HANDBUCH FÜR EISENBETONBAU

BAND III

4. AUFLAGE

BERLIN. VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

HANDBUCH FÜR EISENBETONBAU

VIERTE NEUBEARBEITETE AUFLAGE

DRITTER BAND

HANDBUCH

FÜR

EISENBETONBAU

VIERTE NEUBEARBEITETE AUFLAGE

IN VIERZEHN BÄNDEN

BEGRÜNDET VON

DR. DR. TECHN. H. C. F. EMPERGER

OBERBAURAT IN WIEN

DRITTER BAND

DER BAUSTOFF UND SEINE VERARBEITUNG

BERLIN 1927

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

DER BAUSTOFF
UND SEINE VERARBEITUNG

VIERTE NEUBEARBEITETE AUFLAGE

DER BETON :: BETONMISCHMASCHINEN :: FÖRDERN UND VERARBEITEN VON BETON :: DAS EISEN UND SEINE VERARBEITUNG :: SCHALUNG UND RÜSTUNG

BEARBEITET VON

H. BURCHARTZ :: **E. JORDAN**
PROFESSOR DIPL.-ING.

H. SCHLUCKEBIER :: **O. RAPPOLD**
REGIERUNGSBAUMEISTER a. D. BAURAT

MIT 605 TEXTABBILDUNGEN

BERLIN 1927
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

S.87
S.96
S.05

624.012.4

11753

Nachdruck, auch auszugsweise, verboten.
Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten.

D 19/59

KURZE INHALTSÜBERSICHT

der **dritten** Auflage des

HANDBUCHES FÜR EISENBETONBAU.

Erster Band: Entwicklungsgeschichte, Versuche und Theorie des Eisenbetons.

Zweiter Band: Der Baustoff und seine Bearbeitung.

Dritter Band: Grund- und Mauerwerksbau.

Vierter Band: Wasserbau und verwandte Anwendungen.

Fünfter Band: Flüssigkeitsbehälter, Röhren und Kanäle.

Sechster Band: Balkenbrücken.

Siebenter Band: Bogenbrücken und Überwölbungen.

Achter Band: Eisenbahn-, Berg- und Tunnelbau, Stadt- und Untergrundbahnen.

Neunter Band: Bestimmungen.

Zehnter Band: Die künstlerische Gestaltung der Eisenbetonbauten.

Elfter Band: Hochbau. I. Innerer Ausbau, Treppen, Kragbauten.

Zwölfter Band: Hochbau. II. Dachbauten, Kuppelgewölbe.

Dreizehnter Band: Gebäude für besondere Zwecke. I. Geschäftshäuser, Schlacht- und Viehhöfe, Markthallen, Kühlhäuser, Saal- und Versammlungsbauten, Fabrikgebäude und Lagerhäuser, Hohe Schornsteine.

Vierzehnter Band: Gebäude für besondere Zwecke. II. Silos, Landwirtschaftliche Bauten.

Handbuch für Eisenbetonbau, *vierte* Auflage.
Neueinteilung.

I. Band. Geschichtliche Entwicklung, Theorie, Versuche.

1. Geschichtliche Entwicklung.
2. Theorie des Eisenbetons.
3. Versuche.

II. Band. Amtliche Bestimmungen, Feuersicherheit, Bauunfälle.

1. Amtliche Bestimmungen, deutsche und ausländische; Bedingungen und Richtlinien für Vergebungen.
2. Feuersicherheit.
3. Bauunfälle.

III. Band. Der Baustoff und seine Verarbeitung.

1. Der Beton.
2. Betonmischmaschinen.
3. Fördern und Verarbeiten von Beton.
4. Das Eisen und seine Verarbeitung.
5. Schalung und Rüstung.

IV. Band. Grund- und Mauerwerkbau.

1. Grundbau.
2. Mauerwerkbau.

V. Band. Hochbau I.

1. Wände, Säulen, Pfeiler.
2. Decken.
3. Treppen.

VI. Band. Hochbau II.

1. Dachbauten.
2. Kuppelbauten.

VII. Band. Hochbau III.

1. Geschäftsgebäude.
2. Markthallen, Vieh- und Schlachthöfe, Kühlhäuser.
3. Saal- und Versammlungsbauten.
4. Fabrikgebäude und Lagerhäuser.

VIII. Band. Silos, Landwirtschaftliche Bauten.

1. Silos.
2. Landwirtschaftliche Bauten.

IX. Band. Behälter, Röhren und Maste, Schornsteine.

1. Behälter.
2. Röhren.
3. Maste.
4. Schornsteine.

X. Band. Balkenbrücken.

XI. Band. Bogenbrücken.

XII. Band. Straßen-, Eisenbahn-, Berg- und Tunnelbau.

1. Straßenbau.
2. Städtische (Straßen- und Untergrund-) Bahnen.
3. Eisenbahnbau.
4. Bergbau.
5. Tunnelbau.

XIII. Band. Wasserbau.

1. Fluß- und Seeuferbau, Seezeichen.
2. Schleusen, Docks, Hellinge.
3. Wehre.
4. Talsperren und Wasserkraftanlagen.

XIV. Band. Die künstlerische Gestaltung der Eisenbetonbauten.

VORWORT ZUR VIERTEN AUFLAGE.

Obwohl die dritte Auflage des Handbuches für Eisenbetonbau noch nicht abgeschlossen vorliegt, sieht sich der Verlag doch genötigt, bereits jetzt mit der neuen — vierten — Auflage eines Bandes des Handbuches für Eisenbetonbau vor die Fachwelt zu treten.

Mit dem Bedürfnis, der Nachfrage nach schnell vergriffenen Bänden zu genügen, bestand zugleich die Notwendigkeit, nicht nur die einzelnen Kapitel den Fortschritten der Eisenbetontechnik anzupassen, sondern auch das gesamte Werk einheitlicher und straffer zusammenzufassen und es zu diesem Zweck auf eine völlig neue Grundlage zu bringen. Die Neueinteilung auf Seite VI zeigt, inwieweit das schon rein äußerlich bei der Zusammenstellung der einzelnen Kapitel zum Ausdruck gebracht ist: Mehr als bisher mußte auf Übersichtlichkeit des stetig wachsenden Stoffes, auf Vermeidung von Wiederholungen und bei möglichster Vollständigkeit auf knappe Darstellung Bedacht genommen werden. Es war keineswegs nur eine Umordnung des Inhalts der älteren Auflagen, vielmehr dessen völlige Neugestaltung erforderlich, denn noch nie haben zwischen zwei Auflagen des Handbuches Theorie und Praxis des Eisenbetonbaues so durchgreifende Neuerungen erfahren wie diesmal: Die Theorie vor allem zufolge der neuen amtlichen Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom 9. IX. 1925, die Praxis durch eine Reihe neuer Erfindungen und Arbeitsverfahren, auf die im einzelnen einzugehen gerade der vorliegende III. Band „Der Baustoff und seine Verarbeitung“ Gelegenheit bietet.

Im Zeichen planmäßiger Baustoff-Forschung und wirtschaftlicher Betriebsführung entstanden, will der Band gewertet werden als ein im besten Sinne neuzeitliches Handbuch für das Studium, als ein zuverlässiger Ratgeber beim Entwurf und auf der Baustelle.

Bei dem 1. Kapitel „Der Beton“ hatte Professor H. Burchartz, Berlin-Lichterfelde, nunmehr den bisher von ihm mit Professor K. Memmler gemeinsam bearbeiteten Stoff allein zu bewältigen und in allen drei Abschnitten sowohl bei Behandlung der Rohstoffe — des Bindemittels und der Zuschläge — als auch des fertigen Gemisches Gelegenheit, auf die in den letzten 6 bis 7 Jahren gemachten bedeutungsvollen Fortschritte einzugehen. Der gegen eine Reihe chemischer Einflüsse widerstandsfähigere, schnell erhärtende Tonerdezement (Schmelzzement) und der frühhochfeste, sogenannte „hochwertige“ Portlandzement ermöglichen heute Ausführungen und Arbeitsfristen, an die bei Bearbeitung der vorigen Auflage noch nicht zu denken war. Die wichtige, ja fast ausschlaggebende Rolle nach Kornfestigkeit und Korngröße richtig ausgewählter und zusammengesetzter Zuschlagstoffe für die Festigkeit des Betons konnte auf Grund der umfangreichen Forschungen aus letzter Zeit klar beleuchtet werden. Der wichtige Einfluß des Wasserzusatzes auf die Verarbeitungsfähigkeit des frischen, auf die Festigkeit und Dichtigkeit des erhärtenden Betons mußte schon wegen der großen Bedeutung dieses Gegenstandes für die Gußbetontechnik besonders gewissenhaft untersucht werden. Ebenso findet der Leser des Kapitels gründlichen Aufschluß über alle Fragen der Zement- und Betonprüfung auf der Baustelle und im Werklaboratorium, wobei hervorzuheben ist, daß die inzwischen neu ausgebildeten Versuchsverfahren zur Ermittlung der Materialeigenschaften der Rohstoffe und des Betons gebührend berücksichtigt und in einer Reihe von Tafeln zuverlässige Zahlenwerte angegeben sind.

In dem in dritter Auflage von Regierungsrat Dr. H. Albrecht, Berlin, bearbeiteten 2. Kapitel behandelt Oberingenieur E. Jordan, Berlin, die „Betonmischmaschinen“ bei aller Knappheit der Form nicht nur unter Berücksichtigung neuester Bauarten, sondern über den Rahmen einer bloßen Aufzählung und Beschreibung hinaus auch in bezug auf ihre Arbeitsweise, die Leistung, Aufstellung, Antrieb, Bedienung und Wirtschaftlichkeit. In dieses Kapitel bringt u. a. die Straßenbetoniermaschine und — als Übergang zu dem Kapitel „Fördern und Verarbeiten von Beton“ — die Zementkanone für den pneumatischen Betontransport eine neue Note hinein.

Das eben genannte, von Regierungsbaumeister a. D. H. Schluckebier, Köln-Mülheim, bearbeitete 3. Kapitel war in besonders weitem Umfange neu zu gestalten. Es vereinigt die bisherigen Kapitel „Fördereinrichtungen“ und „Die Verarbeitung des Betons“ des gleichen Verfassers aus der dritten Auflage und zeigt dieser gegenüber nicht nur fast verdoppelten Umfang, sondern auch einen im wesentlichen neuen Inhalt: Die Abschnitte Arbeits- und Betriebsplan, Fördern, Lagern und Aufbereiten der Rohstoffe, Zubereiten, Fördern und Einbauen des Betons, Maßnahmen gegen Frost, Sonnenbestrahlung und Schwinden, Ausschalen und Nachbehandeln dürften kaum etwas vermissen lassen und zeigen dem Eisenbetoningenieur schon durch ihre Überschriften an, wie viel Neues sie in bezug auf Bauplatzeinrichtung und Baustellenbetrieb enthalten. Wo der knappe Rahmen Beschränkung gebot, setzen Hinweise auf empfehlenswerte Sonderwerke ein.

Ebenso gibt das 4. Kapitel desselben Verfassers „Das Eisen und seine Verarbeitung“ nicht nur einen Überblick über den Werdegang der Bewehrung vom Rundeisenstab zum fertigen Geflecht und über die neuesten Eisenbearbeitungsmaschinen, sondern es behandelt auch alles das, was die Einführung des hochwertigen Stahls St 48 für den Eisenbetonbauer an Wissenswertem gebracht hat.

Das 5. Kapitel „Schalung und Rüstung“ ist von Baurat O. Rappold, Stuttgart, bearbeitet worden. In ihm sind die bisherigen Kapitel VII und VIII der 3. Auflage — das erstere auch dort von ihm, das letztere bisher von Professor A. Nowak, Prag, bearbeitet — vereinigt, so daß das für den praktischen Eisenbetonbau besonders wichtige Gebiet nunmehr einheitlich zusammengefaßt ist, wobei die neuzeitlichen Schalverfahren und neuesten Ausführungen gebührend berücksichtigt sind. Das 228 Seiten und 469 Abbildungen umfassende Kapitel gibt in bisher nicht erreichter Vollständigkeit sowohl dem Anfänger wie dem erfahrenen Praktiker Anleitung und Anregung für Entwurf, Berechnung, Kostenermittlung und Aufstellung standsicherer und wirtschaftlicher Schalungen und Rüstungen vom einfachen Hochbau bis zur weitgespannten Bogenbrücke.

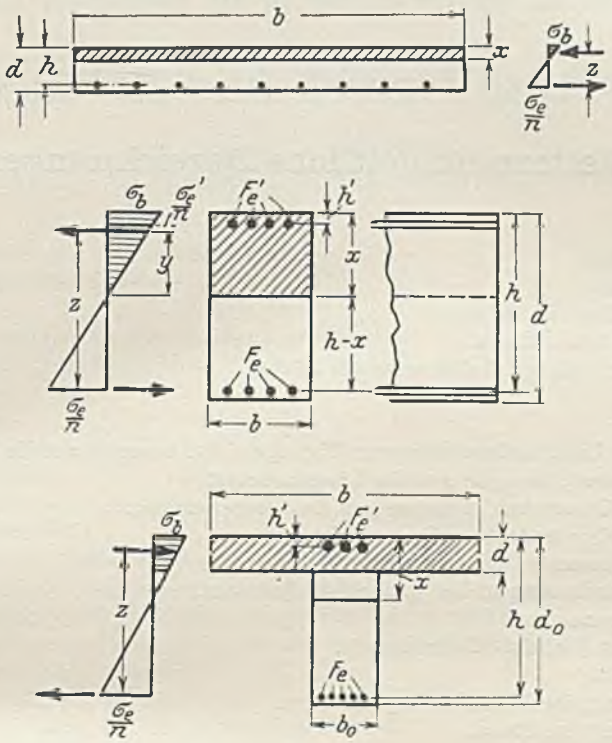
Den zahlreichen Freunden und Förderern des Handbuches, durch deren Mitarbeit allein die lückenlose und zeitgemäße Ausgestaltung dieses zuerst erschienenen Bandes der neuen Auflage ermöglicht wurde, sei an dieser Stelle besonders gedankt.

Möge der vorliegende III. Band unsern Lesern als ein gelungener Auftakt zu der 4. Auflage erscheinen und diese die gleiche günstige Aufnahme finden wie die vorigen.

Berlin, im Juni 1927.

Verlag
der Zeitschrift „Beton u. Eisen“.

