	136, 137
Leichtsteine <i>Stoff.</i>	372	— Stadtb. <i>Bahn.</i>	1564	— <i>Bahn.</i>	1324
Leichtsteindecken <i>Hochb.</i>	582	— der Straßen <i>Straß.</i>	1267	Luftziegel <i>Stoff.</i>	362
Leichtwände <i>Hochb.</i>	582	— — <i>Städt.</i>	1979	Luppen <i>Stoff.</i>	384
Leim <i>Hochb.</i>	549	— Straßenb. <i>Bahn.</i>	1551	Luxuszüge <i>Bahn.</i>	1468
Leimfarbe <i>Stoff.</i>	463	— Steilb. <i>Bahn.</i>	1571, 1576		
— <i>Hochb.</i>	631	Linoleum <i>Hochb.</i>	629	Mac Adam Schotterstraßen	
Leimkitt <i>Stoff.</i>	463	— <i>Stoff.</i>	464	<i>Straß.</i>	1279
Lemniskate <i>Math.</i>	99	Linkrustatapeten <i>Stoff.</i>	464	Mac Laurin, Reihe <i>Math.</i>	72
Leinölfirnis <i>Stoff.</i>	354	Linksfahren <i>Städt.</i>	1987	Mächtigkeit des Grundwas-	
Leistung <i>Mech.</i>	143, 145	Linksweichen <i>Bahn.</i>	1403	serträgers <i>Tief.</i>	2013
— <i>Masch.</i>	991	Litzen <i>Masch.</i>	849	Magazingebäude <i>Bahn.</i>	1479
— <i>Bagger Erd.</i>	1216	— f. Hängebr. <i>Brück. eis.</i>	1857	Magnesiakitt <i>Stoff.</i>	463
— eines Arbeiters <i>Erd.</i>	1211	Lochen <i>Fest.</i>	172	Magnesiament <i>Stoff.</i>	370
— (Lokomotive) <i>Bahn.</i>	1323	Lochproben <i>Stoff.</i>	424	Magnesiplatten <i>Hochb.</i>	583
Leistungskurve, Turbine		Lochwanddruck <i>Brück. eis.</i>	1783	Magnesitsteine <i>Stoff.</i>	371
<i>Masch.</i>	981	Lochziegel <i>Hochb.</i>	579	Magnetsperre <i>Bahn.</i>	1515
Leistungsversuche, Turbine		Löffelbagger <i>Masch.</i>	893	Mahlfeinheit <i>Stoff.</i>	438
<i>Masch.</i>	985	— <i>Erd.</i>	1213	Malz-Gewichte <i>Beton.</i>	805
Leistungszeit <i>Betrieb.</i>	1029	Löffelbohrer <i>Masch.</i>	922	Mammuthpumpe <i>Masch.</i>	913
Leitdämme <i>Wass.</i>	1195	Löffelrad <i>Masch.</i>	977	Maingastahl <i>Bahn.</i>	1363
Leiterzahnstange		Logarithmen <i>Math.</i>	2, 28, 41,	Manhattanbrücke <i>Brück.</i>	
<i>Bahn.</i>	1573		42, 45, 54,	<i>eis.</i>	1785
Leitlinie <i>Math.</i>	88	Logarithmenpapier	<i>Math.</i>	— New York <i>Brück. eis.</i>	1762
Leitsätze <i>Beton.</i>	333	Logarithmische	Funk-	Mansardendächer <i>Hochb.</i>	591
Leitschienen <i>Bahn.</i>	1359	tionen <i>Math.</i>	76	Mantelfläche <i>Math.</i>	65
Leitungen, elektr. <i>Masch.</i>	1009	— Kurven <i>Math.</i>	97	Mantisse <i>Math.</i>	46
— — <i>Bahn.</i>	1487	— Rechnung <i>Math.</i>	52	Marienglas <i>Stoff.</i>	347
— Stadtb. <i>Bahn.</i>	1567	— Spiralen <i>Math.</i>	99	Marktplatz <i>Städt.</i>	1992
Leitungsbau <i>Bahn.</i>	1489	Lohn <i>Erd.</i>	1211	Marktplätze <i>Straß.</i>	1273
Leitungsgestänge <i>Bahn.</i>	1489	Lohnbureau <i>Betrieb.</i>	1042	Marmorriesler <i>Tief.</i>	2062
Leitungsmasten <i>Hochb. eis.</i>	673	Lohnperiode. <i>Betrieb.</i>	1045	Marmorment <i>Stoff.</i>	369
Leistungsnetz-Ausführung		Lokalbahnen <i>Bahn.</i>	1340	Marschküsten <i>Wass.</i>	1192
<i>Masch.</i>	1012	Lokomobilen <i>Masch.</i>	868	Martin-Flußeisen <i>Stoff.</i>	384
Leistungsnetzberechnung		Lokomobilschornstein		Maschek Kraftformel	
<i>Masch.</i>	1009	<i>Masch.</i>	940	<i>Straß.</i>	1266
Leitungsrohre <i>Tief.</i>	2029	Lokomotivausbesserungs-		Maschinen-Beutungs-	
Leitungsstangen <i>Stoff.</i>	382	halle <i>Bahn.</i>	1475	dauer <i>Betrieb.</i>	1027
Leitwerke <i>Brück.</i>	1885	Lokomotivdienst <i>Bahn.</i>	1327	Maschinenbau <i>Masch.</i>	822
Lenkachsen <i>Bahn.</i>	1325, 1545	Lokomotivdreh scheiben		Maschinenbaukunde:	
Leptothrix <i>Tief.</i>	1998	<i>Bahn.</i>	1429	Maschinenteile	822
Leucit <i>Stoff.</i>	343	Lokomotiven <i>Bahn.</i>	1534	Material, Festigkeit, Ela-	
Leuchtgas <i>Masch.</i>	958, 963	— Steilb. <i>Bahn.</i>	1575	stizität	822
Leuchtgasmaschinen <i>Tief.</i>	2132	Lokomotivkessel <i>Bahn.</i>	1535	Verbindungssteile, Keile,	
Leuchtgasmotoren <i>Tief.</i>	2042	Lokomotivschuppen		Schrauben, Niete	826
Leuchtturm <i>Wass.</i>	1198	<i>Bahn.</i>	1328, 1469	Zapfen, Lager	832

Achsen, Wellen, Kupp- lungen	837	Massenfördereinrichtungen	— — Druckbelastung	641
Zahnräder	840	<i>Massch.</i>	<i>Hochb eis.</i>	641
Riemen- und Seiltrieb	846	Massengleiche <i>Erd.</i>	Maulkanal <i>Stoff.</i>	369
Maschinenteile zum Last- heben: Seile, Ketten, Rollen und Trommeln	851	Massenkörper <i>Mech.</i>	Maxima <i>Math.</i>	73
Baummaschinen, Lasthebe- maschinen, Flaschen- züge, Winden, Lauf- katzen	856	Massenprofil <i>Erd.</i>	Maximallinie <i>Brüch. stein.</i>	1893
Preßwasser- & Preßluft- hebwerke	870	Massenpunkt <i>Mech.</i>	Maxwell-Kräfteplan <i>Stat.</i>	1612
Krane, Aufzüge	872	— Bewegung <i>Mech.</i>	Maxwell-Satz <i>Stat.</i>	1652
Massenförderung: Schne- cken, Kratzer, Schwing- rinnen, Gurtbänder, Becherwerke, Kübel- ketten	878	Massenträgheit <i>Mech.</i>	Mechanik <i>Mech.</i>	106
Wagen (Kipper), Förder- bahnen, Drahtseilbah- nen	881	Massenverteilung <i>Erd.</i>	Mechanik:	
Verladebrücken, Förder- kübel, Selbstgreifer	886	Maßgebende Spannung	Statik (Elemente)	106
Bagger, trocken	893	<i>Fest.</i>	Schwerpunkt	113
Bagger, naß	899	— Steigung <i>Straß.</i>	Trägheits- u. Zentrif.- momente	116
Wasserbehemaschinen, Kolbenpumpen	904	— — <i>Bahn.</i>	Gleichgewicht gestützter Körper	129
Schleuder- u. Kreisel- pumpen	910	Maßsystem <i>Mech.</i>	Seil- u. Kettenlinien	131
Druck- und Strahlpum- pen (Luft- u. Wasser-)	913	Maßtonnen <i>Wass.</i>	Bewegungslehre (geom.)	134
Rammen	916	Maßvergleichung <i>Geod.</i>	Dynamik	140
Bohrmaschinen	922	Mast <i>Math.</i>	Reibung	145
Betonmischer, Steinbre- cher	932	Masten <i>Hochb. eis.</i>	Stoß	149
Dampfkessel, Verbren- nung und Heizung	936	— Kricklast <i>Fest.</i>	Flüss. Körper	151
Dampfkessel, Bauarten	940	Mastix <i>Stoff.</i>	Meereshöhe <i>Wass.</i>	1180
Wärmeleistungsmaschinen, Allg.	944	Matakiewicz Geschwindig- keitsformel <i>Wass.</i>	Meerwasser <i>Wass.</i>	1180
Kolbendampfmaschinen	948	Materiallagerplätze <i>Straß.</i>	Mehrfache Integration	
Dampfturbinen	955	Mathematik <i>Math.</i>	<i>Math.</i>	82
Verbrennungsmotoren	957	Mathematik:	Mehrleistung <i>Betrieb.</i>	1022
Wasserkraftmaschinen, -räder, -turbinen	966	Tafeln der Potenzen usw.	Mehrschiffige Hallen <i>Werk.</i>	718
Windkraftmaschinen	987	Tafeln der Quadratzahlen	Mehrstiege Rahmen <i>Stat.</i>	1591
Elektrotechnik, Grund- lagen	991	Tafeln der Kreisfunktio- nen	Mehrvergütung <i>Betrieb.</i>	1022
Galvanische Elemente, Sammler	994	Tafeln der Bogenlängen usw.	Meidinger Element <i>Masch.</i>	994
Dynamos und Motoren	995	Tafeln der Hyperbelfunk- tionen	— — <i>Bahn.</i>	1486
Transformatoren, Um- former	1000	Arithmetik, Potenzen, Wurzeln	Meilenmaße <i>Geod.</i>	486
Elektr. Beleuchtung	1002	Imaginäre Zahlen, Log- arithmen	Meiler <i>Stoff.</i>	360
Elektr. Kraftübertrag.	1007	Determinanten, Reihen	Melan-System <i>Brück. stein.</i>	1958
Elektr. Messungen	1014	Zinsseszins- und Renten- rechnung	Melaphyr <i>Stoff.</i>	346
Maschinenbetrieb <i>Erd.</i>	1214	Gleichungen	Menschengedränge <i>Brück.</i> <i>eis.</i>	1773
Maschinenbohrung <i>Tunn.</i>	1257	Trigonometrie	Mergel <i>Stoff.</i>	350
Maschinenfabriken <i>Werk.</i>	711	Dreiecksberechnung	Meridiankurve <i>Math.</i>	69
Maschinenhalle <i>Werk.</i>	719	Planimetrie (Flächenbe- rechnung)	Merkmale <i>Bahn.</i>	1418
Maschinenleistung <i>Bahn.</i>	1541	Stereometrie (Körper- berechnung)	Messern <i>Hochb.</i>	547
Maschinenmischen, Zeit- bedarf <i>Betrieb.</i>	1033	Differentialrechnung	Meßgeräte <i>Geod.</i>	465
Maschinenmischung <i>Hochb.</i>	546	Integralrechnung	Messing <i>Stoff.</i>	431
— <i>Stoff.</i>	453	Differentialgleichungen	— <i>Masch.</i>	823
Maschinenteile <i>Masch.</i>	822, 826	Analyt. Geometrie der Ebene	Meßkeil <i>Geod.</i>	466
Maße <i>Geod.</i>	485	Darstellende Geometrie (Perspektive)	Meßplatte <i>Geod.</i>	465
Masse des Körpers <i>Mech.</i>	140	Längen- u. Flächenmaße	Meßstangen <i>Geod.</i>	465
Maßeinheit <i>Mech.</i>	106, 110, 111, 113, 117, 135, 137, 140, 143	Mathematische Herzstück- spitze <i>Bahn.</i>	Meßtischphotogrammetrie <i>Geod.</i>	518
— elektr. <i>Masch.</i>	991	Mauern <i>Hochb.</i>	Messungen, elektr. <i>Masch.</i>	1014
Massenausgleich <i>Erd.</i>	1246	Mauern <i>Hochb.</i>	Meßwehr <i>Wass.</i>	1111
Masseneinheit <i>Betrieb.</i>	1019	— Materialmenge <i>Stoff.</i>	Metalle <i>Stoff.</i>	382
Massenermittlung <i>Erd.</i>	1242	Mauerarbeiten, Zeitbedarf <i>Betrieb.</i>	Metalldächer <i>Hochb.</i>	608
		Mauerfraß <i>Stoff.</i>	Metallene tübel <i>Hochb.</i>	544
		Mauerfundamente <i>Beton.</i>	Metallfadenlampen <i>Masch.</i>	1002
		Mauermaterialien, Bedarf <i>Hochb.</i>	Metazentrum <i>Mech.</i>	153
		Mauerstärke <i>Hoch.</i>	Meter <i>Geod.</i>	485
		Mauersteine <i>Stoff.</i>	— Fehlergrenzen <i>Geod.</i>	488
		Mauerwerk <i>Hochb.</i>	Metermaß <i>Geod.</i>	486
		— Festigkeit und Elastizi- tät <i>Fest.</i>	Methode der kleinsten Qua- drate <i>Geod.</i>	532
		— Gewicht <i>Hochb.</i>	Metrisches Gewinde <i>Stoff.</i>	419
		— — <i>Stoff.</i>	Metrologie <i>Geod.</i>	485
		— zuläss. Beanspruchung <i>Hochb.</i>	Miete <i>Recht.</i>	2189
			Mikron <i>Geod.</i>	486
			Mikroklin <i>Stoff.</i>	343
			Mikrophon <i>Bahn.</i>	1494
			Militärrampen <i>Bahn.</i>	1453
			Millimeter <i>Geod.</i>	485
			Millimeterpapier <i>Math.</i>	51, 64, 90, 100
			— <i>Mech.</i>	123
			— <i>Geod.</i>	491
			Mindestleistung <i>Betrieb.</i>	1022

- Mindestlohn *Betrieb.* 1022
 Mineralien *Stoff.* 343
 Mineralith *Stoff.* 372
 Mineralschmieröl *Stoff.* 462
 Minette Gewichte *Beton.* 805
 Minima *Math.* 73
 Minimallinie *Brück.* 1893
 Mischen mit Maschinen,
 Zeitbedarf *Betrieb.* 1032
 Mischmaschinen *Stoff.* 452
 — *Masch.* 932
 Mischung des Betons *Stoff.* 457
 Mischweise *Stoff.* 452
 Mitarbeit *Betrieb.* 1017
 Mitarbeiter-Auswahl *Be-
 trieb.* 1023
 Mittelbare Belastung *Stat.* 1593
 — Lastübertragung *Stat.* 1596
 Mittelbrandsteine *Stoff.* 361
 Mittelherzstück *Bahn.* 1406
 Mittelkraft *Mech.* 106
 Mittelkraftlinie *Stat.* 1632
 — *Brück. eis.* 1753
 Mittellinie *Math.* 61, 62
 Mittelmauer *Hochb.* 552
 Mittelpreis *Betrieb.* 1018
 Mittelpunkt des Druckes
Mech. 152
 Mittelpunktgleichung *Math.* 88
 Mittelschlächtige Wasser-
 räder *Masch.* 966
 Mittelwasserbreite *Wass.* 1129
 Mittellängsbalken *Brück.
 eis.* 1756
 — *Stat.* 1647
 Mittlere Geschwindigkeit
Mech. 135
 — Leistung *Mech.* 143
 — Spannung *Fest.* 225
 Moaholz *Stoff.* 375
 Modellformen *Stoff.* 387
 Modulus *Math.* 45
 Mohr Arbeitsgleichung
Stat. 1702
 — Biegelinien, zeichnerisch
Stat. 1649
 — elastische Linie *Fest.* 183
 — Verfahren *Mech.* 127
 — virtuelle Verschiebun-
 gen *Stat.* 1651
 Mohrsches Verfahren zur
 Bestimmung der Stab-
 kräfte *Stat.* 1611
 Molen *Wass.* 1195
 Moller-Dach *Hochb.* 595
 Mollweidesche Gleichungen
Math. 60
 Momentanzentrum *Mech.* 138
 Momente *Fest.* 1607
Mech. 111
 Dreiecksbogen *Stat.* 1634
 — durchlaufender Träger
Stat. 1686
 Gerberträger *Stat.* 1626
 — gleichmäßig verteilte
 Belastung *Stat.* 1610
 — Lastenzug *Stat.* 1605, 1602
 ruhende Belastung *Stat.* 1599
 — von Trägern *Stat.* 1730
 — zeichnerisch *Stat.* 1600
 — Zweieckbogen *Stat.* 1693
 Momenteneinflußlinien
Brück. stein. 1897
 Momentenfläche *Fest.* 184
 — *Mech.* 1600
 Momentfläche als Bela-
 stungsflächen *Stat.* 1682
 Momentengleichung *Mech.* 109
 Momentenlinie *Stat.* 1603
 Momentennullpunkte *Stat.* 1684
 Momentenpunkte *Mech.* 110
 — *Stat.* 1616
 Momentenverfahren *Stat.* 1620
 — von Ritter *Mech.* 110
 Monarchie 2178
 Monierplatten *Hochb.* 576
 — *Werk.* 738
 Moor, Dammschüttung *Erd* 1236
 Moorkultur *Wass.* 1165
 Morgen *Geod.* 486
 Morseapparat *Bahn.* 1493
 Morsezeichen *Bahn.* 1494
 Mörtel *Stoff.* 431
 — *Brück. stein.* 1925
 — *Hochb.* 543
 — Ausbeute *Stoff.* 433
 — Druckfestigkeit *Stoff.* 433,
 439, 442
 Mörtel-Festigkeit u. Elasti-
 zität *Fest.* 237
 Mörtelbedarf *Stoff.* 432
 Mörtelbett *Hochb.* 544
 Mörtelfüllung der Fugen
Hochb. 544
 Mörtelmaterial *Hochb.* 563
 Mörtelmauern *Erd.* 1238
 Mörteln schmaschinen
Masch. 932
 Mörtelputz *Hochb.* 559
 Mörtelsäge *Hochb.* 544
 Mörtelzug 538
 Mörtelverteilung *Hochb.* 544
 Mosaikpflaster *Stoff.* 357
 — *Straß.* 1292
 Motoren *Tunn.* 1258
 — elektrische *Masch.* 996
 — (Gleichstrom) *Masch.* 995
 — (Wechselstrom) *Masch.* 997
 Motorlaufwinden *Masch.* 870
 Motorwalzen *Straß.* 1281
 Muffe *Tief.* 2121
 Muffen u. Keil *Masch.* 826
 Muffenrohr *Stoff.* 365, 390
 Muldenkipper *Masch.* 881
 Müngsten, Kaiser-Wilhelm
 Brücke *Brück. eis.* 1755
 Muschelkalk *Stoff.* 348
 Muscovit *Stoff.* 344
 Muscovitgranit *Stoff.* 344
 Mutter *Hochb. eis.* 648
 Mutterboden, Tragfähig-
 keit *Wass.* 1057
 Myriameter *Geod.* 485
 Nachtabfluß *Tief.* 2097
 Nachvermessung *Geod.* 530
 Nadelhölzer *Stoff.* 374
 Nadellehne *Wass.* 1134
 Nadeln *Wass.* 1134
 Nadelwehr *Wass.* 1133
 Näherungsformeln *Math.* 79
 Näherungsverfahren *Be-
 trieb* 1025
 — *Math.* 53, 83
 — für Gleichungen *Math.* 51
 Nägel *Stoff.* 420
 Nagelfluß *Stoff.* 349
 Napier *Math.* 45
 Nassauer-Verfahren *Straß.* 1283
 Naßbagger *Masch.* 899
 Naßdampflokomotiven
Bahn. 1535
 Naßbetonierung *Wass.* 1068
 Naturflächenberechnung
Geod. 489
 Naturgesteine, Tabellen
Stoff. 359
 Natürliche Logarithmen
Math. 45
 — Steine *Hochb.* 538
 — Zemente 435
 Naviersche Hypothese *Fest.* 173
 — Knickformel *Fest.* 193
 Nebenanlagen *Bahn.* 1355
 Nebenbahnen *Bahn.* 1312, 1340,
 1524
 — Verkehrslasten *Brück.
 eis.* 1772
 Nebengebäude *Bahn.* 1449
 Nebenspannungen *Brück.
 eis.* 1811
 Nebenstrang *Tief.* 2033
 Neckarbrücke, Mannheim
Brück. eis. 1751
 Nehls, Verfahren *Mech.* 127
 Neigung *Math.* 85
 Neigungsmesser *Geod.* 471
 Neigungsverhältnisse *Bahn* 1342
 Neigungswechsel *Bahn.* 1360
 Neigungszeiger *Bahn.* 1356,
 1399
 Nennerdeterminante *Math.* 49
 Nephelin *Stoff.* 343
 Nernstlampe *Masch.* 1003
 Nettgewicht von Port-
 landzement *Stoff.* 441
 Netzkonstruktion *Math.* 90
 Netzverlust *Tief.* 2001
 Neutrale Faserschicht *Fest.* 173
 Newtonsche Näherungs-
 methode *Math.* 55
 Niagarabrücke *Brück. eis.* 1755
 Nickelstahl *Brück. eis.* 1786
 — *Masch.* 823
 — Festigkeit u. Elastizität
Fest. 235
 Niederschlagsgebiete *Straß.* 1277
 — *Wass.* 1115
 Niederschlagshöhe *Wass.* 1115
 Niederschraubahn *Tief.* 2089
 Niederung *Wass.* 1156
 Niederungsmoore *Wass.* 1165
 Nietabstände *Hochb. eis.* 646
 Nietanschlüsse *Brück. eis.* 1811,
 1845
 Nietberechnung *Masch.* 829
 — *Hochb. eis.* 641
 Nietbilder von Laschen
Brück. eis. 1800
 Niete *Stoff.* 417
 — *Masch.* 829
 — *Brück. eis.* 1789
 — *Mech.* 149
 — Abstände *Brück. eis.* 1790
 — Berechnung *Fest.* 173
 — zuläss. Beanspr.
Hochb. eis. 640
 Nieten-Entfernung, Blech-
 balken *Hochb. eis.* 681
 Nietenzahl in Knoten-
 punkten *Brück. eis.* 1811
 Nietköpfe *Stoff.* 417
 — Gewichte *Hochb. eis.* 644
 Nietlose Gitterträger *Be-
 ton* 248

- Nietmaterial *Stoff.* 424
 Niettabelle 643
 Nietverbindungen *Hochb. eis.* 641
 Nietverbindungen *Brück. eis.* 178 1789
 Nietverschwächung *Fest.* 201
 Nischen *Tu.* 1256
 Nitroglyzerin *Erd.* 1213
 Niveauflächen *Mech.* 151
 Nivellement *Geod.* 504
 Nivellieren, Genauigkeit *Geod.* 506
 Nivellierinstrument *Geod.* 477
 Nivellierlatten *Geod.* 466
 Nonius *Geod.* 473
 Normalbeschleunigung *Mech.* 137
 Normalbuchungsformular *Bahn.* 1347
 Normale *Math.* 89
 Normalfestigkeit *Fest.* 155
 Normalform *Math.* 81
 Normalformat *Stoff.* 370
 Normalform der Geraden-
gleichung *Math.* 86
 Normal-I-Träger *Hochb. eis.* 675
 Normalkraft *Mech.* 141
 Normalnull *Geod.* 504
 Normalniete *Stoff.* 417
 Normalprofil *Bahn.* 1314, 1342
 — Flußbau *Wass.* 1128
 — Formeisen *Stoff.* 392
 — Nebenb. *Bahn.* 1525
 — Stadtb. *Bahn.* 1564
 — Steilb. *Bahn.* 1572
 — Straßeb. *Bahn.* 1552
 — Tabellen *Hochb. eis.* 658
 Normalschnitt *Math.* 65
 Normalschrauben *Hochb. eis.* 649
 Normalspannungen *Fest.* 156, 157, 163, 214, 228
 Normalweiche *Bahn.* 1402
 — (Berechn.) *Bahn.* 1420
 Normalzugfestigkeit *Stoff.* 450
 Normen für Lieferung und
Prüfung von Portland-
zement *Stoff.* 437
 Notauslaß *Tief.* 2105, 2123
 Nulllinie *Fest.* 173, 210, 225, 228
 — graphische Bestimmung
Beton. 296
 Numeri *Math.* 54
 Numerische Exzentrizität.
Math. 91, 94
 Nut und Feder *Hochb.* 547
 Nutzung auf Grat *Hochb.* 549
 Nutzbare Höhe *Beton.* 280
 Nutzgefälle *Wass.* 1175
 Nutzlast *Hochb. eis.* 637
 Nutzplätze *Straß.* 1273
 Nutzapfen *Hochb.* 547
 Obelisk *Math.* 66
 — *Mech.* 116
 Oberbau *Bahn.* 1356
 — Berechn. *Bahn.* 1380
 — Nebenb. *Bahn.* 1528
 — Stadtb. *Bahn.* 1565
 — Steilb. *Bahn.* 1576
 — Unterhaltung *Bahn.* 1399
 — Verlegen *Bahn.* 1397
 Oberdach *Hochb.* 591
 Oberflächen *Math.* 65, 69
 Oberflächendarstellung
Geod. 514
 Oberflächenteerung *Straß.* 1282
 Oberflächenwasser Filtra-
tion *Tief.* 2060
 Oberlichte *Werk.* 736
 Oberschlächtige Wasser-
räder *Masch.* 967
 Oberwasserkanal *Wass.* 1175
 Odenwaldsyenit *Stoff.* 345
 Oder, Wassermengen
Wass. 1120
 Ofenausbohlung *Hochb.* 629
 Ofenheizung *Werk.* 742
 Ofenkacheln *Stoff.* 365
 Offene Brücken *Brück. eis.* 1736
 Öffentlich-rechtliche Per-
sonen *Recht.* 2178
 Öffentliche Anstalten, Was-
serbedarf *Tief.* 2000
 Öffentliches Recht *Recht.* 2177
 Ohm *Masch.* 991
 — Gesetz *Masch.* 992
 Ohrennägel *Bahn.* 1372
 Ohrjoche *Tunn.* 1260
 Okular *Geod.* 475
 Ölen der Straßen *Straß.* 1299
 Ölfarben *Hochb.* 631, 632
 — *Stoff.* 463
 Ölfarbenanstriche *Stoff.* 426
 Olivin *Stoff.* 344
 Olkitt *Hochb.* 631
 — *Stoff.* 463
 Omphaeit *Stoff.* 344
 Oolithischer Kalk *Stoff.* 348
 Optische Disanzmessung
Geod. 484
 — Längenmessung *Geod.* 489
 Ordinate *Math.* 85
 Ordnungsgleise *Bahn.* 1468
 Oregonkiefer *Stoff.* 375
 Orkan *Wass.* 1181
 Ortbalken *Hochb.* 566
 Orthoklas *Stoff.* 343
 Ortsgesetz *Recht.* 2177
 Ortsgut *Bahn.* 1462
 Osterfeld, Knickformel
Fest. 492
 Österreichische Bauweise
Tunn. 1262
 — Bestimmungen *Beton.* 339
 — Eisenbetonbestimmun-
gen *Beton.* 339
 Oxydation, künstliche *Stoff.* 427
 Ozon *Tief.* 2071
 Ozonisierungsanlagen *Tief.* 2073
 Ozonwasserwerk *Tief.* 2072
 Pacht *Recht.* 2189
 Packlage *Straß.* 1278
 Packlagesteine *Stoff.* 358
 Packwagengleise *Bahn.* 1463
 Pantograph *Geod.* 515
 Panzerplatten *Stoff.* 391
 Papiereingang *Geod.* 493
 Papiertapeten *Stoff.* 463
 Pappdach *Hochb.* 584
 Pappdächer *Hochb.* 610
 Pappes *Stoff.* 460
 Pappel *Stoff.* 375
 Pappus *Mech.* 116
 Papyrolith *Stoff.* 371
 Parabel *Math.* 63, 88, 96
 Parabel *Mech.* 115, 123, 133
 — höherer Ordnung *Math.* 96
 Parabelbogen *Stat.* 1633, 1693
 Paraboloid *Math.* 68
 Parallaxenfrei *Geod.* 475
 Paralleltrahntkabel *Brück. eis.* 1859
 Parallele Kräfte *Mech.* 109
 Parallelscharen *Math.* 103
 Parallelepiped *Math.* 65
 Parallelflügel *Brück. stein.* 1889
 Parallelkoordinaten *Math.* 85
 Parallelogramm *Math.* 62
 — *Mech.* 114
 Parallelogrammgesetz
Mech. 138
 Parallelstraßen *Städt.* 1967
 Parallelträger *Stat.* 1622
 — *Brück. eis.* 1748
 Parallelverschiebung *Math.* 86
 Parameter *Math.* 88, 90
 Parameterdarstellung
Math. 91, 97
 Pariser Maß *Geod.* 486
 Parkett *Hochb.* 629
 Partialturbinen *Masch.* 974
 Partielle Ableitung *Math.* 71
 — Integration *Math.* 75
 Passiver Erddruck *Stat.* 1723
 Palschienen *Bahn.* 1365
 Patentgesetz *Recht.* 2194
 Patentkompositionen *Stoff.* 426
 Patentverschlossene Kabel
Stoff. 420
 Pechkiefer *Stoff.* 375
 Pechschotter *Straß.* 1282
 Pedolith *Straß.* 1292
 Pegelstand *Wass.* 1124
 Peilungen *Wass.* 1125
 Peltonrad *Masch.* 977
 Pendel *Mech.* 143
 Pendellager *Brück. eis.* 1820
 Pendelpeilerbrücken
1732
 Pendelsägen *Masch.* 922
 Pendelsäulen *Brück. stein.* 1953
 Pendelstäbe *Brück. eis.* 1825
 — *Stat.* 1625
 Pendelstützen *Stat.* 1582
 Pendelwalzen *Stat.* 1582
 — *Brück. eis.* 1825
 Periode *Math.* 59
 Permeabilität *Masch.* 991
 Personenbahnhöfe *Städt.* 1971
 Personenverkehr, Anlagen
Bahn. 1440
 Personenwagen *Bahn.* 1318, 1546
 Personenzug *Mech.* 135
 Personenzüge *Bahn.* 1318
 Personenzuglokomotiven
Bahn. 1535
 Persönliche Eigenschaften
Betrieb. 1023
 Perspektiv *Math.* 101
 Petroklastit *Erd.* 1213
 Petroleum *Masch.* 963, 961
 Petroleummotoren *Tief.* 2042
 — *Straß.* 1281
 Pfablbelastung, zulässige
Wass. 1065
 Pfablgründung *Wass.* 1065
 Pfablkopf *Masch.* 919
 Pfablrostgründung *Wass.* 1082
 Pfablschube *Wass.* 1067
 Pfändung *Tunn.* 1259

- Plannen Hochb. 605
 Pfannendach Hochb. 584
 Pfeil Math. 34
 Pfeiler Brück. eis. 584
 — Brück. stein. 1937, 1921
 Pfeilerstützen Brück. eis. 1823
 Pferdekippkarren Erd. 1226
 Pferdekraftstunde Mech. 143
 Pferdestärke Mech. 143
 Pferdewalzen Straß. 1280
 Pfetten Hochb. 580
 — aus Z-Eisen, Berechnung Hochb. 687
 — Berechnung Fest. 219
 — eiserne Hochb. eis. 684
 — konstruktiv Hochb. eis. 691
 — Berechnung Hochb. eis. 685
 Pfettendächer Hochb. 587
 Pfeifenstoß Hochb. eis. 684
 Pflanzendeckung Wass. 1192
 Pflanzenfarbstoff Hochb. 630
 Pflaster Straß. 1284
 Pflasterfabrikan Brück. eis. 1841
 Pflastersteine Stoff. 356
 — Straß. 1286
 Pflasterstraßen, Abnutzung Straß. 1303
 Pflasterung an Bösch. Erd. 1237
 Pfortnerzimmer Bahn. 1445
 Pfosten Stoff. 331
 Pfostenfachwerk Brück. stein. 1949
 Pfostensteifigkeit Brück. eis. 1789
 Pfostenträger Stat. — Brück. eis. 1868
 Pfund Math. 105
 Phantasie Betrieb. 1024
 Phönixprofle Bahn. 1554
 Phonolith Stoff. 346
 Photogrammetrie Geod. 518
 Phototheodolit Geod. 520
 Piers Wass. 1195
 Pilzdecken Fest. 231
 Pitchmacadam 1282
 Pitchpine Stoff. 375
 — Straß. 1289
 Planaufstellung Städt. 1964
 Planbleche Brück. eis. 1837
 Plandecke Hochb. 580
 Plänermergel Stoff. 350
 Planimeter Geod. 491
 Planimetrie Math. 62
 Plastischer Beton 545
 Plastische Körper Mech. 149
 Platten Brück. stein. 1929
 — Festigkeit Masch. 825
 — ohne Rippe Brück. stein. 1946
 — ringsum aufrubend Beton. 334
 — ringsum aufl. Beton. 780
 — vierseitig aufgelagert Fest. 232
 Plattenbalken Brück. stein. 1947
 — Beton. 259, 299
 — Dimensionierung, Tabelle Beton. 783
 — Entfernung Beton. 781
 — Querschnittsbemessung Beton. 304
 Plattenbalkendecke Hochb. 580
 Plattenbelag Straß. 1292
 Plattenbreite Beton. 261, 335
 Plattenbreite statisch wirksam Beton. 334
 Plattendurchlässe Brück. stein. 1923
 — Bahn. 1355
 Plattendurchlässe Straß. 1277
 Plattengründung Beton. 744, 752
 Platzanlagen Städt. 1992
 — Beispiele 1994
 Pockholz Stoff. 375
 Podeste Hochb. 615
 Pohlmanndecke Beton. 249
 Pohlmanneisen Hochb. 580
 Poinsot Mech. 111
 Poissonzahl Fest. 162, 171
 Pol Mech. 138
 — Math. 88
 Polarachse Math. 86, 88
 Polare Math. 88, 92, 94
 Polares Trägheitsmoment Mech. 117
 Polargleichung Math. 88, 91, 94
 Polarkoordinaten Math. 85, 87
 Polarplanimeter Geod. 492
 Polbahn Mech. 138
 Polder Wass. 1159
 Polieren Hochb. 539
 Poliererei Bahn. 1476
 Poliermaschinen Stoff. 353
 Polkurve Mech. 138
 Polstrahl Mech. 112
 Polweite Mech. 112
 — Stat. 1616
 Polygonalsteine Stoff. 356
 Polygonpflaster Straß. 1285
 Polygonzug Geod. 499
 Porphyr Stoff. 345
 — Festigkeit u. Elastizität Fest. 237
 Porphyrite Stoff. 345
 Porphyrtuff Stoff. 349
 Porrosches Fernrohr. Geod. 483
 Portale Brück. eis. 1735
 — Tunn. 1257
 Portal Drehkran Masch. 892
 Portalrahmen Brück. eis. 1735, 1848
 Portlandzement Hochb. 563
 — Beton. 239
 — Stoff. 436
 — Begriffserklärung Stoff. 437
 — Prüfung Stoff. 437
 Postdienst Bahn. 1311
 Postdienststränge Bahn. 1446
 Posten Hochb. 539
 Postladesteige Bahn. 1469
 Postverkehr Bahn. 1449
 Postwagen Bahn. 1318, 1547
 Potenzen Math. 2, 44
 Potenzgesetz Fest. 161
 Potenzrollenzug Masch. 857
 Preis Betrieb. 1018
 — für die Masseneinheit Betrieb. 1019
 Preisermittlung Betrieb. 1020
 Prellböcke Bahn. 1437
 Prellsteine 1295
 Proolith-Mörtelzusatz Stoff. 451
 Pressen des Eisens Stoff. 391
 Preßhartglas Stoff. 458
 Preßluft Wass. 1061
 Preßluftbohrmaschinen Masch. 926
 Preßluftgründung Wass. 1073
 Preßlufthebwerke Masch. 870
 Preßwasserbetrieb Masch. 872
 Preßwasserbohrmaschine Masch. 924
 Preßwasserhebwerke Masch. 870
 Preußische Kappe Hochb. eis. 633
 — Meile Geod. 486
 Prismenmangreifer Masch. 887
 Prisma Math. 65
 — Mech. 116
 Prismen, Druckfestigkeit Fest. 168
 Prismen-trommeln Geod. 470
 Prismoide Math. 66
 Privatanschlußbahnen Bahn. 1311
 Privatrecht Recht. 2177, 2178
 Probebelastungen Stoff. 455
 — Wass. 1056
 Probefiguren Geod. 492
 Probekörper Stoff. 455
 — Portlandzement Stoff. 441
 Probepfähle Wass. 1056, 1065
 Probestab Fest. 159
 Profiländerungen Wass. 1125
 Profilformen, Kanäle Tief. 2113
 Profilradius Wass. 1084
 Projektionen Mech. 108
 Projektionsatz Math. 60
 Pronische Zaum Masch. 986
 Proportionalitätsgrenze Masch. 823
 — Fest. 159, 190, 236
 — Zahlenwerte Fest. 235
 Protogranit Stoff. 344
 Prozesse Stoff. 428
 Prüfung des Eisens Stoff. 423
 — von Kunststeinen Stoff. 373
 — der Steine Stoff. 358
 Prüfische Patentwände Hochb. 583
 PS-Mech. 143
 Puddelverfahren Stoff. 384
 Pulsator-Bohrmaschine Masch. 930
 Pulsometer Masch. 913
 Pultdach Hochb. 583, 590
 Pulversorten Erd. 1213
 Pumpen Masch. 901
 — Tief. 2132
 Pumpenberechnung Tief. 2041
 Pumpen, Tilgung Erd. 1210
 Pumpenanlage Tief. 2110
 Pumpenbetrieb Tief. 2015, 2035
 Pumpenkosten Tief. 2105
 Pumpenleistung Wass. 1061
 Pumpensumpf Wass. 1061
 Pumpstation Tief. 2108
 Pumpträger Wass. 1159
 Pumpwerke Tief. 2038
 Punkt Math. 85
 Punktbahnen Mech. 138
 Punkteinschaltung Geod. 502
 Putz Hochb. 558, 562
 Putzdecken Hochb. 626
 Puzzolanerde Stoff. 349, 445
 Pyknoton-Verfahren Straß. 1283
 Pyramide Math. 66
 — Mech. 116
 — abgest. Mech. 116
 Pyrosin Stoff. 363
 Pyroxen Stoff. 344
 Pyroxenquarzporphyr Stoff. 345

Pythagoreischer Lehrsatz <i>Math.</i>	60	Querstraßen <i>Städt.</i>	1977	Raum <i>Math.</i>	100
Quader <i>Stoff.</i>	355	Querträger <i>Brück. eis.</i>	1845, 1846	Raumbedarf <i>Werk.</i>	711
— <i>Hochb.</i>	538	— <i>Brück. stein.</i>	1948	— <i>Wohnung Bahn.</i>	1480
Quadermauerwerk <i>Hochb.</i>	563	Qu-rträgersützenkraftlinie <i>Stat.</i>	1604	Raumbeständigkeit <i>Stoff.</i>	438
Quadranten <i>Stoff.</i>	406	Querverbände <i>Brück. eis.</i>	1734, 1847	Raumfachwerke <i>Stat.</i>	1587
Quadrat <i>Stoff.</i>	407	—	1847	Raumgewichte <i>Brück. stein</i>	1891
Quadratmeter <i>Geod.</i>	486	Quetschgrenze <i>Fest.</i>	158, 189	— <i>Wass.</i>	1078
Quadratkilometer <i>Geod.</i>	486	— <i>Zahlenwerte Fest.</i>	235	Rauminhalt <i>Math.</i>	65, 69
Quadrate, kleinste <i>Geod.</i>	532	Rabitzwand <i>Hochb.</i>	582	— von Fundamenten <i>Be-</i> <i>ton.</i>	748
Quadratruhen <i>Geod.</i>	486	Rad <i>Mech.</i>	145	räumliche Stabwerke <i>Stat.</i>	1587
Quadratwurzel <i>Math.</i>	45, 90	Radabmessungen <i>Bahn.</i>	1356	Raummassen <i>Erd.</i>	1245
Quarrite Pflaster <i>Straß.</i>	1282	Raddampfer <i>Wass.</i>	1201	Raummesser <i>Tief.</i>	2091
Quartiersücke <i>Hochb.</i>	540	Raddruck <i>Bahn.</i>	1356	Raummeter <i>Stoff.</i>	380
Quarz <i>Stoff.</i>	343	Raddrücke <i>Bahn.</i>	1311	Raumtiefe <i>Brück. hölz.</i>	1884
Quarzgrus <i>Stoff.</i>	352	— <i>Nebenb. Bahn.</i>	1528	Räumungskraft <i>Wass.</i>	1187
Quarzit <i>Stoff.</i>	348	Rädertragende Laschen <i>Bahn</i>	1391	Raumvorstellung <i>Betrieb.</i>	1025
Quarzlampen <i>Tief.</i>	2075	Räderwerkstatt <i>Bahn.</i>	1477	Rauperoberlichte <i>Werk.</i>	737
Quarzsand <i>Stoff.</i>	352	Räderwinden <i>Masch.</i>	865	Reaktionsturbine <i>Masch.</i>	977
Quebrachholz <i>Stoff.</i>	375	Radfahrwege <i>Straß.</i>	1294	Reaktionsturbinen <i>Masch.</i>	955
Quecksilberdampflampen <i>Masch.</i>	1006	Radialsystem <i>Straß.</i>	1273	Reallast <i>Recht.</i>	2184
Quecksilberchlorid <i>Stoff.</i>	378	Radialturbinen <i>Masch.</i>	974	Rebbanscher Satz vom <i>Erddruck Stat.</i>	1723
Quellenfassung <i>Tief.</i>	2008	Radiusvektor <i>Math.</i>	58, 85, 88	Rechen <i>Tief.</i>	2131
Quellung <i>Erd.</i>	1208	Radkörper <i>Masch.</i>	843	— <i>Masch.</i>	984
Queensborobrücke <i>Brück.</i> <i>eis.</i>	1785	Radlenker <i>Bahn.</i>	1415, 1418	Rechenanlagen <i>Tief.</i>	2143
— <i>Neuyork Brück. eis.</i>	1750	Radsatz <i>Mech.</i>	145	Rechteck <i>Math.</i>	62
Querbewehrungen <i>Beton.</i>	255	Radsätze <i>Bahn.</i>	1542, 1545	— <i>Mech.</i>	122
Querbewehrungseisen <i>Be-</i> <i>ton.</i>	337	Rabstand <i>Bahn.</i>	1315	Rechteckquerschnitte <i>Mech.</i>	127
Querdehnung <i>Fest.</i>	162	Radstände <i>Bahn.</i>	1311	Rechteckschuppen <i>Bahn.</i>	1470
Querdrainage <i>Wass.</i>	1162	Radtaster <i>Bahn.</i>	1329	Rechtecksystem <i>Straß.</i>	1273
Querdübel <i>Brück. hölz.</i>	1874	Rahmen <i>Stat.</i>	1590, 1707	Rechtsansprüche <i>Recht.</i>	2204
Querförderung <i>Erd.</i>	1248	— <i>geschlossen Beton.</i>	807	Rechtsfähigkeit <i>Recht.</i>	2179
Quergewölbe <i>Brück. stein.</i>	1929	Rahmenberechnung <i>Brück.</i> <i>stein.</i>	1952	Rechtsfabren <i>Stadt.</i>	1987
Querbelling <i>Wass.</i>	1197	Rahmenfachwerk <i>Brück.</i> <i>stein.</i>	1950	Rechtskunde <i>Recht.</i>	2176
Querkraft <i>Fest.</i>	157, 170, 1175	Rahmengestell <i>Bahn.</i>	1541	Rechtspflege <i>Recht.</i>	2204
— <i>Stat.</i>	1616	Rahmenstab <i>Fest.</i>	205	Rechtsverordnung <i>Recht.</i>	2177
— <i>Dreigliederkbogen Stat.</i>	1634	Rahmenstäbe, Knickfestig- keit <i>Fest.</i>	198	Rechtswischen <i>Bahn.</i>	1403
— <i>Lastenzug Stat.</i>	1603	Rahmenträger <i>Stat.</i>	1714	Reduktion von Lageplänen <i>Geod.</i>	515
Querkräfte durchlaufender Träger <i>Stat.</i>	1688	Rahmentüren <i>Hochb.</i>	623	Reduzierte Masse <i>Mech.</i>	150
— <i>Fest.</i>	200	Rahmholz <i>Hochb.</i>	560	Reede, offen <i>Wass.</i>	1193
— <i>Einflußlinien für wan-</i> <i>dernde Einzellast Stat.</i>	1601	Rainnbar <i>Masch.</i>	917	Regenauslässe <i>Tief.</i>	2105, 2107, 2109, 2117
— <i>gleichmäßig verteilte</i> <i>Belastung Stat.</i>	1609	Rammen <i>Masch.</i>	916	Regenbeiwert <i>Tief.</i>	2098
— <i>Gerberträger Stat.</i>	1626	— <i>Straß.</i>	1287	Regenrohre <i>Tief.</i>	2130
— <i>Vierendeelträger Stat.</i>	1715	— <i>Wass.</i>	1067	Regenüberfälle <i>Tief.</i>	2111, 2116, 2123
— <i>ruhende Belastung Stat.</i>	1596	Rainnformel <i>Brück. hölz.</i>	1884	Regenwasser <i>Tief.</i>	2098
Querprofil <i>Erd.</i>	1245	Rampen <i>Bahn.</i>	1453	Regenwasserabflußmengen <i>Tief.</i>	2100
— <i>Aufmessung u. Absteck.</i> <i>Geod.</i>	528	Rampe <i>Math.</i>	67	Registertonne <i>Wass.</i>	1202
Querschnitt <i>Straß.</i>	1275	Randbebauung <i>Städt.</i>	1977	Regnungsanlagen <i>Tief.</i>	2061
— <i>von Druckstäben Brück</i> <i>eis.</i>	1803	Randspannung <i>Fest.</i>	174, 225	Regula falsi <i>Math.</i>	55
— <i>der Straßen Städt.</i>	1987	Randspannungen, zeichne- rische Ermittlung <i>Fest.</i>	222	Regulator <i>Masch.</i>	952
— <i>neuerer Eisenbahntun-</i> <i>nel Tunn.</i>	1254	— <i>beim Knicken Fest.</i>	196	Regulierturbinen <i>Masch.</i>	924
Querschnittsbemessung doppelt bewehrter Plat- tenbalken <i>Beton.</i>	307	Randsteine <i>Straß.</i>	1278, 1293	Regulierungsbauten <i>Wass.</i>	1128
Querschnittflächen <i>Hoch.</i>	670	Randträger <i>Brück. stein.</i>	1948	Reibebrett <i>Hochb.</i>	558
Querschnittsveränderungen <i>Wass.</i>	1126	Rangieren <i>Bahn.</i>	1320, 1464	Reibung <i>Mech.</i>	145
— <i>Tief.</i>	2033	Rangierbahnhöfe <i>Bahn.</i>	1461	— <i>d. Fuhrwerks Mech.</i>	148
Querswellen <i>Bahn.</i>	1367, 1380	Rangierdienst <i>Bahn.</i>	1312	— <i>der Ruhe Mech.</i>	145
— <i>Berechnung Bahn.</i>	1383	Rapputz <i>Hochb.</i>	564	— <i>des Wassers Mech.</i>	153
— <i>Straßenb. Bahn.</i>	1558	Rasensbekleidung <i>Erd.</i>	1236	Reibungskegel <i>Mech.</i>	146
— <i>Brück. eis.</i>	1832	Rasenschalen <i>Erd.</i>	1232	Reibungskupplungen <i>Masch.</i>	839
Querswellenoberbau, Be- rechnung <i>Bahn.</i>	1832	Rathjens Patentfarbe <i>Hochb.</i>	632	Reibungsräder <i>Masch.</i>	846
		Rationale Funktionen <i>Math.</i>	75	Reibungswiderstand <i>Mech.</i>	145
		Rauchabführung <i>Bahn.</i>	1471	— <i>der Lager Brück. eis.</i>	1779
		Rauchbelästigung <i>Masch.</i>	940	Reibungswinkel <i>Mech.</i>	146
		Rauchkammern <i>Bahn.</i>	1537	Reibungszahl <i>Mech.</i>	145, 146, 147, 148
		Raubigkeit <i>Mech.</i>	145	— <i>für Rinnen u. Seile</i> <i>Masch.</i>	847
		Raubigkeitsgrad <i>Wass.</i>	1085		

- Reichseisenbahnamt *Bahn*. 1310
 Reichsgericht *Recht*. 2204
 Reichsgesetzgebung *Recht*. 2177
 Reichsversicherungsanstalt
Recht. 2203
 Reichsversicherungsordnung
Recht. 2197, 2203
 Reichen *Math*. 46
 Reihendeckung *Hochb*. 603
 Reihentwicklung *Math*. 58,
 71, 78
 Reihpflaster *Stoff*. 357
 — *Strap*. 1285
 Reinigungsanlagen *Tief*. 2022
 Reinigung der Abwässer
Tief. 2140
 — der Fahrbahnen *Strap*. 1307
 — der Flüsse *Tief*. 2142
 — der Straßen *Strap*. 1296
 — des Wassers *Tief*. 2050
 Reinwasser, Desinfizierung
Tief. 2021
 Reinwasserbehälter *Tief*. 2076,
 2079
 Reisegeschwindigkeit *Mech*. 135
 Reißvorrichtungen *Bahn*. 1509
 Reiterlibellen *Geod*. 472
 Reitwege *Strap*. 1294
 Reklame *Betrieb*. 1018
 Rekursionformel *Math*. 76
 Relative Größt- und Kleinst-
 werte *Math*. 73
 Relativbewegung *Mech*. 138
 Relativgeschwindigkeit
Mech. 150
 Rentenrechnung *Math*. 48
 Rentenschuld *Recht*. 2183
 Repetitionstheodolit *Geod*. 476
 Reservoir *Hochb. eis*. 706
 Restglied *Math*. 72
 Resultierende *Mech*. 106
 Revisionssschächte *Tief*.
 2123, 2128
 Rhein, Wassermengen *Wass*. 1117
 Rheinbrücken Bonn *Brück*.
eis. 1755
 Rheinbrücke Köln *Brück*.
eis. 1757
 Richtpresse *Bahn*. 1361
 Richtstollen *Tunn*. 1259
 Richtung *Mech*. 106
 Richtungsänderung *Mech*. 137
 Richtungsbeobachtung
Geod. 493
 Richtungsbetrieb *Bahn*. 1435
 Richtungsleise *Bahn*. 1462
 Richtungswinkel *Math*. 101
 Riegel *Hochb*. 560
 Riegelrolle *Bahn*. 1505
 Riegel-Stemmzähne *Wass*. 1140
 Riegelwände *Hochb*. 560
 Riemen *Stoff*. 361
 — *Hochb*. 540
 Riemenantrieb *Masch*. 847
 Riemenzüge *Werk*. 739
 Riensch-Scheibe *Tief*. 2150
 Riensch-Separatorscheibe
Tief. 2151
 Rieselanlagen *Tief*. 2022
 Rieselei *Tief*. 2166
 Rieselputz *Hochb*. 558
 Rieselungsanlagen *Tief*. 2061
 Rieselwiesen *Tief*. 2022
 — *Wass*. 1164
 Riffelbleche *Stoff*. 410
 Rillentwässerung,
 Straßen- *Bahn*. 1558
 Rillenschienen *Bahn*. 1554
 Rillenweite *Bahn*. 1412
 Ring *Math*. 70
 Ring, Wölben *Brück. eis*. 1025
 Ringbetrieb *Masch*. 886
 Ringbewehrung *Beton*. 255, 750
 Ringbildung *Betrieb*. 1018
 Ringmoment *Beton*. 749
 Ringlose *Stoff*. 360
 Ringschmierlager *Masch*. 835
 Ringschuppen *Bahn*. 1470
 Ringsum aufliegende Platten
Beton. 334, 780
 Rinnen *Hochb*. 614
 Rinneneisen *Hochb. eis*. 701
 Rinnensprossen *Hochb. eis*. 700
 Rinnesteine *Tief*. 2106
 Rippenbalken *Beton*. 259
 Rippenbreite *Beton*. 781
 Rippendecke *Werk*. 739
 Rippendecken Eisenbeton
Beton. 780
 Rippenplatte *Brück. stein*. 1917
 Rippenschwellen *Bahn*. 1376
 Risse *Beton*. 242
 — in Beton *Beton*. 243, 274
 Ritter *Mech*. 110
 Ritterdach *Hochb*. 604
 Ritter-Knickformel *Beton*. 272
 — — *Fest*. 195
 — Verfahren *Stat*. 1611, 1616
 Rittersche Gleichung,
 Knickung *Beton*. 273
 Rogenstein *Stoff*. 348
 Roheisen *Stoff*. 382
 Roheisenguß *Stoff*. 387
 Rohglas *Stoff*. 457
 Rohgutverladung *Bahn*. 1454
 Rohr *Stoff*. 462
 — *Hochb*. 626
 Rohre *Stoff*. 411
 — *eis. Stoff*. 388
 Rohrbruch *Tief*. 2038
 Rohrbrennen *Tief*. 2046
 — *Wass*. 1061
 Rohrdach *Hochb*. 584
 Rohrdecken *Hochb*. 626
 Rohrdruckleitung *Tief*. 2028
 Rohrdücker *Wass*. 1154
 Rohrdurchmesser f. Drains
Wass. 1161
 — günst. f. Zuleitungen
Wass. 1176
 Röhrenkurve *Brück. eis*. 1801
 Röhrenquerschnitt *Brück*.
eis. 1752
 Rohrleitung *Brück. stein*. 1945
 Rohrleitungen *Tief*. 2113, 2133
 — Berechnung *Tief*. 2029, 2082
 — Bewegung des Wassers
Wass. 1097
 — Druckhöhenverbrauch
Masch. 909
 Rohrnetz *Tief*. 2034
 — Berechnung *Tief*. 2085
 Rohrputz 564
 Rohrung 562
 Rohrwindungen *Tief*. 2030
 Rohrstofflager *Werk*. 710
 Rolle *Hochb*. 540
 Rollen *Stat*. 1582
 Rollbahn *Erd*. 1217, 1226
 Rollende Reibung *Bahn*. 1324
 Rollende Reibung *Stat*. 1583
 — — *Mech*. 145, 147
 Rollendes Rad *Mech*. 139
 Rollenlager *Brück. eis*. 1819
 Rollenzüge *Masch*. 857
 Rollkreis *Masch*. 841
 Rollkurvenpaar *Mech*. 138
 Rollplatte *Stat*. 1583
 Rollschicht *Hochb*. 540
 Rollschützen *Wass*. 1141
 Romanement *Stoff*. 435
 Röschenbau *Erd*. 1235
 Rostbildung in Rohre *Tief*. 2084
 Rostfläche *Masch*. 937
 Rostschutz *Hochb*. 544
 — des Eisens *Stoff*. 425
 Rostbruchprobe *Stoff*. 424
 Rotbruchproben *Stoff*. 423
 Rotbuche *Stoff*. 375
 Rotguß *Stoff*. 431
 — *Masch*. 823
 Rotierende Umformer
Masch. 1001
 Rottaune *Stoff*. 375
 Ruberoid *Stoff*. 461
 — Dachdeckung *Hochb*. 612
 Rückenbau *Wass*. 1165
 Rückhaltketten *Brück. eis*. 1758
 Rückhaltvermögen *Wass*. 1115
 Rückmelden eines Zuges
Bahn. 1334
 Rücksperre *Bahn*. 1520
 Rückstau *Tief*. 2117
 Rückstauklappe *Tief*. 2112,
 2126
 Rückwärtseinsehneiden
Geod. 503
 Ruderverschluß *Hochb*. 621
 Rubgeld *Recht*. 2202
 Rubelage *Mech*. 148
 Rubelasten *Brück. eis*. 1769
 Rubender Stoß *Bahn*. 1388
 Ruhrort, Rheinbrücke
Brück. eis. 1749, 1751
 Rundenisen, Abstand *Beton*. 249
 — Gewichte und Flächen-
 größen *Beton*. 245
 — Stoß *Beton*. 245
 Russische Röhren *Hochb*. 554
 Rüter *Stoff*. 375
 Rustikamauerwerk *Stoff*. 353
 Rüstung *Brück. eis*. 1945
 Rüstungen von Gewölben
 Zeitbedarf *Betrieb*. 1035
 Rute *Grad*. 486
 Rutschen *Bahn*. 1457
 Rutschfläche *Erd*. 1240
 Rutschungen *Erd*. 1240
 Sachverständiger Rat *Betrieb*
 1016
 Sägedächer *Hochb*. 596
 — *Werk*. 737
 Sägen *Stoff*. 353
 — *Masch*. 922
 Salz, Gewichte *Beton*. 805
 Sammelbecken *Wass*. 1169
 Sammelgleise *Bahn*. 1463
 Sammelkanäle *Tief*. 2019, 2043
 Sammelstollen *Tief*. 2044
 Sammelstube *Tief*. 2044
 Sammler *Tief*. 2110
 — *Masch*. 994
 Sand *Stoff*. 452
 — Beschaffenheit *Wass*. 1068

Sandfang <i>Tief.</i>	2131, 2152	Schätzmikroskopes für Präzisionsmessung <i>Geod.</i>	473	Schienenenteilung in Weichen <i>Bahn.</i>	1418
Sandfilter <i>Tief.</i>	2022, 2052	Schätzverfahren <i>Betrieb.</i>	1025	Schienenunterlagen <i>Bahn.</i>	1365
Sandgleis <i>Bahn.</i>	1436	Schaukel <i>Erd.</i>	1217	Schiffbarkeit <i>Wass.</i>	1129
— Köpcke <i>Bahn.</i>	1322	Schaukelbagger <i>Masch.</i>	895	Schiffbau, Grundbegriffe <i>Wass.</i>	1199
Sandschüttung <i>Wass.</i>	1064	Schaukelform <i>Masch.</i>	911	Schiffahrt <i>Wass.</i>	1199
Sandstein <i>Stoff.</i>	350	Schaukelgraber <i>Masch.</i>	893	Schiffahrtsbetrieb <i>Wass.</i>	1206
— Festigkeit u. Elastizität <i>Fest.</i>	237	Schaukelbecherwerke <i>Masch.</i>	880	Schiffahrtskanäle <i>Wass.</i>	1150
— zuläss. Beanspruchung <i>Hochb. eis.</i>	641	Scheibenketten <i>Stat.</i>	1585	Schiffahrtsstraßen <i>Wass.</i>	1077
Sandsteinstufen <i>Hochb.</i>	617	Scheibenkolbenpumpe <i>Masch.</i>	905	Schiffahrtstiefe <i>Wass.</i>	1140
Sand-Strahlwäsche <i>Tief.</i>	2059	Scheibenverbindungen <i>Stat.</i>	1584	Schiffahrtszeichen <i>Wass.</i>	1198
Sand-Tragfähigkeit <i>Wass.</i>	1057	Scheibenwassermesser <i>Tief.</i>	2091	Schiffsdurchlaß <i>Wass.</i>	1147
Sandtöpfe <i>Brück.</i>	1936	Scheinbare Bewegung <i>Mech.</i>	138	Schiffseisenbahnen <i>Wass.</i>	1145
Sandweiche <i>Bahn.</i>	1507	Scheinecken <i>Hochb.</i>	621	Schiffshebewerke <i>Wass.</i>	1145
Sanierung <i>Städt.</i>	1965, 1969	Scheitelgelenk <i>Hochb. eis.</i>	697	Schiffraummaß <i>Wass.</i>	1202
Santorinerde <i>Stoff.</i>	349, 445	— <i>Brück. eis.</i>	1825	Schiffswiderstand <i>Wass.</i>	1150, 1204
Satteldach <i>Hochb.</i>	583	Scheitelgleichung <i>Math.</i>	88	Schiffer <i>Hochb.</i>	598
Satteldächer <i>Hochb.</i>	585	Scheithaltungen <i>Wass.</i>	1152	Schiffsparren <i>Hochb.</i>	598
Sattelböler <i>Brück. hölz.</i>	1874	Scheitelstärke <i>Brück. stein.</i>	1894	Schilde <i>Hochb.</i>	552
Sauganschuß <i>Tief.</i>	2039	Scheitrecte Wölbung <i>Hochb.</i>	577	Schiffbauweise <i>Tunn.</i>	1263
Saugbagger <i>Masch.</i>	901	Scherspannungen <i>Fest.</i>	175	Schiffbretter <i>Stoff.</i>	369
Sauggasanlage <i>Masch.</i>	959	Schiebebahnen <i>Bahn.</i>	1432	Schiffrohr <i>Hochb.</i>	626
— <i>Tief.</i>	2012	Schiebemaschinen <i>Bahn.</i>	1328	Schindeln <i>Stoff.</i>	381
Saughöhe <i>Masch.</i>	906	Schiebepflaster <i>Straß.</i>	1285	Schindeldach <i>Hochb.</i>	584
Saugleitungen <i>Tief.</i>	2039	Schieber <i>Tief.</i>	2084	Schlackenplatten <i>Straß.</i>	1293
Sauglüftung <i>Werk.</i>	741	Schieberkammer <i>Tief.</i>	2037	Schlackensteine <i>Stoff.</i>	370
Saugrohre <i>Masch.</i>	978	Schiebersteuerung <i>Masch.</i>	952	— <i>Straß.</i>	1288
— <i>Tief.</i>	2018	Schiebetachymeter <i>Geod.</i>	485	Schlackenzement <i>Beton.</i>	239
Saugventil <i>Masch.</i>	910	Schiebetore für Schleusen <i>Wass.</i>	1143	— <i>Stoff.</i>	445
Saugwindkessel <i>Masch.</i>	906	— <i>Bahn.</i>	1452	Schlackenzementbeton <i>Stoff.</i>	456
Saugzuganlage <i>Masch.</i>	940	Schiebetüren <i>Hochb.</i>	625	Schlackenziegel <i>Stoff.</i>	370
Säule, achteckige <i>Beton.</i>	315	Schiebung <i>Mech.</i>	139	Schlafwagen <i>Bahn.</i>	1468
— Knickserheit <i>Fest.</i>	202	— <i>Fest.</i>	156	Schlag <i>Hochb.</i>	539
Säulen <i>Beton.</i>	264, 315	Schichtenpläne <i>Tief.</i>	2012	Schlagbohrmaschinen <i>Masch.</i>	932
— <i>Stoff.</i>	388	Schichtlinien <i>Geod.</i>	514	Schlagleiste <i>Hochb.</i>	620
— durch mehrere Stockwerke <i>Hochb. eis.</i>	671	Schiefe Brücken	1732	Schlagprobe <i>Bahn.</i>	1361
— <i>eis., Berechn. Hochb. eis.</i>	651	— Ebene <i>Mech.</i>	147, 148	Schlamm, Tragfähigkeit <i>Wass.</i>	1057
— — <i>Konstr. Hochb. eis.</i>	667	— Hauptzugspannungen <i>Beton.</i>	309	Schlammbehandlung <i>Tief.</i>	2161
— Fundament <i>Beton.</i>	750	— Zugkräfte <i>Beton.</i>	789	Schlammabseitung <i>Tief.</i>	2158
— gelenkig <i>Beton.</i>	254	Schiefer Stoß <i>Mech.</i>	150	Schlammfänge <i>Tief.</i>	2106, 2129
— Knickberechnung <i>Hochb. eis.</i>	664	Schieferdach <i>Stoff.</i>	354	Schlammraum <i>Tief.</i>	2156
— Steifigkeit <i>Hochb. eis.</i>	653	— <i>Hochb.</i>	584, 606	Schlankheitsverhältnis <i>Fest.</i>	190, 199
Säulenstoß, Eisenbeton <i>Beton.</i>	796	Schiefergesteine <i>Stoff.</i>	347	Schlauchtrommelwagen <i>Straß.</i>	1299
Saum <i>Hochb.</i>	547	Schieferplattenkörper <i>Tief.</i>	2165	Schleifen der Steine <i>Hochb.</i>	539
Saumschwelle <i>Hochb.</i>	561	Schiefwinklige Parallelo- ordinaten <i>Math.</i>	86	Schleifmaschinen <i>Stoff.</i>	353
S. B. <i>Bahn.</i>	1311	Schienen <i>Bahn.</i>	1360	Schleifproben <i>Bahn.</i>	1363
Schablonenschiefer <i>Hochb.</i>	607	— für Laufkrane <i>Werk.</i>	734	Schleppblech <i>Brück. eis.</i>	1844
Schablonieren <i>Stoff.</i>	387	— Neben. <i>Bahn.</i>	1530	Schlepper <i>Wass.</i>	1201
Schacht <i>Tief.</i>	2123	Schienenabmessungen <i>Bahn.</i>	1366	Schlepperbetrieb <i>Wass.</i>	1206
— <i>Tunn.</i>	1258	Schienenanzüge <i>Bahn.</i>	1395	Schleppgleise <i>Bahn.</i>	1462
Schächte <i>Tief.</i>	2128	— <i>Brück. eis.</i>	1831	Schleppträger <i>Brück. eis.</i>	1734
Schachtbau <i>Tunn.</i>	1260	Schienenbefestigung <i>Werk.</i>	734	Schleppweichen <i>Bahn.</i>	1411
Schachtbrunnen <i>Tief.</i>	2046	Schienenformen, Straßenb. <i>Bahn.</i>	1553	— Neben. <i>Bahn.</i>	1532
Schachtgeviere <i>Tunn.</i>	1260	Schienenherzstück <i>Bahn.</i>	1417	Schleppzüge <i>Wass.</i>	1137
Schachtzimmerung <i>Tunn.</i>	1260	Schienenkontakt <i>Bahn.</i>	1516	Schleuder <i>Mech.</i>	141
Schadenersatz <i>Rechl.</i>	2191	Schienenkopf <i>Bahn.</i>	1363	Schleuderbremse <i>Masch.</i>	860
Schaffnerstände <i>Bahn.</i>	1443	Schienenlänge <i>Bahn.</i>	1364	Schleuderpumpen <i>Masch.</i>	910
Schäfte <i>Hochb.</i>	552	Schienenlänge <i>Bahn.</i>	1364	Schleusen <i>Bahn.</i>	1355
Schaltanlage, Kraftwerke <i>Masch.</i>	1011	Schienenlänge <i>Bahn.</i>	1372	— <i>Wass.</i>	1137, 1152
Schalter <i>Masch.</i>	1014	Schienenneigung <i>Bahn.</i>	1375	— Wasserverbrauch <i>Wass.</i>	1151
Schalbtretter <i>Stoff.</i>	381	Schienenenschrauben <i>Bahn.</i>	1373	Schleusenbetrieb <i>Wass.</i>	1144
Schalung <i>Brück. stein.</i>	1935, 1945	Schienenenstoß <i>Bahn.</i>	1388	Schleusenammern, Füllen u. Leeren <i>Wass.</i>	1143
— Zeitbedarf <i>Betrieb.</i>	1036	Schienenenstöße <i>Straßenb. Bahn.</i>	1156	Schleusenkanal <i>Wass.</i>	1148
Schalungen <i>Stoff.</i>	454	Schienenstühle <i>Bahn.</i>	1374	Schleusenkörper, Berechn. <i>Wass.</i>	1137
Schalungsfristen <i>Stoff.</i>	455				
Schamottesteine <i>Stoff.</i>	363				
Scharrieren <i>Stoff.</i>	354				
— <i>Hochb.</i>	539				