Einheitliche Bezeichnungen im Eisenbetonbau.



x = Abstand der Nullinie vom gedrückten Rand.
y = Abstand des Druckmittelpunktes von der Nullinie.
z = Abstand des Druckmittelpunktes vom Zugmittelpunkt.
F_b = Betonquerschnitt ohne Abzug der Eiseneinlagen, geometrischer Querschnitt.
F_e = Gesamtquerschnitt der Eisen eines Druckgliedes, insbesondere der Längseisen mittig belasteter Säulen.
F_k = Querschnitt des umschnürten Betonkerns bei umschnürten Säulen.
F_s = Querschnitt der in Längseisen umgewandelten Umschnürung.
E_b = Elastizitätsmaß des Betons.
E_e = Elastizitätsmaß des Eisens.
$n = \frac{E_e}{E_b}$ = Verhältnis der beiden Elastizitätsmaße.
F_e = Querschnitt der Zugeisen bei Biegung.
F_e' = Querschnitt der Druckeisen bei Biegung.
σ_b = Druckspannung des Betons bei Biegung und in Säulen.
σ_e = Zugspannung des Eisens bei Biegung } Zustand II (Ausschluß derBetonzugspannungen).
σ_e' = Druckspannung des Eisens bei Biegung }

σ_{bz} = Zugspannung des Betons } im Zustand I (Mitwirkung der Betonzugspannungen).
σ_{bd} = Druckspannung des Betons }
σ_{ez} = Zugspannung des Eisens }
σ_{ed} = Druckspannung des Eisens }
τ_0 = Schubspannung des Betons im Zustand II.
τ_1 = Haftspannung des Betons am Eisen.
d = Gesamthöhe bei Rechteckbalken und Platten.
d_0 = Gesamthöhe bei Plattenbalken.
h = Abstand des Schwerpunktes der gezogenen Eisen vom gedrückten Rand, Nutzhöhe.
h' = Abstand des Schwerpunktes der gedrückten Eisen vom gedrückten Rand.
b = nutzbare Druckgurtbreite bei Plattenbalken, Breite von Rechteckquerschnitten.
b_0 = Rippenbreite bei Plattenbalken.
u = Umfang der Eisen.
$f_e = \frac{F_e}{b}$ = Zugeisenquerschnitt auf die Breiteneinheit.
$f_e' = \frac{F_e'}{b}$ = Druckeisenquerschnitt auf die Breiteneinheit.

Weitere einheitliche Bezeichnungen.

l = Stützweite.
l' = Lichtweite.
h = Säulenhöhe (Knicklänge).
s = kleinste Säulendicke.
i = kleinster Trägheitshalbmesser bei Säulen.
$\lambda = \frac{h}{i}$.
g = Ständige Last, insbesondere von Eigengewicht, bezogen auf die Längeneinheit.
p = Verkehrslast, bezogen auf die Längeneinheit.
$q = g + p$ = Gesamtlast, bezogen auf die Längeneinheit.
$F_i = F_b + n F_e$ = gedachter Querschnitt.
J_i = Trägheitsmoment des gedachten Querschnitts.
W_i = Widerstandsmoment des gedachten Querschnitts.
M = Biegungsmoment.
N = Achskraft (Achsial-, Normalkraft).
V = Querkraft.
D_b = Mittelkraft der Betondruckspannungen.
D_e = Druckkraft im Eisen.
Z_e = Zugkraft „ „
Z_b = Mittelkraft der Betonzugspannungen.
$W_{e_{28}}$ = Würfelfestigkeit des erdfeuchten Betons nach 28 Tagen.
$W_{b_{28}}$ = Würfelfestigkeit des Betons im Bauwerk „ „ „
A, B, C = Stützkräfte.
G = Ständige Last, insbesondere von Eigengewicht (in kg).
P = Verkehrslast (in kg).
$Q = P + G$ = Gesamtlast (in kg).
$\sigma_{k\,\mathrm{zul}}$ = zulässige Knickbeanspruchung.
ω = Knickzahl.
β = Wärmedehnungszahl.

Inhalts-Verzeichnis des III. Bandes der vierten Auflage.

Der Baustoff und seine Verarbeitung.

1. Kapitel. Der Beton.

Bearbeitet von Professor H. Burchartz, Berlin-Lichterfelde.

Seite

A. Bindemittel 1
I. Begriffsfeststellung und Allgemeines 1
II. Eigenschaften der Zemente 9
B. Zuschlagstoffe 23
I. Begriffsfeststellung und Arten der Zuschlagstoffe 23
II. Eigenschaften von Sand, Kies, Schotter 25
III. Wasser 47
C. Mörtel und Beton 48
I. Begriffsfeststellung 48
II. Eigenschaften 49
1. Mischungsverhältnis 50
2. Wasserzusatz 53
3. Ausbeute (Baustoffbedarf) 56
4. Gewichtsverhältnisse 58
5. Erhärtung und Festigkeit, Formänderungsvermögen 60
a. Mischungsverhältnis, Zementfestigkeit, Zuschlagstoffe, Wasserzusatz . 60
b. Art des Mischens 69
c. Art der Aufbereitung 70
d. Frische des Betongemenges 71
e. Art der Verschalung 73
f. Art des Stampfens 73
g. Abmessungen des Baukörpers 73
h. Art der Erhärtung bezw. Behandlung des Betons 74
i. Wärmeverhältnisse 74
6. Wärmeleitungsvermögen 83
7. Luftdurchlässigkeit 86
8. Schalleitfähigkeit 89
9. Nagelbarkeit 90
10. Wasserundurchlässigkeit 90
11. Auswittern (Ausschwitzen) 93
12. Raumänderung 93
13. Abnutzung 96
14. Verhalten gegen Elektrizität 98
Literatur 99

2. Kapitel. Betonmischmaschinen.

Bearbeitet von Dipl.-Ing. E. Jordan, Oberingenieur der Julius Berger Tiefbau-Aktiengesellschaft, Berlin.

A. Allgemeines 101
B. Einteilung 101
C. Antrieb 102
D. Chargenmischer 104
I. Freifallmischer und Zwangsmischer 104
II. Maschinen mit zwangläufigem Mischvorgang 116
E. Maschinen mit ununterbrochenem Mischbetrieb 120
F. Mischer für besondere Zwecke 123

3. Kapitel. **Fördern und Verarbeiten von Beton.**

Bearbeitet von H. Schluckebier, Regierungsbaumeister a. D., Köln-Mülheim.

Seite

A. Einleitung 127
B. Arbeits- und Betriebsplan 128
C. Das Fördern der Rohstoffe 131
D. Das Lagern und Aufbereiten der Rohstoffe 135
I. Der Zement 135
II. Die Zuschlagstoffe 137
III. Das Wasser 139
E. Das Zubereiten des Betons 139
F. Das Fördern des Betons 142
I. Die Fördergefäße 143
II. Winden, Aufzüge, Drehkrane, Kabelkrane 144
III. Gußbetonverteilungsanlagen 150
IV. Sonstige Betonfördermittel 155
G. Das Einbauen des Betons 164
I. Der stampffähige Beton 164
II. Der Gußbeton 166
III. Der bewehrte Beton 167
H. Maßnahmen gegen Frost, Sonnenbestrahlung und Schwinden 169
J. Das Ausschalen und Nachbehandeln 171

4. Kapitel. **Das Eisen und seine Verarbeitung.**

Bearbeitet von H. Schluckebier, Regierungsbaumeister a. D., Köln-Mülheim.

A. Das Eisen 174
I. Aufgabe des Eisens 174
II. Einteilung und Bezeichnung der Eisenarten 176
III. Elastizitäts- und Festigkeitsverhältnisse des Baustahls 177
B. Grundformen der Bewehrung 182
C. Die Verarbeitung des Eisens 184
I. Die Werkzeichnungen 184
II. Das Schneiden und Biegen der Eisen 186
III. Das Einbauen der Bewehrung 190

5. Kapitel. **Schalung und Rüstung.**

Bearbeitet von Baurat O. Rappold, Stuttgart.

1. Allgemeines 193
2. Das Material der Schalung 193
3. Grundlagen der Berechnung der Schalungen 195
a. Belastungen 195
b. Zulässige Beanspruchungen 197
c. Berechnungsformeln 198
4. Erfordernisse der Schalung 200
5. Das Vorrichten der Schalung 202
A. Schalung im Hochbau 203
I. Das Aufstellen der Schalung 203
II. Verwendung vorbetonierter Bauteile 205
III. Verwendung der Eiseneinlagen als Schalung 208
IV. Schalung bei Mauern und Wänden 208
1. Feste Schalungen 209
a. Hölzerne Schalungen 209
b. Eiserne Schalungen 216

2. Bewegliche Schalungen 217
a. In wagerechter Richtung verschiebbare Schalungen 217
b. In senkrechter Richtung verschiebbare Schalungen 220
V. Schalung bei Säulen und Pfeilern 223
a. Schalungen für rechteckige und vieleckige Querschnitte 224
b. Schalungen für runde Querschnitte 229
VI. Schalung bei Balken und Decken mit vollem Querschnitt 230
1. Schalung bei Decken zwischen Eisenträgern 230
2. Schalung bei geraden reinen Eisenbetondecken 233
a. Mit sichtbaren Balken 233
b. Mit ebener Untersicht 240
c. Bei trägerlosen Decken (Pilzdecken) 243
VII. Schalung bei Fachwerkbalken 244
VIII. Abstützung der Schalung 246
IX. Freitragende Schalung 249
X. Ausrüstung 251
XI. Ausgeführtes Beispiel: Fabrikbau der Daimler-Motoren-Gesellschaft in Untertürkheim bei Stuttgart 253
B. Schalung und Rüstung von Balkenbrücken 260
I. Ausbildung der Stützgerüste 260
1. Ausbildung 260
2. Feste Gerüste 260
3. Freitragende Gerüste 262
a. Weite und Höhe der freizulassenden Öffnungen 262
b. Ausbildung der freitragenden Gerüste 264
II. Ausbildung der Verschalung 269
1. Verschalung von Eisenbetonplatten zwischen eisernen Brückenträgern . . 269
2. Verschalung bei Platten- und Plattenbalkenbrücken 269
3. Verschalung bei Brücken mit seitlichen Hauptträgern und eingesattelter Fahrbahn 271
a. Bei vollwandigen Tragwerken 271
b. Mit durchbrochenen Tragwerken und Fachwerkträgern 273
III. Ausrüstungsvorrichtungen 273
IV. Ausgeführte Beispiele 274
1. Schalung bei Balkenbrücken aus Eisenträgern in Verbindung mit Eisenbeton 274
2. Schalung bei Plattenbalkenbrücken 275
3. Schalung bei Brücken mit seitlichen Hauptträgern und eingesattelter Fahrbahn 288
4. Schalung bei Fachwerkbrücken 292
C. Schalung und Rüstung für Bogenbrücken und Wölbtragwerke 293
I. Lehrgerüste 293
1. Die Schalung 294
2. Die Lehrbogen 295
3. Das Traggerüst 296
a. Fest unterstützte Gerüste 296
b. Freitragende Gerüste 300
4. Der Unterbau 311
5. Ausrüstungsvorrichtungen 313
a. Keile 313
b. Bügelhölzer 314
c. Sandtöpfe 314
d. Schraubenspindeln 315
6. Verschiebung der Lehrgerüste 316
7. Berechnung der Lehrgerüste 317
1. Statische Berechnung des Lehrgerüstes für den Hauptbogen der Straßenbrücke über die Iller bei Kellmünz (Bayern) 319
2. Statische Berechnung des Lehrgerüstes für die Verbreiterung der Wolfgangbrücke in Mergentheim (Württ.) 328

3. Statische Berechnung des Lehrgerüstes für die Gewölbe des Talübergangs bei Vielsalm (Belgien) 333
4. Statische Berechnung des Lehrgerüstes für die Gewölbe des Mittelbachviaduktes bei St. Vith (Belgien) 337
8. Überhöhung der Lehrgerüste 341
9. Lehrgerüst und Betonierungsweise der Gewölbe 346
10. Aussteifung und Standfestigkeit der Lehrgerüste 347
11. Das Zurichten der Hölzer und Abbinden der Gerüste 348
12. Das Aufstellen und Abnehmen der Lehrgerüste 349
13. Das Ausrüsten 352
a. Ausrüsten durch Senken des Lehrgerüstes 352
b. Ausrüsten durch Anheben des Gewölbes 355
14. Baustoffbedarf für die Lehrgerüste und Arbeitsaufwand bei deren Herstellung 356
15. Besondere Schalformen für Wölbtragwerke des Hochbaues 359
a. Gurtbogen, Tonnengewölbe und Bogenbinder 360
b. Kloster- und Kreuzgewölbe 361
c. Kuppeln 362
16. Besondere Schalformen für Überwölbungen im Kanal- und Tunnelbau . . 363
a. Hölzerne Formen 363
b. Eiserne Formen 366
II. Hilfsgerüste 368
Einleitung 368
1. Hilfsgerüste beim Brückenbau 369
a. Transportgerüste 369
b. Krangerüste 372
c. Aufzuggerüste 373
d. Arbeits- und sonstige Gerüste 373
2. Hilfsgerüste beim Hochbau 374
III. Beschreibung ausgeführter Lehr- und Hilfsgerüste 375
a. Lehrgerüste für Brückengewölbe 375
α. Ständerwerke 375
β. Einfache Strebenwerke 376
γ. Zentralstrebenwerke 385
δ. Radialstrebenwerke 392
ε. Sprengwerke 392
ζ. Balkenträger 396
η. Bogenträger 398
ϑ. Lehrgerüste für Bogen mit aufgehängter Fahrbahn 400
ι. Lehrgerüste für Melanbrücken 404
$\varkappa$. Aufgehängte Gerüsttragwerke 405
b. Lehrgerüste für Wölbtragwerke des Hochbaues 407
α. Hallenbauten 407
β. Kuppelbauten 411
c. Hilfsgerüste 416

Sachverzeichnis 421

Berichtigung.

S. 199: Die Schwarz-Rankinesche Formel lautet richtig:

$$\sigma_k = \frac{\sigma}{1 + 0{,}002 \cdot \frac{s^2}{i^2}}$$

Abkürzungen für Quellenangaben.

A. Zeitschriften.

1. Aus der deutschen Literatur.

Arm. B. = Armierter Beton (Berlin)
B.-I. = Der Bauingenieur (Berlin)
B. T. = Die Bautechnik, Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen (Berlin)
B. u. E. = Beton u. Eisen (Berlin)
D. Bauhütte = Deutsche Bauhütte (Hannover)
D. Bztg. = Deutsche Bauzeitung (Berlin)
D. Bztg., Zementbeilage = Mitteilungen über Zement, Beton u. Eisenbeton (Beilage zur Deutschen Bauzeitung) (Berlin)
Forscherheft = Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons (Berlin)
Mitt. über Forschungsarbeiten = Mitteilungen über Forschungsarbeiten aus dem Gebiete des Ingenieurwesens (Berlin)
Ostdeutsche Bztg. = Ostdeutsche Bauzeitung (Breslau)
Schw. Bztg. = Schweizerische Bauzeitung (Zürich)
St. u. E. = Stahl und Eisen (Düsseldorf)
Bztg. Stuttgart = Süddeutsche Bauzeitung (Stuttgart, früher München)
T. I. Z. = Tonindustrie-Zeitung (Berlin)
Z. f. Arch. u. Ingw. = Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen (Hannover)
Z. f. Bauw. = Zeitschrift für Bauwesen (Berlin)
Z. d. ö. V. A. I. = Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins (Wien)
Z. d. V. d. I. = Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure (Berlin)
Z. d. V. d. Ing. u. Arch. V. = Zeitschrift des Verbandes deutscher Ingenieur- und Architekten-Vereine (Berlin)
Z. u. B. = Zement und Beton (Berlin)
Ztrlbl. d. Bauv. = Zentralblatt der Bauverwaltung (Berlin).