Schleusentore, Berechn.		Schraubenbolzen, zuläss.		Schwammkrugturbinen	
Wass.	1140	Beanspr. Hochb. eis.	640	Masch.	975
Schließen des Gewölbes		Schraubendampfer Wass.	1201	Schwarz-Knickformel	
Brück. stein.	1927	Schraubendistanzmesser		Brück. eis.	1786
Schlitzbau Erd.	1233	Geod.	483	Schwarz-Rankine Knick-	
Schlußkelle Masch.	827	Schraubenflaschenzug		formel Fest.	193
Schlußlinie Mech.	109	Masch.	861	Schwarzbleche Stoff.	391
Schlußlinienzug Stat.	1687	Schraubenfeder Fest.	210	Schwarzpulver Erd.	1213
Schlußvermessung Geod.	530	Schraubennägel Stoff.	420	Schwebebahnen Bahn.	1568,
Schmalspur, Verkehrslasten		— Bahn.	1373		1578
Brück. eis.	1772	Schraubenpfähle Wass.	1067	Schwebefähren Brück. eis.	1732
Schmalspurbahnen Bahn.	1531	Schraubenräder Masch.	845	Schwebender Stoß Bahn.	1388
Schmalspurlokomotiven		Schraubenschuhe Wass.	1067	Schwebestoffe, Ablagerung	
Bahn.	1545	Schraubensicherungen		Tief.	2142
Schmalspurwagen Bahn.	1550	Masch.	829	Schwedischer Anstrich	
Schmiede Bahn.	1477	Schraubenverbindungen		Hochb.	632
Schmiedearbeit Stoff.	390	Hochb. eis.	648	— Granit Stoff.	344
Schmiedbares Eisen Stoff.	383	Schraubenwinde Masch.	865	— Syenit Stoff.	345
Schmiedeeisen Stoff.	383	Schraubung Mech.	139	Schweißelkies Stoff.	344
Schmiedeeisendraht Stoff.	419	Schreibergärten Städt.	1974	Schweißelisen Stoff.	384
Schmiedeproben Stoff.	424	Schotzinmerung Tunn.	1260	— Festigkeit u. Elastizität	
Schmieröle Stoff.	462	Schub Fest.	170	Fest.	235
Schmuckplätze Städt.	1993	Schubfestigkeit Fest.	156	— Knickfestigkeit Hochb.	
Schnecken Masch.	878	— Stoff.	450	eis.	656
Schneckenbohrer Masch.	922	— des Betons Betou.	243	— Prüfung Stoff.	423
Schneckengetriebe Masch.	845	Schubkarren Erd.	1226	— zulässige Belastung	
Schneebeseitigung Straß.		Schubkraft Fest.	175, 201	Masch.	822
	1301, 1302	— Formänderungsarbeit		Schweißen Brück. stein.	1945
Schneedämme Erd.	1250	Fest.	183	— Masch.	832
Schneelast Hochb. eis.	637	Schubsichere Ausbildung		— der Stöße, Straßebn.	
Schneeschutz Bahn.	1351	der Balkenaufleger		Bahn.	1556
Schneeüberwehungen		Beton.	786	Schweißprozesse Stoff.	428
Bahn.	1343	Schubspannungen Fest.	156,	Schweißstahl Stoff.	384
Schneidenlager Masch.	837	163, 171, 175, 210, 214,	228	Schweißstellen, Festigkeit	
Schnellfilter Tief.	2022, 2056	— Beton. 258, 309, 335,	339,	Masch.	832
Schnellhandaufzug Masch.	863	786		Schweißverfahren Stoff.	428
Schnellzüge Bahn.	1318	— im Beton Beton.	252	Schweitzer-Tafeln Hochb.	583
Schnellzuglokomotiven		— Formänderungsarbeit		Schweiz. Bestimmungen	
Bahn.	1535	Fest.	171	Beton.	340
Schnitthölzer Stoff.	381	— Plattenquerschnitt		— Eisenbetonbestimmungen	
Schnittpunkt zweier Geraden		Beton.	297	Beton.	340
Math.	87	Schubverteilungszahl Fest.	197	Schwelle Hochb.	560
Schnittverfahren Stat.	1611	Schuld Math.	48	Schwellen Bahn. 1369, 1375,	
Schnittsteine Hochb.	538	Schuppen Dachkonstr.			1380
Schnüffelventile Masch.	913	Hochb.	592	— Stoff.	381
Schnürlglas Werk.	737	Schuppenpanzerfarben		— Brück. eis.	1831
Schöneberger Untergrund-		Hochb.	632	— Berechnung Bahn.	1382
bahn Bahn.	1563	Schuppenpanzerfarbe		— Nebenb. Bahn.	1530
Schoner Wass.	1201	Stoff.	426	Schwellenabstand Brück.	
Schöpfbrunnen Tief.	2039	Schürfen Wass.	1055	eis.	1833
Schöpfträder Wass.	1163	Schurfächer Erd.	1208	Schwellenabstände Bahn.	1368
Schöpfstelle an Flüssen		Schurscheiben Stoff.	353	Schwellenschiene Bahn.	1366
Tief.	2022	Schutensauger Masch.	904	Schwellenschrauben Bahn.	1373
Schöpfzeit Wass.	1158	Schlüßtbeton Stoff.	453	— Brück. eis.	1832
Schorsteine Hochb.	554	— Wass.	1068	Schwellenträger Brück. eis.	1845
— Masch.	939	Schüttungen Wass.	1065	Schwellrost Wass.	1063
Schornsteinkasten Hochb.	564	Schutzabteil Bahn.	1318	— Brück. eis.	1833
Schornsteinverband		Schützen Masch.	948	Schwe neu kanalisation Tief.	
Hochb.	541	— Wass.	1143		2105
Schotter Wass.	1068	Schützenwehr Wass.	1132	Schwemmsteine Stoff.	369
— Stoff.	452	Schützenwagen Bahn.	1318	Schwenkarme Masch.	873
Schotterfahrbahn Straß.	1278	Schutzweichen Bahn.	1333	Schwerkraft Mech.	140
— Brück. eis.	1840	Schwalbenschwanz Wöl-		Schwerkräfte Mech.	113
Schotterstraßen, Abnützung		bung Hochb.	573	Schwerpunkt Mech.	144
Straß.	1302	Schwalbenschwanzförmiges		Schwerpunktsermittlung	
Schrägbahnkran Masch.	890	Blatt Hochb.	548	Mech.	113
Schrägpfähle Wass.	1032	Schwalbenschwanzförmiger		Schwimmdocks Wass.	1197
Schrägschnitt Fest.	170	Kamm Hochb.	549	Schwimmfähigkeit Mech.	152
Schranken Bahn.	1353			Schwimmlage Mech.	153
Schrankenwärter Bahn.	1335			Schwimmpfeiler Wass.	1072
Schrauben Stoff.	417			Schwimmtiefe Mech.	152
— Hochb. eis.	649			Schwinden des Betons Fest.	167
— Masch.	827, 864			— Beton.	242
Schraubenbefestigung				— von Papier Geod.	493
Bahn.	1377			Schwindmaße Stoff.	421

Schwingelförderrinne <i>Masch.</i>	379	Senkrechte Geschwindigkeiten <i>Mech.</i>	138	Siloböden <i>Beton.</i>	804
Schwingungsfestigkeit		Senkung <i>Stat.</i>	1653	Silos <i>Beton.</i>	803
<i>Brück. eis.</i>	1781	Senkung des Lehrgerüstes		Silospeicher <i>Bahn.</i>	1460
Schwingungswelle <i>Wass.</i>	1183	<i>Brück. eis.</i>	1937	Silowände, Tabelle <i>Beton.</i>	811
Schwungrad <i>Masch.</i>	952	Senkungskurve <i>Wass.</i>	1102	Silozellen, rechteckig <i>Beton.</i>	809
Sechsstäbige Stützung <i>Stat.</i>	1589	Senkungskurven, Tafel		Simplexpfähle <i>Wass.</i>	1065
Securadecke <i>Hochb.</i>	579	<i>Wass.</i>	1104	Simpsonsche Regel <i>Math.</i>	64
Sedimentgesteine <i>Stoff.</i>	347	Separatorscheibe <i>Tief.</i>	2150	— <i>Mech.</i>	66, 80
Seebau <i>Wass.</i>	1180	Serpentin <i>Stoff.</i>	347	Simse <i>Hochb.</i>	557
Seehäfen <i>Wass.</i>	1193	Setzen eines Bauwerks		Simsplatten <i>Brück. stein.</i>	1929
Seeldraht <i>Brück. eis.</i>	1858	<i>Wass.</i>	1055	<i>Ein Math.</i>	38, 56, 59, 98
Seemeile <i>Geod.</i>	486	Setzlatten <i>Geod.</i>	467	Sinkstoffe <i>Tief.</i>	2023, 2143
Seen <i>Tief.</i>	2021	Setzschraube <i>Brück. eis.</i>	1936	— Ablagerung <i>Tief.</i>	2142
Secretation <i>Wass.</i>	1115	Setzstufe <i>Hochb.</i>	616	Sinkstücke <i>Wass.</i>	1077
Seeschiffahrt <i>Wass.</i>	1199	S. J.-Gewinde <i>Masch.</i>	828	Sinus <i>Math.</i>	30
Seeschleusen <i>Wass.</i>	1137	Sheddächer <i>Hochb.</i>	596	Sinussatz <i>Math.</i>	60
Segeln <i>Wass.</i>	1202	Shone-System <i>Tief.</i>	2138	Skalenmikroskop für Prä-	
Segelschiffe <i>Wass.</i>	1202	Shorton <i>Math.</i>	105	zisionsmessung <i>Geod.</i>	473
Segeltuchdichtung <i>Wass.</i>	1060	Sichelbogen ohne Zugband		Skrubber <i>Masch.</i>	960
Segmentschützen <i>Wass.</i>	1144	<i>Brück. eis.</i>	1850	S. O. <i>Bahn.</i>	1311
Sehnenlängen <i>Math.</i>	34	Sicherheit <i>Stat.</i>	1581	Sohlbank <i>Hochb.</i>	553
Sehnenschnitt <i>Stoff.</i>	516	Sicherheitsgrad <i>Brück. eis.</i>	1769	Sohlbreite <i>Math.</i>	74
Sehstrahlen <i>Math.</i>	101	— Naturgesteine <i>Stoff.</i>	359	Sohlengefälle <i>Wass.</i>	1083
Seichtwasserwellen <i>Wass.</i>	1182	Sicherheitskurbel <i>Masch.</i>	860	Sohlengeschwindigkeit	
Seilbahnen <i>Bahn.</i>	1575	Sicherheitschlösser <i>Bahn.</i>	1506	<i>Tief.</i>	2024
Seilberechnung <i>Masch.</i>	884	Sicherheitsstegstoffe		Sohlenkanäle <i>Tunn.</i>	1256
Seileck <i>Stat.</i>	1654	<i>Erd.</i>	1213	Sohlschollen <i>Stoff.</i>	364
— <i>Math.</i>	99,	Sicherheitsstreifen <i>Bahn.</i>	1351	Sohlstellen <i>Tunn.</i>	1259
<i>Mech.</i>	108, 131	Sicherheitsstore <i>Wass.</i>	1155	Sommerdeiche <i>Wass.</i>	1167
Seile f. Hängebr. <i>Brück.</i>		Sicherheitsvorschriften		Sommerwege <i>Straß.</i>	1294
<i>eis.</i>	1857	<i>Bahn.</i>	1312	Sondiereisen <i>Beton.</i>	245
Seilgreifer <i>Masch.</i>	887	Sicherheitszahl <i>Brück. eis.</i>	1786	Sondiereisen <i>Wass.</i>	1055
Seilkopf <i>Brück. eis.</i>	1860	Sicherungen <i>Masch.</i>	1014	Sonderzug <i>Bahn.</i>	1317
Seillinie <i>Mech.</i>	131	— der Züge <i>Bahn.</i>	1332	Sonderzüge <i>Bahn.</i>	1329
— <i>Fest.</i>	183	— Straßenb. <i>Bahn.</i>	1561	Sonnenbestrahlung <i>Fest.</i>	166
Seilrollen <i>Masch.</i>	853	Sicherungsanlagen, Nebenb.		Sorelscher Zement <i>Stoff.</i>	370
— <i>Bahn.</i>	1576	<i>Bahn.</i>	1534	Sortiermaschinen <i>Masch.</i>	935
Seilscheiben <i>Masch.</i>	850	Sicherungshypotheken	2183	Souveränität	2178
Seilschloß <i>Brück. eis.</i>	1860	Sichtweite von Schiffsfahrts-		Sozialpolitische Gesetz-	
Seiltrieb <i>Masch.</i>	849	zeichen <i>Wass.</i>	1198	gebung <i>Rech.</i>	2197
Seitenablagung <i>Erd.</i>		Sickerberieselung <i>Tief.</i>	2167	Spalthölzer <i>Stoff.</i>	381
<i>1247,</i>	1250	Sickerrinnen <i>Erd.</i>	1237	Spaltsteinpflaster <i>Straß.</i>	1285
Seitenbau <i>Erd.</i>	1233	Sickerschlütze <i>Erd.</i>	1240	Spandrillen <i>Brück. stein.</i>	1929
Seitenbewegung <i>Mech.</i>	136	Sickerwasser <i>Brück. stein.</i>	1932	Spannplatten <i>Bahn.</i>	1370
Seitendruck in Silos <i>Beton.</i>	806	Siderosthen-Lubrose <i>Stoff.</i>	426	Spannriegel <i>Brück. hölz.</i>	1877
Seitenentnahme <i>Erd.</i>	1247, 1250	Sidney, Hängebrücke		Spannrollengetriebe <i>Masch.</i>	848
Seitenkräfte <i>Mech.</i>	107	<i>Brück. eis.</i>	1762	Spannsäulen <i>Masch.</i>	930
Seitenkontraktion <i>Wass.</i>	1111	Siebels Patent-Bleiisolier-		Späunstäbe <i>Geod.</i>	465
Seitenschüttung <i>Erd.</i>	1235	rungen <i>Stoff.</i>	429	Spannung <i>Fest.</i>	155
Seitenstöße <i>Bahn.</i>	1385	Siebmaschinen <i>Masch.</i>	935	— <i>Masch.</i>	991
— der Verkehrslast. <i>Brück.</i>		Siebscheibe <i>Tief.</i>	2150	Spannungen im Gewölbe	
<i>eis.</i>	1779	Siebtrommel <i>Tief.</i>	2148	<i>Brück. stein.</i>	1920
Seitenstreifen <i>Straß.</i>	1294	Siedeck, Geschw.-Formel		— zulass. <i>Beton.</i>	338
Selbstentlader <i>Masch.</i>	882	<i>Wass.</i>	1088	— <i>Brück. eis.</i>	1780
Selbstgreifer <i>Masch.</i>	886	Siegward-Decke <i>Hochb.</i>	582	Spannungsellipse <i>Fest.</i>	215
selbsthemmende Flaschen		Siemens-Martinprozeß <i>Stoff.</i>	385	Spannungsellipsoid <i>Fest.</i>	215
züge <i>Masch.</i>	860	— Feuerung <i>Stoff.</i>	385	Spannungslinie <i>Fest.</i>	228
Selbsthemmung <i>Masch.</i>	826	Signale <i>Bahn.</i>	1499	Spannungsloser Anfangs-	
Selbstkostenverträge <i>Betrieb.</i>	1019	— Bauart <i>Bahn.</i>	1502	zustand <i>Stat.</i>	1673
Selbstreinigung der Flüsse		— Stellb. <i>Bahn.</i>	1578	Spannungsverteilung <i>Fest.</i>	210
<i>Tief.</i>	2142	— Straßenb. <i>Bahn.</i>	1561	Spannungswechsel <i>Brück.</i>	
Selbsttätiges Lösen von		— vom Zuge aus <i>Bahn.</i>	1317	<i>eis.</i>	1781
Schrauben <i>Masch.</i>	829	Signalantrieb (Elektro-		— <i>Fest.</i>	155
Sellerslager <i>Masch.</i>	834	motor) <i>Bahn.</i>	1520	— <i>Stat.</i>	1618, 1623
Sektorrechen <i>Tief.</i>	2146	Signalbrücken <i>Bahn.</i>	1502	Spannungszustand <i>Fest.</i>	155
Sekundenpendel <i>Mech.</i>	142	Signaleinrichtungen im		Spannweite <i>Math.</i>	69
Semikubische Parabel <i>Math.</i>	96	Zuge <i>Bahn.</i>	1317	Spannwerke <i>Bahn.</i>	1509
Sender <i>Bahn.</i>	1494	Signalgläser <i>Bahn.</i>	1503	Spanten <i>Wass.</i>	1200, 1203
Senkfmaschinen <i>Wass.</i>	1077	Signalhelb <i>Bahn.</i>	1511	Spargewölbe <i>Brück. stein.</i>	1929
Senkfmaschinendeckungen		Signallaternen <i>Bahn.</i>	1503	Sparren <i>Stoff.</i>	381
<i>Erd.</i>	1237	Signalsperre <i>Bahn.</i>	1523	— <i>Hochb.</i>	585
Senkkasten <i>Wass.</i>	1075	Signalstellereien <i>Bahn.</i>	1498	— <i>eis. Hochb. eis.</i>	683
Senkkastengründung <i>Wass.</i>		Signalvorrichtungen bei		Spatzenzimmerung <i>Tunn.</i>	1261
<i>1072</i>		Weichen <i>Bahn.</i>	1415	Sparschleusen <i>Wass.</i>	1144

Spartränkung <i>Bahn.</i>	1369	Spurerweiterung, Straßenb.		Stampfasphalt <i>Stoff.</i>	460
Speckkalk <i>Stoff.</i>	431	<i>Bahn.</i>	1553	— <i>Straß.</i>	1291, 1293
Speicher <i>Bahn.</i>	1459	— in Weichen <i>Bahn</i>	1411	Stampfbeton <i>Hochb.</i>	545
— Preßwasser <i>Masch.</i>	872	Spurläger <i>Masch.</i>	836	— <i>Stoff.</i>	453
Speisehalle <i>Bahn.</i>	1479	Spurplättchen <i>Bahn.</i>	1373	— Bestimmung <i>Stoff.</i>	451
Speisekammer <i>Bahn.</i>	1480	Spurrinne <i>Bahn.</i>	1353, 1357, 1395, 1553	— Festigkeit u. Elastizität	
Speiseleitungen, Straßenb.		<i>Bahn.</i>	1416	<i>Fest.</i>	237
<i>Bahn.</i>	1561	— am Herzstück <i>Bahn.</i>	1416	— Fundamente <i>Beton.</i>	744
Speisesäle <i>Werk.</i>	710	Spursicherung <i>Bahn.</i>	1380	Stampfbetonbehälter <i>Beton.</i>	815
Speiseschrank <i>Bahn.</i>	1481	Spurstangen <i>Bahn.</i>	1380	Stampfbetondecken <i>Werk.</i>	738
Speisewagen <i>Bahn.</i>	1468	Spurweite <i>Bahn.</i>	1342, 1356	Stampfersche Meßschraube	
Speisungswasser <i>Wass.</i>	1155	— Nebenb. <i>Bahn.</i>	1526	<i>Geod.</i>	484
Sperte <i>Bahn.</i>	1443	— Straßenb. <i>Bahn.</i>	1553	Stampfmauerwerk <i>Hochb.</i>	545
Sperrmauern <i>Wass.</i>	1171	— Steilb. <i>Bahn.</i>	1572	Ständer <i>Stat.</i>	1617
<i>Tief.</i>	2021	— v. Straßen <i>Straß.</i>	1265	Ständerfachwerk <i>Brück.</i>	
Sperrad <i>Masch.</i>	857	Spurzapfen <i>Masch.</i>	833	<i>eis.</i>	1747
Sperrstoffe <i>Tief.</i>	2143	Staats- u. Rechtskunde:		Ständermomente <i>Stat.</i>	1720
Sperrtore <i>Wass.</i>	1155	Quellen d. geltenden		Ständerquerschn. <i>Brück.</i>	
Sperrwerke <i>Masch.</i>	857	Rechts	2176	<i>eis.</i>	1809
Sperrzeichen <i>Bahn.</i>	1418	Arten des Rechts	2177	Ständerstabilität <i>Stat.</i>	1622
Spezialträger Burbacher		Privatrechtliche Per-		Ständerwand <i>Hochb.</i>	559
Hütte <i>Hochb. eis.</i>	679	sonen	2178	Standhochbahn <i>Bahn.</i>	1567
Spezifische Gewichte von		Recht d. Grund u. Bodens	2187	Ständige Belastung <i>Brück.</i>	
Erdmassen <i>Erd.</i>	1207	Vertragsrecht	2184	<i>eis.</i>	1764
Sphärischellutensität		Verpflichtung z. Scha-		Standkorrektur <i>Geod.</i>	509
<i>Masch.</i>	1002	denersatz	2191	Standrohr <i>Tief.</i>	2133
Sphärischer Exzeß <i>Math.</i>	68	Gewerblicher Rechts-		Standrohr <i>Tief.</i>	2137
Spiegelgefälle <i>Wass.</i>	1083	schutz	2194	Standicherheit <i>Mech.</i>	130
Spiegelkreuz <i>Geod.</i>	468	Sozialpolitische Gesetza-		— <i>Wass.</i>	1079
Spiegelscheiben <i>Stoff.</i>	458	gebung	2197	— gegen Wind	1745
Spiegelschnitt <i>Stoff.</i>	374	Rechtspflege	2204	Stanzen <i>Fest.</i>	172
Spiegelvorrichtung <i>Fest.</i>	159	Staatsbahnwagenverband		Stapellauf <i>Wass.</i>	1196
Spielplätze <i>Straß.</i>	1273	<i>Bahn.</i>	1319	Stapeln von Kohlen <i>Bahn.</i>	1460
Spill <i>Wass.</i>	1153	Staatskunde <i>Recht.</i>	2176	Stärke der Züge <i>Bahn.</i>	1346
Spiralbewehrte Säulen		Stäbe <i>Stat.</i>	1580	— — — Nebenb. <i>Bahn.</i>	1521
<i>Beton.</i>	253	Stabfußboden <i>Hochb.</i>	628	Starkstoß <i>Bahn.</i>	1392
Spiralbohrer <i>Masch.</i>	922	Stabil <i>Mech.</i>	129	Stare Körper <i>Mech.</i>	144
Spirale <i>Beton</i>	255	Stabilitätsmoment <i>Mech.</i>	130	Statik:	
Spiralen <i>Math.</i>	99	Stabkräfte <i>Mech.</i>	110	Trägerlehre	1580
Spiralkabel <i>Stoff.</i>	419	— <i>Stat.</i>	1616, 1637	Stützung, stat. best.	1583
Spiralseile <i>Brück. eis.</i>	1857	— eines Fachwerkes <i>Stat.</i>	1617	Fachwerke	1586
Spiralseilkabel <i>Brück. eis.</i>	1860	— Grenzwerte <i>Stat.</i>	1639	Baustatik.	
Spiritus <i>Masch.</i>	961, 963	Stablingsänderung <i>Stat.</i>	1652	Statisch best. Tragwerke	
Spitzenverschluß <i>Bahn.</i>	1415, 1503	Stabquerschnitte <i>eis.</i>		Belastungen	1592
Spitzmeißel <i>Hochb.</i>	539	Brücken <i>Brück. eis.</i>	1802	Balken auf 2 Stützen	1594
Spießdach <i>Hochb.</i>	603	Stabrechen <i>Tief.</i>	2131	(Ruhende u. bewegliche Belastung)	
Sprengarbeit <i>Erd.</i>	1213	Stabvertauschung <i>Stat.</i>	1587, 1614	Fachwerke, desgl.	1610
Sprengen <i>Tunn.</i>	1257	Stabzug <i>Mech.</i>	131	Auslegerträger	1625
Sprengelatine <i>Erd.</i>	1213	Stabzüge, elastische <i>Stat.</i>	1659	Dreigelenkträger	1625
Sprengsalpeter <i>Erd.</i>	1213	Stadtbahnen <i>Bahn.</i>	1340	Auslegerdreigelenk-	
Sprengstoffe <i>Erd.</i>	1213	Stadterweiterung <i>Städt.</i>	1964	bogen	1640
Sprengstoffverbrauch		Stadterweiterungsgebiet		Dreigelenkbogen durch	
<i>Tunn.</i>	1258	<i>Städt.</i>	1970	Balken versteift	1644
Sprengwagen <i>Straß.</i>	1298	Städtische Straßen <i>Straß.</i>	1272	Formänderungen	
Sprengwerk <i>Mech.</i>	131	Stadtschnellbahnen <i>Bahn.</i>	1562	Biegelinien f. Voll-	
— <i>Hochb.</i>	550	Stadtumwallung <i>Städt.</i>	1965	wandträger	1649
— <i>Brück. hölz.</i>	1876	Stahl <i>Stoff.</i>	383	— der Fachwerke	1653
Sprengwerksdächer <i>Hochb.</i>	594	Stahlband z. Messen <i>Geod.</i>	465	— elast. Stabzüge	1659
Spreutafeln <i>Stoff.</i>	369	Stahlrohr <i>Stoff.</i>	419	Verschiebungspläne	1660
— <i>Hochb.</i>	583	— Festigkeit <i>Fest.</i>	167	Statisch unbestimmte	
Spreutlage <i>Wass.</i>	1077	Stahlgelenke <i>Brück. eis.</i>	1928	Systeme.	
Springflut <i>Wass.</i>	1189	Stahlguß, zuläss. Belastung		Berechnung mittels	
Springständer <i>Geod.</i>	517	<i>Masch.</i>	822	Formänderung und	
Sprinkler <i>Tief.</i>	2172	Stahlgußware <i>Stoff.</i>	387	Formarbeit	1665
Sprossen <i>Hochb. eis.</i>	700, 702	Stahllaschen <i>Bahn.</i>	1388	Berechnung aus Knoten-	
Spülulasse <i>Tief.</i>	2034	Stahlnormale <i>Geod.</i>	466	punktverschiebungen	1668
Spülbohrverfahren <i>Wass.</i>	1056	Stahlschellen <i>Brück. eis.</i>	1860	Durchlaufender Träger	
Spüler <i>Masch.</i>	904	Stahlwerk <i>Werk.</i>	718	Rechn. Behandlung	1674
Spülvorrichtung <i>Wass.</i>	1067	Stakhölzer <i>Hochb.</i>	568	Winkelsche Zahlen	1682
Spund <i>Hochb.</i>	547	— <i>Stoff.</i>	381	Zeichn. Behandlung	1681
Spundhalbmesser <i>Math.</i>	68	Stall <i>Bahn.</i>	1484	Zweigliedertbogen	1699
Spurerweiterung <i>Bahn.</i>	1357	Stammgleis <i>Bahn.</i>	1402	Eingespannter Bogen	1691
— in Bögen <i>Bahn.</i>	1373	Stammwagen <i>Bahn.</i>	1318		
— Nebenb. <i>Bahn.</i>	1529				

Rahmen	1707	Steigungen von Straßen		Stellenvermittlergesetz	
Vierendelträger	1714	<i>Straß.</i>	1269,	<i>Recht</i>	2197
Erddruck	1722	— zweckmäßigste <i>Bahn.</i>	1342	<i>Stellerei Bahn.</i>	1497
Trägertabellen	1730	Steigungswechsel <i>Straß.</i>	1271	<i>Stellereigebäude Bahn.</i>	1517
Statik <i>Mech.</i>	106	Steigungswiderstand		<i>Stellungslinie Stat.</i>	1723
— der Baukonstruktion		<i>Bahn.</i>	1326	<i>Stellungswinkel Math.</i>	101
<i>Stat.</i>	1594	Steigungszuschlag <i>Erd.</i>	1228	<i>Stellvorrichtung (Weiche)</i>	
Statisch bestimmte Tragwerke <i>Stat.</i>	1592	<i>Steilbahnen Bahn.</i>	1571	<i>Bahn.</i>	1415
— Hauptsystem <i>Stat.</i>	1668	<i>Steilröhrenkessel Masch.</i>	944	<i>Stellwerk Bahn.</i>	1497, 1509
— unbestimmte Fachwerke <i>Stat.</i>	1590	<i>Steilufer Wass.</i>	1077	<i>Stellwerke, elektrische</i>	
— Systeme, Berechn. mit Hilfe der Biegelinie <i>Stat.</i>	1665	<i>Steine, Bearbeitung Stoff.</i>	353	<i>Bahn.</i>	1518
— —, Berechn. mit Hilfe d. Formänderungsarbeit <i>Stat.</i>	1067	— Festigkeit u. Elastizität		<i>Stelzen Stat.</i>	1582
— —, Berechnung mit Hilfe d. Knotenpunktsverschiebungen <i>Stat.</i>	1668	<i>Fest.</i>	237	<i>Stelzenlager Brück. eis.</i>	1821
— Berechnungen <i>Brück. eis.</i>	1763	— künstliche <i>Stoff.</i>	359	<i>Stemflaschen Bahn.</i>	1387
— Unbestimmtheit <i>Mech.</i>	129	— natürliche <i>Hochb.</i>	538	<i>Stemmriegel Wass.</i>	1141
— Momente <i>Mech.</i>	413, 152	— — <i>Stoff.</i>	343	<i>Stemmstühle Bahn.</i>	1387
Stationen <i>Bahn.</i>	1312, 1345	— Potenzgesetz <i>Fest.</i>	161	<i>Stemmtore, Beweg. Wass.</i>	1142
— <i>Steilb. Bahn.</i>	1578	Steinbauten an Böschungen		<i>Stereokomparator Geod.</i>	519
<i>Stationsanlagen Bahn.</i>	1434	<i>Erd.</i>	1237	<i>Stereometrie Math.</i>	62
— <i>Stadtb. Bahn.</i>	1565	<i>Steinbearbeitung Hochb.</i>	538	<i>Stereophotogrammetrische</i>	
<i>Stationsblockeinrichtung Bahn.</i>	1513	<i>Steinbrecher Straß.</i>	1279	<i>Methode Geod.</i>	517
<i>Stationsgebäude Bahn.</i>	1441	<i>Steinbrechmaschinen Stoff.</i>	353	<i>Sterilisationsapparat Tief.</i>	2075
<i>Stationsgleise Bahn.</i>	1463	— <i>Masch.</i>	935	<i>Stetig verteilte Lasten Stat.</i>	1597
<i>Stauanlagen Wass.</i>	1105, 1146	Steinbrücken; Entwurfsgrundlagen	1887	<i>Steuerung Bahn.</i>	1541
<i>Staubbeseitigung Straß.</i>	1298	<i>Formgebung d. Gewölbe Bemessung d.</i>		— <i>Masch.</i>	952
<i>Staubfreiheit Straß.</i>	1309	<i>Stärke</i>	1892	<i>Steven Wass.</i>	1199, 1203
<i>Staubkalk Stoff.</i>	432	<i>Ermittlung d. Stützlinie</i>	1898	<i>Stich Math.</i>	37, 69
<i>Staubsauger Straß.</i>	1257	<i>Stat. Untersuchung d. Dreigelenkbogens</i>	1903	<i>Stiele Hochb.</i>	560
<i>Staubdruck Brück. eis.</i>	1783	— — d. eingespannten Gewölbes	1910	<i>Stiftungen Recht.</i>	2180
<i>Stauchkaliber Stoff.</i>	392	<i>Ermittlung d. Spannungen</i>	1920	<i>Stirnmauern Brück. stein.</i>	1929
<i>Stauchprobe Stoff.</i>	424	<i>Bemessung der Pfeiler u. Widerlager</i>	1921	<i>Stirnräder Masch.</i>	840
<i>Stauchung Fest.</i>	164	<i>Baul. Einzelheiten.</i>		<i>Stirnzapfen Masch.</i>	832
<i>Staudämme Tief.</i>	2021	<i>Durchlässe</i>	1923	<i>Stockhammer Hochb.</i>	539
<i>Stauhöhe Wass.</i>	1098, 1108	<i>Brückengewölbe</i>	1924	<i>Stollen Tunn.</i>	1258, 1259
<i>Staukurve Wass.</i>	1098	<i>Pfeiler, Widerlager u. Flügel</i>	1933	<i>Stollenbau Tunn.</i>	1259
<i>Staumauern Wass.</i>	1171	<i>Gerüste</i>	1935	— <i>Erd.</i>	1234
<i>Stausprenger Tief.</i>	2172	<i>Steinbrücken Brück. stein.</i>	1887	<i>Stollengeviere Tunn.</i>	1260
<i>Staustufe Wass.</i>	1139, 1147	— baul. Ausbild. u. Ausfüh. <i>Brück. stein.</i>	1923	<i>Stoltsche Zementdielen</i>	
<i>Stautafel Wass.</i>	1101	— neuere Veröffentlichungen <i>Brück. stein.</i>	1942	<i>Hochb.</i>	580
<i>Stauwehr Wass.</i>	1147	<i>Steindecken Hochb.</i>	569	<i>Stoßbarkeit Bahn.</i>	1387
<i>Stauweiherrinhalt Wass.</i>	1167	— <i>Beton.</i>	778	<i>Stoppuhr Betrieb.</i>	1029
<i>Stauweite Wass.</i>	1098	<i>Steinerne Wehre Wass.</i>	1131	<i>Störungsfreier Betrieb</i>	1017
<i>Stegspannungen Beton.</i>	785	<i>Stein-Eisen-Decken Beton.</i>	263	<i>Stoß Mech.</i>	149
<i>Stehachse Geod.</i>	472	<i>Steingewinnung Stoff.</i>	353	<i>Stoß auf Gehrung Hochb.</i>	548
<i>Stehleche Brück. eis.</i>	1793	<i>Steingrus Stoff.</i>	452	<i>Stöße (Blechträger) Brück. eis.</i>	1799
<i>Stehbolzenschrauben Hochb. eis.</i>	650	<i>Steinholz Stoff.</i>	371	— von Eisenbr. <i>Brücken eis.</i>	1809
<i>Stehender Stuhl Hochb.</i>	587	<i>Steinkästen Brück. hölz.</i>	1885	<i>Beton.</i>	252
<i>Steißachsige Fahrzeuge Bahn.</i>	1325	<i>Steinkisten Wass.</i>	1076	<i>Stoßabordnung, Nebenb. Bahn.</i>	1531
<i>Steifigkeit von Säulen Hochb. eis.</i>	653	<i>Steinkohlen, Gewichte Hochb. eis.</i>	637	— <i>Straßenb. Bahn.</i>	1555
<i>Steifigkeitszahl Hochb. eis.</i>	652	<i>Steinpackungen Erd.</i>	1237	<i>Stoßausbildung Hochb. eis.</i>	645
<i>Steifigkeitsziffern, Rahmen Stat.</i>	1707	<i>Steinplaster Straß.</i>	1284	<i>Stoßbildung, Runderisen Beton</i>	245
<i>Steifrahmen Stat.</i>	1707	<i>Steinquerdrehung Fest.</i>	162	<i>Stoßbohrmaschinen Masch.</i>	926
— <i>Brück. eis.</i>	1735, 1848	<i>Steinsägen Hochb.</i>	539	<i>Stoßbrücken Bahn.</i>	1392
<i>Steigender Wandstab Stat.</i>	1617	<i>Steinschlämmaschine Stoff</i>	353	<i>Stoßdeckungen von Eisenbrücken Brück. eis.</i>	1809
<i>Steigungen Bahn.</i>	1340, 1571	<i>Steinschlag Beton.</i>	240	<i>Stoßdruck Mech.</i>	149
— <i>der Treppe Hochb.</i>	615	— <i>Stoff.</i>	357, 452	<i>Stoßflangschienen Bahn</i>	1391
— <i>Nebenb. Bahn.</i>	1527	— <i>Straß.</i>	1279	<i>Stoßfestigkeit Stoff.</i>	373
— <i>Stadtb. Bahn.</i>	1564	<i>Steinschlagbahn Straß.</i>	1278	— <i>Mech.</i>	150
— <i>Stellb. Bahn.</i>	1576	<i>Steinschrauben Hochb. eis.</i>	649	<i>Stoßfreier Schieber Tief.</i>	2084
— <i>Straßenb. Bahn.</i>	1551	<i>Steinschüttungen Wass.</i>	1076	<i>Stoßflugen Hochb.</i>	540
		<i>Steinverband Hochb.</i>	540	<i>Stoßkraft der Gase Erd.</i>	1214
		<i>Steinverbindungen Hochb.</i>	538	— <i>der Wellen</i>	1187
		<i>Steinzeugrohre Straß.</i>	1277	<i>Stoßücke Bahn.</i>	1394
				<i>Stoßücken Bahn.</i>	1388
				<i>Stoßmittelpunkt Mech.</i>	150
				<i>Stoßnormale Mech.</i>	149
				<i>Stoßstellen der Eisen Brück. stein.</i>	1945

- Stoßverbindungen *Hochb.* 646
eis. 646
 — (Schien.) *Bahn.* 1388
 Stoßwider *Masch.* 913
 Stoßwirkung von Radlasten
Bahn. 1384
 Stoßzahl *Mech.* 150
 Strafrecht *Recht.* 2178, 2206
 Strafprozeßordnung 2178
 Strahlengleise *Bahn.* 1429
 Strahlennorment *Beton.* 749
 Strahlwäsche *Tief.* 2059
 Strangwechsel, Nebenb.
Bahn. 1532
 Straßenabnutzung *Straß.* 1302
 Straßenabschlüsse *Städt.* 1981
 Straßenanordnung *Städt.* 1984
 Straßenanschlüsse,
 Straßenb. *Bahn.* 1558
 Straßenbahn *Städt.* 1988
 — *Bahn.* 1551
 Straßenbahngleise *Straß.* 1275
 Straßenbahnnetz *Städt.* 1972
 Straßenbahnwagen, Bela-
 stungen *Brück. eis.* 1775
 — Gewichte *Brück. stein.* 1892
 Straßenbau *Straß.* 1264
 Straßenbau:
 Fuhrwerke, Widerstände
 Zugkraft 1264
 Linienführung, Land-
 straße 1267
 — *Städt. Straßen* 1272
 Unterbau 1276
 Oberflächenbefestigung 1278
 Unterhaltung u. Reini-
 gung 1295
 Kosten 1305
 Straßenbaukosten *Städt.* 1964
 Straßenbaustoffe *Mech.* 147
 Straßenbefestigung, Kosten
Straß. 1305
 Straßenbeleuchtung
Masch. 1006
 Straßenbreiten *Straß.* 1274
 Straßenbrücken
 — *Brück. eis.* 1740
 — Bauhöhe 1743
 — Hauptträgergewichte
Brück. eis. 1766
 Straßendecken, Kosten
Straß. 1306
 Straßendurchbrüche *Städt.* 1965,
 1968
 Straßeneinläufe *Tief.* 2129
 Straßenfuhrwerke *Straß.* 1264
 Straßengerippe *Städt.* 1964
 Straßengräben *Straß.* 1272
 Straßenleitungen, Stadt-
Bahn. 1567
 Straßennetz *Städt.* 1965
 Straßenoberfläche *Straß.* 1278
 Straßenquerschnitt *Straß.*
 — *Städt.* 1271, 1275, 1992
 Straßenreinigung *Straß.* 1296
 Straßenrobr *Tief.* 2088
 Straßenstreifen *Städt.* 1987
 Straßenunterbau *Straß.* 1276
 Straßenunterhaltung *Straß.*
 1296
 Straßenwalzen *Straß.* 1280
 Straußpläne *Wass.* 1065
 Streben *Hochb.* 560
 Strebenfachwerk *Stat.* 1616
 Strebenfachwerk *Brück.*
eis. 1747
 Strebenkraft *Stat.* 1618
 Strebenquerschnitte *Brück.*
eis. 1808
 Strebenstabkräfte *Stat.* 1623
 Strecke *Math.* 85
 Streckenblockierung *Bahn.* 1523
 Streckenblockeinrichtung
Bahn. 1520
 Streckendienst *Bahn.* 1335
 Streckenfernsprechlinien
Bahn. 1495
 Streckengleise, Stadt-
Bahn. 1564
 Streckenläutewerke *Bahn.*
 1334, 1496
 Streckmetall *Beton.* 245
 — *Stoff.* 410
 Streckung *Stoff.* 391
 Streichbalken *Hochb.* 566
 — *Stoff.* 381
 Streudüsen *Tief.* 2171
 Strohdach *Hochb.* 584
 Strom, elektr. *Masch.* 992
 Strompfeiler *Stoff.* 356
 Stromstärke *Masch.* 991
 Stromzuführung, Straßen-
Bahn. 1560
 Stube, Größe *Bahn.* 1481
 Stuckgips *Stoff.* 367, 434
 Stückgutanlagen *Bahn.* 1450
 Stückkalk *Stoff.* 432
 Stücklohn *Betrieb.* 1022
 Stückvermessung *Geod.* 498
 Stufe *Hochb.* 617
 Stufenfilteranlagen *Tief.* 2055
 Stufenform *Werk.* 737
 Stufenzahnstangen
 Steilb. *Bahn.* 1574
 Stühle *Bahn.* 1374
 Stuhlplatten *Bahn.* 1370
 Stuhlsäulen *Hochb.* 587
 Stumpfgleise *Bahn.* 1437
 Stundenleistung eines Ar-
 beiters *Erd.* 1214
 Stundenverbrauch *Tief.* 1999
 Sturm *Wass.* 1181
 Sturmfluten *Wass.* 1192
 Sturzreg *Wass.* 1131
 Sturzregen *Tief.* 2098, 2101
 Stützen *Werk.* 723
 — *Stat.* 1581
 — *Brück. eis.* 1734, 1816, 1823
 — auf Knicken *Beton.* 272
 — Eisenbetonbr. *Brück.*
stein. 1950
 Stützenbedingungen im
 Verschiebungsplan *Stat.* 1661
 Stützenrücke *Mech.* 109
 Stützkraften s. auch Stütz-
 kraft 1581, 1651
 — Einflußlinien für wan-
 dernde Einzellast *Stat.* 1601
 — Gleichmäßig verteilte
 Belastung *Stat.* 1608
 — von Trägern *Stat.* 1730
 Stützenkraftlinie *Stat.* 1624
 — Lastenzug. *Stat.* 1602
 Stützenmoment *Stat.* 1675, 1682
 Stützklemmen *Bahn.* 1387
 Stützkraft *Mech.* 109, 148
 — s. auch Stützenkraft
Mech. 129, 141
 — *Stat.* 1617
 Stützkraft, Dreigelenkbogen
Stat. 1631
 — Gerberträger *Stat.* 1625
 — ruhende Belastung *Stat.* 1594
 Stützlinie *Mech.* 133
 — *Brück. stein.* 1903
 — einer Stützmauer *Stat.* 1729
 Stützlehne f. Gewölbe
Brück. stein. 1898
 Stützmauern *Erd.* 1239
 — *Stat.* 1722
 Stützpfiler *Brück. eis.* 1823
 Stützpunkte *Stat.* 1651
 Stützpunktverschiebung
Stat. 1658, 1673
 Stützung *Mech.* 129
 — *Stat.* 1583
 — von Böschungen *Erd.* 1237
 Stützweite *Brück. eis.* 1738
 — *Beton.* 255, 333
 — *Stat.* 1618
 — der Balken *Beton.* 259
 Sublimat *Stoff.* 378
 Substitution *Math.* 77, 81
 Summeneinflußgröße *Stat.* 1593
 Summeneinflußlinien *Stat.* 1605
 Supplementwinkeln *Math.* 46
 Syenit *Stoff.* 345
 Syenit Festigkeit u. Elasti-
 zität *Fest.* 237
 — schwedischer *Stoff.* 345
 Syenitgranit *Stoff.* 344
 Synchron Motoren *Masch.* 998
 Tabelle für Plattenbalken
Beton 305
 — für Rundeisen *Beton.* 244
 — Gewichte 1051
 — $n^2 \pi$ *Beton.* 246
 Tachymeter *Geod.* 482
 Tachymeteraufnahmen *Geod.* 511
 Tafeln der Potenzen usw.
Math. 2
 Tagebau *Wass.* 1058
 Tagesabfluß *Tief.* 2097
 Tagesberichte *Betrieb.* 1045
 Tagesverbrauch *Tief.* 1999
 Tagwerk *Geod.* 487
 Tal, Überschreitung *Bahn.* 1344
 Talk *Stoff.* 344
 Tallowood *Stoff.* 375
 Talsperren *Wass.* 1167
 — *Tief.* 2021
 Tan *Math.* 56
 Tan *Math.* 42, 59
 Tangens *Math.* 32
 Tangente *Math.* 88, 92, 94, 97,
 100
 Tangentenlängen *Math.* 34
 Tangentensatz *Math.* 60
 Tangentialbeschleunigung
Mech. 137
 Tangentialkipplager *Hochb.*
eis. 694
 Tangentialkraft *Mech.* 141
 Tanne *Stoff.* 375
 Tantallampen *Masch.* 1003
 Tapeten *Stoff.* 463
 — *Hochb.* 630
 Tapezierer *Hochb.* 629
 Tarife für Wasserverbrauch
Tief. 2093
 Tarmic *Straß.* 1282
 Tarvia-Verfahren *Straß.* 1282
 Tauchraum *Wass.* 1203

Tauchtiefe <i>Mech.</i>	152	Tiefbahnen <i>Bahn.</i>	1562, 1568	Tränkung <i>Brück. höls.</i>	1870
Tauchung <i>Wass.</i>	1203	Tiefbohrungen <i>Tief.</i>	2046	— von Schwellen <i>Bahn.</i>	1369
Tauschstäbe <i>Stat.</i>	1614	Tiefbohrvorrichtung		Tränkungs Vorgang <i>Bahn.</i>	1371
Taylor-Reihe <i>Math.</i>	71	<i>Masch.</i>	922	Transformation <i>Math.</i>	86
Taylor-System <i>Betrieb.</i>	1030	Tiefenwinkel <i>Geod.</i>	495	Transformatoren <i>Masch.</i>	1000
T. E. <i>Bahn.</i>	1310	Tiefgang <i>Wass.</i>	1199, 1203	Transmissionen <i>Werk.</i>	739
T-Eisen <i>Stoff.</i>	397	Tiefwasserwellen <i>Wass.</i>	1182	Transmissionslager <i>Masch.</i>	835
Technische Unterbeamte		Tiegelgustahlendraht <i>Masch.</i>	852	Transporte der Baustoffe	
<i>Betrieb.</i>	1024	Tiegelstahlrad <i>Fest.</i>	167	<i>Betrieb.</i>	1030
Technolith. <i>Sträß.</i>	1292	Tiegelverfahren <i>Stoff.</i>	386	Transportarbeiten, Zelt-	
Teer <i>Stoff.</i>	460	Tierhalter <i>Recht.</i>	2192	bedarf <i>Betrieb.</i>	1031
Teeren der Straßen <i>Sträß.</i>	1300	Tilgung <i>Math.</i>	48	Transportkosten <i>Erd.</i>	1244
Teer asphalt <i>Sträß.</i>	1282	Tirefonds <i>Bahn.</i>	1373	Transportvorrichtungen	
Teermakadam <i>Sträß.</i>	1282	Tischlerei <i>Bahn.</i>	1478	<i>Werk.</i>	711
Teerölaufnahme <i>Bahn.</i>	1369	Ton <i>Stoff.</i>	343, 350	Trapez <i>Math.</i>	62
Teerpeppe <i>Stoff.</i>	460	Tonerde, Aufbereitung <i>Stoff.</i>	360	Trapez <i>Mech.</i>	114, 152
Teerschotterstraßen <i>Sträß.</i>	1282	Onfliesen <i>Stoff.</i>	364	Trapezprofile <i>Math.</i>	62
Teilbrüche <i>Math.</i>	75	Tonmuffen <i>Tief.</i>	2121	Trapezsprenghwerk <i>Brück.</i>	
Teilgutstab <i>Fest.</i>	199	Tonne <i>Wass.</i>	1202	<i>höls.</i>	1876
Teilkreis <i>Masch.</i>	840	Tonnenbleche <i>Stoff.</i>	410	trassieren <i>Bahn.</i>	1336
Teilung einer Strecke <i>Math.</i>	85	Tonnengehalt <i>Wass.</i>	1202	Traß <i>Stoff.</i>	349, 445
Teilungskorrektur <i>Geod.</i>	509	Tonnengewölbe <i>Hochb.</i>	564, 569	Traßbeton <i>Stoff.</i>	456
Teilungsmodul <i>Masch.</i>	841	Tonplatten <i>Stoff.</i>	364	— <i>Wass.</i>	1068
Teilungspunkt <i>Math.</i>	85	Tonrohre <i>Stoff.</i>	364	Traubzementmörtel <i>Stoff.</i>	447
Teilungsverfahren <i>Stat.</i>	1703	— <i>Tief.</i>	2118	Traufen <i>Hochb.</i>	584
Teilweise Integration <i>Math.</i>	77	Tonschalen <i>Tief.</i>	2118	Traubenhöhe <i>Hochb.</i>	600
Tektolith <i>Stoff.</i>	460	Tonschiefer <i>Stoff.</i>	349	Traubpunkte <i>Hochb. eis.</i>	705
Telegraphenapparat <i>Bahn.</i>	1493	Tonsteine <i>Stoff.</i>	372	Treiben des Portland-	
Telegrapheneinrichtungen		Torgament <i>Stoff.</i>	371	zements <i>Stoff.</i>	438
<i>Bahn.</i>	1485	Totales Differential <i>Math.</i>	71	Treibelbetrieb <i>Wass.</i>	1206
Telegraphenleitung <i>Bahn.</i>	1485	Trachyt <i>Stoff.</i>	346	Trennsystem <i>Tief.</i>	2105
Telegraphenzimmer <i>Bahn.</i>	1441	Trachytlava <i>Stoff.</i>	347	Trennungsbahnhof <i>Bahn.</i>	1436
Telegraphenzimmer <i>Bahn.</i>	1447	Trachytuff <i>Stoff.</i>	349	Trennungsschlitz <i>Brück.</i>	
Tellerbohrer <i>Masch.</i>	922	Trageisen <i>Belon.</i>	258	<i>eis.</i>	1843
Tellerdruckventil <i>Masch.</i>	910	Träger <i>Stat.</i>	1580	Treppen <i>Hochb.</i>	615
Temperaturänderung <i>Belon</i>	242	— auf mehreren Stützen,		— aus Holz <i>Hochb.</i>	616
— <i>Stat.</i>	1651, 1674	s. auch durchgehend. Tr.		<i>Hochb.</i>	617
Temperaturänderung <i>Brück.</i>		<i>Brück. stein.</i>	1952	— aus Ziegeln <i>Hochb.</i>	618
<i>stein.</i>	1912, 1914, 1944	Trägerhöhe <i>Stat.</i>	1742	— eiserne <i>Hochb.</i>	619
Temperaturdehnung <i>Stat.</i>	1672	— <i>Brück. eis.</i>	1792	— freitragende <i>Hochb.</i>	618
Temperaturdehnungszahl		Trägerlehre <i>Stat.</i>	1580	Treppentufen <i>Stoff.</i>	355
<i>Stoff.</i>	359	Trägerlose Decken <i>Fest.</i>	232	Triebachsen <i>Bahn.</i>	1535, 1543
Temperaturerflüsse <i>Stat.</i>	1672, 1707	Trägertabellen <i>Stat.</i>	1730	Triebräder <i>Bahn.</i>	1322
Temperaturkraft <i>Brück.</i>		Trägerwellblech <i>Stoff.</i>	414, 415	Triebsand, Tragfähigkeit	
<i>eis.</i>	1814	— <i>Hochb. eis.</i>	704	<i>Wass.</i>	1057
Temperaturschwankungen		Tragestempel <i>Tunn.</i>	1260	Triebwerke <i>Werk.</i>	739
<i>Stat.</i>	1671, 1672	Tragfähigkeit gerammter		Triebwerkswellen <i>Masch.</i>	838
Temperaturspannungen		Pfähle <i>Brück. höls.</i>	1883	Trichter <i>Bahn.</i>	1457
<i>Stat.</i>	1672	— Normal-I-Träger <i>Hochb.</i>		Trichterschienen <i>Brück. eis.</i>	1830
— <i>Fest.</i>	165	<i>eis.</i>	675	Trichterschüttung <i>Wass.</i>	1069
Temporn <i>Stoff.</i>	387	Tragfestigkeit <i>Brück. eis.</i>	1781	Trigonometrie <i>Math.</i>	56
Tender <i>Bahn.</i>	1543	Tragfestigkeit <i>Brück. eis.</i>	1781	Trigonometrische Auflösg.	
— Umgrenzung <i>Bahn.</i>	1315	Tragheitseilipse <i>Mech.</i>	119	<i>Math.</i>	52
Tenderlokomotiven <i>Bahn.</i>	1535	Tragheitsfestpunkte <i>Mech.</i>	121	— Funktionen <i>Math.</i>	77
Terminalkender <i>Betrieb.</i>	1043	Tragheitsgesetz <i>Mech.</i>	140	— Höhenmessung <i>Geod.</i>	507
Terrakotten <i>Stoff.</i>	365	Tragheitshalbmesser <i>Mech.</i>	119	Triklin <i>Stoff.</i>	343
Terrallith <i>Stoff.</i>	371	— <i>Fest.</i>	212	Trinkbrunnen <i>Bahn.</i>	1449
Terranova <i>Stoff.</i>	367	Tragheitskreis <i>Mech.</i>	119	Trinkwasser <i>Tief.</i>	1997
Terrazzo <i>Stoff.</i>	367	Tragheitsmoment <i>Math.</i>	79	— Entnahme <i>Wass.</i>	1173
Tetralin <i>Stoff.</i>	354	— <i>Mech.</i>	116, 128, 145, 152	Trio-Walzwerk <i>Stoff.</i>	391
Tetmajerformel <i>Brück. eis.</i>	1786	— <i>Fest.</i>	174, 224	Tripelwellbleche <i>Stoff.</i>	416
Tetmajer-Knickformel <i>Fest</i>	191	— <i>Hochb. eis.</i>	474, 653	Trittsicherheit <i>Sträß.</i>	1309
Tetmajers Tabellen für		— ringförmiger Quer-		Trittsstufe <i>Hochb.</i>	616
Knickfestigkeit <i>Hochb.</i>	657	schnitte <i>Hochb. eis.</i>	670	Truckbagger <i>Masch.</i>	893
Tetmajersche Tabellen,		— Tabellen <i>Mech.</i>	124	— <i>Erd.</i>	1215
Beispiele <i>Hochb. eis.</i>	662	Tragheitsradius <i>Mech.</i>	119	Trockenbeet <i>Tief.</i>	2165
Tetraeder <i>Stat.</i>	1587	Tragheitsschwerpunkt		Trockendocks <i>Wass.</i>	1197
TheiBrücke Tokay <i>Brück.</i>		<i>Mech.</i>	120	Trockenelemente <i>Masch.</i>	994
<i>eis.</i>	1751	Tragheitstabellen <i>Hochb. eis.</i>	658	— <i>Bahn.</i>	1486
Theodolit <i>Geod.</i>	471	Traglager <i>Masch.</i>	837	Trockenhaltung des Unter-	
Thomas-Flußeisen <i>Stoff.</i>	384	Tragpläne <i>Wass.</i>	1082	baues <i>Bahn.</i>	1351
Tidearbeit <i>Wass.</i>	1195	Tragwerk <i>Stat.</i>	1580	Trockenlegung von Bau-	
Tiefbagger <i>Masch.</i>	895	— <i>Brück. eis.</i>	1733	gruben <i>Wass.</i>	1061
— <i>Erd.</i>	1217	— hölzerne Brücken		Trockenmauern <i>Erd.</i>	1237
		<i>Brück. höls.</i>	1872		
		Tragzapfen <i>Masch.</i>	832		

Trommelfilter <i>Tief.</i>	2057	Überstarr <i>Stat.</i>	1586	Umziehen <i>Geod.</i>	499
Trommelrechen <i>Tief.</i>	2145	Überwachung der Tunnel		Unbekannte <i>Math.</i>	49
Trommelwäsche <i>Tief.</i>	2059	<i>Tunn.</i>	1263	Unbestimmte Ausdrücke	
Tropfkörper <i>Tief.</i>	2172	— der Wagen <i>Bahn.</i>	1319	<i>Math.</i>	72
Tropfverfahren <i>Tief.</i>	2170	Überzählige <i>Stat.</i>	1590	— <i>Integrale Math.</i>	78
Trottoirplatten <i>Stoff.</i>	358	— <i>Bestimmung Stat.</i>	1707	Unbestimmtheit, statische	
Trübungen durch Sink-		— <i>Zweigelenkbogen Stat.</i>	1696	<i>Stat.</i>	1590
stoffe <i>Tief.</i>	2023	— <i>Stäbe Stat.</i>	1386, 1668	Undurchlässigkeit <i>Straß.</i>	1309
Tschibyschew <i>Math.</i>	64	U-Eisen <i>Stoff.</i>	400	Unelastische Körper <i>Mech.</i>	149
Tuff <i>Stoff.</i>	349	Uferbau <i>Wass.</i>	1077	Unendlich keine Beweg-	
Tunnel, Arbeitsvorgang		Uferkran <i>Masch.</i>	892	lichkeit <i>Stat.</i>	1585, 1588
<i>Tunn.</i>	1257	Uferfestigungen <i>Stoff.</i>	356	Unfallversicherung <i>Recht.</i>	2200
— <i>Baukosten Tunn.</i>	1263	Ufermauern <i>Wass.</i>	1080	Ungesunde Stadtteile <i>Stadt.</i>	1969
— <i>Nebenb. Bahn.</i>	1527	Uferschutz <i>Wass.</i>	1151	Universalgbleche <i>Stoff.</i>	391
Tunnelschienen <i>Bahn.</i>	1253	Uferschutzwerke <i>Wass.</i>	1191	Universalgelenk <i>Masch.</i>	839
Tunnelbau <i>Tunn.</i>	1253	Ultraviolette Strahlen,		Universalmramme <i>Masch.</i>	921
Tunnelbau:		Wasserreinigung <i>Tief.</i>	2074	Unmittelbare Belastung	
Entwurf	1253	U-Laschen <i>Bahn.</i>	1388	<i>Fest.</i>	1592
Arbeitsvorgang b. Bau	1257	Ulme <i>Stoff.</i>	375	— <i>Lastübertragung Stat.</i>	1596
Baukosten	1263	Umbau der Gleise <i>Bahn.</i>	1401	<i>Unterbau Bahn.</i>	1350
Tunnelbau, Stadtbahn.		Umbiegung in (-Form <i>Be-</i>		— <i>Straß.</i>	1276
<i>Bahn.</i>	1570	<i>ton.</i>	250	— <i>Brück. eis.</i>	1733
Tunnelquerschnitt <i>Tunn.</i>	1253	Umdrehungselipsoid <i>Math.</i>	68	— <i>Nebenb. Bahn.</i>	1527
Tunnelschienen <i>Bahn.</i>	1395	Umdrehungsflächen usw.		— <i>Steilb. Bahn.</i>	1572, 1576
Tunnelwandungen <i>Tunn.</i>	1254	<i>Math.</i>	69	Unterbettung <i>Straß.</i>	1285
Tunnelzimmerung <i>Tunn.</i>	1261	Umdrehungsparaboloid		Unterdach <i>Hochb.</i>	591
Türen <i>Hochb.</i>	622	<i>Math.</i>	68	Unterdeterminanten <i>Math.</i>	46
Fürfutter <i>Hochb.</i>	622, 624	Umfahrgleise <i>Bahn.</i>	1462	Unterführungen <i>Bahn.</i>	1344, 1354
Turbinen <i>Masch.</i>	955	Umfang <i>Math.</i>	62, 63	<i>Bahn.</i>	1562, 1569
— <i>Wass.</i>	1178	Umfänge eb. <i>Fig. Math.</i>	62	Unterhaltung der Fahr-	
— <i>Berechn. Masch.</i>	968	Umfang der Arbeit <i>Betrieb.</i>	1020	<i>bahnen Straß.</i>	1307
Turbinenpumpe <i>Masch.</i>	912	Umfangsgeschwindigkeit		— <i>des Oberbaues Bahn.</i>	1399
Turmdrehkran <i>Masch.</i>	878	<i>Mech.</i>	137	— <i>der Straßen Straß.</i>	1296
Turmpfeiler <i>Brück. eis.</i>	1823	Uniformer <i>Masch.</i>	1000	Unterkunftsräume <i>Erd.</i>	1209
Türöffnungen <i>Hochb.</i>	553	Umformung <i>Math.</i>	53	Unterlagsplatten <i>Bahn.</i>	1370
T. V. <i>Bahn.</i>	1311	Umgekehrte Gewölbe <i>Wass.</i>	1063	Unternehmer, Auswahl <i>Be-</i>	
Überbau <i>Brück. eis.</i>	1733	Umgrenzung <i>Bahn.</i>	1342	<i>trieb.</i>	1017
Überblattung <i>Hochb.</i>	548	Umgrenzung der Fahrzeuge		<i>Unternehmerverbände Be-</i>	
Oberdruckturbinen <i>Masch.</i>	955, 974	<i>Bahn.</i>	1314	<i>trieb.</i>	1018
Überfall <i>Masch.</i>	985	— <i>des lichten Raumes</i>	1314	Unterpfasterbahnen <i>Bahn.</i>	
— <i>Wass.</i>	1173	<i>Bahn.</i>		<i>Bahn.</i>	1562, 1569
— <i>Tief.</i>	2117	— <i>des lichten Raumes,</i>		Unterschlächtige Wasser-	
Oberfälle zur Wasser-		<i>Nebenb. Bahn.</i>	1525	<i>räder Masch.</i>	966
<i>menge messung Wass.</i>	1111	— <i>des lichten Raumes,</i>		<i>Unterseekabel Bahn.</i>	1492
<i>Überfall einlauf Masch.</i>	968	<i>Stadtb. Bahn.</i>	1564	— <i>Unterstepülung von Fun-</i>	
Überfallquellen <i>Tief.</i>	2008	— <i>des lichten Raumes,</i>		<i>damenten Wass.</i>	1076
Überfallschwelle <i>Tief.</i>	2109	— <i>des lichten Raumes,</i>		Untersuchung von Kurven	
Überfallwalze <i>Wass.</i>	1136	<i>Steilb. Bahn.</i>	1572	<i>Math.</i>	100
Überfallwehr <i>Wass.</i>	1105	— <i>des lichten Raumes,</i>		Unterwasserkanal <i>Wass.</i>	1175
Überführungen <i>Bahn.</i>	1344, 1354	— <i>Straßenb. Bahn.</i>	1552	Unterwegssperre <i>Bahn.</i>	1523
Übergabegleise <i>Bahn.</i>	1463	Umkehrgleise <i>Bahn.</i>	1463	Unterzüge <i>Beton.</i>	781
Übergabegut <i>Bahn.</i>	1462	Umkleideräume <i>Werk.</i>	710	Unversenkte Schiebebüh-	
Übergangsbögen <i>Bahn.</i>	1359	Umkleidung von Säulen		<i>nen Bahn.</i>	1432
— <i>Absteckg. Geod.</i>	523	<i>Stoff.</i>	428	Unvollkommenes Wehr	
— <i>Nebenb. Bahn.</i>	1530	Umkreis <i>Math.</i>	61, 62	— <i>Wass.</i>	1107
Überhitzer <i>Masch.</i>	938	Umladeanlagen, Nebenb.		Unzugängliche Entfernung	
— <i>Bahn.</i>	1536	<i>Bahn.</i>	1533	— <i>der Messung Geod.</i>	489
Überhöhung <i>Bahn.</i>	1358, 1410	Umladegleise <i>Bahn.</i>	1463	Urheberrecht <i>Recht.</i>	2194
— <i>Brück. eis.</i>	1832	Umladehallen <i>Bahn.</i>	1452	Ursprungsfestigkeit <i>Brück.</i>	
— <i>eines Gleises Mech.</i>	141	Umlaufkanal <i>Wass.</i>	1139	<i>eis.</i>	1781
— <i>Nebenb. Bahn.</i>	1529	Umlegungsgesetze <i>Stadt.</i>	1979	Ventile, Pumpen <i>Masch.</i>	908
— <i>Straßenb. Bahn.</i>	1553	Umschlagstellen <i>Wass.</i>	1151	Verankerung <i>Hochb. eis.</i>	671
Überholungsgleise <i>Bahn.</i>	1438, 1462	Umschließung von Bau-		— <i>Brück. eis.</i>	1823
Überlandzentralen <i>Masch.</i>	1010	<i>gruben Wass.</i>	1058	— <i>Hochb.</i>	568
Überlappungsnetzung		Umschnürtes Gußeis. <i>Beton.</i>	273	— <i>im Mauerwerk Brück.</i>	
<i>Masch.</i>	830	— <i>Umschnürte Gußeisensäulen</i>		<i>eis.</i>	1865
Überlaufrohr <i>Tief.</i>	2010	<i>Beton.</i>	255	Verarbeitung der Beton-	
Übernahmegleise <i>Bahn.</i>	1463	— <i>Säulen Beton.</i>	253, 337	<i>masse Stoff.</i>	453
Überlaufbehälter <i>Tief.</i>	2036	— <i>Verbandsäulen Beton.</i>	267	Verband aus natürlichen	
Übermauerung <i>Brück.</i>		Umschnürung, Beisp. <i>Beton.</i>	268	<i>Steinen Hochb.</i>	542
<i>stein.</i>	1928	— <i>der Druckzone.</i>		— <i>Stein Hochb.</i>	538
		<i>Beton.</i>	262	Verbiegung <i>Math.</i>	79
		Umsetzstellen, Straßenb.			
		<i>Bahn.</i>	1559		
		Umwandlung der Koordi-			
		<i>naten Math.</i>	96		

- Verbleichen *Stoff.* 427
 Verblender *Stoff.* 362
 Verblendung *Hochb.* 551
 Verbreiterung von Straßen
Stadt. 1965
 Verbrennung *Masch.* 936
 Verbrennungskraftmaschinen
Erd. 1220
 Verbrennungsmotoren
Masch. 957, 963
 Verbundbauten an der See
Beton. 239
 Verbundgewölbe *Beton.* 263
 Verbundlokomotiven *Bahn.* 1535
 Verbundplatte *Beton.* 255
 Verbundsäulen *Beton.* 253, 264
 Verdampfungsrückstand
Tief. 1997
 Verdampfungszahl *Masch.* 936
 Verdichtung des Bodens
Wass. 1065
 Verdingung *Betrieb.* 1018
 Verdrängung *Wass.* 1203
 Verdrehungsfestigkeit *Fest.* 156
 Verdrehungsmoment *Fest.* 157, 209
 Verdrehungsspannungen
Fest. 207
 Verdrehungswinkel *Stat.* 1651
 Verdübelte Balken *Hochb.* 547
 Verdunstungskarburatation
Masch. 961
 Verene *Recht.* 2179
 — Deutscher Eisenbahn-
 verwaltungen *Bahn.* 1311
 Vereinsgesetz (Reich) *Recht* 2180
 Verengerungen *Tief.* 2033
 Verfallungsrate *Hochb.* 584
 Verfehlung *Wass.* 1165
 Verfüllen des Gleises *Bahn.* 1398
 Vergebung von Erdarbeiten
Erd. 1209
 Vergitterung *Fest.* 206
 — Knickfestigkeit *Fest.* 199
 Vergrößerung eines Fern-
 rohres *Geod.* 481
 Vergütung, feste *Betrieb.* 1022
 — für Mitarbeit *Betrieb.* 1021
 Verkehr, *Stadt.* *Bahn.* 1563
 — *Stellb. Bahn.* 1571
 Verkehrsanforderungen
Stadt. 1965
 Verkehrsanlagen *Stadt.* 1964
 Verkehrsarten *Stadt.* 1988
 Verkehrsband *Brück. eis.* 1745, 1778
 Verkehrsdienst *Bahn.* 1310
 Verkehrsfrage *Stadt.* 1971
 Verkehrshöhe *Brück. eis.* 1741
 Verkehrslasten *Brück. eis.* 1769
 — *Brück. stein.* 1891
 — *Stat.* 1581, 1623
 — *Hochb. eis.* 637
 — der Hauptbahnen
Brück. eis. 1769
 — der Nebenbahnen *Brück.*
eis. 1772
 — für Straßenbrücken
Brück. eis. 1772
 Verkehrsmittelpunkte
Stadt. 1971
 Verkehrsplätze *Straß.* 1273
 Verkehrsraum *Brück. eis.* 1739
 Verkehrsstraßen *Straß.* 1275,
 1965, 1972, 1989
 Verkehrszahlen *Stadt.* 1965
 Verkleidung von Böschun-
 gen *Erd.* 1237
 Verkleidungsmauern *Erd.* 1239
 Verkürzte Weichenstraße
Bahn. 1409
 Verladebrücken *Masch.* 886
 Verladekrane *Masch.* 892
 Verladungen *Wass.* 1155
 Verlängerter Zementmörtel
Stoff. 433
 — — *Hochb.* 559
 Verlaschung von Winkel-
 eisen *Hochb. eis.* 645
 Verlorene Steigung *Bahn.* 1342
 Verluste im Netz *Tief.* 2001
 Vermessung, Schiffe *Wass.* 1203
 Vermessungsdeck *Wass.* 1202
 Vermessungsregler *Geod.* 529
 Vermessungswesen bei den
 Bauverwaltungen *Geod.* 515
 Vermietet *Recht.* 2189
 Verortung für eiserner
 Oberbauten *Brück. eis.* 1790
 Veröffentlichung *Betrieb.* 1016
 Verpfählung *Tunn.* 1259
 Verpuffungsmotoren *Msch.* 957
 Versandlager *Werk.* 710
 Versatzgerüste *Brück.*
stein. 1940
 Versatzung *Hochb.* 548
 Verschaltung *Tunn.* 1259
 Verschieben *Bahn.* 1464
 Verschiebebahnhöfe *Stadt.* 1971
 — *Bahn.* 1461, 1465
 Verschiebebahnhof, Wirt-
 schaftlichkeit *Bahn.* 1467
 Verschiebedienst *Bahn.* 1312, 1320
 Verschiebegruppen *Bahn.* 1466
 Verschiebungen *Stat.* 1651
 — eines Punktes *Stat.* 1651
 Verschiebungspläne *Stat.* 1653
 — Beispiel *Stat.* 1662
 — für einfache Fachwerke
Stat. 1660
 — für zusammengesetzte
 Fachwerke *Stat.* 1663
 Verschleißfestigkeit *Bahn.* 1362
 Verschlossene Drahtseile
Stoff. 419
 — Seile *Brück. eis.* 1857
 Verschlusregister *Bahn.* 1512
 Verschlussafel *Bahn.* 1513
 Verschränkte Drittellinien
Stat. 1683
 Verschränkung *Hochb.* 548
 Verschraubung *Brück. stein.* 1945
 Vershubstellerei *Bahn.* 1498
 Versenkte Brunnen *Tief.* 2045
 — Schiebebühnen *Bahn.* 1432
 Versenkung *Hochb.* 580
 Versicherungsgesetz für An-
 gestellte *Recht.* 2197
 Versicherungspflicht *Recht.* 2199
 Versickerungsbeiwert *Tief.* 2098
 Versorgungsgebiet *Tief.* 2037
 Versteifungsbalken *Brück.*
eis. 1750
 Versteifungsträger *Brück.*
eis. 1759, 1862
 — *Brück. stein.* 1961
 — *Stat.* 1647
 Versteinung von Straßen
Straß. 1278
 Versteigungsstärken *Brück.*
stein. 1945
 Versuchsbrunnen *Tief.* 2013
 — an einem Flusse *Tief.* 2018
 Verteilung der abgegebenen
 Eisen *Beton.* 791
 — der Massen *Erd.* 1247
 — der Schubspannungen
Fest. 217
 Verteilungseisen *Beton.* 258
 Verteilungslinie *Erd.* 1249
 Vertikal Aufnahme *Geod.* 504
 Vertrag *Betrieb.* 1018
 Vertragsrecht *Recht.* 2184
 Vertrauenswürdigkeit *Be-
 trieb.* 1023
 Verwaltungsgebäude *Werk.* 710
 — *Bahn.* 1480
 Verwaltungsstreitverfahren
Recht. 2205
 Verzahnung *Hochb.* 547
 Verzinken *Stoff.* 427
 Verzinkung *Hochb.* 549
 Verzögerung *Mech.* 135
 — *Mech.* 140
 — des Abflusses *Tief.* 2099
 — in Kanälen *Tief.* 2100
 Verzögerungsbeiwert *Tief.* 2101
 Verzögerungsplan *Tief.* 2103
 Viadukt Pfeiler *Stoff.* 356
 — *Brück. stein.* 1921
 Vianello-Knickformel *Fest.* 198
 Vianello-Knicklinie *Fest.* 196
 Viaufuß, Brücke *Brück.*
eis. 1756
 Viehverladung *Bahn.* 1451
 Vieleck *Math.* 62
 Vieleckträger *Brück. eis.* 1748
 Vieleckträger *Stat.* 1616, 1622
 Vieleckzüge *Geod.* 499
 Viereck *Math.* 62
 — *Mech.* 114, 122
 Viereckgefache *Stat.* 1591
 Vierendeel *Brück. stein.* 1949
 Vierendeelträger *Brück.*
stein. 1957
 — *Brück. eis.* 1749, 1868
 — *Stat.* 1714
 Viereckbogen *Brück.*
eis. 1828
 Vierseitig gestützte Platten
Fest. 231
 Viertaktmotoren *Masch.* 957
 Viertelkreis *Mech.* 122
 Viertelsteine *Stoff.* 361
 Viktoriadecke *Hochb.* 579
 Virtuelle Arbeit *Fest.* 218
 Visintini-System *Hochb.* 582
 — *Brück. stein.* 1949
 Visiterreisen *Erd.* 1208
 V. O. *Bahn.* 1311
 Vollbinder *Hochb.* 586
 Volligkeitsgrad
Wass. 1201, 1203
 Vollkugelhälter *Hochb.*
eis. 708
 Vollturbinen *Masch.* 974
 Vollandbogen ohne Ge-
 lenke *Stat.* 1701
 Vollandbrücken *Brück.*
eis. 1792
 Vollandstäbe, Knick-
 sicherheit *Fest.* 202
 Vollandträger 1733
 Volt *Masch.* 991