2. Aus der englischen und amerikanischen Literatur.

Cem. Age = Cement Age (New York)
Cem. Eng. News = Cement and Engineering News (Chicago)
Cem. Era = The Cement Era (Chicago)
Concr. Cem. Age = Concrete Cement Age
Concrete = Concrete (früher Detroit, jetzt Chicago)
Concrete London = Concrete and Constructional Engineering (London)
Concr. Eng. = Concrete Engineering
Eng. = Engineering (London)
Eng. Constr. = Engineering Construction
Eng. Mag. = The Engineering Magazine (New York)
Eng. News = Engineering News (New York)
Eng. Rec. = The Engineering Record
Eng. News Rec. = Engineering News-Record (New York)
Proceedings = Proceedings of the American Society of Civil Engineers (New York)
Transact. of Civ. Eng. = Transactions of the American Society of Civil Engineers (New York).

3. Aus der französischen Literatur.

Ann. d. P. et Chs. = Annales des Ponts et Chaussées (Paris)
Ann. d. tr. pbl. Belg. = Annales des travaux publics de Belgique
Gén. Civ. = Génie Civil
Nouv. Ann. = Nouvelles Annales de la Construction
Rev. d. trav. publ. = Revue des Matériaux de Construction et des Travaux Publics (Paris).

B. Werke.

Handb. f. Eisenbetonbau, 1. Aufl., 2. Aufl., I. Bd. usw. = Handbuch für Eisenbetonbau.
B.-K. = Beton-Kalender.
D. Aussch. f. Eisenbeton = Deutscher Ausschuß für Eisenbeton.

Der Baustoff und seine Verarbeitung.

I. Kapitel. Der Beton.

Bearbeitet von Prof. H. Burchartz, Berlin-Lichterfelde.

A. Bindemittel.

I. Begriffsfeststellung und Allgemeines.

Die Bindestoffe für Beton und Eisenbeton sind fast ausschließlich hydraulische, d. h. wassererhärtende Bindemittel.

Unter hydraulischen Bindemitteln sind im Gegensatz zu solchen, die an der Luft unter Mitwirkung der Kohlensäure der Luft, d. h. unselbständig erhärten (Luftkalke, auch Fett- oder Weißkalke genannt, und schwach hydraulische Kalke), diejenigen Bindestofferzeugnisse zu verstehen, die vermöge ihrer chemischen Zusammensetzung durch Zusammenwirken von Kalk und Hydraulefaktoren (lösliche Kieselsäure, Eisenoxd und Tonerde) unter Wasser und an der Luft erhärten und beständig sind.

Die für den Beton- und Eisenbetonbau wichtigsten hydraulischen Bindemittel sind die Zemente, und zwar:

1. Portlandzemente,
2. Eisenportlandzemente,
3. Hochofenzemente,
4. Erzzemente,
5. Tonerdezemente (Schmelzzemente),
6. Mischzemente.

In geringem Umfange gelangen außerdem zur Verwendung:

7. Puzzolanzemente (Mischungen aus gelöschtem Kalk und sogenannten hydraulischen Zuschlägen) und
8. Kalke.

1. Portlandzement ist nach der Begriffserklärung der „Deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement“ [1]) (s. Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. IX) ein Zement mit nicht weniger als 1,7 Gewtl. Kalk (CaO) auf 1 Gewtl. lösliche Kieselsäure (SiO_2) + Tonerde (Al_2O_3) + Eisenoxyd (Fe_2O_3) in einem einheitlichen Mineralgefüge, entstanden durch Brennen einer fein aufbereiteten Mischung der Rohstoffe bis mindestens zur Sinterung und Feinmahlen des gebrannten Klinkers. Dem Portlandzement dürfen bei der Herstellung zu besonderen Zwecken nicht mehr als 3% Zusätze zugegeben werden.

Der Gehalt des fertigen Portlandzements an in Salzsäure Unlöslichem darf $1^1/_2$%, an Magnesia (MgO) 5%, an Schwefelsäureanhydrid (SO_3) $2^1/_2$% nicht überschreiten; der Glühverlust darf nicht mehr als 4% betragen.

[1]) 5. Aufl. Berlin 1924. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Der Portlandzement unterscheidet sich infolge seiner Herstellungsweise von gemischten Zementen durch die Einheitlichkeit seines mineralogischen Aufbaues, wodurch auch seine Haltbarkeit bei trockener Aufbewahrung gesichert ist.

Durch das Brennen bis zur Sinterung (beginnenden Schmelzung) setzen sich die Rohstoffe zu salzsäurelöslichen Verbindungen um; ein geringer Gehalt an Unlöslichem, der aber $1^1/_2$% nicht überschreiten darf, ist gestattet.

Ein Magnesiagehalt bis zu 5% hat sich als unschädlich erwiesen, wenn bei Annäherung an diesen Höchstgehalt die Bemessung des Kalkgehaltes unter Berücksichtigung der Magnesia erfolgt. Um den Portlandzement langsam-bindend zu machen, ist es vielfach üblich, den Klinker nach dem Brennen anzufeuchten und beim Mahlen Gips zuzusetzen. Indessen sollen diese Zusätze so bemessen werden, daß der Glühverlust 4% und der Gehalt an Schwefelsäureanhydrid $2^1/_2$% nicht überschreitet. Die Kennzeichen des Portlandzements sind graue Farbe, meist mit einem Stich ins Grünliche, geringer Glühverlust (1 bis 3%), hohes Raumgewicht (eingelaufen 1,00 bis 1,30 und eingerüttelt 1,75 bis 2,10 kg/l) und hohes spezifisches Gewicht. Letzteres beträgt bei frischem oder geglühtem Portlandzement mindestens 3,1.

2. Hochwertige Portlandzemente sind Erzeugnisse, die sich durch schnelle Anfangserhärtung (nicht rasches Abbinden) und daher besonders durch hohe Anfangsfestigkeit auszeichnen. Ihre besondere Eigenschaft der schnellen Erhärtung wird erreicht durch sorgfältigste Aufbereitung der Rohstoffe, möglichst scharfes Brennen und sehr feines Mahlen des Klinkers. Einige Werke erzielen die hohe Anfangsfestigkeit auch durch Beimischung gewisser Zusätze zum Klinker, die sie als Fabrikgeheimnis betrachten. Man erspart hierdurch die hohen Kosten, die die Feinmahlung verursacht. In ihrer Zusammensetzung unterscheiden sich die hochwertigen Zemente, wenn man von dem durchschnittlich etwas höheren Kalkgehalt und den erwähnten Zusätzen absieht, nicht von gewöhnlichen Portlandzementen. Ihr Raumgewicht ist infolge der feineren Mahlung durchschnittlich etwas geringer, ihr Schwindvermögen etwas größer als das normaler Portlandzemente, jedoch nur im Anfangsstadium der Erhärtung.

Der besondere Vorzug der hochwertigen Zemente vor anderen Zementen liegt darin, daß aus ihnen ausgeführte Beton- bezw. Eisenbetonbauteile bereits nach verhältnismäßig kurzer Zeit ausgeschalt werden können und daß an Baufristen wie auch an Schalungen gespart werden kann. Sie eignen sich auch für besonders beanspruchte Eisenbetonbauten. Nach den „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925“[1]) werden von hochwertigen Zementen (Normenzementen und Tonerdezementen) bei der Prüfung nach den Normen für Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement nachstehend angegebene Mindestfestigkeiten verlangt, nach

3 Tagen (1 Tag in feuchter Luft, 6 Tage unter Wasser)

Druckfestigkeit . . . 250 kg/cm²

Zugfestigkeit . . . . 25 „

28 Tagen (1 Tag in feuchter Luft, 6 Tage unter Wasser, sodann an der Luft)

Druckfestigkeit . . . 450 kg/cm²

Zugfestigkeit . . . . 35 „

Der hochwertige Zement soll durch seine Verpackung deutlich als solcher gekennzeichnet werden.

3. Eisenportlandzement ist nach der Begriffserklärung der Deutschen Normen[2]) ein hydraulisches Bindemittel, das aus mindestens 70% Portlandzement und

[1]) Zweite mit amtlichen Berichtigungen versehene Auflage. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) Deutsche Normen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement und von Eisenportlandzement. 5. Aufl. Berlin 1924. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

höchstens 30% gekörnter Hochofenschlacke besteht. Der Portlandzement wird gemäß der Begriffserklärung der Normen für Portlandzement hergestellt. Die Hochofenschlacken sind Kalk-Tonerde-Silikate, die beim Eisenhochofenbetrieb gewonnen werden. Sie sollen auf 1 Gewtl. lösliche Kieselsäure (SiO_2) + Tonerde (Al_2O_3) mindestens 1 Gewtl. Kalk und Magnesia enthalten. Der Portlandzement und die Hochofenschlacke müssen fein vermahlen, im Fabrikbetriebe regelrecht und innig miteinander vermischt werden. Zusätze zu besonderen Zwecken, namentlich zur Regelung der Bindezeit, sind nicht zu entbehren, jedoch in Höhe von 3% der Gesamtmasse begrenzt, um die Möglichkeit von Zusätzen lediglich zur Gewichtsvermehrung auszuschließen.

Die Eigenschaften der Eisenportlandzemente sind im wesentlichen die gleichen wie die der Portlandzemente. Sie sind im allgemeinen etwas feiner gemahlen als diese.

4. Hochofenzement ist nach den Deutschen Normen für Hochofenzement[1]) ein hydraulisches Bindemittel, das bei einem Mindestgehalt von 15% Gewtl. Portlandzement vorwiegend aus basischer Hochofenschlacke besteht, die durch schnelle Abkühlung der feuerflüssigen Masse gekörnt ist. Hochofenschlacke und Portlandzement werden miteinander fein gemahlen und innig gemischt.

Zur Herstellung von Hochofenzement dürfen nur beim Eisenhochofenbetriebe gewonnene Schlacken von folgender Zusammensetzung verwendet werden:

$$\frac{CaO + MgO + {}^1/_3\, Al_2O_3}{SiO_2 + {}^2/_3\, Al_2O_3} > 1.$$

Die Hochofenschlacke darf nicht mehr als 5% Manganoxyd (MnO) enthalten. Der beigemischte Portlandzement wird gemäß der Begriffserklärung der Normen für Portlandzement hergestellt[2]).

Zusätze zu besonderen Zwecken, namentlich zur Regelung der Abbindezeit, sind in Höhe von 3% des Gesamtgewichtes begrenzt, um die Möglichkeit von Zusätzen lediglich zur Gewichtsvermehrung auszuschließen.

Der Zusatz an Portlandzement ist nicht bei allen Erzeugnissen der gleiche. Er wird von den einzelnen Werken nach der Beschaffenheit (Aktivität) der zur Verarbeitung gelangenden Schlacke bemessen. Es gibt auch Hochofenzemente, die vorwiegend aus Hochofenschlacke bestehen. Diese kommen als Spezial-Hochofenzemente in den Handel.

Die Hochofenzemente haben etwas geringeres spezifisches Gewicht und Raumgewicht als Portlandzemente und Eisenportlandzemente. Sie sind meist feiner gemahlen als diese.

5. Erzzemente sind Erzeugnisse, die nach Art der Portlandzemente erbrannt sind, in denen jedoch die Tonerde durch Eisen-(oder Mangan-)oxyd möglichst ersetzt ist. Durch den geringen Gehalt an Tonerde sind sie besonders widerstandsfähig gegen Seewasser. Nach Michaelis, Chatelier und Rebufat soll die Tonerde derjenige Bestandteil sein, durch den die Zerstörung des Zementes im Seewasser herbeigeführt wird. Praktische Versuche mit im Meerwasser gelagerten Betonblöcken aus Erzzement als Bindemittel[3]) haben die große Widerstandsfähigkeit der Erzzemente gegen die Einwirkung von Seewasser bestätigt.

Aber auch anderen sonst auf Zement nachteilig wirkenden Stoffen, z. B. sulfathaltigen Wässern, gegenüber erweist sich der Erzzement als besonders widerstandsfähig.

[1]) Deutsche Normen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Hochofenzement. Berlin 1917. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) S. a. Kleinlogel, Beton aus Hochofenschlacke. Berlin 1918. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — B.-K. 1927, Teil I, S. 440.

[3]) Ztrlbl. d. Bauv. 1906, S. 22 und Mitt. a. d. St. M.-Pr.-A. 1924, S. 55.

Eine schwache Seite der Erzzemente aus früherer Zeit war eine große Trägheit in der Anfangserhärtung. Die fortschreitende Vervollkommnung auf zementchemischem wie zementtechnischem Gebiete hat es aber ermöglicht, auch dem Erzzement eine solche Erhärtungsenergie zu verleihen, daß er nach drei Jahren bereits höhere Normenfestigkeiten aufweist als der Durchschnitt gewöhnlicher Portlandzemente. Die hohen Anfangsfestigkeiten des hochwertigen Zementes kann der Erzzement als eisenoxyd- und kieselsäurereiches Bindemittel naturgemäß nicht erreichen; dafür hat er aber den großen Vorzug, daß er in der Nacherhärtung über vier Wochen hinaus ganz außergewöhnlich hohe Festigkeitszunahme aufweist. Daneben besitzt er sehr hohe Zugfestigkeit und unbedingte Raumbeständigkeit.

Der Erzzement wird zurzeit nur von der Portlandzementfabrik Hemmoor in Hemmoor a. d. Oste hergestellt.

Erzzemente haben etwas höheres spezifisches Gewicht und Raumgewicht als Portlandzemente. Ihre Farbe ist bräunlich. Im übrigen haben sie die Eigenschaften von Portlandzementen.

6. Tonerdezement, soweit er durch Schmelzen der Rohstoffe erzeugt wird, auch Schmelzzement genannt, ist ein hydraulisches Bindemittel, gewonnen durch Brennen einer Mischung aus tonerdereichem Bauxit und Kalkstein bis zur Sinterung oder Schmelzung und Feinmahlen der gesinterten bezw. geschmolzenen und erkalteten Masse. Die Schlacke muß langsam abkühlen. Zu schnell gekühlte Schlacke wird glasig und besitzt keine hydraulischen Eigenschaften.