Voltzsche Verfahren <i>Stoff.</i>	369	Walzarbeit <i>Straß.</i>	1281	Pfahlgründung	1065
Vorarbeiten, allgemeine		Walzeisenträger <i>Brück. eis.</i>	1792	Senkbrunnen	1070
<i>Bahn.</i>	1346	Walzenwehr <i>Wass.</i>	1135	Druckluftgründung	1073
— <i>Geod.</i>	515	Walzfehler <i>Bahn.</i>	1362	Uferbau	1077
— ausführl. <i>Geod.</i>	520	Wälzelenk <i>Brück. stein.</i>	1927	Gewässerkunde, Beweg.	
— <i>Bahn.</i>	1347	Walzballe <i>Werk.</i>	716	(gleichförm.) des Wassers	
Vorblockung <i>Bahn.</i>	1521	Walzprofile <i>Stoff.</i>	392	(Geschwindigkeitsformeln)	1083
Vorboden <i>Wass.</i>	1131	Walzträger in Beton <i>Brück. stein.</i>	1946	Ungleichförm. Bewegung (Stau und Senkung)	1098
Vorderland <i>Städt.</i>	1966	Walzwerk <i>Bahn.</i>	1361	Abflubmengen	1110
Vorentwurf <i>Bahn.</i>	1346	Wände <i>Hochb.</i>	551, 629	Flußbau	1126
Vorfilter <i>Tief.</i>	2056	— <i>Werk.</i>	722	Wehre	1130
Vorflut <i>Wass.</i>	1156	Wandbalken <i>Hochb.</i>	566	Schleusen	1137
Vorgärten <i>Städt.</i>	1990	Wandrücke in Silos <i>Beton.</i>	805	Kanalisierung der schiffbaren Flüsse	1146
Vorgelege <i>Masch.</i>	866	Wandern der Schienen <i>Bahn.</i>	1385	Schiffahrtskanäle (Binnenschifffahrt)	1150
Vorgesümpfe <i>Tunn.</i>	1261	Wandernde Einzellast <i>Stat.</i>	1592	Flußhäfen	1155
Vorhären <i>Wass.</i>	1194	Wanderschrauben <i>Bahn.</i>	1386	Landwirtschaftl. Wasserbau	1156
Vorkaliber <i>Stoff.</i>	392	Wandersprenger <i>Tief.</i>	2171	Talsperren	1167
Vorkopf <i>Wass.</i>	1076	Wanderstutzen <i>Bahn.</i>	1387	Wasserkraftanlagen	1174
Vorlagen, vorschriftsmäßige <i>Bahn.</i>	1348	Wandglieder <i>Brück. eis.</i>	1747	Seebau, Meerwasser, Winde, Wellen	1180
Vorort <i>Städt.</i>	1971	Wandgliederquerschnitte <i>Brück. eis.</i>	1808	Flußmündungen, Regelung	1187
Vorortverkehr <i>Städt.</i>	1971	Wandgliederungen <i>Brück. eis.</i>	1747	Uferschutzwerke	1191
Vorrechnen <i>Tief.</i>	2145	Wandknoten <i>Stat.</i>	1584	Seehäfen	1193
Vorreiber <i>Hochb.</i>	620, 621	Wandkonstruktion <i>Hochb.</i>	575	Schifffahrt	1199
Vorschriften, amtliche <i>Bahn.</i>	1342	Wandputz <i>Hochb.</i>	564	Wasserbau, landwirtschaftlicher <i>Wass.</i>	1156
Vorsignale <i>Bahn.</i>	1501	Wandstäbe <i>Stat.</i>	1617	— <i>Wass.</i>	1156
Vorstößblech <i>Hochb.</i>	558	— Längenänderungen <i>Stat.</i>	1655	Wasserbedarf <i>Tief.</i>	1999
Vorstrecken des Oberbaues <i>Bahn.</i>	1398	Wandstabkräfte <i>Stat.</i>	1618, 1622	— <i>Stoff.</i>	449
Vorteilsübertragung <i>Betrieb.</i>	1021	Wandstärken eines Silos <i>Beton.</i>	810	Wasserbehälter <i>Bahn.</i>	1473
Vorwärmer <i>Masch.</i>	938	Wandstiele <i>Hochb.</i>	593	Wasserbewegung <i>Wass.</i>	1083
Vorwärtseinschneiden <i>Geod.</i>	503	Wangen <i>Hochb.</i>	616	— in Rohren <i>Masch.</i>	907
Vorzichen <i>Mech.</i>	106	Wannenbad <i>Tief.</i>	2000	Wasserdichte Abdeckung <i>Brück. stein.</i>	1915
— einer Strebe <i>Stat.</i>	1618	Wannenzeichen <i>Recht.</i>	2195	Wasserdichter Beton <i>Stoff.</i>	450
Voutenförmiger Anschluß <i>Beton.</i>	260	Wärmeeinfluß <i>Beton.</i>	333	— <i>Wass.</i>	1068
Voutenplatte <i>Hochb.</i>	576	Wärmeänderung <i>Brück. eis.</i>	1180	Wasserdichte Keller <i>Beton.</i>	752
— <i>Hochb. eis.</i>	633	— <i>Fest.</i>	219	Wasserdichtheit <i>Stoff.</i>	373, 462
— <i>Werk.</i>	739	Wärmedichte <i>Masch.</i>	947	— <i>Beton.</i>	815
Vulkanolpflaster <i>Straß.</i>	1288	Wärmedurchgang <i>Werk.</i>	742	Wasserdichtigkeit <i>Brück. eis.</i>	1836
Wagen <i>Bahn.</i>	1545	Wärnekräftmaschine <i>Masch.</i>	944	Wasserdruck <i>Mech.</i>	151
— Steilb. <i>Bahn.</i>	1575, 1577	Wärmelehre <i>Masch.</i>	944	Wasserentnahmestellen <i>Bahn.</i>	1469
Wagen, Umgrenzung <i>Bahn.</i>	1315	Wärmepreis <i>Masch.</i>	947	Wasserfarben <i>Stoff.</i>	463
Wagenausbesserungshalle <i>Bahn.</i>	1478	Wärmeschutz <i>Hochb.</i>	554	Wasserflecke <i>Beton.</i>	242
Wagenbedienungspläne <i>Bahn.</i>	1320	Wärmespannung <i>Beton.</i>	242	Wassergehalt <i>Beton.</i>	242
Wagendreh scheiben <i>Bahn.</i>	1429	Wärmeverlust <i>Werk.</i>	742	— Holz <i>Stoff.</i>	376
Wagenkipper <i>Masch.</i>	882	Warnwasserheizung <i>Werk.</i>	743	Wassergewinnung <i>Tief.</i>	2008
Wagenlasten <i>Brück. eis.</i>	1775	Warnsignallautwerk <i>Bahn.</i>	1497	Wasserglas <i>Stoff.</i>	462
Wagenschuppen <i>Bahn.</i>	1468	Warterräume <i>Bahn.</i>	1444	Wasserglasanstriche <i>Hochb.</i>	631
Wagenüberginkommen <i>Bahn.</i>	1319	Wärterhäuser <i>Bahn.</i>	1356	Wasserglaskitt <i>Stoff.</i>	463
Wagenumlauf <i>Bahn.</i>	1320	Warteschäle <i>Bahn.</i>	1441	Wasserhaltigkeit des Bodens <i>Erd.</i>	1212
Wagerechte Biegelinie <i>Stat.</i>	1657	Warthebrücke, Posen <i>Brück. eis.</i>	1750	Wasserhaltung <i>Tunn.</i>	1259
Wahl der Betriebsmittel <i>Betrieb.</i>	1027	Waschanlagen <i>Bahn.</i>	1479	Wasserhebmäschinen <i>Masch.</i>	904
Wahrscheinliche Fehler <i>Geod.</i>	531	Waschküche <i>Bahn.</i>	1483	— <i>Wass.</i>	1159
Wahrscheinlichkeitsrechnung <i>Geod.</i>	531	Waschmaschinen <i>Straß.</i>	1298	Wasserhebung <i>Wass.</i>	1163
Waldfriedhöfe <i>Städt.</i>	1974	— <i>Masch.</i>	935	— mech. <i>Wass.</i>	1158
Wald- und Wiesengürtel <i>Städt.</i>	1973	Waschräume <i>Werk.</i>	710	Wasserkraftanlagen <i>Wass.</i>	1174
Walme <i>Hochb.</i>	569	— <i>Bahn.</i>	1445	Wasserkraue <i>Bahn.</i>	1473
Walmdach <i>Hochb.</i>	583, 598	Wasseradern <i>Erd.</i>	1240	Wasserrläufe <i>Tief.</i>	2021
Walze <i>Masch.</i>	148	Wasseraufnahme <i>Stoff.</i>	358	— Überschreitung <i>Bahn.</i>	1344
— <i>Stat.</i>	1582	Wasserbau	1055	Wasserleitungen <i>Tief.</i>	2029
— <i>Hochb. eis.</i>	695	Wasserbau:		Wasserlinie <i>Wass.</i>	1199
— des Eisens <i>Stoff.</i>	391	Gründung allg., Tragfähigkeit des Baugrundes	1055	Wassermengen <i>Tief.</i>	2116
— der Straßen <i>Straß.</i>	1280	Fangedämme usw.	1058	— deutscher Flüsse <i>Wass.</i>	1117
		Fundamentverbreiterung	1062	— Messung <i>Wass.</i>	1114

Wassermengenkurve <i>Wass.</i>	Wechselstromdynamos	Wendelatten <i>Geod.</i>	466
1114, 1124	<i>Masch.</i>	Wendelbelle <i>Geod.</i>	481
Wassermesser <i>Tief.</i> 2085, 2090	Wedekind-Element <i>Masch.</i> 994	Wendeplatten <i>Straß.</i>	1270
Wassermessung <i>Masch.</i> 985	Weg <i>Mech.</i> 134	Wendepunkt <i>Math.</i>	100
Wassermotoren <i>Wass.</i> 1178	Wegbrücken <i>Bahn.</i> 1354	— der Biegelinie <i>Stat.</i>	1684
Wasserpfeifen <i>Tief.</i> 2034	Wegkurve <i>Mech.</i> 135	Werbearbeit der Unterneh-	
Wasserpolder <i>Wass.</i> 1174	Wegesignale <i>Bahn.</i> 1500	merfirmen <i>Betrieb.</i>	1018
Wasserräder <i>Wass.</i> 1178	Wegübergänge <i>Bahn.</i> 1344,	Werftallen <i>Bahn.</i>	1460
— Berechn. 966	1353	Werkstätte <i>Werk.</i>	710
Wasserreinigung <i>Tief.</i> 2050,	— Nebenb. <i>Bahn.</i> 1528	— <i>Straßenb. Bahn.</i>	1560
2071	— Oberbau <i>Bahn.</i> 1395	Werkstattbau:	
Wasserröhrenkessel <i>Masch.</i> 941	Wegweiser <i>Straß.</i> 1296	Räumliche Gliederung	710
Wassersäule <i>Mech.</i> 152	Wehre <i>Wass.</i> 1105, 1098,	Baustoff	714
Wasserscheiden <i>Tief.</i> 2096	Wehrbock <i>Wass.</i> 1133	Hallenquerschnitte	715
— Überschreitung <i>Bahn.</i> 1344	Wehrkrone <i>Wass.</i> 1107	Wände und Stützen	722
Wasserschelk <i>Hochb.</i> 620	Wehrrücken <i>Wass.</i> 1131	Krane, Tabellen	724
Wasserschlag <i>Wass.</i> 1097	Weiche Betonmasse <i>Stoff.</i> 453	Krane, baul. Einzelheiten	733
Wasserschnecke <i>Masch.</i> 904	Weichen <i>Bahn.</i> 1402	Dächer	735
— <i>Wass.</i> 1159	— Nebenb. <i>Bahn.</i> 1531	Oberlichte Fenster	737
Wasserschraube <i>Masch.</i> 904	— Steilb. <i>Bahn.</i> 1574, 1576,	Triebwerke (Transmiss.)	739
Wasserspiegelbreite <i>Wass.</i> 1150	1577	Lüftung, Heizung	741
Wasserstand <i>Wass.</i> 1124	— <i>Straßenb. Bahn.</i> 1556	Werkstattbau <i>Werk.</i>	710
Wasserstationen <i>Bahn.</i> 1345,	Weichenantrieb (Elektro-	Werkstättenbahnhöfe	
1472	motor) <i>Bahn.</i> 1519	<i>Bahn</i>	1474
Wasserstrahlejektoren <i>Tief.</i> 2059	Weichenbock <i>Bahn.</i> 1415	Werkstättendienst <i>Bahn.</i>	1310
Wasserstrahlpumpen <i>Masch.</i> 913	Weichenhebel <i>Bahn.</i> 1511	Werksteine <i>Stoff.</i>	355
Wasserstraßen <i>Stadt.</i> 1972	Weichenkreuz <i>Bahn.</i> 1409	Werkstücke <i>Hochb.</i>	538
Wasserturbinen, Berechn.	Weichenlaterne <i>Bahn.</i> 1415	Werkvertrag <i>Recht.</i>	2188
<i>Masch.</i> 968	Weichenmarksteine <i>Bahn.</i> 1418	Werkzoll <i>Hochb.</i>	538
Wasserverbrauch <i>Bahn.</i> 1538	Weichenriegelvorrichtung	Werst <i>Geod.</i>	486
— <i>Tief.</i> 2002	<i>Bahn.</i> 1505	Weser, Wassermengen	
— (Schleusen) <i>Wass.</i> 1151	Weichenschlösser <i>Bahn.</i> 1415	<i>Wass.</i>	1118
— Tarif <i>Tief.</i> 2093	Weichenschwellen <i>Bahn.</i> 1418	Westrumit <i>Straß.</i>	1300
Wasserverluste, Schleusen	Weichenstraßen <i>Bahn.</i> 1409	Wettbewerb, unlauterer	
<i>Wass.</i> 1152	Weichenstellerei <i>Bahn.</i> 1498	<i>Recht.</i>	2197
Wasserversorgung	Weichenstellvorrichtung	Wettertrum <i>Tunn.</i>	1260
Vorarbeiten:	<i>Bahn.</i> 1503	Wheatstonesche Brücke	
Wasserbedarf 1997	Weichenverbindungen in	<i>Masch.</i>	1014
Wassergewinnung 2008	Bahnhöfen <i>Bahn.</i> 1437	Wicklungen <i>Beton.</i>	255
Berechnung d. Druck-	Weichenverschlingung	Widerlager <i>Brück. stein.</i> 1921,	
höhen u. d. Rohr-	<i>Bahn.</i> 1408	1933, 1958	
durchmesser 2023	Weichenwerkstatt <i>Bahn.</i> 1479	— <i>Hochb.</i>	574
Anordnung des Rohr-	Weichenzungen <i>Bahn.</i> 1412	Wiesenbewässerung <i>Wass.</i> 1164	
netzes u. d. Hoch-	Weichsel, Wassermengen	Widerstände <i>Straß.</i> 1265, 1340	
behälter 2034	<i>Wass.</i> 1121	— elektr. <i>Masch.</i>	991
Pumpwerke 2038	Weide <i>Stoff.</i> 375	— Wasserbewegung	
Baul. Einzelheiten:	Weiergründhalt <i>Wass.</i> 1167	<i>Masch.</i>	907
Sammelkanäle 2043	Weisbach, Geschw.-Formel	Widerstand der Fahrzeuge	
Brunnen 2015	<i>Wass.</i> 1084	<i>Bahn.</i>	1324
Vorrichtungen für die	Weißes Robeisen <i>Stoff.</i> 383	Widerstandskraft <i>Mech.</i> 141,	
Reinigung des Was-	Weißkalk <i>Stoff.</i> 431	145	
sers, Kleinbetrieb	— <i>Hochb.</i>	Widerstandsmessung, elektr.	
Klärbecken 2051	Weißschwanzzapfen <i>Hochb.</i> 548		1014
Filter 2052	Weißtanne <i>Stoff.</i> 375	Widerstandsmoment <i>Fest.</i> 175,	
Desinfektion 2060	Weizen-Gewichte <i>Beton.</i> 805	214	
Entsäuerungsanlagen	Wellblech <i>Stoff.</i> 414, 416	— <i>Math.</i>	73
Enteisungsanlage 2064	Wellblechdach <i>Werk.</i> 736	— <i>Mech.</i>	121
Ozonisierung 2071	Wellblechdächer, freitra-	— Blechträger <i>Brück. eis.</i> 1794,	
Ultraviolette Strahlen	gend <i>Hochb. eis.</i> 706	1796	
Reinwasserbehälter	Wellblechdeckung <i>Hochb.</i>	— — <i>Hochb. eis.</i>	678
2076	<i>eis.</i> 704	— von eis. Pfetten <i>Hochb.</i>	
Rohrleitungen u. Haus-	Wellen <i>Masch.</i> 837	<i>eis.</i>	686
anschlüsse 2082	— an Küsten <i>Wass.</i> 1185	— ringförmiger Querschnitte	
Tarife 2093	— im Meere <i>Wass.</i> 1182	<i>Hochb. eis.</i>	670
Wasserversorgung <i>Tief.</i> 1997	Wellenbrecher <i>Wass.</i> 1195	— Tabellen <i>Mech.</i>	124
— Werkstätten <i>Bahn.</i> 1474	Wellenfilter <i>Tief.</i> 2019	Widerstandswerte Steilb.	
Wasserzoll <i>Wass.</i> 1110	Wellenhöhe <i>Wass.</i> 1182	<i>Bahn.</i> 1572, 1576	
Wasserzusatz <i>Stoff.</i> 440, 453	Wellenlänge <i>Wass.</i> 1182	— <i>Straßenb. Bahn.</i>	1553
Watt <i>Masch.</i> 991	Wellenleitungen <i>Werk.</i> 739	Widerstandsziffer auf Stra-	
Wechsel <i>Bahn.</i> 1402	Wellenschlag <i>Wass.</i> 1166, 1191	ßen <i>Straß.</i>	1265
— <i>Hochb.</i> 567	Wellenstöße <i>Wass.</i> 1187	— für Gerinne <i>Wass.</i> 1089	
Wechselgelenke <i>Brück. eis.</i> 1828	Wellrohrkessel <i>Masch.</i> 942	Willenserklärungen	2179
Wechselsperre <i>Bahn.</i> 1521	„Weina“-sprossen <i>Hochb. eis.</i> 702	Williamburgbrücke New	
Wechselschleifblattung	Wendbare Herzstücke	York <i>Brück. eis.</i>	1762
<i>Bahn.</i> 1390	<i>Bahn.</i> 1417	Wind <i>Wass.</i>	1180
Wechselstrom <i>Masch.</i> 993			

Windbelastung eis. Brücken		Witworthsches Gewinde		Zaphähne Tief.	2088
Brück. eis.	1776	Hochb. eis.	649	Zange Hochb.	624
Winddruck Fest.	204	— Gewindesystem Masch.	328	Zäune Straß.	1295
— Wass.	1180, 1182	Witworths Scala Stoff.	418	Zechsteine Stoff.	348
— Hochb. eis.	638	w = Kräfte Stat. 1653, 1697,	1702	Z-Eisen Stoff.	399
— auf das Verkehrsband		Wochebericht Betrieb.	1046	— nach Meyerhof Hochb.	686
Brück. eis.	1745	Wöhlersches Gesetz Fest.	169	Zeit Mech.	135
Windschraube Masch.	864	Wohndichtigkeit Tief.	2097	Zeitbedarf Betrieb. 1025, 1029	
Windgeschwindigkeit		Wohnungstücke Stadt.	1977	— von Bauarbeiten Betrieb.	1031
Wass.	1180	Wohnküche Bahn.	1480	Zeiteinteilung Betrieb.	1047
Windkessel Masch.	906	Wohnräume Bahn.	1484	Zeitkontrolle Werk.	710
Windkraftmaschinen		Wohnstraßen Straß.	1275	Zeitungsfahrpläne Bahn.	1332
Masch.	987	— Städ., 1972, 1990		Zellenboden, Bewehrung	
Windmotoren Wass.	1163	Wohnverhältnisse Städ.	1965	Beton.	812
Windräder Wass.	1159	Wohnung Bahn.	1480	Zellengurte Brück. eis.	1801
Windrichtung usw. Wass.	1180	— im Empfangsgebäude		Zellenstilo Beton.	803, 807
Windrispen Hochb.	586	Bahn.	1447	Zeltdach Hochb.	584
Windrose Stat.	1180	— Kündigungfrist Recht.	2190	Zement Beton.	239
Windschiefe Flächen Math.	66	Wölblleche Stoff.	410	— Stoff.	435, 452
Windstärke usw. Wass.	1180	Wölbgleisen Bahn.	1355	— Gewichte Beton.	805
Windverbände Brück. eis. 1734,		Wölbtragwerke Stat.	1703	Zementbeton Stoff.	448
1747, 1849		Wölbvorgang Brück. stein.	1925	Zementdielen Stoff.	366
Winkel Math.	62, 85	Wolltapeten Stoff.	461	Hochb.	580
Winkeländerung Fest.	156	Woltmannflügel Masch.	985	Zementeisendecke Hochb.	577
— eines Dreiecks Stat.	1659	Woltmannmesser Tief.	2093	Zementestrich Hochb.	627
Winkelbänder Hochb.	549	Wrasenleitung Hochb.	554	Zementfahrbahn Straß.	1290
Winkelbeschleunigung Mech.		Wucht Mech.	143, 149	Zementierung Wass.	1076
	137, 145	Wurfbewegung Mech.	137, 144	Zementkunststein Stoff.	366
Winkelheisen Stoff.	392	Würfel Math.	65	Zementmakadam Straß.	1290
Winkelfederu Brück. eis.	1827	Würfelfestigkeit Beton.	240	Zementmörtel Hochb.	543, 559
Winkelflügel Brück. stein.	1889	— im Beton Beton.	251	— Ausbeute Stoff.	442
Winkelfunktionen Math.	57	Würfelprobe Stoff.	449	— Festigkeit u. Elastizität	
Winkelgeschwindigkeit		Wurfträger Wass.	1159	Fest.	237
Mech.	137, 144	Wurfschaufel Masch.	901	— im Seewasser Wass.	1194
Winkelhalbierende Math.	61, 87	Wurmfraß Stoff.	380	Zementplatten Straß.	1293
Winkelkopf Geod.	470	Wurzeln Math.	2, 44	Zementrohre Tief.	2118
Winkelaschen Bahn.	1388	— einer Gleichung Math.	52, 54	— Straß.	1277
Winkelmessung Geod.	493	— einer Gleichung Math.	52	— Stoff.	367
Winkelprismen Geod.	469	Wurzelexponent Math.	44	Zeitdistanz Geod.	495
Winkelspiegel Geod.	468	Wurzelmaß Hochb. eis.	647	Zeitmeter Geod.	485
Winkeltrommel Geod.	470	Wurzelplatte Brück. eis.	1863	Zentraler Stoß Mech.	149
Winkelverbindungen von		Xyolith Stoff.	371	Zentralachse Mech.	110
Hölzern Hochb.	548	Xylopal Stoff.	371	Zentrallellipse Mech.	119
Winkelzapfen Hochb.	548	Yard Geod.	486	Zentralzeitung Werk.	742
Winklersche Zahlen Brück.		— Math.	105	Zentratorgetriebe Masch.	846
stein.	1954	Yellowpine Straß.	1289	Zentrifugalkraft Mech.	141
— Stat.	1681	— Stoff.	375	Zentrifugalmoment Mech.	117,
Winterdeiche Wass.	1166	Zähigkeit Mech.	151	— Wass.	128, 152
Winterholz Stoff.	374	— Bahn.	1361	Zentrifugalpumpen Masch.	910
Wirkliche Verschiebungen		Zahlenwerte Math.	43, 54	— Wass.	1159
Stat.	1651	Zählerdeterminante Math.	49	Zentripetalkraft Mech.	141
Wirksame Balkenhöhe Beton	260	Zählstäbe Geod.	465	Zentrischer Druck Beton.	251, 338
— Breite der Platten Beton	264	Zählung Math.	48	Zentriwinkel Math.	62, 63
— Plattenhöhe Beton.	256	Zahlungstermin, mittlerer		Zerlegung der Kräfte Mech.	106
Wirkung Mech.	106	Math.	49	Zerlegungsgleise Bahn.	1462
Wirkungsgrad, thermischer		Zahndruck, Steilb. Bahn.	1572	Zerreißproben Stoff.	424
Masch.	945	Zahndübel Brück. eis.	1874	— Bahn.	1361
Wirkungslinie Mech.	106	Zahngesperre Masch.	857	Zerstörung Fest.	155
Wirkungssinn Mech.	106	Zahnkupplung Masch.	839	Zerugnisse Betrieb.	1026
Wirtschaftliche Bemessung		Zahnradler Masch.	840	Ziegel Hochb.	540
Beton.	306	Zahnreibringsarbeit Masch.	842	— Festigkeit u. Elastizität	
Wirtschaftl. günst. Rohrdurchmesser Wass.	1177	Zahnstangen, Steilb. Bahn.	1573	Fest.	237
Wirtschaftliche Erwägungen		Zahnstangenbahnen Bahn.	1571	Ziegeldächer Hochb.	602
Bahn.	1337	Zahnstangenhebelwerke		Ziegelfliesen Stoff.	364
Wirtschaftliche Trassierung		Masch.	863	Ziegelformate Stoff.	361
Bahn.	1339	Zangen Stoff.	381	Ziegelfußböden Hochb.	627
Wirtschaftlichkeit Straß.	1309	Zapfen Hochb.	548	Ziegelfkappendecke Werk.	738
— Stadtbahn Bahn.	1570	— Masch.	832	Ziegelmauerwerk Hochb.	552
Wirtschaftsgebäude Bahn.	1449	Zapfenplatte Bahn.	1379	Ziegelplaster Hochb.	564
Wirtschaftsgenossenschaft		Zapfenreibung Bahn.	1324	Ziegelspließdach Hochb.	584
ten Recht.	2180	— Mech.	148	Ziegelsteine Stoff.	359
Wirtschaftswege Straß.	1269			Brück. stein.	1924
Witwenrente Recht.	2202				

Ziegelwände <i>Werk.</i>	722	Zugkraft <i>Mech.</i>	144	Zwangsschienen <i>Bahn.</i>	1415
Zielachse <i>Geod.</i>	474	— eines Pferdes <i>Straß.</i>	1266		1418
Zierbleche <i>Stoff.</i>	409	Zugkraftaufwand <i>Straß.</i>	1309	Zwangsrinne <i>Bahn.</i>	1416
Zierputz <i>Hochb.</i>	558	Zugläufe <i>Bahn.</i>	1498	Zwangsspannungen <i>Stat.</i>	1673
Zimmerarbeiten, Zeitbe- darf <i>Betrieb.</i>	1037	Zugmeldebuch <i>Bahn.</i>	1334	Zweibogenweiche <i>Bahn.</i>	1403
Zimmermann, Momenten- verfahren <i>Stat.</i>	1621	Zugmeldestellen <i>Bahn.</i>	1520	Zweigelenkbogen <i>Stat.</i>	1691
Zimmerlärntwerk <i>Bahn.</i>	1497	Zugmeldungen <i>Bahn.</i>	1333	— mit unterliegender <i>Bahn</i>	
Zink <i>Stoff.</i>	429	Zugramme <i>Masch.</i>	916	Brück. <i>eis.</i>	1854
Zinkblech Dachdeckung <i>Hochb.</i>	608	Zugrisse des Betons <i>Beton.</i>	243	Zweigliedergranit <i>Stoff.</i>	344
Zinkchlorid <i>Stoff.</i>	378	Zugschranken <i>Bahn.</i>	1353	Zweiquartiere <i>Stoff.</i>	361
Zinkblech <i>Hochb.</i>	584	Zugschützen <i>Wass.</i>	1144	Zweischwellenstoß <i>Bahn.</i>	1393
Zinkdraht, Festigkeit <i>Fest.</i>	167	Zugspannungen, Beton <i>Beton.</i>	243, 303	Zweiseitige Bogenweiche <i>Bahn.</i>	1403
Zinkguß <i>Stoff.</i>	430	— berücks. <i>Beton.</i>	295	— Doppelweichen <i>Bahn.</i>	1406
Zinkwellblech <i>Stoff.</i>	430	Zugstange <i>Hochb. eis.</i>	697	Zweispitz <i>Hochb.</i>	539
Zinneszinsrechnung <i>Math.</i>	48	Zugstärke <i>Bahn.</i>	1346	Zweitaktmotoren <i>Masch.</i>	957
Zisternen <i>Tief.</i>	2051	— Nebenb. <i>Bahn.</i>	1524	Zweizylindermaschinen <i>Masch.</i>	951
Zivilprozeßordnung <i>Recht.</i>	2178,	Zugtiere <i>Straß.</i>	1266	Zwickel <i>Brück. eis.</i>	1753
	2201	Zugversuche <i>Fest.</i>	159	Zwillingslokomotiven <i>Bahn.</i>	1535
Zivilrecht <i>Recht.</i>	2204	Zugzone, fehlend oder ver- sagend <i>Fest.</i>	225		1535
Z-Laschen <i>Bahn.</i>	1388	Zulageisen <i>Beton.</i>	263	Zwillingssträger <i>Brück. eis.</i>	1743
Zoll <i>Math.</i>	105	Zulässige Beanspruchung <i>Stoff.</i>	451		1838
— <i>Geod.</i>	486	— für Druck <i>Beton.</i>	251	Zwillingswalzwerk <i>Stoff.</i>	391
Zollrevision <i>Bahn.</i>	1444	— Eisenbetonbr. <i>Brück.</i>		Zwischenbahnhöle <i>Bahn.</i>	1436
Zonafarbe <i>Stoff.</i>	426	— <i>stein.</i>	1944	Zwischenbehälter <i>Tief.</i>	2036
Zores-Eisen <i>Stoff.</i>	399	— in Hochbau <i>Hochb. eis.</i>	640	Zwischendecken <i>Hochb.</i>	564
Z-Pfetten <i>Hochb. eis.</i>	685	— Spannungen <i>Brück. eis.</i>	1780	— <i>Hochb. eis.</i>	637
Zubereitung der Betonmasse <i>Stoff.</i>	452	— <i>Beton.</i>	251	— <i>Werk.</i>	738
Zuführung <i>Werk.</i>	710	Zumacheklötze <i>Tunn.</i>	1261	— Berechnung <i>Fest.</i>	178
Zug <i>Fest.</i>	156	Zündung <i>Masch.</i>	958	— Eigengewichte <i>Hochb. eis.</i>	633
Zuganker <i>Hochb.</i>	568	Zungen <i>Bahn.</i>	1411	Zwischengerade <i>Bahn.</i>	1342
Zugausstattung <i>Bahn.</i>	1317	— Berechnung <i>Bahn.</i>	1419	Zwischenlad. steige <i>Bahn.</i>	1451
Zubetrieb im Bahnhof <i>Bahn.</i>	1435	— federnd <i>Bahn.</i>	1413	Zwischenpfeiler <i>Brück. stein.</i>	1921, 1958
Zugbewehrung <i>Beton</i>	261, 786	Zugendrehpunkte <i>Bahn.</i>	1413	Zwischenrinnen <i>Werk.</i>	736
Zugbildungsplan <i>Bahn.</i>	1318	Zugenvorrichtung <i>Bahn.</i>	1402	Zwischenstiele <i>Stoff.</i>	381
Zugbildungsstationen <i>Bahn.</i>	1467	Zusammengesetzte Bie- gungsfestigkeit <i>Fest.</i>	210	Zyklische Kurven <i>Math.</i>	99
Zugeordnete Achsen <i>Fest.</i>	214	— Festigkeit <i>Fest.</i>	156	Zykloide <i>Math.</i>	99
— <i>Mech.</i>	119, 121	Zusammensetzung der Kräfte <i>Mech.</i>	106	Zykloidenverzahnung <i>Masch.</i>	840
Zugfestigkeit <i>Fest.</i>	159	Zusammenstoßen der Pläne <i>Geod.</i>	516	Zylinder <i>Math.</i>	65
— <i>Stoff.</i>	450	Zusatzwiderstände <i>Bahn.</i>	1325	— <i>Mech.</i>	116
— des Betons		Zuschläge <i>Stoff.</i>	451, 452	— <i>Bahn.</i>	1540
<i>Beton.</i>	243	Zuschlagstoffe <i>Stoff.</i>	449	Zylindergelenk <i>Stat.</i>	1582
Zugfolgestellen <i>Bahn.</i>	1312,	Zwangsläufige Kette <i>Stat.</i>	1589,	Zylinderhuf <i>Math.</i>	66
	1332, 1520		1665	Zylinderschützen <i>Wass.</i>	1143
Zugkraft <i>Straß.</i>	1266	Zwangsabtretung von Grund- eigentum <i>Bahn.</i>	1349	Zylindrische Wand, Stärke <i>Beton.</i>	817
— <i>Bahn.</i>	1322, 1541				



Druck der Spamerschen Buchdruckerei in Leipzig.

Eisen im Hochbau. Ein Taschenbuch mit Zeichnungen, Tabellen und Angaben über die Verwendung von Eisen im Hochbau. Herausgegeben vom **Stahlwerksverband A.-G., Düsseldorf.** Fünfte, völlig neubearbeitete und erweiterte Auflage. Mit zahlreichen Abbildungen und Tabellen. Gebunden Preis M. 16.—

Repetitorium für den Hochbau. Von Dr.-Ing. E. h. Max Foerster, Geh. Hofrat, ord. Professor für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Hochschule Dresden.