Tonerdezement ist zuerst in Frankreich hergestellt und unter der Bezeichnung „ciment fondu“ in den Handel gebracht worden. In Deutschland besteht zurzeit nur ein Werk, das sich mit Herstellung von Tonerdezement befaßt, und zwar die Elektro-Schmelze G. m. b. H. zu Zschornewitz. Das Werk verarbeitet Bauxit aus Frankreich und Istrien. Der in Deutschland vorkommende Bauxit ist zur Herstellung von Tonerdezement nicht geeignet.

Tonerdezemente unterscheiden sich von allen anderen Zementen wesentlich in ihrer chemischen Beschaffenheit.

Diese ist etwa folgende:

Kalk (CaO)	rd. 40%
Kieselsäure (Si_2O_3)	„ 10%
Tonerde (Al_2O_3)	„ 40%
Eisenoxyd (Fe_2O_3)	„ 10%.

Hiernach ist der Kalkgehalt des Zementes wesentlich geringer, der Kieselsäuregehalt erheblich höher als der von anderen Zementen. Der geringe Kalkgehalt soll die hohe Widerstandsfähigkeit der Tonerdezemente gegen sulfathaltige und andere, sonst auf Zement schädlich wirkende Wässer und Stoffe bedingen. Seiner allgemeineren Verwendung steht sein außerordentlich hoher Preis entgegen.

Tonerdezemente zeichnen sich im allgemeinen ebenso wie hochwertige Portlandzemente durch schnelle Anfangserhärtung aus. Ihr Abbindeverlauf ist jedoch der gleiche wie der normaler Portlandzemente, d. h. sie binden langsam ab, entwickeln jedoch nach dem Abbinden schnell eine außerordentlich hohe Erhärtungsenergie. Mit dem Abbinden ist eine verhältnismäßig starke Wärmeerhöhung verbunden.

Raum- und spezifische Gewichte der Tonerdezemente sind die gleichen wie von normalen Portlandzementen. Ihre Farbe ist schwarzgrau. Eine Prüfung des deutschen Tonerdezements nach den Zementnormen ergab im Mittel folgende Werte:

	3 Tage	7 Tage Wasserlagerung	28 Tage	28 Tage komb. Lagerung
Zugfestigkeit in kg/m²	29,0	33,4	34,0	51,7
Druckfestigkeit „ „	569	580	627	741.

7. Mischzemente sind Erzeugnisse, die durch Vermahlen von Portlandzementklinkern oder maschinelles Mischen fertiger Zemente mit gewissen Zuschlägen zwecks Erreichung bestimmter Eigenschaften, z. B. Farbe u. a., gewonnen werden. Man nennt sie Sandzemente, wenn sie als Zuschlag gemahlenen Quarzsand enthalten. Mit Traß zusammen vermahlen, heißen sie Traßzemente. Zu diesen Mischzementen können auch diejenigen Zemente gerechnet werden, die durch Vermahlen von Portlandzementklinkern mit solchen Zusätzen hergestellt werden, die geeignet sind oder sein sollen, das Erzeugnis wasserabweisend zu machen. Hierzu gehören der Antiaquazement und der Siccofixzement.

Eine durch seine helle, fast weiße Farbe sich auszeichnende Abart des Portlandzements ist der weiße Zement, der durch Brennen einer Portlandzement-Rohmischung, in der das Eisenoxyd bis auf einen geringen Rest durch Tonerde ersetzt ist, bis zur Sinterung gewonnen wird. Solche weißen Zemente werden in Amerika hergestellt. Der in Deutschland erzeugte weiße Sternzement hat keine reine weiße Farbe.

Der weiße Zement ist nicht zu verwechseln mit dem unter der Bezeichnung Marmorzement in den Handel kommenden Erzeugnis, das aus gebranntem Gips besteht.

8. Unter Puzzolanzementen sind hydraulische Bindemittel zu verstehen, die durch Feinmahlen eines Gemisches von gelöschtem Kalk und Hochofenschlacke gewonnen werden. Als Puzzolanzemente können auch alle diejenigen Erzeugnisse genannt werden, die außer gelöschtem Kalk aus Stoffen bestehen, die aufgeschlossene Kieselsäure enthalten, wie Puzzolane, Traß, Santorinerde, Vulkansand usw.

9. Wenn auch Baukalke im allgemeinen nur in geringem Umfange zur Herstellung von Beton verwendet werden — die sogenannten Luftkalke können überhaupt nur in Verbindung mit hydraulischen Zuschlägen für diesen Zweck Anwendung finden —, mögen doch der Vollständigkeit halber an dieser Stelle die Begriffserklärungen für Kalke nach den Leitsätzen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Baukalk gegeben werden.

Kalke sind Mörtelbildner, die entstehen, wenn kohlensaurer Kalk in seinen verschiedenen Abarten unterhalb der Sintergrenze gebrannt wird. Je nach dem Grade des Zerfalls, den sie beim Benetzen mit Wasser erfahren, gliedert man die Kalke unter Berücksichtigung ihrer Zusammensetzung und ihrer Fähigkeit, unter Wasser zu erhärten, in:

α) Weißkalke,
β) Graukalke,
γ) Wasserkalke,
δ) Zementkalke,
ε) Romankalke (Romanzemente).

Begriffserklärungen der Kalke.

α) Weißkalke sind durch Brennen unterhalb der Sintergrenze gewonnene Erzeugnisse, die kräftig löschen und nach dem Löschen (zu Teig) weiße Farbe zeigen.

Weißkalke bestehen in der Hauptsache aus Kalziumoxyd und können insgesamt bis zu 10% Magnesiumoxyd und Silikatbildner[1]), bezogen auf das gebrannte Erzeugnis, enthalten.

[1]) Unter Silikatbildner sind Kieselsäure, Tonerde und Eisenoxyd verstanden.

β) Graukalke sind durch Brennen unterhalb der Sintergrenze gewonnene Erzeugnisse, die gegenüber frischen Weißkalken im allgemeinen etwas trägeres Löschverhalten und nach dem Löschen grauweiße oder auch dunklere Farbe zeigen.

Graukalke bestehen in der Hauptsache aus Kalziumoxyd und Magnesiumoxyd; sie können bis zu 10% Silikatbildner, bezogen auf das gebrannte Erzeugnis, enthalten.

γ) Wasserkalke (einschl. schwach gebrannter Magnesiakalke) sind durch Brennen unterhalb der Sintergrenze gewonnene Erzeugnisse, die träge löschen und bei sachgemäßer Behandlung wasserbeständig sind.

Wasserkalke bestehen im wesentlichen aus Kalk und Magnesia und enthalten mindestens 10% lösliche Silikatbildner, bezogen auf das gebrannte Erzeugnis.

δ) Zementkalke sind durch Brennen unterhalb der Sintergrenze gewonnene Erzeugnisse, die bei Zusatz von Wasser nur teilweise zerfallen. Sie werden gemahlen (ungelöscht und gelöscht) geliefert, sollen unter Wasser erhärten und höhere Festigkeiten als Wasserkalke aufweisen. Außerdem können als Zementkalke auch Erzeugnisse anderer Entstehung bezeichnet werden, sofern sie denselben Festigkeitsbedingungen entsprechen und ebenfalls unter Wasser erhärten.

ε) Romankalke (Romanzemente) sind durch Brennen silikatreicher Kalkgesteine unterhalb der Sintergrenze gewonnene Erzeugnisse, die bei Zusatz von Wasser nicht zerfallen und daher gemahlen geliefert werden.

Tafel 1 gibt eine Übersicht über die chemische Zusammensetzung (Grenzwerte) der verschiedenen Zementarten.

Tafel 1. Chemische Zusammensetzung der verschiedenen Zementarten.

Art des Zementes	Gehalt in % an					
	Kieselsäure SiO_2	Tonerde Al_2O_3 + Eisenoxyd Fe_2O_3	Kalk CaO	Magnesia MgO	Sulfidschwefel	Schwefelsäure SO_3
Portlandzement*)	16—24	6—13	59—67	0,5 - 5	0,0—0,3	0,5—2,5
Hochwertiger Portlandzement*)	18—24	7—14	62—67	0,9—4	0,0—0,1	1,0—2,5
Eisenportlandzement*)	20—27	9—15	55—61	0,5—5	0,2—1,8	0,5—2,5
Hochofenzement*)	25—30	10—20	45—53	0,5—5	1,0—2,3	0,7—2,5
Erzzement	16—25	7—9 Tonerde 2,8 Eisenoxyd 5,8	61—63	0,5 - 1	—	0,8—1,5
Tonerdezement**)	5—10	40—60	35 - 45	0,5—1	Titan 2—3	0,1 - 0,3
Romankalk***) (Romanzement)	22—30	9—15	40—50	2—4	—	1—2

*) Ermittelt an im Handel aufgekauften Zementen.

**) In den angegebenen Werten ist der in den Tonerdezementen in ziemlich erheblicher Menge (bis zu 10%) enthaltene unaufgeschlossene Rückstand nicht berücksichtigt.

***) Für Romankalke lassen sich keine zuverlässigen Mittelwerte angeben, da Erzeugnisse dieser Art in ihrer Zusammensetzung sehr schwanken. Sie enthalten auch meist eine nicht unbeträchtliche Menge unaufgeschlossenen Rückstand (4 bis 7%).

Von den vorgenannten Bindestoffen findet der Portlandzement die weitaus häufigste Verwendung im Beton- bezw. Eisenbetonbau. Es soll in den folgenden Abschnitten

daher ausführlich nur auf den Portlandzement und seine Eigenschaften eingegangen werden, um so mehr als die Verarbeitung der übrigen für den Betonbau in Betracht kommenden Zemente von der des Portlandzements nicht wesentlich abweicht.

Die Rohstoffe der Portlandzementerzeugung sind: kohlensaurer Kalk und Ton (kieselsaure Tonerde). Statt des Tones können auch andere kieselsäurehaltige Stoffe, z. B. granulierte Hochofenschlacke, verwendet werden. Das Verhältnis von Ton zu Kalk darf zur Gewinnug normaler Portlandzemente nur innnerhalb geringer Grenzen schwanken; durchschnittlich beträgt es 25:75 (Gewichtsteile); der Kalkgehalt darf 68% in dem fertigen Zement nicht überschreiten, dies entspricht einem Kalkgehalt von etwa 79% in der Rohmischung. Höherer Kalkgehalt führt zum Treiben des Zementes.

Die Hauptabschnitte der Zementerzeugung sind, wie auch schon aus der Begriffserklärung hervorgeht:

a) Herstellung einer innigen Mischung der Rohstoffe (Aufbereitung),
b) Brennen der Mischung bei sehr hoher Hitze bis zur Sinterung,
c) Mahlen des erbrannten Erzeugnisses (Klinker) zu feinstem Pulver.

Die Aufbereitung der Rohstoffe, d. h. ihre Zerkleinerung und Mischung, richtet sich nach der Beschaffenheit der Stoffe, namentlich des Kalkes. Im Gebrauch sind folgende Verfahren:

1. das Naß- und Schlämmverfahren (Kreide, Wiesenkalk und Kalkmergel),
2. das Trockenverfahren (harte Kalksteine),
3. das gemischte (halb trockne, halb nasse) Verfahren.

Für die Güte des Enderzeugnisses ist sorgfältige Aufbereitung der Rohstoffe von größter Wichtigkeit. Die Rohstoffe müssen zu diesem Zwecke zu möglichst feinem Pulver zerkleinert und innig miteinander gemischt werden.

Solche innigen Mischungen geeigneter Rohstoffe, auch im richtigen Verhältnis, finden sich stellenweise in der Natur vor, z. B. in Württemberg (aus Schichten des Jurakalkes), bei Perlmoos in Tirol, Gartenau bei Salzburg, Noworossisk am Schwarzen Meer. In den meisten Fällen müssen sie aber künstlich erzeugt werden. So sind alle deutschen Portlandzemente beispielsweise aus künstlichen Mischungen gewonnen.

Das Brennen der Rohmasse erfolgt entweder in Öfen mit unterbrochenem Betrieb (Schachtöfen) oder in ständigem Betrieb (Ringöfen, Etagenöfen, Schneideröfen, Drehrohröfen, Drehschachtöfen usw.). Die Drehrohröfen gestatten die unmittelbare Verwendung der Rohmasse ohne die sonst nötige vorherige Formgebung und Trocknung. Beim Brennprozeß wird die Rohmasse bis zur vollständigen Sinterung gebrannt, die zwischen 1400 bis 1500° (Segerkegel 14 bis 16) erreicht wird. Die Brennwärme richtet sich im wesentlichen nach dem Kalkgehalt. Je größer dieser ist, desto höher muß auch die Brennwärme gesteigert werden.

Das erhaltene Brenngut (Klinker) wird entweder sofort oder hier und da auch erst nach einiger Zeit des Lagerns dem Mahlen unterworfen, wobei zunächst roh und dann fein gemahlen wird. Es ist erforderlich, vor dem Mahlen ungar gebrannte Teile (Halbbrand) aus der Klinkermasse nach Möglichkeit auszusondern. Zum Zerkleinern dienen Steinbrecher, Walzwerke, Mahlgänge, Kugelmühlen, Griffinmühlen und Rohrmühlen.

Der fertige Zement wird entweder sofort verpackt (in Fässern oder Säcken) oder erst einige Zeit lang in Silos gelagert.

Die Zusammensetzung der Portlandzemente richtet sich nach der Beschaffenheit der jeweils verwendeten Rohstoffe; sie muß daher in den Fabriken durch laufende Betriebsanalysen kontrolliert werden.

Es muß an dieser Stelle bemerkt werden, daß die chemische Zusammensetzung allein kein endgültiges Urteil über die Güte und Brauchbarkeit eines Portlandzements zuläßt, hierzu vielmehr auch die Kenntnis anderer Eigenschaften (hauptsächlich Raumbeständigkeit und Bindekraft) erforderlich ist. Bezüglich der chemischen Zusammensetzung sei auf die Zahlenwerte in Tafel 1 (S. 6) verwiesen.

Über die Konstitution, d. h. den synthetischen Aufbau des Portlandzements (Klinkers), oder über die in dem Portlandzement vorhandenen chemischen Verbindungen von Basen und Säuren bestehen verschiedentliche voneinander abweichende Theorien; insbesondere haben sich Vicat, Le Chatelier, Michaelis, Törnebohm, Zulkowsky, Rebuffat, Richardson, Kühl, Grün, Endell und viele andere mit der Erforschung der Konstitution des Zementes beschäftigt. Eine völlige Klärung dieser Frage ist noch nicht erreicht, ebensowenig wie es bisher irgend einer der aufgestellten Theorien gelungen ist, sich allgemeine Anerkennung zu verschaffen. Mit Le Chatelier hat sich die Ansicht vom Bestehen eines Trikalziumsilikats ($3\,CaO\,SiO_2$) als dem Hauptbestandteil des Zementes eingebürgert, die inzwischen von vielen Forschern (Törnebohm, Michaelis u. a.) bestritten wird. Aus der reichhaltigen Literatur über diese Frage seien hier erwähnt:

Le Chatelier, Recherches expérimentales sur la constitution des mortiers hydrauliques, 1904.

— *Annales des Mines* II, 1887, S. 345; *T.I.Z.* 1892, S. 1032; 1900, S. 1144.

Törnebohm, Über Petrographie des Portlandzements. (Kongreß d. Intern. Verbandes f. d. Materialpr. d. Techn.) Stockholm 1897.

Rohland, Der Portlandzement vom physikalisch-chemischen Standpunkte, 1903.

Michaelis, T.I.Z. 1900, S 861; 1892, S. 124 u. 403; *Journal f. prakt. Chemie,* Bd. 100, S. 257 bis 303; *Chem.-Ztg.* 1893, S. 982 u. 1243; *Verhandlg. d. Ver. z. Bef. d. Gewerbfl.* 1896, S. 317; *Töpfer- u. Ziegler-Ztg.* 1880, S. 194; *Protokoll d. Ver. deutsch. Portlandzement-Fabr.* 1899.

Zulkowsky, Chem. Industrie 1901, S. 290; *T.I.Z.* 1898, S. 285; *Berichte der österr. Chemiker-Ges.* 1889, S. 57; *Erhärtungstheorie der natürlichen und künstlichen Bindemittel,* Broschüre 1901.

Meyer-Malstatt, Protokoll d. Ver. deutsch. Portlandzement-Fabr. 1901.

Rebuffat, T.I.Z. 1899, S. 782, 823, 883 u. 900.

Hauenschild, T.I Z. 1895, S. 239.

Richardson, T.I.Z. 1903, S. 941.

Blumenthal, Die Hydratation von Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement, Phil. Dissertation, Jena 1912.

Feret, Ann. d. P. et Chs. 1890, Bd. XIX, S. 313; *Guertler, Von den modernen Methoden zur Erforschung des Portlandzements, Zement* 1914, S. 93, 108 u. 124.

Endell, Über neuere Zementforschung, Zement 1918, S. 306 u. 312.

— *Über tonerdereiche Zemente, Zement* 1919, S. 319, 334 u. 347.

Meissner, Über die ternären Systeme $MgO - Al_2O_3 - SiO_2$ und $CaO - Al_2O_3 - MgO$, Zement 1919, S. 296 u. 308.

Nacken, Über die Bedeutung des Erhitzungsmikroskops bei der Zementforschungsarbeit, Zement 1919, S. 87, 95 u. 103.

Endell, Über kieselsäurereiche und eisenoxydreiche Zemente, Zement 1920, S. 349.

Eitel, Die Zustandsdiagramme der Vier- und Mehrstoffsysteme, Zement 1920, S. 337.

Nacken, Über die beim Erhitzen von Zementrohmehlen vor sich gehenden Reaktionen, Zement 1920, S. 61, 74 u. 85.

Krebs, Studien über die Abbindefähigkeit von basischer Hochofenschlacke, Zement 1922, Nr. 1 u. 2.

Dyckerhoff, W., Dissertation, Frankfurt a. M. 1925.

Wever, Zur Konstitution des Portlandzementklinkers und der Hochofenzementschlacke, Zement 1926, Nr. 12, S. 220.

Grün, R., Das Dreistoffsystem Kalk, Kieselsäure, Sand und die hydraulischen Bindemittel, Ztrlbl. d. Bauv. 1926, Nr. 1.

II. Eigenschaften der Zemente.

Um in jedem Falle unter verschiedenen Zementen die richtige Wahl zu treffen und um gute Ware von minderwertiger zu unterscheiden, bedarf es der Kenntnis derjenigen Materialeigenschaften, die nach dem heutigen Stande der Wissenschaft als technisch wichtig angesehen werden und als Unterscheidungsmerkmale bei der Beurteilung der Güte und Verwendbarkeit der Zemente dienen. Nur bei voller Ausnutzung der Eigenschaften des Zementes lassen sich wirtschaftliche Vorteile erzielen. Es ergibt sich somit die Notwendigkeit von selbst, sich in jedem Falle über die Eigenschaften des zu verwendenden Zementes durch die Prüfung zu unterrichten. Im nachfolgenden sind im Anschluß an die Besprechung der einzelnen Eigenschaften die allgemein gebräuchlichen Prüfungsverfahren kurz beschrieben.

Bei der Prüfung der Zemente ist es mehr als bei anderen Materialprüfungen von Wichtigkeit, daß sie nach durchaus einheitlichen Grundsätzen durchgeführt wird, wenn unmittelbarer Vergleich der an verschiedenen Stellen gewonnenen Versuchsergebnisse ermöglicht werden soll. Bis zu gewissem Grade ist dieser Bedingung bereits dadurch entsprochen, daß auf einheitlicher Grundlage beruhende Vorschriften für die Prüfung und Lieferung von Portlandzement, zuerst in Preußen bereits im Jahre 1877 (Preußische Normen), festgesetzt wurden. Die Normen sind hervorgegangen aus den gemeinsamen Verhandlungen des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten mit den beteiligten Ministerien und der früheren Königlichen Prüfungsstation für Baumaterialien (jetzt Staatliches Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem); sie wurden in revidierter Form durch Ministerialerlaß im Jahre 1887 eingeführt.

Eine vollständige Neuregelung der Normen hat sich in den letzten Jahren vollzogen, und durch Ministerialerlaß vom 16. März 1910 sind die neuen „Deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement und Eisenportlandzement vom Dezember 1909“ eingeführt, denen im Jahre 1917 die Normen für Hochofenzement gefolgt sind.

Wo die Normen für Eigenschaften des Zementes keine bestimmten Prüfungsverfahren vorsehen, ist im nachfolgenden als Norm für die Feststellung dieser Eigenschaften die im genannten Materialprüfungsamt übliche Art der Versuchsausführung angenommen und beschrieben worden. Ebenso ist auch bei allen übrigen in diesem Kapitel erörterten Baustoffen verfahren.

Als wesentliche Unterscheidungsmerkmale der Portland- wie auch der anderen Zemente gelten außer der in den Begriffserklärungen festgelegten chemischen Zusammensetzung nachstehende Eigenschaften:

a) Gewicht (Raumgewicht, spezifisches Gewicht),
b) Glühverlust (Gehalt an Wasser und Kohlensäure),
c) Mahlfeinheit,
d) Abbindeverhältnisse (Wasseranspruch, Erhärtungsanfang, Abbindezeit, Wärmeerhöhung),
e) Raumbeständigkeit,
f) Festigkeit (Erhärtung),
g) Gehalt an Fremdstoffen.

a) Gewicht. Im allgemeinen ist das Gewicht der Zemente nur insofern von Bedeutung, als sie nach Gewicht verkauft und vielfach auch verarbeitet werden. Meist wird Portlandzement in Normalfässern von 180 kg brutto und etwa 170 kg netto und in Säcken von 57,5 oder 50,5 kg brutto (57 bezw. 50 kg netto) Gewicht gehandelt.

Zu unterscheiden ist zwischen Raumgewicht und spezifischem Gewicht. Unter Raumgewicht versteht man das Gewicht der Raumeinheit des Materials einschließlich der Hohlräume, unter spezifischem Gewicht hingegen das Gewicht der Raumeinheit des lückenlosen Materials.

Das Raum-(Liter-)gewicht von Portlandzement ist durchschnittlich höher als das von anderen Bindemitteln, mit Ausnahme des Erzzements. Es ist bei den einzelnen Zementen verschieden und von Zusammensetzung, Brand und Mahlfeinheit des Zementes abhängig; indessen lassen sich aus der Höhe des Gewichtes keine bindenden Schlüsse auf die Güte des Materials ziehen. Das Raumgewicht verringert sich mit zunehmendem Alter des Zementes (Ablagern) infolge der fortschreitenden Hydratisierung, d. h. Aufnahme von Wasser und Kohlensäure.

Das Raumgewicht fällt auch je nach der Dichte des Haufwerkes verschieden aus. Seine Ermittlung erfolgt für lose eingelaufenes und für fest eingerütteltes Material. Man läßt zu diesem Zwecke den Zement unter Verwendung verschiedener Vorrichtungen (im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem der Böhmesche Einlaufapparat[1]), in der Schweiz der Einlaufapparat Bauart Tetmajer[2]) und in Frankreich der Einlauftrichter) in Gefäße zylindrischer oder kubischer Form von 1 l Inhalt einlaufen und bestimmt das Gewicht des gestrichen gefüllten Liters. Zur Ermittlung des Raumgewichtes für das eingerüttelte Material wird während des Einfüllens das Litergefäß entweder von Hand oder maschinell (Apparat nach Tetmajer)[2]) erschüttert. Die im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem für diesen Zweck in Gebrauch befindlichen Maßgefäße[3]) haben 8,7 cm lichten Durchmesser und 17 cm lichte Höhe. Die beim Einrütteln erreichte Dichte des Haufwerkes entspricht annähernd derjenigen, die der Zement in der Faßpackung aufweist.

Das spezifische Gewicht sollte nach früherer Anschauung ein Maßstab für den Brenngrad und daher für die Güte des Erzeugnisses sein. Von dieser Ansicht ist man jedoch auf Grund neuerer Erfahrungen[4]) abgekommen, wenngleich die Tatsache bestehen bleibt, daß normaler Portlandzement im frischen Zustande ein spezifisches Gewicht von mindestens 3,1 aufweist. Nur unter gleichzeitiger Berücksichtigung der übrigen Materialeigenschaften des Portlandzements kann das spezifische Gewicht — wenigstens wenn es sich um das von frischem oder geglühtem Zement handelt — als Gütemaßstab für Portlandzemente oder als Merkmal zur Unterscheidung von anderen Bindestoffen angesehen werden; denn auch andere Bindemittel (Kalk) erreichen, wenn geglüht, häufig das spezifische Gewicht von 3,1 und darüber.

Das spezifische Gewicht nimmt wie das Raumgewicht beim Lagern des Zementes infolge Aufnahme von Wasser und Kohlensäure ab und kann unter Umständen unter 3,0 heruntergehen, ohne daß der Zement dadurch merklich an Güte zu verlieren braucht. Aus niedrigem spezifischen Gewicht des Zementes im Anlieferungszustande kann daher nicht ohne weiteres auf mangelhaftes Brennen oder überhaupt auf schlechte Qualität geschlossen werden. Bei den regelmäßigen Prüfungen ermittelt man das spezifische Gewicht des Zementes sowohl im Anlieferungszustande als auch nach dem Glühen bei Rotglühhitze (etwa 1000°).

Für die Bestimmung werden sogenannte Raummesser (Volumeter) verwendet. Solche Apparate sind u. a. konstruiert von Schumann, Meyer und Erdmenger-Mann.

[1]) Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1896.

[2]) Mitt. d. Eidgen. Polytechnikums in Zürich, Heft VI.

[3]) Nach der Eicheinigung für das Deutsche Reich vom 8. November 1911, Neudruck 1925, soll der Durchmesser des 1-l-Hohlmaßes zwischen 82 und 90 mm liegen

[4]) Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1905, S. 276.

Der Apparat nach letzterer Bauart hat im Staatl. Materialprüfungsamt mehrfach Verbesserung erfahren[1]) und ist wegen seiner leichten Handhabung besonders zu empfehlen. Die Volumeter haben Glasgefäße mit graduierten Meßrohren, an denen man die Raumvergrößerung einer bestimmten Menge Flüssigkeit im Glasgefäß nach dem Hinzufügen einer bestimmten Menge des Zementes unmittelbar ablesen kann. Der Quotient

$$\frac{\text{Gewicht in g der aufgefüllten Menge Pulver}}{\text{Rauminhalt in cm}^3 \text{ der verdrängten Flüssigkeit}}$$

gibt das spezifische Gewicht.

b) Glühverlust. Zement hat wie gebrannte Kalke, wenn auch weit weniger als diese, die Eigenschaft, beim Lagern Wasser und Kohlensäure aufzunehmen. Die Wasseraufnahme findet statt, indem der im Zement enthaltene freie oder beim Lagern sich abspaltende Kalk hydratisiert wird, d. h. sich mit Wasser zu Kalkhydrat verbindet. Die Kohlensäureaufnahme erfolgt, indem der hydratisierte Kalk (Kalkhydrat) mit der Kohlensäure der Luft kohlensauren Kalk bildet. Während die erstgenannte chemische Umwandlung verhältnismäßig schnell vor sich geht, vollzieht der zweite chemische Vorgang sich nur langsam, weil die Bindung von Kohlensäure nur bei Gegenwart genügender Feuchtigkeit vor sich geht.

Zemente aus gar gebranntem Klinker enthalten nur Spuren von hydratisiertem oder kohlensaurem Kalk. Je länger und je feuchter der Zement jedoch lagert, je „hitziger", d. h. je frischer der Zement ist, in desto stärkerem Grade vollzieht sich die genannte chemische Umwandlung[2]). Beim Glühen gibt der Zement gebundenes Wasser und Kohlensäure wieder ab; die hierbei eintretende Gewichtsverminderung nennt man den Glühverlust. Die Bestimmung dieses Glühverlustes kann daher einen Anhalt dafür, ob der Zement lange oder feucht gelagert hat, geben. Vorausgesetzt ist dabei, das das betreffende Material künstlicher Portlandzement ist; natürliche oder schlecht aufbereitete Zemente enthalten oft nennenswerte Mengen von Wasser und Kohlensäure auch im frischen Zustande.

In den Normen sind Grenzwerte für den Glühverlust nicht vorgeschrieben. Man bestimmt ihn, indem 3 bis 5 g Zement bei etwa 1000° über dem Gebläse oder im Hempelofen bis zur Gewichtsgleichheit geglüht werden, und gibt ihn in Gewichtsprozenten an.

Der Glühverlust normaler Portlandzemente kann zwischen 0 und 6% schwanken. Zemente mit mehr als 7% Glühverlust sollte man nicht annehmen oder verwenden.

c) Mahlfeinheit. Zement soll fein gemahlen sein. Je feiner das Korn, desto größer ist die chemische Wirksamkeit beim Erhärtungsvorgang. Körner von bestimmter Größe an verhalten sich hinsichtlich ihrer chemischen Veränderung fast wie Sand; sie werden beim Erhärtungsvorgang nur oberflächlich chemisch verändert, während ihr Kern nahezu unwirksam bleibt. Einige Forscher stehen auf dem Standpunkt, daß überhaupt nur der feinste Staub als eigentlicher Zement anzusehen ist. Indessen wäre es unrichtig, aus der Mahlfeinheit allein auf die Güte des Zementes zu schließen; denn weiche tonreiche Klinker lassen sich leicht fein mahlen, im Gegensatz zu scharf gesinterten Klinkern, die schwerer fein mahlbar sind.