1. Heft: **Graphostatik und Festigkeitslehre.** Für den Gebrauch an Technischen Hochschulen und in der Praxis. Mit 146 Textabbildungen. Preis M. 7.60
 2. Heft: **Abriss der Statik der Hochbaukonstruktionen.** Für den Gebrauch an Technischen Hochschulen und in der Praxis. Mit 157 Textabbildungen. Preis M. 8.60
 3. Heft: **Grundzüge des Eisenhochbaues.** Mit zahlreichen Textabbildungen. In Vorbereitung.
-

Die Grundzüge des Eisenbetonbaues. Von Geh. Hofrat M. Foerster, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden. Mit 164 Textabbildungen. Gebunden Preis M. 18.—

Vorlesungen über Eisenbeton. Von Dr.-Ing. E. Probst, ord. Professor an der Technischen Hochschule in Karlsruhe. Erster Band: Allgemeine Grundlagen. — Theorie und Versuchsforschung. Grundlagen für die statische Berechnung. — Statisch unbestimmte Träger im Lichte der Versuche. Mit 171 Textabbildungen. Gebunden Preis M. 18.—

Ausgeführte Eisenbetonkonstruktionen. Neunundzwanzig Beispiele aus der Praxis. Von Dipl.-Ing. Otto Hausen. Mit 125 Textabbildungen. Preis M. 8.—; gebunden M. 9.60

Der Bauingenieur in der Praxis. Eine Einführung in die wirtschaftlichen und praktischen Aufgaben des Bauingenieurs. Von Reg.-Baumeister a. D. Th. Janßen, Privatdozent an der Technischen Hochschule in Berlin. Preis M. 6.—; gebunden M. 6.80

Die Wirtschaftlichkeit als Konstruktionsprinzip im Eisenbetonbau. Von Dr.-Ing. Max Mayer. Mit 30 Textabbildungen, 15 Zahlentabellen und 1 Formeltafel. Preis M. 5.40

Die Eisenkonstruktionen. Ein Lehrbuch für Schule und Zeichentisch nebst einem Anhang mit Zahlentafeln zum Gebrauch beim Berechnen und Entwerfen eiserner Bauwerke. Von Prof. **L. Geusen**, Dipl.-Ing. und Oberlehrer in Dortmund. Mit 505 Abbildungen im Text und auf 2 farbigen Tafeln. Gebunden Preis M. 18.—

Leitfaden für den Unterricht in Eisenkonstruktionen an Maschinenbauschulen. Von Professor Dipl.-Ing. **L. Geusen**, Oberlehrer an den Vereinigten Maschinenbauschulen in Dortmund. Mit 173 Textabbildungen. Kartoniert Preis M. 2.—

Eisenbahn-Balkenbrücken. Ihre Konstruktion und Berechnung nebst sechs zahlenmäßig durchgeführten Beispielen. Von Ingenieur **Johannes Schwengler**. Mit 84 Textabbildungen und 8 lithographischen Tafeln. Kartoniert Preis M. 4.—

Berechnung von Rahmenkonstruktionen und statisch unbestimmten Systemen des Eisen- und Eisenbetonbaues. Von Ingenieur **P. Ernst Glaser**. Mit 112 Textabbildungen. Preis M. 9.—

Bau und Berechnung gewölbter Brücken und ihrer Lehrgerüste. Drei Beispiele von der badischen Murgtalbahn. Von Dr.-Ing. **Ernst Gaber**, Bauinspektor. Mit 56 Textabbildungen. Preis M. 6.—; gebunden M. 7.—

Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes. Von Ing. **Friedr. Bleich**, Wien. Mit 108 Textabbildungen. Preis M. 12.—

Widerstandsmomente, Trägheitsmomente und Gewichte von Blechträgern nebst numerisch geordneter Zusammenstellung der Widerstandsmomente von 59 bis 113930, zahlreichen Berechnungsbeispielen und Hilfstafeln. Von **B. Böhm**, Gewerberat in Bromberg, und **E. John**, Regierungs- und Baurat in Essen. Zweite, verbesserte und vermehrte Auflage. Gebunden Preis M. 12.—

Ergänzungen

zur vierten Auflage des

Taschenbuches für

Bauingenieure

betreffend

neue deutsche Bestimmungen für den
Eisenbetonbau und den Eisenbau vom
Jahre 1925

Von

Dr.-Ing. e. h. **Max Foerster**

Geh. Hofrat, ord. Prof. für Bauingenieurwesen
an der Technischen Hochschule Dresden

Mit 16 Textfiguren



1925 0 70

Berlin
Verlag von Julius Springer
1925

Ergänzungen
zur vierten Auflage des
Taschenbuches für
Baupingenieure



Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung
in fremde Sprachen, vorbehalten.

Ergänzungen

auf Grund der neuen deutschen Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton vom Juni 1925 zum Kapitel:

Die Grundzüge der Theorie des Eisenbetonbaues.

IV. Auflage S. 414 ff.

A. Einheitliche Bezeichnungen im Eisenbetonbau.

(Vgl. hierzu Fig. 1 ab, 2 abc und 3 ab.)

- x = Abstand der Nulllinie vom gedrückten Rand.
 y = Abstand des Druckmittelpunktes von der Nulllinie.
 z = Abstand des Druckmittelpunktes vom Zugmittelpunkt (Hebelarm der inneren Kräfte).
 F_b = Betonquerschnitt ohne Abzug der Eiseneinlagen, geometrischer Querschnitt.
 F_e = Gesamtquerschnitt der Eisen eines Druckgliedes, insbesondere der Längs Eisen zentrisch gedrückter Säulen.
 F_k = Querschnitt des umschnürten Betonkerns bei umschnürten Säulen.

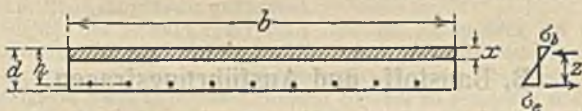


Fig. 1 ab.

F_s = Querschnitt der in Längs Eisen umgewandelten Umschnürung.

E_b = Elastizitätsmaß des Betons.

E_e = Elastizitätsmaß des Eisens.

$n = \frac{E_e}{E_b}$ = Verhältnis der beiden Elastizitätsmaße.

F_s = Querschnitt der Zugeisen bei Biegung.

F'_s = Querschnitt der Druckeisen bei Biegung.

σ_b = Druckspannung des Betons bei Biegung und in Säulen.

σ_s = Zugspannung des Eisens bei Biegung

σ'_s = Druckspannung des Eisens bei Biegung } Zustand II.

σ_{b_s} = Zugspannung des Betons

σ_{b_d} = Druckspannung des Betons

σ_{e_s} = Zugspannung des Eisens

σ_{e_d} = Druckspannung des Eisens

τ_0 = Schubspannung des Betons im Zustand II,

} im Zustand I.

r_1 = Haftspannung des Betons am Eisen.

d = Gesamthöhe bei Balken und Platten.

d_0 = Gesamthöhe bei Plattenbalken.

h = Abstand des Mittelpunktes der gezogenen Eisen vom gedrückten Rand, Nutzhöhe.

h' = Abstand des Mittelpunktes der gedrückten Eisen vom gedrückten Rand.

b = nutzbare Druckgurtbreite bei Plattenbalken, Breite von Rechteckquerschnitten.

b_0 = Rippenbreite bei Plattenbalken.

u = Umfang der Eisen.

$f_e = \frac{F_e}{b}$ = Zugeisenquerschnitt auf die Breitereinheit.

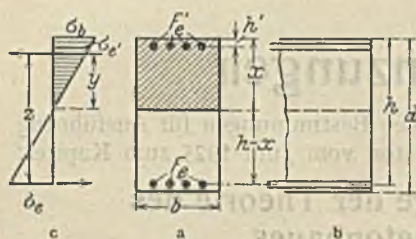


Fig. 2.

$f'_e = \frac{F'_e}{b}$ = Druckeisenquerschnitt auf die Breitereinheit.

Die neuen Bezeichnungen lehnen sich den früheren im allgemeinen an. Hervorhebenswert ist der Unterschied der Spannungsbezeichnungen im Zustande I — also bei nicht gerissener Zugzone — und im Zustande II bei Außerachtlassung der Zugspannungen im Beton, endlich die Unterscheidung F_e und F'_e gegenüber f_e und f'_e , wobei die ersteren Bezeichnungen die Querschnitte aller Zug-

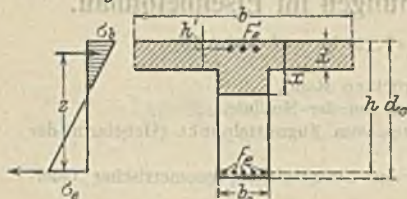


Fig. 3ab.

bzw. Druckeisen bei Biegung, die letzteren die gleichen Beziehungen bezogen, auf die Breitereinheit, darstellen.

B. Baustoff- und Ausführungsfragen.

Als Zement ist nur langsam bindender, den „Normen“ entsprechender Zement zugelassen. Da erfahrungsgemäß die Abbindezeit desselben Zementes wechseln kann, ist der Unternehmer veranlaßt, durch wiederholte Abbindeproben auf der Baustelle festzustellen, daß kein rasch bindender Zement verwendet wird. Als hochwertiger Zement ist ein Zement im Sinne der Bestimmungen neu eingeführt und zugelassen, der nach der Normenprüfung nach 3 Tagen (1 Tag in feuchter Luft, 2 Tage unter Wasser) mindestens eine Druckfestigkeit von 250 kg/cm² und eine Zugfestigkeit von 25 kg/cm² und nach 28 Tagen bei kombinierter Lagerung (1 Tag an feuchter Luft, 6 Tage unter Wasser, 21 Tage an der Luft) eine Druckfestigkeit von wenigstens 400 kg/cm² und eine Zugfestigkeit von mehr als 35 kg/cm² aufweist. Hochwertiger Zement muß durch seine Packung deutlich als solcher gekennzeichnet sein.

Bei den Zuschlagstoffen wird bezeichnet Sand als ein Material bis zu höchstens 5 mm Korngröße, unter Kies von hier an aufwärts; unter Kiessand wird nur das natürliche Gemenge von Sand und Kies, unter Steingrus oder Splitt ein zerkleinertes Gestein von etwa 5–25 mm Korngröße verstanden. Diese Zuschlagstoffe sollen möglichst gemischtkörnig sein; hierbei ist darauf zu achten, daß die Hohlräume möglichst gering werden und sich die größten Zuschläge noch zwischen den Eiseneinlagen bzw. diesen und der Schalung einbringen lassen.

Als normaler Baustoff für das Eisen wird „Eisen“ (Handelseisen) mit einer Zugfestigkeit $> 3700 \text{ kg/cm}^2$ verlangt. Wird Stahl St. 48, also der hochwertige Kohlenstoffstahl, mit Festigkeiten zwischen $4800 - 5800 \text{ kg/cm}^2$ und einer Bruchdehnung $> 18\%$ verwendet, so ist er durch eine besonders eingewalzte Markenfolge vom gewöhnlichen Handelsstahl zu unterscheiden. Als Hauptqualitätsprobe ist für die Baustelle die Kaltbiegeprobe beibehalten; sie soll in der Regel auf jeder Baustelle durchgeführt und in der Art bewirkt werden, daß der lichte Durchmesser der Schleife an der Biegestelle gleich dem doppelten Durchmesser des zu prüfenden Rundeisens bzw. bei Flach-eisen gleich dessen doppelter Dicke ist.

Das Betongemenge soll derart sein, daß ein vollkommen dichter Beton entsteht, der eine rost sichere Eisenumhüllung sichert. Zu diesem Zwecke schreiben die neuen Bestimmungen vor, daß im allgemeinen ein Beton unzulässig ist, der weniger als **300 kg Zement auf 1 m^3 fertig hergestellter Betonmasse** im Bauwerk enthält. Bei Brücken und Bauten, die infolge ungünstiger Lageverhältnisse einen erhöhten Rostschutz verlangen, kann eine höhere Zementmenge gefordert, bei Eisenbetonkörpern größerer Abmessungen, deren Beanspruchung wesentlich hinter den zulässigen Werten zurückbleibt, eine entsprechend geringere Menge zugelassen werden, wenn für den Rostschutz der Eiseneinlage Sorge getragen wird. Auch darf bei **Hochbauten**, die der Feuchtigkeit nicht ausgesetzt sind, eine Zementmenge von **270 kg** auf das cbm fertig hergestellten Betons verwendet werden, wenn seine Verarbeitung eine derartige ist, daß eine Dichtheit gesichert ist.

Bei größeren Bauausführungen wird Maschinenmischung des Betons verlangt. Die für die Mischweise und Verarbeitung der Betonmasse sowie Einbringung der Eisen gegebenen Bestimmungen schließen sich im allgemeinen den früheren an. Die Anwendung von Spritzbeton hängt von besonderer baupolizeilicher Erlaubnis ab¹⁾. Der Beton ist so weich zu verarbeiten, daß eine vollständig dichte Umschließung der Eiseneinlagen durch den Mörtel des Betons eintritt. Besondere Sorgfalt ist auf eine gute Verknüpfung durchlaufender Zug- und Druckeisen durch Verteilungseisen und Bügel zu verwenden. Ein Einschlämmen der Eisen mit Zementbrei ist nur unmittelbar vor dem Einbetonieren gestattet.

Bezüglich der Schalungsfristen und des Ausschalens des erhärteten Eisenbetonbaus ist — abgesehen davon, daß der verantwortliche Bauleiter sich durch Untersuchung von der ausreichenden Erhärtung zu überzeugen hat²⁾ und mit besonderer Vorsicht in dieser Hinsicht Bauteile zu beurteilen sind, die beim Ausschalen nahezu die volle rechnungsmäßige Last erhalten — vorgeschrieben, daß bei günstiger Witterung die seitliche Schalung der Balken und die Einschalung der Stützen und Pfeiler nicht vor 3 Tagen (2), die Schalung von Deckenplatten nicht vor 8 Tagen (4), die Stützung von Balken und weitgespannten Deckenplatten nicht vor 3 Wochen (8 Tagen) beseitigt werden dürfen. In besonders schwierigen Fällen ist letztere Frist bis auf 6 Wochen zu verlängern. Bei Verwendung hochwertigen Zementes gelten die vorstehend in Klammern beigefügten, zum Teil erheblich geringeren Mindestzeitspannen; bei besonderen Bauten sind letztere auf das Doppelte zu verlängern. Frost verlängert die Fristen zum mindesten um die Dauer der Frostzeit. Decken dürfen im Baubetriebe in den ersten 3 Tagen überhaupt nicht, alsdann nur unter Verwendung eines schützenden Bretterbelages benutzt werden. Das Aufstapeln von Baustoffen auf noch nicht ausgeschalteten Decken oder das Abwerfen von Lasten auf frisch hergestellte Decken ist verboten.

Als Probekörper für die Beurteilung des Betons wird in erster Linie ein Normalwürfel, erdfeucht nach besonderen Vorschriften hergestellt, verwendet. Seine Festigkeit nach 28 Tagen soll beim Handelszement $\geq 200 \text{ kg/cm}^2$, bei hoch-

¹⁾ Systeme „Kraftbau“ und „Torkret“. (Der Verfasser.)

²⁾ In kühler Witterung (+ 5° bis + 0°) erhärtet der Beton langsam.

wertigem Zement $\geq 275 \text{ kg/cm}^2$ betragen. Daneben ist aber auch der Beton in der Zusammensetzung — namentlich mit dem Wassergehalt — zu prüfen, wie er im Bauwerk tatsächlich verwendet wird, also in der Regel ein weicher oder Gußbeton¹⁾. Für ihn sind je nach der Zementart (Handelszement oder hochwertiger Zement) Würfelestigkeiten nach 28 Tagen von 100 bzw. 130 kg/cm^2 verlangt. Beide Prüfungen sind stets durchzuführen. Für die Würfelfestigkeit ist bei erdfeuchtem, 28 Tage altem Beton die Bezeichnung W_{e28} , bei dem der Bauausführung entsprechenden Beton die Benennung W_{b28} eingeführt.

Probebelastungen sind auf den unbedingt notwendigen Umfang zu beschränken. Im Hochbau sind sie nicht eher als nach 45 tägiger Erhärtung des Betons, bei hochwertigem Zement je nach der Spannweite des Bauwerkes zwischen 21 und 28 Tagen vorzunehmen. Bei Deckenplatten soll die Probelast die 1,5fache Nutzlast nicht übersteigen, kann aber bei deren Höhe von mehr als 1000 kg/m^2 bis zur einfachen Nutzlast ermäßigt werden. Bei Brücken und Bauten, bei denen Zugrisse im Beton vermieden werden sollen, ist nur die einfache Nutzlast, und zwar in Form der wirklich auftretenden Verkehrslast, verlangt, jedoch in keinem Falle bald nach dem Ausrüsten.

C. Konstruktionsgrundsätze.

Während die früheren Bestimmungen über Stoßverbindungen nichts enthalten, bestimmen die neuen, daß das Stoßen der Zügeisen in Balken möglichst zu vermeiden ist. Als einwandfreie Ausbildung wird die durch Spannschlösser (Fig. 4a) aus Muffen mit Gegengewinden bezeichnet. Hierbei darf in einem Balkenquerschnitt nur 1 Stoß liegen. Geschweißte Stöße sind nur nach Fig. 4b gestattet unter Verwendung allseitig eingebetteter, mit Endhaken versehener Zulageeisen. Nur bei untergeordneten Baugliedern ist der Stoß nach Fig. 4c zugelassen; hierbei sind die zu stoßenden Eisen nebeneinander zu legen bei einer Überdeckungslänge von ≥ 40 der Eisendurchmesser und Anbiegung von Endhaken. Bei Trageisen in Zuggliedern und bei Durchmessern über 20 mm ist der Stoß nach Fig. 4c verboten.

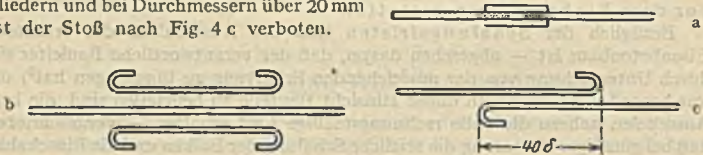


Fig. 4 a b c.

Betondeckung der Eiseneinlagen an Platten unterseits $\geq 1 \text{ cm}$, bei Bügeln in den Rippen und Säulen $\geq 1,5 \text{ cm}$, bei Bauten im Freien $> 2,0 \text{ cm}$. Bei großen und wichtigen Bauten empfiehlt sich die Überschreitung dieser Mindestmaße. Bei Bauten, ausgesetzt der Einwirkung von Säuren, deren Dämpfen, Salzlösungen, Ölen, Rauchgasen (Brücken über Eisenbahngleisen) oder bei hohen Hitzegraden (Fabrikschornsteine beispielsweise) wird neben besonders dichtem Beton, einem einwandfreien Zementputz bzw. geeigneten Schutzanstrichen eine Vergrößerung der Betondeckschicht $\geq 4 \text{ cm}$ (außer Putzschicht) verlangt.

Vorschriften für Platten. Nutzhöhe $h \geq \frac{1}{27} l$ bei freier Auflagerung, bei durchlaufenden Platten $\geq \frac{1}{27}$ der größten Entfernung der Momentennullpunkte;

¹⁾ Wird für einzelne Bauteile mit geringer Bewehrung ausnahmsweise erdfeuchter Beton verwendet, so ist in Schichten von höchstens 15 cm Stärke zu stampfen, auch der Beton nicht zu trocken anzumachen.

bei mangelndem Nachweis dieser: $h \geq \frac{4}{5} l$. Die Mindeststärke $d \geq 8$ cm (wie bisher); ausgenommen sind Dachplatten, Rippendecken (vgl. weiter unten) oder angehängte Abschlußdecken bzw. fertig hergestellte Eisenbetonplatten. Abstand der Trageisen (wie bisher) in Gegend der größten Momente < 15 cm; Verteilungseisen ≥ 3 Rundeisen von 7 mm Durchmesser auf 1 m oder eine größere Anzahl dünnerer Eisen vom gleichen Gesamtquerschnitt. Aufgebogene Eisen durchlaufender Platten sollen als Zugeisen für negative Momente genügend weit ins Nachbarfeld reichen, bei annähernd gleicher Feldweite bis auf rd. $\frac{1}{5}$ dieser eingreifen, sofern die Aufnahme der Momente nicht genau nachgewiesen ist.

Eisenbeton-Rippendecken¹⁾. Druckplattenstärke $\geq \frac{1}{10}$ vom lichten Abstand der Rippen, und ≥ 5 cm. Für letzteren gilt ≤ 70 cm. Hierbei sind Querrippen von Stärke und Bewehrung der Tragrippen zur Lastverteilung ver-

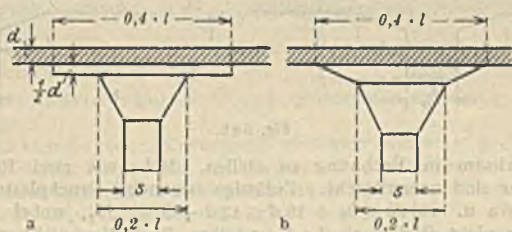


Fig. 5 ab.

langt, und zwar bei Deckenstützweiten von 4–6 m eine Querrippe, bei Stützweiten > 6 m mindestens zwei; bei festen Ausfüllungskörpern können diese Querverbände entfallen.

Nutzhöhe der Rippendecken wie bei vollen Verbundplatten.

Die Mindesthöhe **kreuzförmig** bewehrter und auf allen vier Seiten auflagernder Platten soll $\frac{1}{30}$ der St. W. bzw. bei durchlaufender Anordnung $\frac{1}{30}$ der Entfernung der Nullpunkte der Momentenfläche sein, aber die Größe von $\frac{1}{40}$ der Stützweite nicht unterschreiten. Bei nicht quadratischen Platten sind die entsprechenden Maße selbstverständlich aus der kleineren Stützweite herzuleiten.

Pilzdecken. Ihre Sonderheit beruht auf dem biegefesten Einbinden der kreuzweise bewehrten Verbundplatten in die Stützen, und zwar ohne Vermittlung von Balken. Hierbei soll die Achsenlänge des Säulenquerschnittes nicht kleiner sein als $\frac{1}{20} l$, mindestens aber $= 30$ cm, $\geq \frac{1}{15}$ der vollen Stockwerks-höhe (Systemshöhe), worin l die kleinste Entfernung der Säulenachsen ist (vgl. Fig. 10, S. 10).

Pilzdecken ohne Verstärkung sind für Stockwerksdecken nicht empfehlenswert. Derartige Anwendungen können aber für Fundamentplatten von Bedeutung sein.

¹⁾ Hierunter sind aufgelöste Decken mit höchstens 70 cm lichtem Rippenabstände verstanden, die zur Erzielung der ebenen Unteransicht statisch unwirksame Hohlstein- und dergleichen Einlagen enthalten.

Bei Decken mit Verstärkung (nach Fig. 5 a oder b) soll die Achsenlänge an der Unterkante der Deckenplatte $\geq 0,4 l$ sein. Ferner wird hier verlangt: $d \geq 15 \text{ cm} \geq \frac{1}{32} l$ für Decken und $\geq \frac{1}{40} l$ für eine Dachhaut; auch hier ist l wiederum die kleinste mittige Säulachsenentfernung.

Balken und Plattenbalken. $h \geq \frac{1}{20} l$. Liegen Deckeneisen gleichlaufend mit den Hauptbalken, so sind senkrecht hierzu besondere Eisen oben zum Anschlusse und zur Mitwirkung der Hauptbalkenplatte, und zwar in einer Längenausdehnung von zum mindesten deren statischen Breite verlangt, und zwar wenigstens 8 Rundeeisen von 7 mm Durchmesser auf 1 m Balkenlänge (wie bisher). Auch bei frei aufliegenden Trägern sind einige Eisen bis über die Auflager der Balken zu führen. Bügel sind stets anzuordnen. Einbetonierte Schienen, die zum Anschlusse von Transmissionen dienen, sind bis zu 50% ihres Querschnittes als

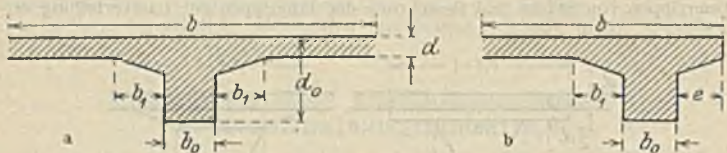


Fig. 6ab.

statisch wirksam in Rechnung zu stellen. Mehr wie zwei Reihen Eisen übereinander sind unerwünscht. Zulässige (statische) Druckplattenbreite = b (vgl. Fig. 6a u. 6b): $b \leq b_0 + 18 d \leq 12 d + b_0 + 2 b_1$, wobei die Neigung der Schräge nicht flacher als 1 : 3 und ihre Projektion nicht größer als $3 d$ sein darf, $\frac{1}{2}$ Abstand der Feldmitten (Rippenentfernung) \geq halbe Balkenstützweite¹⁾; bei einseitigen Plattenbalken gelten die aus Fig. 6b ersichtlichen Höchstmaße:

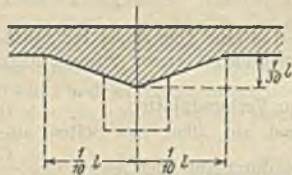


Fig. 7.

$$b \leq 4,5 d + b_1 + b_0 + e$$

(bzw. bei $e = 0$: $\leq 4,5 d + b_1 + b_0$) \leq Viertel der Stützweite. \geq halbe lichte Rippenentfernung + $\frac{b_0}{2}$.

Druckplattenstärke $d \geq 8 \text{ cm}$, wie früher, bleibt bestehen.

Für die Breite der Anschluschrägen bis Rippenmitte ist ein Maß $\leq \frac{1}{10} l$, bei einer Höhe von $\geq \frac{1}{30} l$, also eine Neigung stärker als 1 : 3 verlangt (Fig. 7). (Vgl. hierzu auch das Maß b_1 in Fig. 6ab.)

Mit Rücksicht auf die Querkkräfte sind — auch bei freier Auflagerung der Balken — einige abgebogene Eisen bis über das Auflager hinwegzuführen.

Säulen. a) Säulen mit Längseisen und Bügelbewehrung. Bei voller Ausnutzung von $\sigma_{b, \text{zulässig}}$ soll $F_{s, \text{max}} \leq 3\% F_b$ sein.

$$F_{s, \text{min}} \geq \frac{0,8}{100} F_b \text{ bei } \frac{l}{s} \geq 10 \text{ bzw. } \frac{0,5}{100} F_b \text{ bei } \frac{l}{s} = 5;$$

hierbei bedeutet s die kleinste Dicke der Säule, l ihre Länge. Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten. Hieraus folgt bei einem Schlankheitsgrad von:

¹⁾ Hier sind also tief einschneidende Neuerungen eingeführt, da früher für b galt: $\leq 10 d \leq 8 b_0 \leq 4 d_0 \leq$ Feldmittenabstand bzw. für die einseitige Platte: $b \leq 6 d \leq 3 b_0 \leq 1,5 d_0$.

$$\frac{l}{s} = 5 \quad 6 \quad 7 \quad 8 \quad 9 \quad 10$$

$$F_{e_{\text{mito}}} = 0,5 \quad 0,56 \quad 0,62 \quad 0,68 \quad 0,74 \quad 0,8\% \text{ von } F_b.$$

Wird die Säule mit einem größeren Betonquerschnitt ausgeführt als statisch erforderlich ist, so gilt für F_e nur das statisch notwendige F_b . Liegt beispielsweise ein Verbundpfeiler $50 \cdot 80$ cm vor mit $l = 350$ cm und einer zentral wirkenden Last $P = 96$ t, so wird bei

$$\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{und} \quad \frac{l}{s} = \frac{350}{50} = 7:$$

$$F_e = 0,0062 F_b; \quad F_i = F_b + 15 F_e = F_b + 15 \cdot 0,0062 F_b = 1,093 F_b.$$

Zudem ist:

$$P = \sigma_b \cdot F_i = 35 \cdot 1,093 F_b = 96000 \text{ kg};$$

$$F_b = 2510 \text{ cm}^2; \quad F_e = 0,062 \cdot 2510 = 15,6 \text{ cm}^2.$$

(Nach den früheren Vorschriften war verlangt:

$$F_b \geq 0,008 F_b \geq 0,008 \cdot 80 \cdot 50 = 32 \text{ cm}^2.$$

Früher war also keine (notwendige) Rücksicht darauf genommen, ob der Pfeiler voll ausgenutzt ist oder nicht¹⁾.

b) Umschnürte Säulen. $F_e \geq \frac{1}{3}$ Querbewehrung, also $\geq \frac{1}{3} F_e \geq 0,8\%$ $F_b \leq 3\% F_b$.

Spiralensteighöhe oder Entfernung einzelner Ringe $\leq \frac{1}{8}$ Durchmesser.

Stützen, deren Höhe mehr als das 20fache der kleinsten Querschnittsabmessung oder deren Querschnitt $< 22 \cdot 22 \text{ cm}^2$ ist, sind nur ausnahmsweise zulässig (z. B. bei Fenstersäulen).

Für Eisenbahnbrücken, d. h. Brücken, die Gleise tragen, sind Sondervorschriften erlassen. Nach ihnen dürfen bei Platten, Balken und Plattenbalken unter den Gleisen nicht mehr als 2 Reihen Eisen übereinander angeordnet werden. Der Eisendurchmesser darf 40 mm nicht überschreiten. Eisenabstand \geq Durchmesser \geq 2 cm. Bettungshöhe, gerechnet von Oberkante Dichtungsschutzschicht bis Schwellenoberkante \geq 40 cm. Aufgebogene Schulsicherungseisen nach einfachem oder mehrfachem Strebensystem sind symmetrisch zur senkrechten Querschnittsachse anzuordnen.

D. Belastungsannahmen und Ermittlung der äußeren Kräfte.

a) Belastungsannahmen. Für Hochbauten gelten Landesfestsetzungen bzw. bei deren Fehlen die vom preußischen Minister für Volkswohlfahrt herausgegebenen Bestimmungen vom 24. 12. 1919 und deren Ergänzungen²⁾. Bei Ingenieurbauten sind für Eigengewichtslasten dieselben Vorschriften maßgebend, für die Verkehrslasten die Sonderbestimmungen der Länder bzw. des Reiches.

Wärmeschwankungen und Schwindwirkungen können bei gewöhnlichen Hochbauten unberücksichtigt bleiben. Ihrem Einfluß ist durch Trennungsfugen bzw. langes Feuchthalten des frischen Betons und dessen Schutz vor Sonnenbestrahlung zu wehren. Jedoch ist die Wärmewirkung bei Tragwerken,

¹⁾ Vgl. hierzu: Prof. B. Lösers Vortrag in der Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins 1925, abgedruckt im Bauingenieur 1925, Heft 6.

²⁾ Vgl. Zentralbl. d. Bauverw. 1920, S. 45. Angenommen neben Preußen auch in Baden, Hessen, Württemberg, Oldenburg, Schaumburg-Lippe, Bremen und Anhalt; siehe auch Teil II dieses Nachtrages.

in denen sie erhebliche Spannungen bedingt, in Rechnung zu stellen, insbesondere bei Fabrikschornsteinen. Je nach den klimatischen Verhältnissen des Reiches sind Temperaturen von -5° bis -10° und von $+25^{\circ}$ bis $+30^{\circ}$ der Rechnung zugrunde zu legen. Hieraus ergeben sich bei einer Ausgangs-Bautemperatur von $+10^{\circ}$ C Wärmeunterschiede nach oben und unten von 15° bis 20° C. Die frühere Bestimmung, bei statisch unbestimmten Konstruktionen dem Einfluß des Schwindens auf die statisch unbestimmten Größen durch Annahme eines Wärmeabfalles von 15° Rechnung zu tragen, ist beibehalten. Auch gilt wie früher für Bauteile von geringerer Stärke als 70 cm und bei überschütteten oder sonstwie gegen Wärme geschützten Bauteilen ein Wärmeunterschied, vermindert um 5° .

b) Ermittlung der äußeren Kräfte. Bei Ermittlung der statisch unbestimmten Größen und elastischen Formänderungen ist:

$$E_b = 200\,000 \text{ kg/cm}^2, \text{ d. h. } n = \frac{E_s}{E_b} = 10$$

zu rechnen. Hierbei ist J aus dem vollen Betonquerschnitt mit oder ohne Einschluß des zehnfachen Eisenquerschnittes zu ermitteln unter Annahme einer wirksamen Breite (mittlerer Wert) von Plattenbalken von $b_0 + 2b_1 + 6d$ (vgl. Fig. 6).

Für Querschnittsermittlung und Schubspannungsberechnung gilt $E_b = 140\,000 \text{ kg/cm}^2$, d. h. nach wie vor $n = 15$.

I. Platten.

a) Bei Platten mit Hauptbewehrung nach einer Richtung ist die Bestimmung beibehalten: Stützweite $l =$ Lichtweite + Plattenstärke, und zwar sowohl gültig bei freier Auflagerung als auch bei Einspannung (auf 2 Stützen),

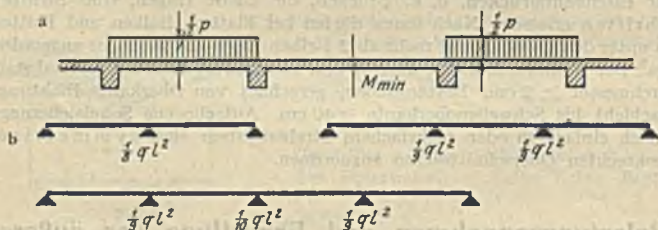


Fig. 8 a b.

während bei durchlaufenden Platten naturgemäß $l =$ der Entfernung der Auflagermitteln, also beispielsweise bei kontinuierlicher Durchführung über Unterzügen = deren Achsentfernung ist. Ist die Länge eines Auflagers geringer als die Plattenstärke in Feldmitte, so ist seine Sicherheit besonders nachzuweisen.

Erheblich verändert gegen früher ist die Bestimmung für die Momente durchlaufender Platten. In der Regel sind sie für die ungünstigste Laststellung unter Annahme freier drehbarer Lagerung zu bestimmen. Die angenäherte Berechnung wird durch die nachstehenden Bestimmungen geregelt:

1. Negative Feldmomente sind nur mit der Hälfte des Wertes zu berücksichtigen, der sich aus der Vollbelastung der Nachbarfelder bei Entlastung des eigenen Feldes ergibt (vgl. Fig. 8a). Die hier gestellte Forderung wird auch dadurch erreicht, daß die Seitenfelder mit je $\frac{1}{2} p$ voll belastet werden.

$$M_{\min} = + \frac{1}{24} l^2 (g - \frac{1}{2} p).$$

Hierbei ist daran zu denken, daß die theoretisch vorausgesetzte Lagerungsform (auf frei drehbaren Lagern) nicht vorhanden ist, und daß durch den festen Anschluß der Platten an die Unterzüge, im besonderen durch den hierdurch bedingten Torsionswiderstand der Unterzüge, eine Aufbiegung des Mittelfeldes nach oben stark gehemmt wird.

2. Das zur Bestimmung der Abmessungen heranzuziehende $+M$ in Innenfeldern darf nicht kleiner sein als das Größtmoment einer beiderseits voll eingespannten, voll belasteten Platte gleicher Stützweite, d. h. $+M_{\min} \geq \frac{(g+p)l^2}{24}$.

3. Auch bei Annahme freier Auflagerung im Mauerwerk am Endauflager ist — namentlich bei Rippendecken — durch ausreichende Eiseneinlagen oben und einen ausreichenden Betonquerschnitt unten einer unbeabsichtigten Einspannung Rechnung zu tragen.