Nach den Normen soll Portland- wie Eisenportlandzement so fein gemahlen sein, daß er auf dem Siebe mit 900 Maschen auf 1 cm² höchstens 5% Rückstand hinterläßt. Hochofenzemente sollen auf dem 4900-Maschen-Sieb nicht mehr als 12% Rückstand

[1]) Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1904, S. 217.

[2]) Man erkennt dies oft auch schon äußerlich an Klumpenbildung bezw. Vorhandensein mehr oder weniger angezogener, d. h. abgebundener Zementstücke.

hinterlassen. Die Technik der Zementmüllerei ist jedoch im Laufe der letzten Jahre so weit vorgeschritten, daß alle Zemente hinsichtlich der Mahlfeinheit die in den Normen gestellten Anforderungen nicht nur vollauf erfüllen, sondern bei weitem übertreffen.

Die Mahlfeinheit wird durch Absieben bestimmter Gewichtsmengen (100 g) Zement auf den in den Normen vorgeschriebenen Sieben (900- und 4900-Maschen-Sieb) bestimmt[1]). Das Verfahren der Prüfung ist folgendes:

Der Zement wird zunächst auf das feinste Sieb (mit 4900 Maschen auf 1 cm²) gebracht, dieses in beide Hände genommen und mit der Fläche der einen Hand gegen die der anderen Hand leicht geschlagen (etwa 150mal in der Minute), wobei das Sieb eine kreisende Bewegung macht. Nach jeder Minute wird das Sieb um 90° gedreht und gleichzeitig mit der Hand gegen den Siebrahmen kräftig geklopft, wodurch schnelleres Durchfallen des Siebgutes gefördert wird. Sobald die Hauptmenge des Siebgutes hindurchgegangen ist, wird die untere Seite des Siebgewebes mit einer weichen Bürste oder einem Pinsel abgebürstet, um etwa verstopfte Maschen frei zu machen. Es wird so lange gesiebt, bis keine merklichen Spuren des Siebgutes mehr durch das Sieb fallen. Um dieses zu erkennen, wird das Sieben über einem Blatt weißen Papiers vorgenommen. Am Schlusse der Siebarbeit wird das Abbürsten wiederholt. Sodann wird der im Sieb verbleibende Rückstand durch Schräghalten des Siebes unter Anschlagen in eine Ecke desselben gebracht, vorsichtig auf die Wagschale geschüttet und sein Gewicht ermittelt. Hierauf wird der Rückstand auf das nächst gröbere Sieb (mit 900 Maschen auf 1 cm²) gebracht und der Siebvorgang in der gleichen Weise wiederholt.

Der Versuch kann auf weiteren Sieben so lange fortgesetzt werden, bis dasjenige Sieb gefunden ist, auf dem der Zement keinen Rückstand mehr hinterläßt. Die üblichen Siebe sind solche mit 10 000, 4900, 900, 625, 324, 120, 60 und 16 Maschen auf 1 cm².

Das Ergebnis des Siebversuches wird in der Weise ausgedrückt, daß neben dem Gesamtrückstand auf jedem Siebe auch der Rückstand zwischen je zwei Sieben angegeben wird. Letzterer gibt den übersichtlicheren Anhalt für die Kornzusammensetzung des Zementes.

Von wesentlichem Einfluß auf das Ergebnis des Siebversuches ist die Genauigkeit der Maschenweite der Siebe; denn nur bei genügender Gleichmäßigkeit dieses Abmaßes können zuverlässige Ergebnisse gewonnen werden. In zweiter Linie ist das Ergebnis auch abhängig von dem Durchmesser wie überhaupt von der äußeren Beschaffenheit des Drahtes. Zurzeit ist es nicht möglich, im Großbetrieb Gewebe herzustellen, deren Maschenweite in allen Teilen genau die gleiche ist. Man muß sich daher mit einer bei dem derzeitigen Stande der Fabrikation erreichbaren Genauigkeit begnügen.

Auf Grund der vorliegenden Erfahrungen hat ein von dem Normenausschuß der Deutschen Industrie[2]) eingesetzter Ausschuß für Siebnormung Sollwerte für die Maschenweite und den Drahtdurchmesser der üblichen Siebgewebe, sowie die zulässigen Abweichungen von den Sollmaßen festgesetzt. Diese Abmaße und die zulässigen Abweichungen sind in nebenstehender Tafel 2 verzeichnet.

Nach Vorschlag des vorgenannten Ausschusses sollen die Gewebe, aus denen die Prüfsiebe hergestellt werden, in Zukunft nicht mehr, wie bisher üblich, nach der Maschenzahl des Gewebes für 1 cm², sondern nach Nummern bezeichnet werden, z. B. „Nr. 30 für das 900-Maschen-Sieb".

[1]) Vor der Prüfung werden die Zemente zunächst durch ein Sieb mit 16 Maschen auf 1 cm² geschickt, um etwaige durch Anziehen von Feuchtigkeit gebildete Zementklümpchen oder andere nicht in den Zement gehörige Stoffe (aus der Verpackung usw.) ausschalten zu können.

[2]) Jetzt Deutscher Normenausschuß genannt.

Tafel 2. **Sollwerte für Maschenzahl, Maschenweite, Drahtdurchmesser der üblichen Siebgewebe und die zulässigen Abweichungen von den Sollwerten.**

Sieb Nr.	Maschenzahl für 1 cm²	Maschenweite mm	Drahtdurchmesser mm
30	900	0,200	0,130
40	1 600	0,150	0,100
50	2 500	0,120	0,080
60	3 600	0,100	0,065
70	4 900	0,086	0,055
80	6 400	0,075	0,050
100	10 000	0,060	0,040

für	Zulässige Abweichungen*) in % Durchschnittswert	Max. Abweichung	Zulässige Anzahl Fehlmaschen
	Drahtdurchmesser		
0,04 bis 0,5 mm	5	10	10
0,55 „ 0,9 „	4	8	10
1,00 „ 5,0 „	3	6	10
	Maschenweite		
Sieb Nr. 30 bis 100	5	30	10

*) Noch nicht endgültig festgelegt.

Da bei der fortgeschrittenen Feinmahltechnik auch selbst der Rückstand auf dem 4900-Maschen-Sieb kein genügendes Unterscheidungsmerkmal mehr ist, ist man bestrebt, Verfahren ausfindig zu machen, nach denen auch noch das Siebfeinste weiter zerlegt werden kann. Vorgeschlagen sind für diese Zwecke Schlämm- und Windsichtverfahren; indessen ist ein allgemein brauchbares Verfahren für den genannten Zweck bis jetzt noch nicht ausgebildet worden.

d) Abbindeverhältnisse. Wird Zement mit Wasser zu einem Brei angemacht, so erstarrt dieser innerhalb kürzerer oder längerer Zeit allmählich zu einer festen Masse. Diesen Übergang aus dem weichen in den festen Zustand nennt man „Abbinden“ und die Zeit, die hierzu erforderlich und die für die verschiedenen Zemente sehr verschieden ist, die „Abbindezeit“.

In den „Normen“ ist keine Erklärung für die Begriffe „Abbinden“ oder „Abbindezeit“ gegeben, weil es kein Mittel gibt, das Ende des Abbindevorgangs sicher zu erkennen. Das Abbinden ist ebenso wie das Ablöschen von Kalk mit Raumveränderung und Wärmeerhöhung verbunden[1]). Letztere ist bei den rasch abbindenden Zementen größer als bei den langsam abbindenden.

Je nach ihrer Zusammensetzung und Erzeugungsweise binden Zemente schnell oder langsam ab. Im allgemeinen liefern tonerdereiche Rohstoffe schneller bindende, kieselsäurereiche hingegen langsam bindende Zemente. Häufig verändert man durch Zusetzen gewisser Stoffe zum Zement die Abbindezeit künstlich. Zusatz von Kali, Natron, Natriumkarbonat usw. verkürzt, von schwefelsauren Salzen usw. hingegen verlängert die Bindezeit. Chlorkalzium und Si-Stoff, in geringen Mengen dem Portland-

[1]) F. Killig, Die Wärmeerscheinungen beim Abbinden von Portlandzement. Zement 1919, Nr. 41, S. 499 u. f.

zement zugesetzt, verlängern die Abbindezeit, verkürzen sie jedoch wieder, wenn sie in größeren Mengen beigemischt werden.

Schwachgebrannte Zemente sind meist schneller bindend als scharfgebrannte, indessen kommen auch Abweichungen von dieser Regel vor. Zemente aus Klinker, aus dem der Schwachbrand nicht ausgesondert ist, geben Schnellbinder, die sich jedoch beim Ablagern in Langsambinder umwandeln. Überhaupt binden im allgemeinen gelagerte Zemente, welche bereits Wasser und Kohlensäure aufgenommen haben, langsamer ab als frische Zemente; es gibt aber auch solche, die im frischen Zustande langsam abbinden, nach einiger Zeit jedoch schnell und schließlich wieder langsam abbinden (umschlagen). Die Ursache dieser Erscheinung ist bis jetzt noch nicht aufgeklärt. Rohland[1]) erklärt sie als teilweise auf Selbstfeinung des Zementes (weiteres Zerfallen beim Lagern) beruhend; wahrscheinlich ist die Ursache auch in molekularer Umlagerung der Zementbestandteile zu suchen. Hat Zement warm gelagert, so pflegt er selbst nach der Abkühlung anfangs schnell bindend zu sein. Beim längeren Lagern in kühler Luft wird er jedoch wieder langsam bindend.

Das Abbinden des Zementes wird auch beeinflußt durch die Art des Anmachens; rasch bindende Zemente können beispielsweise bei zu starkem Durcharbeiten (Durchrühren) „überrührt" werden, d. h. sie binden dann langsam ab, erreichen indessen nicht die Festigkeit, die richtig behandelter Zement erlangt haben würde.

Der Verlauf des Abbindens ist ferner auch abhängig von der Menge des Anmachewassers, der Wärme des Zementes, des Wassers, der Luft und vom Feuchtigkeitsgehalt der Luft. Hoher Wasserzusatz verlangsamt das Abbinden, geringer beschleunigt dasselbe. Je höher die Wärme der Luft ist, desto schneller bindet der Zement. Niedere Temperaturen verzögern den Abbindevorgang, jedoch ist die Ansicht, daß Frost ihn vollständig und dauernd unterbindet, nicht zutreffend. Nach im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem ausgeführten Versuchen erleidet die Abbindezeit, vom Zeitpunkt des Auftauens an gemessen, selbst bei tagelangem Verharren des angemachten Zementes in gefrorenem Zustande, keine Veränderung[2]). Will man dem verzögernden Einfluß der Kälte auf das Abbinden bei Betonbauten entgegenarbeiten, so hilft man sich in der Praxis damit, daß man Beschleunigung des Abbindevorgangs entweder durch Vorwärmen der Zuschlagstoffe (Wasser, Sand, Kies usw.), Verwendung möglichst geringen Wasserzusatzes oder Zumischung bestimmter Stoffe (Kochsalz, wasserfreie Soda usw.) zu erreichen sucht

Auch der Grad der Luftfeuchtigkeit ist von Einfluß auf den Abbindevorgang. Je feuchter die Luft, um so langsamer vollzieht sich das Abbinden.

Aus allen diesen Umständen ergibt sich die Notwendigkeit, das Anmachen und Abbinden des Zementes immer unter gleichen Verhältnissen zu bewirken, wenn der Zement hinsichtlich seines Verhaltens beim Abbinden einwandfrei beurteilt werden soll.

In der Praxis haben sich die Bezeichnungen „Schnellbinder", „Mittelbinder" und „Langsambinder" hier und da eingebürgert, ohne daß jedoch mit den Begriffen bestimmte Zeiträume für das Abbinden allerorts gleichartig verbunden sind.

In den „Deutschen Normen" ist eine Unterscheidung nach der Bindezeit nicht wie in den alten Normen vorgesehen und nur eine Grenze für den Abbindebeginn, auch Erhärtungsbeginn genannt, festgelegt, und zwar soll normal bindender Portlandzement nicht früher als eine Stunde nach dem Anmachen abzubinden beginnen.

[1]) P. Rohland, Der Portlandzement vom physikalisch-chemischen Standpunkte. Leipzig 1903.

[2]) H. Burchartz, Versuche mit gefrorenem Mörtel und wieder aufgetautem Mörtel und Beton. Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1910, Heft 5, S. 276 bis 282.

Für die Beurteilung der Verwendungsmöglichkeit der Zemente ist die Kenntnis ihres Verhaltens beim Abbinden und insbesondere des Abbindebeginns unbedingt notwendig, weil man hiernach die Behandlung und Art der Verarbeitung des Zementes einrichten muß.

Die Bestimmung des Abbindebeginns und der Abbindezeit von Portlandzement geschieht nach den Deutschen Normen, abgesehen von der als bekannt vorausgesetzten Fingernagelprobe, mit der sogenannten Normalnadel nach Vicat (Abb. 1). Diese hat kreisförmigen Querschnitt von 1 mm² Fläche, ist senkrecht zur Längsachse geschnitten und in einen zylindrischen Schaft von 1 cm Durchm. eingesetzt. Nadel und Schaft im Gesamtgewicht von 300 g sind in einem Gestell möglichst reibungsfrei geführt.

Abb. 1.

Für den Versuch rührt man den reinen Zement am besten in einem Emailgefäß mit Wasser zu einem steifen Brei an, füllt ihn in einen konischen Hartgummiring *a* von 4 cm Höhe, 6,5 cm unterem und 7,5 cm oberem lichten Durchm., der auf einer Glasplatte *b* liegt, und bringt ihn unter den Nadelapparat. Denjenigen Zeitpunkt, in dem die Nadel *c* beim Durchdringen des noch weichen Kuchens etwa 5 mm über dem Boden stehenbleibt, bezeichnet man als Abbindebeginn. Die Zeit (vom Augenblick des Anmachens an gerechnet), die verfließt, bis die Nadel beim Probieren auf dem erstarrten Kuchen keinen merklichen Eindruck mehr hinterläßt, ist die Bindezeit. Die Feststellung dieses Zeitpunktes erfordert Übung, besonders ist die Beobachtung auf der Oberseite des Kuchens erschwert, weil diese sich meist mit einer feinen schwammigen Haut überzieht, auf der die Nadel selbst nach erfolgtem Abbinden des Zementes beim Aufsetzen noch Eindrücke hinterläßt. Man dreht deswegen, sobald der Abbindebeginn festgestellt ist, zweckmäßig den Kuchen um und beobachtet an dessen Unterseite den weiteren Verlauf des Abbindens durch wiederholtes vorsichtiges Aufsetzen der Nadel.