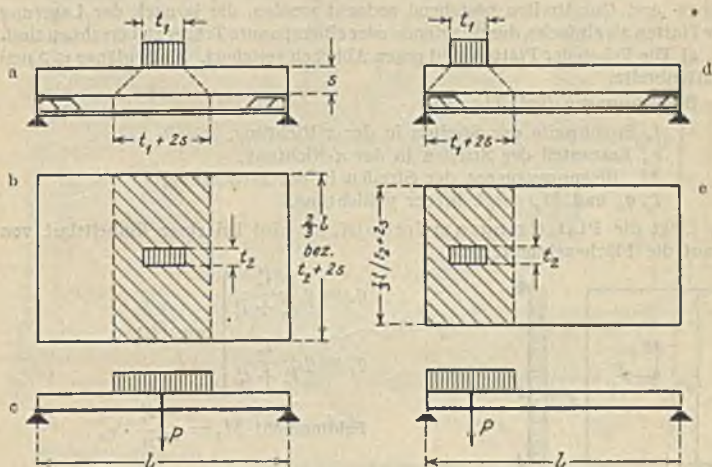


Fig. 9a—f.

4. Bei gleichen oder höchstens um $\frac{1}{5}$ ungleichen Feldweiten l dürfen in Hochbauten bei gleichmäßig verteilter Belastung q die aus Fig. 8b ersichtlichen Stützenmomente in Rechnung gestellt werden; hierbei gilt das Mittelstützenmoment $-\frac{1}{10}ql^2$ für alle mittleren Stützen bei Trägern über 4 Felder. Als positive Feldmomente sind zu rechnen: in den Endfeldern: $M_{\max} = \frac{1}{12}ql^2$, in den Innenfeldern: $M_{\max} = \frac{1}{16}ql^2$. Sind jedoch keine oder nur geringe Auflagerverstärkungen vorhanden, so sind die entsprechenden Feldmomente zu erhöhen auf: $\frac{1}{11}ql^2$ bzw. $\frac{1}{13}ql^2$. Die negativen Feldmomente sind, wie oben erwähnt, nach $M_{\min} = \frac{l^2}{24} \left(g - \frac{p}{2} \right)$ zu bestimmen.

5. Für Einzellasten regelt sich die Druckverteilung nach Fig. 9a—f.

a) Stellung in Plattenmitte (Fig. 9a—c): Druckverteilungstiefe $= \frac{2}{3}l$ bzw. $(t_2 + 2s)$ (also Druckverteilung wie bisher unter 45°). Der größere Wert ist zu nehmen; Verteilungsbreite $= t_1 + 2s$.

b) Stellung am Auflager (Fig. 9d—f): Druckverteilungstiefe $= \frac{1}{3}l$ oder $t_2 + 2s$, Breite wie vorher. Die Einzel- oder Streckenlast ist hiernach gleichmäßig zu verteilen.

6. Bei Ermittlung der Lasten, die von durchlaufenden Platten auf die sie stützenden Balken usw. übertragen werden, kann die **Kontinuitätswirkung** vernachlässigt werden; demgemäß kann also das Belastungsfeld eines Deckenbalkens bei gleichmäßig verteilter Belastung beiderseits bis zur Mitte der anstoßenden Deckenfelder gerechnet werden.

β) Platten mit **kreuzweiser** Bewehrung. Die hier gegebenen, gegenüber den früheren Bestimmungen zum Teil erheblich geänderten Beziehungen fußen auf den Veröffentlichungen von Lewe und von Marcus¹⁾. Die nachstehend mitgeteilten Gleichungen gelten nur für gleichförmige Belastung. Für andere Belastungsarten und andere Auflagerbedingungen als frei aufliegend oder allseits eingespannt, insbesondere für durchlaufende kreuzweise bewehrte Platten, können die von Marcus angegebenen Formeln verwendet werden (vgl. die untenstehende Anm.¹⁾). Für die genauere Berechnung ist somit die Platten-theorie (mittels Reihenentwicklung oder nach der Gewebetheorie) maßgebend.

Angenähert können kreuzweise bewehrte Platten als aus 2 Scharen von Längs- und Querstreifen bestehend gedacht werden, die je nach der Lagerung der Platten als einfache, durchlaufende oder eingespannte Träger zu berechnen sind.

a) Die Ecken der Platten sind gegen Abheben gesichert. Plattenlänge ≤ 2 mal Plattenbreite.

Bezeichnungen (vgl. Fig. 10):

- l_x Spannweite der Streifen in der x -Richtung,
- q_x Lastanteil der Streifen in der x -Richtung,
- M_x Biegemoment der Streifen in der x -Richtung,
- l_y, q_y und M_y desgl. in der y -Richtung.

Liegt die Platte ringsum frei auf, so wird bei einer Einheitslast von q auf die Flächeneinheit:

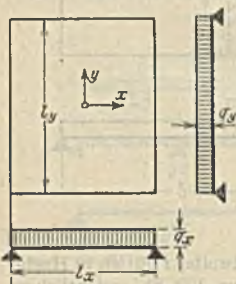


Fig. 10.

$$\left. \begin{aligned} q_x &= q \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ q_y &= q \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\} \text{wie bisher.}$$

$$\text{Feldmoment } M_x = q_x \frac{l_x^2}{8} \cdot \nu_a$$

$$\text{Feldmoment } M_y = q_y \frac{l_y^2}{8} \cdot \nu_a$$

$$\text{Hierbei ist der Beiwert } \nu_a = 1 - \frac{5}{6} \frac{l_x^2 \cdot l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}$$

Bei ringsum eingespannter Platte sind die Lastanteile q_x und q_y dieselben wie oben. Hier ist jedoch mit Feldmomenten zu rechnen:

$$M_x = +q_x \frac{l_x^2}{24} \nu_b; \quad M_y = +q_y \frac{l_y^2}{24} \nu_b; \quad \nu_b = 1 - \frac{5}{18} \frac{l_x^2 \cdot l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}$$

Einspannungsmomente:

$$M_x = -q \frac{l_x^2}{12} \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$M_y = -q \frac{l_y^2}{24} \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

¹⁾ Marcus: Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten. Der Bauingenieur 1924, Heft 20/21 und von demselben: Die Theorie elastischer Gewebe usw. Berlin: Julius Springer, 1924.

Nachträgliche Änderung zur Seite 13—15.

Veränderte Bestimmungen über die angenäherte Berechnung der Pilzdecken.

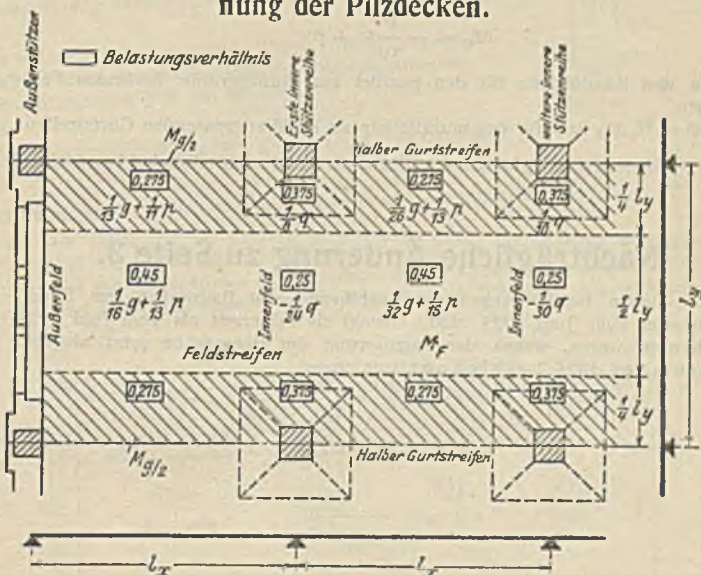


Fig. 12 (abgeändert).

A. Lastenverteilung der für einen Riegel des stellvertretenden Rahmens ermittelten Feldmomente:

Gurtstreifen 55%,
Feldstreifen 45%

und der Biegemomente in den Säulenfluchten:

Feldstreifen 25%,
Gurtstreifen 75%.

B. Momente: a) Außenfeld $M_F = l^2 \left(\frac{g}{16} + \frac{p}{13} \right)$
 auf Innenseite!
 $M_D = l^2 \left(\frac{g}{13} + \frac{p}{11} \right)$

Bei Freilast auf den Außenmauern oder Pendelsäulen hier; bei biegefestem Anschluß Verminderung um 20 vH.

Handwritten signature and date: W. J. ... 1920

6. Bei Ermittlung der Lasten, die von durchlaufenden Platten auf die sie stützenden Balken usw. übertragen werden, kann die Kontinuitätswirkung vernachlässigt werden; demgemäß kann also das Belastungsfeld eines Deckenbalkens bei gleichmäßig verteilter Belastung beiderseits bis zur Mitte der anstoßenden Deckenfelder gerechnet werden.

β) Platten mit kreuzweiser Bewehrung. Die hier gegebenen, gegenüber den früheren Bestimmungen zum Teil erheblich geänderten Beziehungen fußen auf den Veröffentlichungen von Lewe und von Marcus¹⁾. Die nachstehend mitgeteilten Gleichungen gelten nur für gleichförmige Belastung. Für andere Belastungsarten und andere Auflagerbedingungen als frei aufliegend oder allseits eingespannt, insbesondere für durchlaufende kreuzweise bewehrte Platten, können die von Marcus angegebenen Formeln verwendet werden (vgl. die untenstehende Anm.¹⁾). Für die genauere Berechnung ist somit die Platten-theorie (mittels Reihenentwicklung oder nach der Gewebetheorie) maßgebend.

Angenähert können kreuzweise bewehrte Platten als aus 2 Scharen von Längs- und Querstreifen bestehend gedacht werden, die je nach der Lagerung der Platten als einfache, durchlaufende oder eingespannte Träger zu berechnen sind.

a) Die Ecken der Platten sind gegen Abheben gesichert. Plattenlänge ≤ 2 mal Plattenbreite.

Bezeichnungen (vgl. Fig. 10):

l_x Spannweite der Streifen in der x -Richtung,

q_x Lastanteil der Streifen in der x -Richtung,

M_x Biegemoment der Streifen in der x -Richtung,

l_y , q_y und M_y desgl. in der y -Richtung.

Liegt die Platte ringsum frei auf, so wird bei einer Einheitslast von q auf die Flächeneinheit:

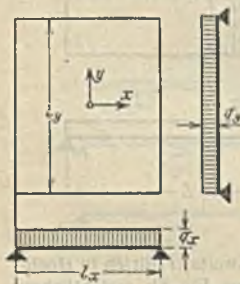


Fig. 10.

$$\left. \begin{aligned} q_x &= q \frac{l_y^2}{l_x^2 + l_y^2} \\ q_y &= q \frac{l_x^2}{l_x^2 + l_y^2} \end{aligned} \right\} \text{wie bisher.}$$

$$\text{Feldmoment } M_x = q_x \frac{l_x^2}{8} \cdot \nu_a$$

$$\text{Feldmoment } M_y = q_y \frac{l_y^2}{8} \cdot \nu_a$$

$$\text{Hierbei ist der Beiwert } \nu_a = 1 - \frac{5}{6} \frac{l_x^2 \cdot l_y^2}{l_x^2 + l_y^2}$$

Bei ringsum eingespannter Platte sind die Lastanteile q_x und q_y dieselben wie oben. Hier ist jedoch mit Feldmomenten zu rechnen:

$$M_x = +q_x \frac{l_x^2}{24} \nu_b; \quad M_y = +q_y \frac{l_y^2}{24} \nu_b; \quad \nu_b = 1 - \frac{5}{18} \frac{l_x^2 \cdot l_y^2}{l_x^2 + l_y^2}$$

Einspannungsmomente:

$$M_x = -q \frac{l_x^2}{12} \frac{l_y^2}{l_x^2 + l_y^2}$$

$$M_y = -q \frac{l_y^2}{24} \frac{l_x^2}{l_x^2 + l_y^2}$$

¹⁾ Marcus: Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten. Der Bauingenieur 1924, Heft 20/21 und von demselben: Die Theorie elastischer Gewebe usw. Berlin: Julius Springer, 1924.

b) Sind die Ecken der Platten gegen Abheben nicht gesichert, so ist in den Gleichungen für die Feldmomente $\nu = 1$ zu setzen.

Die vorstehenden neuen Bestimmungen über die Berechnung kreuzweise bewehrter Platten bedingen durch die Einführung der Beiwerte ν wirtschaftlich günstigere Ausführungen.

Für eine quadratische, frei aufliegende, kreuzweise bewehrte Platte war z. B. bisher zu rechnen mit $M_{\max} = \frac{1}{11} q l^2 = 0,0625 q l^2$, während nach den neuen Vorschriften nur ein Moment in Berücksichtigung zu ziehen ist von:

$$M_{\max} = \frac{1}{2} q \frac{l^2}{8} \cdot \left(1 - \frac{5}{12}\right) = \frac{q l^2}{16} \cdot \frac{7}{12} = 0,0364 q l^2,$$

also von nur fast dem halben Werte wie bisher. In gleichem Sinne werden bei allseitiger Einspannung in dem vorliegenden Fall die Momente:

$$\text{bisher: } M_{\max} = \frac{1}{2} q \frac{l^2}{24} = \frac{1}{48} q l^2 = 0,0208 q l^2$$

$$\text{und nunmehr: } M_{\max} = \frac{1}{2} q \cdot \frac{l^2}{24} \cdot \left(1 - \frac{5}{36}\right) = 0,018 q l^2.$$

Nach vorhergehenden
 γ) Platten der Pilzdecken und Pilzdecken. Als statisch wirksamer Querschnitt des Säulenkopfes darf nur der Teil des Kegels in Rechnung gestellt werden, der innerhalb eines Winkels $\beta \leq 90^\circ$ liegt (Fig. 11). Als wirksamer

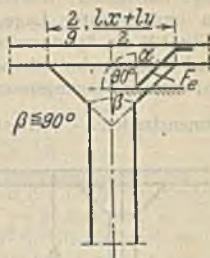


Fig. 11.

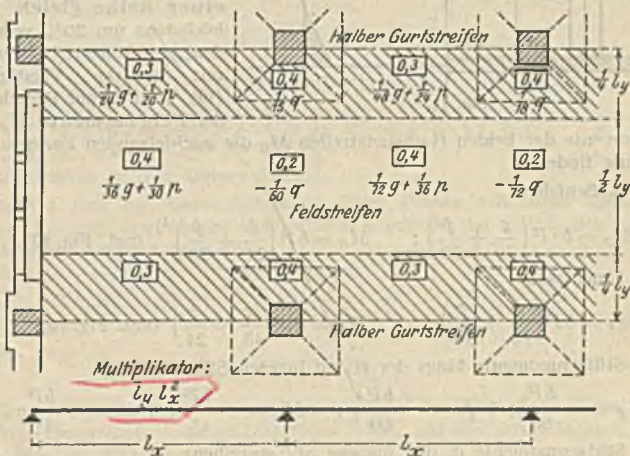


Fig. 12.

Querschnitt eines Eisenstabes mit dem Querschnitt F_e , dessen Achse mit der Normalen zu einer beliebigen Querschnittsebene den Winkel α einschließt, darf ein Wert $F_e \cdot \cos \alpha$ eingeführt werden (Abb. 11).

Abgesehen von einer Untersuchung der trägerlosen Decken auf Grund der Elastizitäts- oder der Gewebetheorie, kann ihre Berechnung auch als kontinuierliche Platten mit elastischer Einspannung auf den Stützen (also z. B. nach der Fixpunktmethode) erfolgen. Bei angenäherter statischer

2. Die Momente durchlaufender Balken sind nach der Theorie dieser auf frei drehbaren Stützen im allgemeinen zu berechnen. Negative Feldmomente sind bei Entlastung des eigenen Feldes und unter Vollbelastung der anschließenden Felder mit $\frac{2}{3} p$ zu berechnen. Also auch hier wird der Hemmung einer Balkenaufbiegung durch die widerstehenden festen Anschlüsse der Balken an die Stützen Beachtung gezollt. Bei gleichen Feldweiten $= l$ oder deren Abweichung um weniger als 20% ist demgemäß $M_{\min} = \frac{1}{2} l^2 (g - \frac{2}{3} p)$ zu rechnen. Für den Mindestwert der $+M$ im Felde gelten die gleichen Bestimmungen wie für die Platte (vgl. S. 11), d. h. $+M_{\min} \cong \frac{1}{2} q l^2$. Eine volle Einspannung ist bei Hochbauten alsdann zu rechnen, wenn die Stützenbreite $= s \geq \frac{1}{2}$ der vollen Stockwerkshöhe ist und eine biegesichere Verbindung zwischen Balken und Stütze vorliegt; alsdann ist also der Balken nicht mehr als durchgehend zu bewerten. Seine Stützweite ist hierbei gleich der um 5% vergrößerten Lichtweite anzunehmen.

3. Querkräfte. Im Hochbau sind bei durchlaufenden Balken die Querkräfte unter Annahme einer Vollbelastung aller Felder zu bestimmen, vorausgesetzt vorwiegend ruhende Last. Die gleiche Vereinfachung tritt für Träger auf 2 Stützen ein. Hingegen sind rollende Lasten in der jeweils ungünstigsten Laststellung einzuführen.

Kontinuitätszuschläge können für die Stützkkräfte durchlaufender Balken oder Plattenbalken unberücksichtigt bleiben. Die Stützkkräfte sind alsdann unter der Annahme frei aufliegender, über allen Innenstützen (Säulen, Unterzüge usw.) gestoßener Balken zu ermitteln.

Diese Bestimmung trägt der Tatsache Rechnung, daß durch die biegesichere Vereinigung aller Eisenbetonteile ein recht erheblicher Teil der Kontinuitätswirkung durchlaufender Balken verloren geht. Zugleich vereinfacht diese Bestimmung die Berechnung des Säulenquerschnittes und der Säulenfundamente erheblich, da auch hier Zuschläge für Kontinuität und wechselweise Feldbelastung nicht in Rechnung gestellt zu werden brauchen.

III. Säulen.

In fester Verbindung mit Balken sind Säulen ausnahmsweise (auf Verlangen der Baupolizei) auf Biegung zu untersuchen — namentlich bei Brücken und anderen Ingenieurbauten. Im Hochbau genügt es, derartige Innensäulen nur auf zentrischen Druck zu untersuchen — also nicht auf Rahmenwirkung. Bei Randsäulen solcher Tragwerke sind die Biegemomente — wenn eine genauere Berechnung nicht aufgestellt wird — am Säulenkopfe und -fuße nach den Beziehungen zu berechnen:

$$\left. \begin{aligned} M_K &= -(g + p) \frac{l^2}{12} \frac{c_u}{c_o + 1 + c_u} \\ M_F &= +(g + p) \frac{l^2}{12} \frac{c_o}{c_o + 1 + c_u} \end{aligned} \right\} \text{hierin ist: } \begin{aligned} c_o &= \frac{l}{h_o} \frac{J_o}{J_b} \\ c_u &= \frac{l}{h_u} \frac{J_u}{J_b} \end{aligned}$$

Hierin ist J_b das Trägheitsmoment für den Plattenbalken, angenähert unter Innehaltung der mittleren Breite, also nach der Formel auf S. 7: $b_{IM} = b_o + 2b_1 + 6d$ als Mittelwert zu bemessen ist. Unter J_o ist das Trägheitsmoment der oberen, unter J_u der unteren Säule im normalen Querschnitt (vgl. S. 14 u. Fig. 13), unter h_o die Höhe des oberen, unter h_u die des unteren Stockwerks (Systemhöhe), unter d_o die Gesamthöhe des Plattenbalkens zu verstehen.

E. Innere Kräfte.

Die Annahme eines Ebenbleibens der Querschnitte nach eingetretener Biegung, also eine geradlinige Proportionalität zwischen Dehnung und Faserabstand von der Nulllinie, ferner die Außerachtlassung des Betons in der Zugzone sind beibehalten, ebenso im allgemeinen $\eta = 15$ (vgl. S. 10). Schubspannungen $\tau_0 > 14 \text{ kg/cm}^2$ verlangen, wie bisher, Querschnitts-(Rippen-)Änderung. Ist bei Normal- bzw. hochwertigem Zement $\tau_{0, \text{max}} \leq 0,4$ bzw. $\leq 5,5 \text{ kg/cm}^2$, so wird ein rechnerischer Nachweis der Schubspannungssicherung nicht gefordert. Wird jedoch in Balken und Plattenbalken (im Hoch- und Brückenbau) $\tau_{0, \text{max}} > 4,0$ bzw. $5,5 \text{ kg/cm}^2$, so sind alle Schubspannungen durch Eisen aufzunehmen. Die Basis des Schubdiagrammes ist in die halbe Höhe zwischen Unterkante und Oberkante der Balken zu legen. Die Berechnung von Haftspannungen ist nicht wesentlich geändert; sie sind bei richtiger Haftenbildung erst vom Eisendurchmesser $> 25 \text{ mm}$ an (bisher 26 mm) zu ermitteln. Sind so viel Eisen aufgebogen, daß sie allein die geforderte Schubsicherung bewirken, so ist für die Berechnung der Haftspannung an den gerade verbliebenen Eisen nur die halbe Querkraft in Rechnung zu stellen (wie bisher).

Die Ermittlung der Tragkraft zentrisch belasteter Stützen mit gewöhnlicher Bügelbewehrung bzw. mit Umschnürung ist nicht geändert.

$$P = \sigma_b (F_b + 15 F_s) = \sigma_b F_t,$$

$$P = \sigma_b (F_K + 15 F_e + 45 F_s) = \sigma_b \cdot F_t; \quad F_t = \frac{\pi D \cdot l}{s},$$

vorausgesetzt:

$$F_t \leq 2 F_b; \quad \frac{s}{D} \leq \frac{1}{5}; \quad s_{\text{max}} \leq 8 \text{ cm.}, \text{ vgl. auch S. 9.}$$

Erheblich geändert ist jedoch die Knickberechnung der Säulen. Die Grenze, von der an eine Säule auf Knicken zu untersuchen ist, liegt bei $l \geq 15 s$ bzw. $\geq 13 D$, worin s die kleinste Rechtecksseite, D den kleinsten Durchmesser (bei Umschnürung) darstellt.

Zur Berechnung auf Knicken dient die Gleichung:

$$\omega \cdot P = \sigma_{\text{bzulässlg}} \cdot F_t; \quad \frac{\sigma_{\text{bzulässlg}}}{\omega} = \frac{P}{F_t}; \quad P = \frac{\sigma_{\text{bzulässlg}}}{\omega} F_t.$$

Hierin bedeutet ω die Knickzahl, d. h. das Verhältnis der zulässigen Druckbeanspruchung $\sigma_{\text{bzulässlg}}$ zur zulässigen Knickbeanspruchung $\sigma_{\text{Kzulässlg}}$ (vgl. die nachstehende Tabelle).

$\frac{l}{s} = \frac{\text{Stützlänge}}{\text{kleinste Querschnittsdicke}}$	$\omega = \frac{\sigma_{\text{bzulässlg}}}{\sigma_{\text{Kzulässlg}}}$	$\frac{\Delta \omega}{\Delta \frac{l}{s}}$
---	--	--

1. Quadratische und rechteckige Stützen mit einfacher Bügelbewehrung.

15	1,00	—
20	1,25	0,05
25	1,75	0,10

Umschnürte Stützen

13	1,0	—
20	1,7	0,1
25	2,7	0,2

(Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.)



Bei konstruktiver Verhinderung eines Ausknickens nach der Ebene des kleinsten Trägheitsmomentes (durch Aussteifung usw.) ist unter s die größere Querschnittsseite zu verstehen.

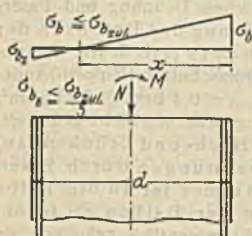


Fig. 14.

Bei exzentrischer Beanspruchung darf die aus der Gleichung:

$$\sigma = \frac{P}{F_i} \pm \frac{M}{W_i}$$

berechnete Kantenpressung nicht unerlaubte Werte annehmen (vgl. die Ausführungen im Abschnitte „Zulässige Spannungen“). Die Gleichung ist so lange erlaubt, als sich keine Betonzugspannung

$> \frac{\sigma_{dzulässig}}{5}$ ergibt (Fig. 14). Wird dies Maß über-

sritten, so muß die Zugzone bei der Spannungsberechnung außer Ansatz bleiben. Bei Knickberechnung exzentrisch beanspruchter Stützen ist der Wert P durch ωP (vgl. die vorstehende Tabelle) zu ersetzen.

F. Zulässige Beanspruchungen.

Vorausgesetzt ist ein Beton, der an erdfeucht hergestellten Würfeln bei Verwendung von Handelszement eine Würfel Festigkeit $W_{c28} \geq 200 \text{ kg/cm}^2$, bei Benutzung von hochwertigem Zement von $W_{c28} \geq 275 \text{ kg/cm}^2$ nach 28 Tagen aufweist bzw. beim „Baubeton“ (vgl. S. 6) die Werte $W_{b28} \geq 100$ bzw. $\geq 130 \text{ kg/cm}^2$ zeigt.

1. Zulässige Betonspannung bei zentrischem Druck.

Bei Stützen ohne Knickgefahr sind je nach den beiden vorgenannten Zementarten und Innehaltung je beider Würfel Festigkeiten die nachfolgend zusammengestellten zulässigen Druckspannungen eingeführt:

		Zulässige Beanspruchungen in kg/cm^2 bei Stützen ohne Knickgefahr	
		im allgemeinen	in Brücken
1	Handelszement $W_{c28} \geq 200 \text{ kg/cm}^2$ und außerdem $W_{b28} \geq 100 \text{ kg/cm}^2$	35 kg/cm^2	30 kg/cm^2
2	Hochwertiger Zement: $W_{c28} \geq 275 \text{ kg/cm}^2$ und außerdem $W_{b28} \geq 130 \text{ kg/cm}^2$	45 „	40 „
3	In besonderen Fällen bei Nachweis der Würfel Festigkeit: $W_{b28} \geq \nu \cdot \sigma_{zulässig}$ und außerdem $W_{c28} \geq 250 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{zulässig} = \frac{W_{b28}}{3}$	$\sigma_{zulässig} = \frac{W_{b28}}{4}$
		jedoch nicht mehr als 60 kg/cm^2	50 kg/cm^2

Bei Belastungsübertragung in einem Teil der Druckfläche oder in einem schmalen Streifen dieser, wie dies beispielsweise bei Betongelenken der Fall ist (Fig. 15) und zentrischer Drucküberleitung, kann die zulässige Spannung σ_1 in der Teilfläche F_1 nach der Formel:

$$\sigma_1 = \sigma \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}$$

beurteilt werden. Hierin stellt σ die aus obiger Zusammenstellung zu entnehmende zulässige Spannung dar. Vorausgesetzt ist hierbei, daß der Stein nur in einer Druckfläche beansprucht und so beschaffen ist, daß (Fig. 15) $h \geq d$ ist.

Ist beispielsweise also bei einer Brücke $F_1 = \frac{1}{8} F$, so wird:

$$\sigma_1 = \sigma \sqrt[3]{\frac{F}{\frac{1}{8} F}} = 2 \sigma = 2 \cdot 30 = 60 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_{\text{zulässig}}$$

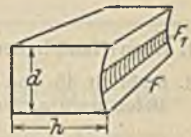


Fig. 15.

2. Zulässige Spannungen bei reiner Biegung und Biegung mit Längskraft.

Die Spannungen sind in der nachfolgenden Zusammenstellung vereinigt; wie aus ihr ersichtlich, sind hierin 4 Grenzzonen für die zulässige Beanspruchung gebildet. Es bezieht sich:

Zone a auf hohe, volle Rechtecksquerschnitte von mindestens 20 cm Stärke, Balken und Plattenbalken, zur Aufnahme von Stützmomenten dienend, auf Pflzdecken, Rahmen, auf Bögen und Stützen als Teile rahmenartiger Tragwerke bei genauer Berechnung dieser unter Zugrundelegung ungünstigster Laststellung, jedoch ohne Wärmewirkung, Schwinden usw., endlich auf sonstige Bauten, bei denen letztere Wirkungen sowie Reibungs- und Bremskräfte in Rechnung gestellt werden.

Zone b auf Platten im Hoch- und Industriebau, stärker wie 10 cm, aber ohne wesentliche Erschütterungen, auf Balken und Plattenbalken des Hochbaues (soweit nicht unter a einbegriffen), auf exzentrisch belastete Stützen und Tragwerke, die nicht unter a fallen, sowie auf die Hauptträger von Brücken, die nicht zur Fahrbahn gehören, also nur geringe dynamische Belastung erhalten.

Zone c auf dynamisch erheblich belastete Bauteile im Hochbau, auf Platten, dünner als 10 cm, auf Platten und Träger der Fahrbahntafel, bei Straßenbrücken und Durchfahrten, bei weniger als 50 cm Überschüttungshöhe und auf die Stützenquerschnitte von Balken- und Plattenbalkenbrücken.

Zone d auf Balkenbrücken unter Eisenbahngleisen. Werden bei ihnen Brems- und Anfahrkräfte, Wärmewirkung und Schwinden berücksichtigt, so kann eine Erhöhung um 30% eintreten; vorausgesetzt ist jedoch, daß bei Außerachtlassung dieser Kräfte die unter d genannten Spannungen, also infolge Eigengewicht und beweglicher Last (also auch bei Wind), nicht überschritten werden.

Zusammenfassung.

a) Beton. Beanspruchung σ_b auf Druck in kg/cm^2 .

	Zone			
	a	b	c	d
1. Handelszement $W_{28a} \geq 200$ und außerdem $W_{28b} \geq 100 \text{ kg/cm}^2$	50	40	35	—
2. Hochwertiger Zement $W_{28a} \geq 275$ und außerdem $W_{28b} > 130 \text{ kg/cm}^2$	60	50	40	—
3. $W_{28b} \geq \nu \cdot b_{\text{zulässig}}$ und außerdem $W_{28a} \geq 250 \text{ kg/cm}^2$	$\frac{W_{28b}}{2,0}$	$\frac{W_{28b}}{2,5}$	$\frac{W_{28b}}{3,5}$	$\frac{W_{28b}}{5}$
aber $\sigma_{\text{zulässig}}$	≤ 70	≤ 60	≤ 45	≤ 40

b) Stahl. Auf Zug σ_s in kg/cm^2 .

	Zone			
	a	b	c	d
1. Eisen (Handelseisen, gleichw. mit St.37)	1200	1200	1000	800
2. Stahl St. 48 und in Verbindung mit Beton nach a, 2 oder 3	1500	1500	1250	1000

Es ergibt sich mithin, daß beispielsweise bei Straßenbrücken die Platten und das diese stützende Fahrbahngerippe nach Zone c, die Hauptträger — wenn sie nicht unmittelbar die Fahrbahnlasten erhalten — aber nach Zone b zu berechnen sind. Auch ist die frühere Bestimmung entfallen, nach der Brücken unter Hauptgleisen auch unter Berücksichtigung der Zugwirkung des Betons nachzurechnen waren und bei ihnen ein $\sigma_{bz \text{ zulässlg}} \leq 24 \text{ kg/cm}^2$ auftreten mußte. Der Grund für den Fortfall dieser Bestimmung ist darin zu suchen, daß es sich gezeigt hat, daß die Innehaltung dieser Spannung $\sigma_{bz} \leq 24 \text{ kg/cm}^2$ allein noch keine Sicherheit für Rißfreiheit in sich schließt.

3. Zulässige Schubspannung. Hier ist $\tau_0 \leq 4 \text{ kg/cm}^2$ beim Normalzement beibehalten; beim hochwertigem Zement auf $5,5 \text{ kg/cm}^2$ festgesetzt. (vgl. auch S. 17.)

4. Zulässige Drehungsspannung. Für rechteckige Querschnitte ist der gleiche Wert wie für die zulässige Schubspannung $= 4 \text{ kg/cm}^2$ festgelegt.

5. Die zulässige Haftspannung ist von dem früheren Werte $4,5 \text{ kg/cm}^2$ auf 5 kg/cm^2 hinaufgesetzt.

Neue Bestimmungen des preußischen Ministers für Volkswohlfahrt für den Eisenhochbau vom 25. Februar 1925.

Die neuen Bestimmungen regeln dreierlei — in Abänderungen der unter dem 24. XII. 1919 erlassenen Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe (vgl. Kapitel „Konstruktionselemente des Eisenhochbaus“ S. 821 u. flg.), und zwar:

A. die zulässigen Beanspruchungen, namentlich im Hinblick auf die durch Din. 1000 eingeführte Umbenennung von Flußeisen in Flußstahl St. 37¹⁾ und die Einführung hochwertigen Baustahls St. 48²⁾;

B. die Berechnung auf Druck und Knicken belasteter Stäbe;

C. Berechnungsvereinfachungen für einfache Träger im Deckenbau.

A. Zulässige Beanspruchungen.

Die (abgesehen von Druckbelastung) für St. 37 und St. 48 festgelegten neuen zulässigen Beanspruchungen sind der nachfolgenden Tabelle I zu entnehmen:

Tabelle I.

1. Zulässige Spannungen für St. 37 und St. 48.

Verwendungsform	Art der Beanspruchung	Beanspruchung kg/cm ²		Bemerkungen
		α) Flußstahl St. 37	β) hochw. Baustahl St. 48	
a) in Walzprofilen, gegliederten Bauteilen Stützen u. dgl.	Biegung und Zug	1200	1560	Die Berechnung der Druckstäbe, insbesondere Stützen in Geschossbauten vgl. unter B.
b) in Walzprofilen, gegliederten Bauteilen, Stützen u. dgl.	Schub	1000	1300	

¹⁾ Unter St. 37 — Flußstahl — ist das bisherige normale Konstruktionsflußeisen mit Festigkeiten von 3700 bis 4500 kg/cm² verstanden.

²⁾ St. 48 ist hochgekohltter Flußstahl — hochwertiger Baustahl — mit Festigkeiten von 5800 bis 4800 kg/cm² und einer Dehnung >18 vH. Die für dies Material gestatteten Beanspruchungen usw. sind in der Regel nur $\frac{1}{2}$ höher als die von St. 37. Bei der Verwendung des hochwertigen Baustahls, St. 48, gilt als Voraussetzung für die Benutzung, das die Abnahme durch einen erfahrenen Fachmann (gemäß Din 1000) ausgeführt und die einwandfreie Beschaffenheit und Gleichartigkeit des Baustoffes gewährleistet wird. Hierbei sind für die Güteprüfung die Bedingungen der Deutschen Reichsbahn für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Baustahl (vom 10. XII. 1924, 82 D 14859) sinngemäß anzuwenden. Zur äußeren Unterscheidung von St. 37 und St. 48 müssen alle Bauglieder aus letzterem Baustoffe durch eine Markierung gekennzeichnet sein, die beim Walzen einem jeden Stück in ganzer Länge eingepreßt wird; in gleichem Sinne sind die Setzköpfe der Niete bzw. die Schraubenbolzen mit einem stark erhabenen Zeichen „H“ zu versehen.

Tabelle I (Fortsetzung).