Wie schon oben erwähnt, ist die Höhe des Wasserzusatzes auf den Verlauf des Abbindens von großem Einfluß. Es muß daher auf die genaue Zumessung der der Eigenart des Zementes entsprechenden Wassermenge besonders Rücksicht genommen werden. Tetmajer empfiehlt zur Ermittlung, ob der Wasserzusatz richtig gewählt ist, ein rundes Pistill von 1 cm² Querschnitt, welches an Stelle der Nadel in den Schaft des Vicatapparates eingesetzt wird. Der Wasserzusatz ist richtig gewählt, wenn das Pistill beim Eindringen in den Brei nur noch 5 mm über dem Boden steckenbleibt. Der geübte Beobachter erkennt den richtigen Wasserzusatz auch am Aussehen des Zementbreies, und zwar daran, daß die Masse anfängt, sich zu ballen, nicht mehr an den Wandungen des Gefäßes, in dem er angerührt wurde, haftet und auf der Oberfläche speckig glänzend wird.

Der Anspruch normaler Portlandzemente an Wasser zur Erlangung dieser Normalsteife schwankt in der Regel zwischen **25** und **29%**. Er kann jedoch je nach Art des Zementes auf 23% heruntergehen und bis 33% steigen. Im allgemeinen beanspruchen abgelagerte Zemente mehr Wasser als frische.

Um den Beeinflussungen des Abbindeprozesses durch die Wärme Rechnung zu tragen, enthalten die Normen die Vorschrift, daß die Versuche bei einer mittleren Luftwärme von 15 bis 20° vorzunehmen sind. Nur wenn bei allen Versuchen diese Wärme innegehalten wird, können vergleichbare Ergebnisse erzielt werden. Zu beobachten sind ferner die Feuchtigkeit der Luft und die Wärmeveränderung des Zementbreies. Letztere darf nach den Normen bei Langsambindern nicht wesentlich sein, wohingegen

Raschbinder eine merkliche Wärmeerhöhung aufweisen können. Zur Messung der Wärmeerhöhung ist ein Maximumthermometer mit zylindrischem, nach unten verjüngtem Quecksilbergefäß und Einteilung in $^1/_5°$ zu benutzen.

Die Dauer der Abbindezeit der Zemente liegt innerhalb weiter Grenzen, so daß es unmöglich ist, hierfür bestimmte Zahlen zu nennen. Die Abbindezeit von langsam bindenden Zementen handelsüblicher Güte schwankt nach Ermittlungen des Staatl. Materialprüfungsamts zwischen 4 und 12 Stunden, der Abbindebeginn zwischen 4 und 8 Stunden.

e) Raumbeständigkeit. Portlandzement soll nach der Verarbeitung sein Volumen nicht wesentlich verändern, d. h. sich weder stark zusammenziehen (schwinden) noch sich stark ausdehnen (treiben); er muß also raumbeständig sein.

Die Raumbeständigkeit ist die wichtigste Eigenschaft, die der Zement besitzen muß, wenn er als brauchbar gelten soll.

In geringem Maße schwinden alle abgebundenen Zemente beim Lagern an der Luft und dehnen sich aus beim Lagern unter Wasser. Selbst gut aufbereitete Zemente können so starkes Schwinden zeigen, daß Risse auftreten. Jedoch sind Schwindrisse fast immer auf unsachgemäße Behandlung des Zementes während oder nach der Verarbeitung und nicht auf schlechte Qualität zurückzuführen; solche unsachgemäße Behandlung kann in zu hohem Wasserzusatz, zu schnellem Austrocknen infolge von Zugluft oder Sonnenbestrahlung oder in ungenügendem Feuchthalten begründet sein.

Treiben des Zementes ist dagegen eine Folge unrichtiger Zusammensetzung oder mangelhafter Aufbereitung der Rohstoffe, ungenügenden Brennens des Klinkers (Schwachbrand), zu großen Kalk- oder Magnesiagehalts oder zu hohen Gipszusatzes. Überhaupt verursachen Zuschläge, die dem Zement aus irgendwelchem Grunde (Farbzusätze usw.) zugesetzt werden und die stark schwefelsäurehaltig sind, Treiben, da sich in der Regel bei Gegenwart von Wasser Kalziumaluminiumsulfat unter starker Raumvergrößerung bildet. Anderseits kann durch gewisse Zusatzmittel, z. B. Traß, Schlacke, Si-Stoff u. a., etwaige Treibneigung gemildert werden. Auch durch feines Mahlen und durch Lagern des Zementes wird etwaige Raumunbeständigkeit vermindert.

Die Treiberscheinungen pflegen in der Regel bald nach Verarbeitung des Zementes aufzutreten und können unter Umständen zu völligem Verfall des Mörtels oder Betons führen. Bei Zementen mit hohem Magnesiagehalt tritt jedoch Raumvergrößerung meist erst nach mehreren Jahren ein, weil die gesinterte Magnesia nur sehr langsam hydratisiert, dabei aber um so energischer durch ihre Raumausdehnung wirkt. Bei normalem Portlandzement, dessen Magnesiagehalt innerhalb geringer Grenzen schwankt, ist Treiben infolge der Magnesia nicht zu befürchten.

Die Prüfung auf Raumbeständigkeit erfolgt nach den Normen in der Weise, daß in Normalsteife angemachte Kuchen aus reinem Zement von etwa 10 cm Durchm. und etwa 1 cm Dicke in der Mitte, nach dem Rande dünn auslaufend, nach 24 Stunden Lagerung in feuchter Luft unter Wasser von etwa 15 bis 18° gebracht und 27 Tage beobachtet werden. Die Kuchen dürfen während dieser Zeit keine Verkrümmungen oder Kantenrisse erleiden. Während der ersten 24 Stunden müssen sie vor Zugluft und Sonnenbestrahlung geschützt sein, entweder durch Bedecken mit feuchten Tüchern oder durch Aufbewahren in einem bedeckten Kasten. Hierdurch soll die Entstehung von Schwindrissen vermieden werden, die von Unkundigen leicht mit Treibrissen verwechselt werden. Treiben gibt sich durch Verkrümmung der Kuchen oder durch klaffende Kantenrisse zu erkennen. Gewöhnlich kann man an den Kuchen die Treiberscheinungen schon nach wenigen Tagen feststellen. Zweckmäßig wird auch das Ver-

halten von Kuchen beobachtet, die nach 24stündigem Feuchthalten an der Luft erhärten, zwecks Feststellung ihrer Luftbeständigkeit (Lufttreiber).

Gegen die Normenprobe (Kaltwasserprobe) ist vielfach mit Recht die lange Zeitdauer der Probe (mindestens 28 Tage) als Mangel geltend gemacht worden, mit der Begründung, daß man in seltensten Fällen mit der Verwendung des angelieferten Zementes warten kann, bis das Ergebnis der Probe vorliegt. Es ist daher das Bestreben gerechtfertigt, solche Verfahren ausfindig zu machen, die die Raumbeständigkeit des Zementes schneller als die Normenprobe erkennen lassen. Hierzu sind folgende Proben in Vorschlag gebracht worden:

1. die Darrprobe,
2. die Kochprobe (Michaelis),
3. die Kugelglühprobe (Heintzel),
4. die Kugelkochprobe (Tetmajer),
5. die kombinierte Heißwasserprobe (Maclay),
6. die Dampfprobe (Déval),
7. die Hochdruckdampfprobe (Erdmenger),
8. die Preßkuchenprobe (Prüssing),
9. die Dampfdarrprobe (Gresley).

Alle diese Proben haben sich indessen allgemeine Geltung bisher nicht verschaffen können, weil sie nicht nur Zemente, die tatsächlich raumunbeständig sind, sondern auch solche, die für Bauzwecke immerhin noch brauchbar sind, als raumunbeständig, also unbrauchbar erscheinen lassen. Als Laboratoriumsprobe zur Kontrolle der laufenden Fabrikation oder der Zementlieferungen während der Bauausführung oder zur Prüfung solcher Zemente, die für bestimmte Zwecke besonders raumbeständig sein müssen, sind solche beschleunigten Raumbeständigkeitsproben jedoch gut zu verwenden. Dies gilt namentlich von der Kochprobe nach Michaelis, die in der Weise ausgeführt wird, daß normengemäß hergestellte Kuchen aus reinem Zement nach dem Abbinden (gewöhnlich nach 24 Stunden Lagerung in feuchter Luft) 3 Stunden lang gekocht werden. Die Kuchen dürfen hierbei weder Verkrümmungen noch Risse erleiden.

Die Raumbeständigkeit von Zementen läßt sich auch zahlenmäßig bestimmen. Apparate, die für diesen Zweck zur Verwendung kommen, sind der Tasterapparat Bauart Bauschinger[1]), der Dehnungsmesser Bauart Martens[2]) und der Nadelapparat von Le Chatelier. Für die Prüfung mittels des Bauschinger-Tasters werden prismatische Proben von 10 cm Seitenlänge und 5 cm^2 Querschnitt, für die Messung mit dem Martensschen Dehnungsmesser Normaldruck- und -zugproben verwendet. Gegen die Zuverlässigkeit des Le Chatelier-Verfahrens, das in den „Normen“ verschiedener Länder Aufnahme gefunden hat, sind von verschiedenen Seiten Bedenken erhoben worden.

f) Erhärtung und Festigkeit. Nach dem Abbinden schreitet die Erhärtung des Zementes fort, und seine Festigkeit nimmt mit dem Alter zu. Während der Abbindevorgang, soweit darunter der mit dem landläufigen Begriff „Abbindezeit“ verbundene Erstarrungsprozeß verstanden ist, innerhalb verhältnismäßig kurzer Zeit abgeschlossen ist, beansprucht der Erhärtungsvorgang lange Zeit; seine Dauer ist nicht genau bekannt, vermutlich erstreckt sie sich über Jahrzehnte.

Die Erhärtung beruht in chemischen Umwandlungsprozessen infolge innerer Vorgänge (Kristallisationen und Umbildungen) und chemischer Einwirkung des Wassers

[1]) O. Bauschinger, Mitt. a. d. mech.-techn. Labor. d. Techn. Hochschule München 1879, Heft 8, S. 14.
[2]) A. Martens, Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1905, S. 203.

POLITECHNIKA ŚLĄSKA BIBLIOTEKA GŁÓWNA

und der Luft. Sicher ist, daß beim Erhärten unter Wasser solches chemisch gebunden und gleichzeitig Kalkhydrat ausgeschieden wird, Alkalien und geringe Mengen Kalk und Kieselsäure ausgelaugt werden. Feichtinger[1]) fand für Portlandzement folgende Wasseraufnahme (Gehalt an chemisch gebundenem Wasser):

Sofort nach dem Anmachen	Nach 20 Std.	Nach 3 Tagen	Nach 7 Tagen	Nach 21 Tagen	Nach 28 Tagen	Nach 42 Tagen	Nach 80 Tagen
0,99	2,29	5,62	6,58	8,91	10,52	11,35	11,56 %

Bei späteren Untersuchungen wurde von anderer Seite ermittelt:

Nach 1 Tage	Nach 7 Tagen	Nach 28 Tagen
4,91	9,88	15,21 %

Über das Wesen der Erhärtung gehen die Ansichten sehr auseinander. Sicher ist, daß bis jetzt der eigentliche chemische Vorgang des Erhärtens noch keineswegs völlig erkannt und aufgeklärt ist. Die Michaelissche Anschauung[2]) ging früher dahin, daß beim Erhärten des Portlandzements im Wasser als Hauptbestandteil ein Kalkhydrosilikat von der Formel $2\,CaO \cdot SiO_2 \cdot 2\,H_2O$ und Kalkhydrat entstehe. Le Chatelier[3]) erklärte die Hydratisierung des Trikalziumsilikats nach folgender Gleichung

$$3\,CaO \cdot SiO_2 + H_2O = CaO\,SiO_2 \cdot 2{,}5\,H_2O + 2\,(CaO\,H_2O).$$

Beide Theorien sind jedoch nicht haltbar, weil die hiernach entstehenden Verbindungen mehr Wasser beanspruchen, als der Zement in Wirklichkeit zu binden vermag. Rebuffat[4]) und Meyer[5]) nehmen an, daß das Trikalziumsilikat nach folgender Gleichung hydratisiert

$$2\,(3\,CaO \cdot SiO_2) + 3\,H_2O = 2\,(2\,CaO \cdot SiO_2) \cdot H_2O + 2\,(CaO \cdot H_2O).$$

Die hiernach entstehenden Verbindungen bedingen einen Gehalt an chemisch gebundenem Wasser, der dem des erhärteten Zementes annähernd entspricht.

Später hat Michaelis[6]) seine Theorie dahin abgeändert, daß er als wesentlichsten Teil des Erhärtungsvorgangs Gallertbildung, und zwar die Bildung eines Kalksilikathydrogeles annimmt. Stern[7]) erklärt den Abbindungsvorgang wie folgt: Das Zementkorn, das mit Wasser in Berührung kommt, umgibt sich mit einer sehr schmalen Zone einer Masse, die anfangs vorwiegend kolloidalen Charakter hat (Abbinden). Nach und nach beginnt die Kristallausscheidung, wobei neben $CaCO_3$ und $Ca(OH)_2$ vor allem Aluminate, vielleicht auch Hydrosilikate in Betracht kommen. —

Nach den Arbeiten von Keisermann[8]), Scheidler[9]) und Blumenthal[10]), die sich ebenso wie Kühl[11]) mit der Erforschung des Erhärtungsvorgangs eingehend beschäftigt haben, besteht der Vorgang des Abbindens und Erhärtens aus einer Reihe von Kristallisationsvorgängen, bei denen folgende Verbindungen aus dem gesinterten Brennprodukt ausscheiden:

[1]) Feichtinger, Die chemische Technologie der Mörtelmaterialien. S. 194. Braunschweig 1885.
[2]) Die hydraulischen Mörtel. Leipzig 1869.
[3]) Ann. d. Mines, Mai/Juni 1887, September/Oktober 1893, Januar 1894.
[4]) Studii sulla constitutione di cementi idraulici. Palermo 1898.
[5]) T. I. Z. 1902, Nr 114.
[6]) Protokoll d. Verhandlg. d. Ver. deutsch. Portlandzement-Fabr. 1909.
[7]) Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1910, Heft 4, S. 173 bis 177.
[8]) Keisermann, Über Hydratation und Konstitution des Portlandzements, Dissertation. Jena 1910.
[9]) Scheidler, Zur Kenntnis der Vorgänge beim Abbinden und Erhärten des Portlandzements. Berlin-Charlottenburg. Zementverlag G. m. b. H.
[10]) Blumenthal, Die Hydratation von Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenschlacken. Berlin-Charlottenburg. Zementverlag G. m. b. H.
[11]) Kühl, Die Chemie der hydraulischen Bindemittel. Leipzig 1915.