Verwendungsform	Art der Beanspruchung	Beanspruchung kg/cm ²		Bemerkungen
		α) Flußstahl St 37.	β) hochw. Baustahl St. 48	
c) Niete und eingepaßte Schraubenbolzen	Abscheren	1000	1300	Für Niete und eingepaßte Schraubenbolzen ist der Bohrungsdurchmesser für rohe Schrauben, der Schaftdurchmesser in Rechnung zu stellen.
d) Niete und eingepaßte Schraubenbolzen	Lochleibungsdruck	2000	2600	
e) Gewöhnliche Schraubenbolzen (rohe Schrauben)	Abscheren	800	1040	
f) Gewöhnliche Schraubenbolzen (rohe Schrauben)	Lochleibungsdruck	1600	2080	
g) Ankerschrauben und Anker (Rund-, Flach- und Profileisen)	Zug	800	1040	Für Schrauben gilt der Kernquerschnitt.
h) Altes, wieder zu verwendendes Eisen	Die Beanspruchung ist je nach Beschaffenheit des Eisens und Schwächung durch Rost anzusetzen. Liegt bereits Überschreitung der Streckgrenze vor, z. B. bei vorhandenen Knickstellen oder starken Durchbiegungen, so darf das Eisen nur nach Untersuchung in amtl. Prüfungsanstalten unter entsprechender Herabsetzung der Beanspruchung wieder verwendet werden.			
i) Schweißeisen	Sollte ausnahmsweise noch Schweißeisen verwendet werden, so sind die Beanspruchungen um 10 % zu erniedrigen.			

Als Elastizitätszahl ist sowohl für Flußstahl St. 37 als auch St. 48 die Zahl 2 100 000 kg/cm² (also nicht mehr 2 150 000 kg/cm²) festgelegt, während für das kaum mehr als Konstruktionseisen verwendete Schweißeisen diese Größe auf 2 000 000 (wie bisher) bestimmt ist.

2. Zulässige Spannungen für Gußeisen.

Bei Beanspruchung:

- a) auf achsrechten Druck ist $\sigma_{\text{zulässig}}$ in kg/cm² = 600
 b) „ Flächendruck in Lagern „ „ „ „ = 1000
 c) „ Zug bei Biegung „ „ „ „ = 300
 d) „ Druck bei Biegung „ „ „ „ = 600
 e) „ Zug und Schub „ „ „ „ = 500

Gegenüber den bisher üblichen Spannungswerten sind im Hinblick auf die tatsächliche Güte und einwandfreie, meist fehlerlose Herstellung von Gußeisen die zulässigen Spannungswerte unter c) und d) erhöht (bisher 250 und 500 kg/cm²). Als Elastizitätsmaß für Gußeisen ist 1 000 000 kg/cm² geblieben.

3. Zulässige Spannungen für Stahlguß und Schmiedestahl.

	Bei Beanspruchung auf	kg/cm ²
a) Stahlguß (Stahlformguß)	Biegung	$\sigma_{\text{zulässig}} = 1200$
b) „ „	{achsrechter} Druck }	„ = 1500
c) Geschmiedeter Stahl	Biegung	„ = 1400
„ „	{achsrechter} Druck }	„ = 1700

Als Elastizitätsmaß für Stahlguß ist die Zahl 2 150 000, für Schmiedestahl 2 100 000 kg/cm² vorgeschrieben.

Die unter 1. 2. und 3. angeführten zulässigen Beanspruchungen gelten bei gleichzeitiger ungünstiger Wirkung der ständigen Last, von Schnee und Verkehrslast. Hierbei sind der letzteren Bremswirkung oder Schrägzug von einem Kran herrührend, Riemenanzug usw. hinzuzurechnen (Verkehrsfall I).

Treten zu diesen Lasten noch Wind, Wärmewirkungen bzw. Brems- usw. Wirkungen von mehr als einem Kran, so sind die in der Tabelle gegebenen Spannungen um $\frac{1}{8}$ zu erhöhen (Verkehrsfall II).

Die gleiche Erhöhung ist auch alsdann im Verkehrsfall I gestattet, wenn eine den strengsten Anforderungen genügende Durchbildung der Konstruktion und Berechnung Hand in Hand mit sachgemäßer Abnahme des Eisens (nach Din. 1000), einwandfreier Bauausführung und Überwachung des Baues gehen. Werden unter diesen letzteren Verhältnissen sämtliche möglichen Einwirkungen berücksichtigt, so können die vorerwähnten zulässigen Spannungen (unter 1. 2. und 3.) sogar um $\frac{1}{3}$ erhöht werden. Diese Bestimmungen schließen sich in ihrem Sinne und z. T. Zahlenwerten den bisherigen (vom 24. XII. 1919) bestens an, war doch hier unter ähnlichen Belastungszuständen bzw. Sicherheiten, wie oben erwähnt, eine Steigerung der zulässigen Normal- und Biegungsspannung von 1200 auf 1400 bzw. 1600 kg/cm² erlaubt. Im vorliegenden Falle sind z. B. für Flußstahl St. 37 bzw. für St. 48 die entsprechenden Zahlen für Biegung:

1200	1400,	1600 kg/cm ²	(also die alten!)
bzw. 1560,	1820,	2080	„

Da bei letzterem Material die Proportionalitätsgrenze auf rd. 2300 kg/cm² und die Quetsch- und Fließgrenze auf etwa 3120 kg/cm² liegt, so sind die erlaubten Höchstspannungen noch durchaus tragbar.

Falls die Festigkeitsberechnungen bei verbundenen Eisenbauteilen zu sehr kleinen Stärken führen, so sind bei Haupttragteilen nur Eisenteile zu verwenden, deren kleinste Dicke 4 mm nicht unterschreitet und deren Anschlußflächen so breit sein müssen, daß eine ordnungsgemäße Nietung oder Verschraubung stattfinden kann.

Für Durchbiegungen wird — wie bisher — die Einhaltung eines Höchstmaßes nicht vorgeschrieben; nur in besonderen Fällen (stark beanspruchte Transmissionsträger, über 7 m lange Unterzüge zur Gebäudeaussteifung usw.) ist eine größte Durchbiegung $< \frac{1}{500}$ der Stützweite nachzuweisen¹⁾.

B. Die Berechnung von Druckstäben²⁾.

Allgemein ist zunächst bezüglich der freien Knicklänge s_k der Stäbe festgelegt, daß bei den Gurtstäben, zu denen auch die Endstreben trapezförmiger Fachwerkträger gehören, als freie Knicklänge die Systemlänge anzusehen ist; das gleiche Maß gilt auch für den Wert s_k bezüglich des Ausknickens der Streben und Pfosten aus der Trägerebene heraus, während in dieser Ebene als freie Knick-

¹⁾ Hierbei kann bei Walzträgern und $\frac{h}{l} = \frac{1}{20}$ noch ein $\sigma_b = 1050$ kg/cm² innegehalten werden. Die Materialausnutzung ist hier somit eine leidlich gute.

²⁾ Im allgemeinen wird hier der Weg gegangen, der einmal durch die Veröffentlichung von Oberbaurat Prof. Möricke, Stuttgart (vgl. Bauingenieur 1923/24 und des Verfassers: Eisenkonstr. des Ing.-Hochb., 5. Aufl., W. Engelmann 1924), zum anderen vorwiegend durch die Arbeiten von Prof. Dr. Gehler, Dresden, und Ober-Regierungsbaurat Dr. Kommerell, Berlin, gewiesen ist. Im besonderen werden die von letzterem im Bauingenieur 1924 entwickelten Kurven für die Knickspannung σ_k , die zulässige Druckspannung $\sigma_{\text{zulässig}}$, die Knicksicherheit ν und die Knickzahl ω zu einer wirklich praktischen Lösung der Knickfrage herangezogen (vgl. Fig. 1 auf S. 25). Über die Herleitung der oben verwendeten Gleichungen und Formeln vgl. Bauingenieur 1924 (Arbeiten von Gehler und Kommerell) und Bauingenieur 1925 Besprechung der neuen Vorschriften für den Eisenhochbau in Heft 7 von M. Foerster).

länge der Abstand der nach der Zeichnung geschätzten Schwerpunkte der beiderseitigen Anschlußnietgruppen der Stäbe einzuführen ist. Bei sich kreuzenden und am Kreuzungspunkte mit mindestens je zwei Nieten verbundenen Stäben ist der Kreuzungspunkt als ein in der Trägerebene und rechtwinklig hierzu festliegender Punkt anzusehen. An ihren Enden sind die Stäbe als gelenkartig gelagert (also zweiter Fall der Euler-Gleichung $C = \pi^2$) angenommen.

Stehen Stützen in mehreren Stockwerken übereinander und werden sie durch Deckenträger gehalten, so ist (wie bei den bisherigen Bestimmungen) die Geschoßhöhe als Knicklänge anzusehen. Stäbe mit einem größeren Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_k}{i} = 150$ sind unzulässig.

α) Für zentrale Stabbelastung oder — wie es in den neuen Vorschriften bezeichnet wird — für mittigen Kraftangriff, sind für Flußstahl und hochwertigen Baustahl Formeln gegeben, einmal nach dem „ ω -Verfahren“, zum anderen vereinfachte Gebrauchsformeln.

ω -Verfahren.

a) Bei diesem Verfahren ist die ermittelte Stabkraft (P) eines Druckstabes je nach dem Schlankheitsgrad:

$$\lambda = \frac{s_k}{i}; \quad \left(i = \sqrt{\frac{J_{\min}}{F}} \right)$$

und dem Baustoff mit der aus der nachfolgenden Tabelle II zu entnehmenden Knickzahl ω zu multiplizieren. Weiterhin ist dann der Stab wie ein Zugstab (zentral belastet) zu berechnen, d. h. nachzuweisen, ob bei der Kraft $\omega \cdot P$ im Stabquerschnitt keine Überschreitung der in der Tabelle I gegebenen Werte $\sigma_{\text{zulässig}}$ eintritt. Es muß also sein:

$$\frac{\omega P}{F} \leq \sigma_{\text{zulässig}}$$

Hierbei muß naturgemäß P die größte Kraft im Stabe bei gleichzeitiger Einwirkung aller zugleich möglichen Lastzustände sein. Ist die Gleichung erfüllt, so gilt der Stab als knicksicher, ohne daß es also notwendig wird, seine besondere Sicherheit nachzuprüfen. Hat der Stab einen veränderlichen Querschnitt, so ist λ unter Zugrundelegung des Querschnittes in Stabmitte zu berechnen, da hier die größte Ausbiegung zu erwarten steht. Naturgemäß ist dann auch der hier liegende „ F -Wert“ maßgebend.

Die der Tabelle zugrunde gelegte Knickspannungskurve — die σ_k -Kurve in Fig. 1 (S. 25) —, welche die Schwerpunktspressungen im Augenblick des Knickens darstellt und von einer wagerechten Geraden als Abszissenachse aufgetragen wurde, ist für die Werte $\lambda = 0$ bis $\lambda = 60$ eine der Abszissenachse im Abstand von σ_{-s} , d. h. der Spannung an der mittleren Quetschgrenze parallel verlaufende Gerade, geht für die Werte $\lambda \geq 100$ in die Euler-Kurve:

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E^1}{\lambda^2}$$

über und besteht (nach Kár mánn) in den Zwischengrenzen $\lambda = 60$ bis $\lambda = 100$ aus einer die beiden vorerwähnten Linienzüge verbindenden Geraden. Für St. 37 ist $\sigma_{-s} = -2400 \text{ kg/cm}^2$, für St. 48 $\sigma_{-s} = -3120 \text{ kg/cm}^2$, d. h. um 30 vH höher zu rechnen.

¹⁾ Nach Euler ist für Fall II ($C = \pi^2$) die Knicklast $P_k = \frac{CEJ_{\min}}{l^2}$ und die Knickspannung $\sigma_k = \frac{P_k}{F}$; hieraus folgt: $\sigma_k = \frac{CEJ_{\min}}{Fl^2} = \frac{\pi^2 E i^2}{l^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$.

Bei einer Sicherheit im elastischen Bereiche $\lambda \geq 100$ von $\nu = 3,5$ ergibt sich die zulässige Druckspannung $\sigma_{d_{zul\ddot{a}ssig}}$ zu:

$$\sigma_{d_{zul\ddot{a}ssig}} = \frac{\sigma_k}{\nu} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2 \cdot 3,5}$$

also beispielsweise für St. 37 für $\lambda = 100$ zu:

$$\sigma_{d_{zul\ddot{a}ssig}}^{100} = \frac{9,82 \cdot 2100000}{100^2 \cdot 3,5} = 592 \text{ kg/cm}^2.$$

Für $\lambda = 0$ soll bei allen Stahlsorten bei Belastung nur durch die Hauptkräfte $\sigma_{d_{zul\ddot{a}ssig}}^0 = \sigma_{zul\ddot{a}ssig}$ sein, d. h. also bei St. 37 z. B.: $\sigma_{d_{zul\ddot{a}ssig}}^0 = 1400 \text{ kg/cm}^2$.

Die Werte $\sigma_{d_{zul\ddot{a}ssig}}$ für die Grenzen $\lambda \begin{matrix} \rightarrow 0 \\ \rightarrow 100 \end{matrix}$ werden nach Gehler und Kommerell (vgl. in Fig. 1 die $\sigma_{d_{zul\ddot{a}ssig}}$ -Kurve) auf einer Parabel angenommen

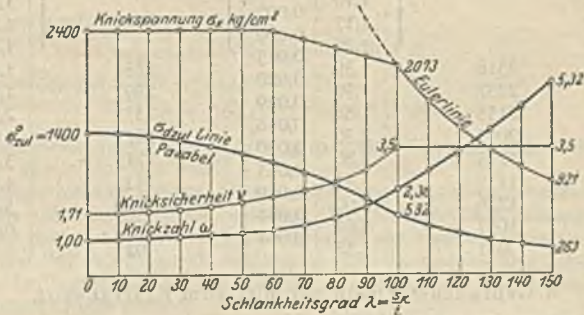


Fig. 1. Linien der Knickspannung σ_k , der zulässigen Druckspannung $\sigma_{d_{zul\ddot{a}ssig}}$, der Knicksicherheit ν und der Knickzahl ω für St. 37 und $\sigma_k = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

(für St. 37: $\sigma_{d_{zul\ddot{a}ssig}} = 1400 - 0,08086 \lambda^2$), die sich organisch und berührend zwischen die Punkte $\sigma_{d_{zul\ddot{a}ssig}}^0$ und $\sigma_{d_{zul\ddot{a}ssig}}^{100}$ einfügt.

Die „Knickzahl ω “, also diejenige Zahl, mit der die Spannkraft P zu multiplizieren ist, um die Beziehung:

$$\frac{\omega P}{F} = \omega \sigma_{d_{zul\ddot{a}ssig}} = \sigma_{zul\ddot{a}ssig}$$

aufzustellen, ergibt sich aus dieser Beziehung zu: $\omega = \frac{\sigma_{zul\ddot{a}ssig}}{\sigma_{d_{zul\ddot{a}ssig}}}$ Diese Zahlen-
größe ist rechnerisch aus den voranstehenden Formeln leicht zu ermitteln und
ebenfalls in Fig. 1 in ihrem Kurvenverlauf eingetragen. Beispielsweise ergibt
sie sich für $\frac{l}{i} = \frac{s_k}{i} = 100$:

$$\omega = \frac{1400}{592} = 2,36 \text{ usw.}$$

Die nachstehende Tabelle II gibt, nach den voranstehenden Ermittlungen
aufgestellt, für St. 37 und St. 48 aus $\lambda = 0$ bis 150 die Werte σ_k , ω und weiter-
hin die aus den entsprechenden Differenzen gebildeten Größen $\frac{\Delta \omega}{\Delta \lambda}$.

Tabelle II.
Werte σ_k und ω für St. 37 und St. 48.

1	2	3	4	5	6	7												
Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_k}{i}$	Flußstahl			Hochwertiger Baustahl														
	Knickspannung σ_k $\lambda = 0$ bis 60, $\sigma_k = 2400$ $\lambda = 60$ bis 100 $\sigma_k = 2890, 5-8, 175 \lambda$ $\lambda = 100$ bis 150, $\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$		Knickzahl ω	$\frac{1}{\lambda}$	Knickspannung σ_k $\lambda = 0$ bis 60, $\sigma_k = 3120$ $\lambda = 60$ bis 100 $\sigma_k = 4690, 5-26, 175 \lambda$ $\lambda = 100$ bis 150, $\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$													
					Knickzahl ω	$\frac{1}{\lambda}$												
0	2400	1,00	0,001	3120	1,00	0,001												
10							1,01	0,001	1,01	0,002								
20											1,02	0,004	1,03	0,003				
30															1,06	0,004	1,06	0,006
40																		
50	1,17	0,009	1,20	0,012														
60					1,26	0,013	1,32	0,017										
70									2318	1,39	0,020	2858	1,49	0,027				
80									2237	1,59	0,029	2597	1,76	0,045				
90									2155	1,88	0,048	2335	2,21	0,086				
100	2073	2,36	0,050	2073					3,07	0,065								
110	1713	2,86	0,055	1713	3,72	0,071												
120	1439	3,41	0,059	1439	4,43	0,077												
130	1226	4,00	0,064	1226	5,20	0,083												
140	1057	4,64	0,068	1057	6,03	0,089												
150	921	5,32		921	6,92													

A. Gebrauchsformeln bei mittigem Kraftangriff.

α) Im unelastischen Bereiche.

I. Für St. 37.

1. Für den Belastungsfall II, $\sigma_{zulässig} = 1400 \text{ kg/cm}^2$:

$$F_{ert} = \frac{P}{1400} + \frac{0,577}{10000} \frac{F_{ert}^2}{J} s_k^2 \text{)}$$

Unter $\frac{F_{ert}^2}{J}$ wird der sog. Profilwert verstanden, der sich nur langsam mit

dem Eisenquerschnitt derselben Art ändert. Setzt man diese angenähert konstante Zahl gleich k und nimmt man als Einheit von P t, von s_k m, bildet aber die Größe von F_{ert} in cm^2 , so geht die Gleichung in die Form über:

$$\alpha) F_{ert} = \frac{P}{1,4} + 0,577 k s_k^2$$

1) Vorstehend wurde erwähnt:

$$\sigma_{zulässig} = 1400 - 0,0808 \lambda^2 = \frac{P}{F_{ert}}$$

Hieraus folgt:

$$F_{ert} = \frac{P}{1400} + \frac{0,0808}{1400} F_{ert} \lambda^2$$

Setzt man

$$\lambda = \frac{s_k}{i} = \frac{s_k}{\sqrt{\frac{J}{F_{ert}}}}$$

so wird:

$$F_{ert} = \frac{P}{1400} + \frac{0,577}{10000} \frac{F_{ert}^2}{J} s_k^2$$

2. Sinngemäß ergibt sich für St. 37 und Belastungsfall I ($\sigma = 1200 \text{ kg/cm}^2$)

$$\beta) F_{\text{ert}} = \frac{P}{1,2} + 0,577 k s_k^2$$

und

II. für hochwertigen Baustahl St. 48

1. Belastungsfall II ($\sigma = 1820 \text{ kg/cm}^2$):

$$\gamma) F_{\text{ert}} = \frac{P}{1,82} + 0,675 k s_k^2,$$

2. Belastungsfall I ($\sigma = 1560 \text{ kg/cm}^2$):

$$\delta) F_{\text{ert}} = \frac{P}{1,56} + 0,675 k s_k^2.$$

β . Für den elastischen Bereich $\lambda > 100$ gilt wie bisher für St. 37 und St. 48:

1. Belastungsfall II (bei $\nu = 3,5$):

$$J_{\text{ert}} = 1,97 P s_k^2 = \text{rd. } 2,0 P s_k^2.$$

2. Belastungsfall I (bei $\nu \infty 4,0$)
















$$J_{\text{ert}} = 1,69 P s_k^2 = \text{rd. } 1,7 P s_k^2.$$

In allen diesen Formeln ist P in t , s_k in m einzuführen, alsdann ergibt sich F_{ert} bzw. J_{ert} in cm^2 bzw. cm^4 .

Die Größe von k ist zunächst als Annäherungswert probeweise zu wählen. Für einige Querschnittsformen sind diese Werte durch Untersuchungen von Moericke usw. ermittelt. Die Vorschriften für die Eisenbauwerke im Gebiet der eisernen Brücken geben für sie beispielsweise die nachfolgende Zusammenstellung. In ihr sind die Angaben für den quadratischen, rechteckigen, Kreis- und Ringquerschnitt genaue.

Tabelle III.

Profilwerte k für Druckstäbe (Näherungswerte).

Querschnitt	k	Querschnitt	k	Querschnitt	k
 gleichschenkelig	6,0		7,0	 Rechteck $b \cdot h$ ($h > b$)	$12 \frac{h}{b}$
 Schenkellängen b u. h $b:h = 2:3$	7,0	 1 cm lichter Abstand	4,0	 Kreis	4π
 $b:h = 1:2$	11,0	 1 cm lichter Abstand	6,0	 Kreisring. Dicke δ , mittl. Halbmesser ρ , wenn $\delta:\rho = 0,05$	0,63 1,25 1,87 2,50
 $b = 2h$	7,5	 Abstand so, daß $J_x = J_y$	1,2		
 $b = h$	5,0	 4 Quadranteisen ohne Zwischenlagen	1,8		
	10,0	 Quadrat	12,0		

Verlangt wird, daß, falls Querschnitte nach diesen Gebrauchsformeln gefunden sind, eine Nachrechnung nach dem ω -Verfahren immer noch erfolgen muß.

Für Gußeisen ist bei Druckbelastung neben der Ermittlung der normalen Druckspannung bei sechsfacher Sicherheit die Knickung nach der Euler-Formel, also in der bekannten Form: $J_{ert} = 6 P s_k^2$ nachzuweisen, worin P wiederum in t , s_k in m einzuführen ist, und sich J in cm^4 ergibt.

B. Bei außermittigem Kraftangriff ist für Stahl in der bekannten Grundgleichung für die Randspannung:

$$\sigma = -\frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$$

ebenfalls die Knickzahl ω einzuführen, auch darf hier die sich ergebende Spannung σ nicht größer als $\sigma_{zulässlg}$ aus Tabelle I sein.

$$\sigma = -\frac{P\omega}{F} \pm \frac{M}{W} \leq \sigma_{zulässlg}.$$

Im elastischen Bereiche können zur Querschnittsermittlung auch die Beziehungen dienen:

$$\text{Belastungsfall I: } (\nu = 3,5) \quad J_{ert} = 1,69 P \cdot s_k^2 + \frac{aM}{\sigma_{zulässlg}}$$

$$\text{Belastungsfall II: } (\nu = \text{rd. } 4,0) \quad J_{ert} = 1,97 P \cdot s_k^2 + \frac{aM}{\sigma_{zulässlg}}$$

Hierin stellt a den äußersten Faserabstand der gedrückten Faser von der entsprechenden Schwerachse dar. Werden in Geschossbauten zur Erzielung größerer Steifigkeit die Träger unmittelbar biegungsfest an Mittelstützen (also ohne Zentrierung) und zu beiden Stützachsen symmetrisch angeschlossen, so kann im allgemeinen von der Berücksichtigung eines außermittigen Kraftangriffes abgesehen werden. Alsdann soll allerdings bei St. 37 bzw. St. 48 der Wert

$$\sigma \leq 1200 \text{ kg/cm}^2 \leq 1560 \text{ kg/cm}^2$$

sein. Handelt es sich jedoch um Stützen in besonders schwer belasteten Baulichkeiten, so ist auch der exzentrischen Kraftüberleitung Rechnung zu tragen.

Für Gußeisen ist mit der Beziehung:

$$\sigma = -\frac{P}{F} \pm \frac{M}{W} \leq \sigma_{zulässlg}$$

zu rechnen, daneben wird der Nachweis gefordert, daß

$$J_{min} \geq 6 P s_k^2 + \frac{aM}{\sigma_{zulässlg}}$$

ist.

Liegen mehrteilige Druckstäbe aus Flußstahl St. 37 oder hochwertigem Baustahl St. 48 vor, so darf zunächst das Maß $\lambda = \frac{l}{i}$ der einzelnen Stäbe nicht größer als das des ganzen Stabes und überhaupt nicht größer als 30 sein. Wird ausnahmsweise letzteres Maß überschritten, so ist die Tragfähigkeit des Stabes nach einem der bekannten Verfahren (Engesser, Krohn, Müller-Breslau usw.) nachzuweisen. Als freie Knicklänge ist der Abstand der inneren Anschlußnieten zu rechnen, mit denen Schnallen- oder Gitterwerk angeschlossen sind. Die Abmessungen und Anschlüsse dieser Verbände sind für eine Querkraft $= 2 \nu H$ der größten Stabdrukkkraft zu berechnen, falls die Querkraft nicht bestimmt wird. Für die Verbände (Gitter oder Schnallen) sind hierbei die in Tabelle I gegebenen Werte einzuhalten. Der Abstand der Einzelstäbe ist so zu wählen, daß J für

den Gesamtstab in bezug auf die materialfreie Achse \gt ist als in bezug auf die Materialachse. An den Stabenden sind in jedem Falle besonders kräftige Verbindungsbleche zu wählen. Selbstverständlich muß der Anschluß aller Schnallen je durch zwei Niete erfolgen, um die infolge der Schubkraft hier auftretenden Momente und die Schubspannungen sicher aufnehmen zu können.

C. Berechnung eiserner Träger¹⁾.

Hier handelt es sich um die Folgerungen aus Versuchen (des Ministers für Volkswohlfahrt in Verbindung mit dem Deutschen Eisenbauverbande) betr. eiserne Träger, die zur Unterstützung von Decken und Wänden in Geschossbauten dienen und an andere Träger oder an Stützen in besonderer Art so angeschlossen sind, daß eine teilweise Einspannung entsteht. Als dann ist die Annahme verringerter Feldmomente zulässig, jedoch nur unter den folgenden Voraussetzungen:

1. Die Träger sind neben der üblichen Stoßverlaschung noch auf der Zugseite durch aufgelegte Platten mit $F_n = 0,8$ vom Nutzquerschnitt des Trägerflansches und durch Schrauben, bemessen nach der zu übertragenden Zugkraft, zu verbinden. Beim Anschlusse an durchgehende Stützen ist die Einspannung noch durch gut angeschlossene Winkel oberhalb und unterhalb der Trägerflanschen möglichst mit Versteifungsblechen konstruktiv zu sichern.

2. Die Kräfte im Trägerdruckflansch müssen durch eingelegte und der Zwischenfuge angepaßte Druckplatten oder Schweißung, bei Stützen durch fest angeschlossene, versteifte Winkel übertragen werden.

3. Für gute konstruktive Durchbildung und Ausführung ist Sicherheit zu bieten.

Unter diesen Voraussetzungen können bei gleichmäßig verteilter Last (Q) die Momente in den Mittelfeldern bis zu $\frac{Ql}{16}$, in den Endfeldern bis zu $\frac{Ql}{11}$ herabgemindert werden. Bei anderen Belastungsarten dürfen die größten Feldmomente nach der Beziehung:

$$M_x = M_o - \frac{7}{10} \left(M_b \frac{x}{l} + M_a \frac{l-x}{l} \right)$$

berechnet werden, worin M_o das größte Biegemoment bei freier Auflagerung im Felde, M_a und M_b die an den beiden Enden auftretenden Einspannungsmomente bei völliger Einspannung darstellen²⁾.

¹⁾ Vgl. hierzu Bauingenieur 1924 u. 1925. Vortrag von Prof. Dr. S. Müller in der Hauptversammlung des D. Eisenb.-Verb. 1924 über Trägerkonstruktionen.

²⁾ Bringt man also beispielsweise in Feldmitte eine Last = P an, so wird

$$x = \frac{l}{2}, \quad M_o = \frac{Pl}{4}, \quad M_a = M_b = \frac{Pl}{8}$$

und somit

$$M_x = M_{l/2} = \frac{Pl}{4} - \frac{7}{10} \left(\frac{Pl}{8} \cdot \frac{1}{2} + \frac{Pl}{8} \cdot \frac{1}{2} \right) = \frac{Pl}{4} - \frac{7}{80} Pl = \frac{13}{80} Pl,$$

d. h. es ist eine Ersparnis am Moment von rd. 30 vH erreicht.



Vorschriften für Eisenbauwerke. Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken.

Vom 25. Februar 1925¹⁾.

Die durch Verfügung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahngesellschaft vom 25. Februar 1925 „82 D 2531“ eingeführten neuen Vorschriften bringen die Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken und enthalten allgemeine Vorschriften für Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen, für Belastungsannahmen, für zulässige Spannungen, für Durchbiegungen und Überhöhungen der Hauptträger, für Gewichtsberechnungen und für Anstrichflächenberechnungen. In einem Anhang sind weiterhin besondere Bestimmungen für das Nachrechnen und die Verstärkung eiserner Brücken sowie für die Berechnung von gußeisernen Säulen gegeben.

Die Vorschriften sind zu umfangreich, um an dieser Stelle auch selbst einen kurzen Auszug aus ihnen zu geben, so daß auf den in der Anmerkung erwähnten Abdruck verwiesen werden muß¹⁾.

¹⁾ Ein Sonderdruck dieser Bestimmungen der Deutschen Reichsbahngesellschaft ist bei Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erschienen. In demselben Verlage sind auch die vorstehend behandelten Vorschriften über Eisenbeton- und Eisenhochbauten im Druck erschienen.

Handbibliothek für Bauingenieure

Ein Hand- und Nachschlagebuch für Studium und Praxis

Herausgegeben von Robert Otzen

Geheimer Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule zu Hannover

Übersicht des Gesamtwerkes:

- I. Teil: Hilfswissenschaften. In 5 Bänden. / II. Teil: Eisenbahnwesen und Städtebau. In 9 Bänden. / III. Teil: Wasserbau. In 8 Bänden.
IV. Teil: Brücken- und Ingenieurhochbau. In 4 Bänden.

Bisher sind erschienen:

I. Teil: **Hilfswissenschaften.**

1. Band: **Mathematik.** Von Prof. Dr. phil. H. E. Timerding, Braunschweig. Mit 192 Textabbildungen. (250 S.) 1922. Geb. 6.40 Goldmark
2. Band: **Mechanik.** Von Dr.-Ing. Fritz Rabbow, Hannover. Mit 237 Textfiguren. (212 S.) 1922. Gebunden 6.40 Goldmark
3. Band: **Maschinenkunde.** Von Prof. H. Weihe, Berlin. Mit 445 Textabbildungen. (240 S.) 1923. Gebunden 6.40 Goldmark
4. Band: **Vermessungskunde.** Von Prof. Dr.-Ing. Martin Näbauer, Karlsruhe. Mit 344 Textabbildungen. (348 S.) 1922. Geb. 11 Goldmark

II. Teil: **Eisenbahnwesen und Städtebau.**

1. Band: **Städtebau.** Von Prof. Dr.-Ing. Otto Blum, Hannover, Prof. G. Schimpff, Aachen, Stadtbauinspektor Dr.-Ing. W. Schmidt, Stettin. Mit 482 Textabbildungen. (492 S.) 1921. Geb. 15 Goldmark
2. Band: **Linienführung.** Von Prof. Dr.-Ing. Erich Giese, Prof. Dr.-Ing. Otto Blum, Hannover, Prof. Dr.-Ing. Kurt Risch, Hannover. Mit 184 Textabbildungen. (447 S.) 1925. Gebunden 21 Goldmark
3. Band: **Unterbau.** Von Prof. W. Hoyer, Hannover. Mit 162 Textabbildungen. (195 S.) 1923. Gebunden 8 Goldmark
6. Band: **Eisenbahn-Hochbauten.** Von C. Cornelius, Regierungs- und Baurat in Berlin. Mit 157 Textabbildungen. (136 S.) 1921. Gebunden 6.40 Goldmark
7. Band: **Sicherungsanlagen im Eisenbahnbetriebe auf Grund gemeinsamer Vorarbeit mit Dr.-Ing. M. Oderf, weiland Professor an der Technischen Hochschule zu Danzig, verfaßt von Prof. Dr.-Ing. W. Cauer, Geh. Baurat, Berlin. Mit einem Anhang: Fernmelde-Anlagen und Schranken.** Von Dr.-Ing. F. Gerstenberg, Regierungsbaurat, Berlin. Mit 484 Abbildungen im Text und auf 4 Tafeln. (476 S.) 1922. Gebunden 15 Goldmark
8. Band: **Verkehr und Betrieb der Eisenbahnen.** Von Prof. Dr.-Ing. Otto Blum, Hannover, Oberregierungsrat Dr.-Ing. G. Jacobi, Erfurt und Prof. Dr.-Ing. Kurt Risch, Hannover. (431 S.) 1925. Gebunden 21 Goldmark

III. Teil: **Wasserbau.**

2. Band: **See- und Seehafenbau.** Von Regierungs- und Baurat H. Proetel, Magdeburg. Mit 292 Textabbildungen. (231 S.) 1921. Gebunden 7.50 Goldmark
4. Band: **Kanal- und Schleusenbau.** Von Regierungs- und Baurat Friedrich Engelhard, Oppeln. Mit 303 Textabbildungen und 1 farbigen Übersichtskarte. (269 S.) 1921. Gebunden 8.50 Goldmark
7. Band: **Kulturtechnischer Wasserbau.** Von Geh. Reg.-Rat Prof. E. Krüger, Berlin. Mit 197 Textabbildungen. (300 S.) 1921. Geb. 9.50 Goldmark

IV. Teil: **Brücken- und Ingenieurhochbau.**

1. Band: **Statik.** Von Prof. Dr.-Ing. Walther Kaufmann, Hannover. Mit 385 Textabbildungen. (360 S.) 1923. Gebunden 8.40 Goldmark

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Der Bauingenieur

Zeitschrift für das gesamte Bauwesen

Organ des Deutschen Eisenbau-Verbandes und des
Deutschen Beton-Vereins

der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen,
des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes und des
Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverbandes für Deutschland
mit Beiblatt

Die Baunormung

Mitteilungen des NDI

Herausgegeben von

Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster in Dresden, Professor
Dr.-Ing. W. Gehler in Dresden, Professor Dr.-Ing. E. Probst
in Karlsruhe, Dr.-Ing. W. Petry in Oberkassel,
Dipl.-Ing. W. Rein in Berlin

Erscheint wöchentlich

Vierteljährlich 7.50 Goldmark zuzüglich Porto;

Einzelheft 0.80 Goldmark

Der Bauingenieur, der sich durch die gemeinschaftliche Arbeit der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, des Deutschen Beton-Vereins und des Deutschen Eisenbau-Verbandes, deren offizielles Organ er ist, zu der führenden Zeitschrift für das gesamte Bauingenieurwesen entwickelt hat und im In- und Auslande reiche Anerkennung fand, behandelt sämtliche Gebiete der Bauwissenschaften unter Berücksichtigung folgender Gesichtspunkte: Planmäßige Erzeugung und wirtschaftliche Ausnützung der Baustoffe, Sparsamkeit und Wirtschaftlichkeit bei der Herstellung von Bauwerken des Hochbau- und Bauingenieurwesens mit gleichzeitiger Sicherheit und befriedigender äußerlicher Gestaltung, Zusammenarbeit von Bauingenieuren und Architekten, Erhöhung der Wirtschaftlichkeit durch Normung der Einzelteile.

BG Politechniki Śląskiej
nr inw.: 102 - 139471



Dyr.1 139471