1. kleine hexagonale Plättchen von Trikalziumaluminat,
2. feine Nadeln von Monokalziumsilikat,
3. eine Gelmasse aus Monokalziumsilikat,
4. große Kristalle aus Kalkhydrat,

und zwar umfassen die beiden ersten Kristallisationsprozesse das Abbinden, während die beiden folgenden Vorgänge, die sich über größere Zeitdauer erstrecken, das Erhärten des Portlandzements bedeuten.

Würzner[1]) hält Kapillarkraft für die rein physikalische Ursache des Abbindens und Erhärtens eines fein gemahlenen Bindemittels.

Das Erhärtungsvermögen, der Verlauf der Erhärtung und die damit in Zusammenhang stehende Festigkeit ist von verschiedensten Umständen abhängig. Die dem Zement innewohnende chemische Aktivität wird nämlich nicht nur von seiner chemischen Zusammensetzung, sondern auch von seinen physikalischen Eigenschaften beeinflußt. Richtige chemische Zusammensetzung der Rohstoffe vorausgesetzt, wird das Erhärtungsvermögen des Zementes um so größer sein, je besser die Rohstoffe aufbereitet, je vollkommener sie gebrannt sind und je feiner der Klinker gemahlen ist.

Der Erhärtungsverlauf, d. h. der Grad der Festigkeitszunahme, wird im wesentlichen beeinflußt durch die Behandlung des Zementes beim Anmachen, durch die Wärmeverhältnisse, durch die Lagerung (unter Wasser, an der Luft, abwechselndes Befeuchten und Trocknenlassen), durch die umgebenden Wässer (alkali- oder säurehaltige Wässer, Meerwasser, Abwässer) und sonstiger mit ihm in Berührung stehender Flüssigkeiten (Öle, Teere usw.).

Um gute Erhärtung zu erzielen, darf der Zement während des Abbindens durch Aufrühren, Erschüttern nicht gestört werden; beim Verarbeiten auf dem Bauplatz ist daher dafür Sorge zu tragen, daß der angemachte Zementmörtel oder Beton verbraucht ist, bevor er angezogen hat (s. Abbindebeginn). Späteres Verarbeiten des Zementes erfordert Aufrühren und unter Umständen neuen Wasserzusatz. Einige Festigkeitszahlen von Mörtel, der während des Abbindens verarbeitet wurde, sind weiter unten angegeben. Für eine gute Erhärtung des Zementes ist ferner durchaus notwendig, daß er in der ersten Zeit nach der Verarbeitung feucht gehalten wird, entweder durch öfteres Begießen mit Wasser oder durch Belegen mit feuchten Tüchern, Säcken u. dergl.

Je höher die umgebende Wärme ist, um so schneller schreitet die Erhärtung des Zementes fort; bei Wärmegraden unter 0° wird der Erhärtungsvorgang aufgehalten, setzt indessen beim Eintritt höherer Temperatur wieder ein.

Mannigfach sind die Einwirkungen der verschiedenen Stoffe, die den Zement umgeben bezw. mit dem Zementmörtel oder -beton in Berührung kommen, auf den Erhärtungsverlauf.

Nachstehend seien diejenigen Stoffe, die erfahrungsgemäß auf Zement bezw. daraus hergestellte Betonwerke oder -teile schädlich einzuwirken vermögen, genannt, ohne auf die Art und Weise, wie die schädliche Wirkung der Stoffe auf den Zement zustande kommt, näher einzugehen.

Man kann diese Stoffe nach Grün[2]) in drei Hauptgruppen einteilen, nämlich feste Körper (Lagergüter), Gase und Flüssigkeiten.

[1]) Würzner, Die physikalischen Grundlagen des Abbindens und Erhärtens. Zement 1919, Nr. 46 u. 47.

[2]) Dr. R. Grün, „Flüssigkeitsbehälter", Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. V. Berlin 1923. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — Derselbe, Der Beton. Berlin 1926. Verlag Julius Springer. — S. a. „Einflüsse auf Beton". Unter Mitarbeit von Dr. F. Hundeshagen und Prof. Otto Graf herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel. Neubearbeitete Auflage. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Feste Körper, die nachteilig auf den Zement einwirken können, sind einige Düngemittel, wie Superphosphate und Ammonsalze (Ammonsulfat und Ammonnitrat). Letztere besonders, erstere (Kiese), sofern sie sulfidhaltig sind, wie Kupferkies und Spateisenstein (geröstet), schwefelhaltige Kohle und schwefelsäurehaltige Moorböden. Diese Stoffe wirken im allgemeinen nur bei Zutritt von Wasser schädlich.

Schädlich wirkende Gase sind Schwefelwasserstoff, schweflige Säure, Chlor- und Kohlensäure, jedoch nur, wenn in Wasser gelöst.

Als Flüssigkeiten kommen in Betracht alle Säuren, die lösend wirken, diejenigen Salze, die Treiben verursachen, und organische Fette. Von den Säuren sind besonders gefährlich die anorganischen Säuren, wie Schwefelsäure, Salzsäure und Salpetersäure, während die organischen Säuren, wie Essigsäure, Ölsäure, Milchsäure, Gerbsäure usw., weniger aggressiv sind.

Von den Salzen wirken schädlich die Sulfate, wie Kalziumsulfat (Gips), Magnesiumsulfat (Bittersalz) und Kalium- und Natriumsulfat, davon besonders schädlich das Magnesiumsulfat. Die Sulfate finden sich im Meerwasser, Moorwasser und Bergwerkswasser.

Weniger nachteilig sind Chloride[1]) und Nitrate, von letzteren am gefährlichsten das Ammoniumnitrat.

Zu den schädlichen organischen Salzen rechnen die Fette (Klauenöl, Talg, Knochenöl, Tran, Butter, Schmalz) und Pflanzenöle (Leinöl, Palmkernöl, Nußöl, Rüböl, Baumwollsaatöl und Olivenöl). Ungefährlich sind die Mineralöle.

Ein unter Umständen sehr nachteilig wirkender Stoff ist der Zucker. Schwache Zuckerlösungen, als Anmacheflüssigkeit benutzt, vermögen weitgehende Zerstörungserscheinungen hervorzurufen[2]).

Sehr reines Wasser wirkt ebenfalls zerstörend auf erhärteten Zement ein, indem es das beim Erhärten freiwerdende Kalziumhydrat auslöst. Natürlich kann ebenso wie in vielen anderen Fällen dieser Vorgang nur schädliche Folgen haben, wenn das Wasser in den Mörtel oder Beton eindringen und sich ständig erneuern kann.

Reine Alkalien sind ohne Einfluß, während kohlensaure Alkalien sogar die Erhärtung begünstigen.

Ammoniakwasser ist unschädlich, es sei denn, daß es durch Ammonsalz verunreinigt ist.

Auch Teerabkömmlingen gegenüber verhält sich Zement im allgemeinen unempfindlich. Näheres über die Einwirkung von zementangreifenden bezw. -zerstörenden Stoffen s. Kleinlogel, Einflüsse auf Beton. Neubearbeitete Auflage. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Mit Rücksicht darauf, daß in der Praxis und auch häufig in wissenschaftlichen Abhandlungen von der Säurebeständigkeit die Rede ist, sei darauf hingewiesen, daß es säurefeste Zemente im Sinne eines Bindemittels vom Charakter des Portland-, Eisenportland- und Hochofenzements nicht gibt, daß vielmehr alle derartigen Bindemittel basischer Natur von freien Säuren restlos zerstört werden. Der Grund der Zerstörung und die Dauer der Widerstandsfähigkeit der aus den Zementen hergestellten Bauwerke hängt lediglich von der Konzentration der einwirkenden Säure und der Dauer ihrer Einwirkung ab.

Den Grad der Erhärtung oder das Maß des Widerstandes, den erhärteter Zement mechanischer Beanspruchung (Ziehen, Drücken, Biegen, Abnutzen usw.) ent-

[1]) Einige Chloride sind ungefährlich, wie Natrium-, Kalium-, Kalzium- und Strontiumchlorid.
[2]) H. Burchartz u. v. Wrochem, Zement 1924, Nr. 11. — H. Burchartz u. V. Rodt, Zement 1924, Nr. 42, S. 509.

gegensetzt, nennt man allgemein Bindekraft oder je nach der Art der Beanspruchung Zug-, Druck-, Biegefestigkeit usw. Nach der Größe dieses mechanischen Widerstandes beurteilt man in erster Linie die Güte der Zemente; denn sie ist neben der Raumbeständigkeit ausschlaggebend für das spätere Verhalten des Mörtels und Betons bezw. für die Haltbarkeit des daraus hergestellten Bauwerks.

Die Größe der Bindekraft bestimmt man durch den Festigkeitsversuch. Es wäre naheliegend, zur Ermittlung der Bindekraft nur die Eigenfestigkeit des Zementes, d. h. die Festigkeit des reinen Zementes ohne irgendwelchen Zuschlag von Magerungsstoffen, zu bestimmen, weil man vermuten könnte, daß sich aus der Eigenfestigkeit ohne weiteres auf die Höhe der Mörtel- (Sand-) oder Betonfestigkeit schließen läßt. Dies trifft jedoch nicht immer zu. Die Eigenfestigkeit ist kein unmittelbarer Maßstab für die Beurteilung der Festigkeit der Mischungen aus Zement und Zuschlagstoffen, weil die Zemente sich in dieser Hinsicht sehr verschieden verhalten. Zemente mit hoher Eigenfestigkeit haben oft geringe Mörtelfestigkeit und umgekehrt. Die Ursachen dieser Erscheinung sind noch nicht völlig klargestellt. Die Unkenntnis über die gesetzmäßigen Beziehungen zwischen Eigen- und Sandfestigkeit und der Brauch, den Zement fast ausschließlich in Mischungen mit Magerungsstoffen, also in Mörtel- oder Betonform, zu verwenden, haben dazu geführt, die Bindekraft von Zement nach der Mörtelfestigkeit zu beurteilen. Deswegen schreiben die Normen die Prüfung des Zementes in bestimmter Mischung mit einem bestimmten Sande (Normensand) vor. Das in den Normen einiger Länder vorgeschriebene Verfahren der Festigkeitsprüfung des reinen Zementes muß als unzuverlässig verworfen werden.

Bezüglich der Anforderungen, die nach den Normen an die Bindekraft von Portland-, Eisenportland- und Hochofenzement gestellt werden, sowie bezüglich der Art der Ermittlung dieser Eigenschaft sei auf die Normen selbst verwiesen.

Was den Grad des Erhärtens, d. h. die Festigkeitszunahme, der Zemente mit fortschreitendem Alter betrifft, so lassen sich hierüber keine bestimmten Regeln aufstellen. Jedenfalls ist diese Festigkeitszunahme, wie die Erfahrung lehrt, bei den verschiedenen Zementen außerordentlich verschieden und abhängig von deren sonstigen Eigenschaften (besonders Zusammensetzung und Mahlfeinheit), dem Mischungsverhältnis, der Anmachewassermenge, der Art der Verarbeitung, sowie den äußeren Bedingungen, unter denen der Zement (im Mörtel oder Beton) erhärtet. (Näheres hierüber unter Beton.) Aber selbst wenn die Herstellung des Mörtels unter gleichen Verhältnissen erfolgt und die Erhärtung unter gleichen Bedingungen sich vollzieht, wie dies z. B. bei der Normenprüfung der Fall ist, ist die Festigkeitszunahme der Zemente unterschiedlich.

Nach den Ergebnissen von im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem ausgeführten Prüfungen von Portlandzement nach den Normen schwankte z. B. die Steigerung der Zugfestigkeit des Normenmörtels von 7 auf 28 Tage in der Hauptzahl (43 %) der Fälle zwischen 20 und 30 %, in 26 % der Fälle betrug sie weniger als 20 % und in 37 % der Fälle mehr als 30 %; im Mittel 27 %. Die Druckfestigkeit nahm in 11 % der Fälle um 10 bis 30 % zu, in 43 % der Fälle um 30 bis 50 % und in 46 % der Fälle um mehr als 50 %. Im Mittel betrug die Zunahme 51 %, also wesentlich mehr als die der Zugfestigkeit.

In späterem Alter zeigen fast alle Zemente hinsichtlich der Zunahme der Zugfestigkeit unstetigen Verlauf, indem sie zeitweilig an Festigkeit ab- und zunehmen. Die Druckfestigkeit hingegen pflegt auf lange Zeit hinaus stetig fortzuschreiten. Die Ursachen dieser Erscheinungen sind nicht völlig aufgeklärt. Bei einigen Zementen läßt sich jedoch nachweisen, daß der geringe Fortschritt der Zugfestigkeit (im Anfang

der Erhärtung) auf Treibneigung zurückzuführen ist, wodurch Spannungen im Mörtelkörper erzeugt werden, die im Sinne der Zugbeanspruchung wirken. Man darf indessen aus den schwankenden Festigkeitsveränderungen (bekannt ist z. B., daß oft die Zugfestigkeit des reinen Zementes, namentlich gerade solcher mit hoher Bindekraft, zwischen 7 und 28 Tagen zurückgeht) nicht in jedem Falle ohne weiteres auf schlechte Qualität des Zementes schließen. Einschlägige Versuche haben dies einwandfrei dargetan[1]).

Aus diesem Grunde ist die in den Lieferungsvorschriften einiger Länder enthaltene Bestimmung, daß der Zement während der Zeit von 7 bis 28 Tagen eine bestimmte Festigkeitszunahme zeigen soll, nicht gerechtfertigt.

Den Schwankungen in dem Erhärtungsverlauf entsprechen diejenigen in dem Verhältnis der Zugfestigkeit zur Druckfestigkeit. Das durchschnittliche Verhältnis wurde früher für den Normenmörtel zu 1 : 10 angenommen. Das Verhältnis kann indessen je nach dem den Zementen eigentümlichen Erhärtungsvermögen innerhalb weiter Grenzen schwanken. Bei Zementen, die z. B. sehr kalkreich sind und daher verhältnismäßig geringe Zugfestigkeit, dagegen hohe Druckfestigkeit liefern, ist es günstiger als bei kalkarmen[2]).

Außerdem ändert sich das Verhältnis für denselben Zement mit fortschreitendem Alter des Mörtels. Da im allgemeinen die Druckfestigkeit mit wechselndem Alter in höherem Grade zunimmt als die Zugfestigkeit, wird auch die Verhältniszahl Druck : Zug entsprechend höher. Schließlich ist das Verhältnis auch noch abhängig vom Wasserzusatz. Trocken, d. h. mit wenig Wasser angemachter Mörtel hat geringere Zug- und höhere Druckfestigkeit als wasserreich angemachter. Deshalb ist bei ersterem das Verhältnis Zug : Druck günstiger als bei letzterem.

g) Gehalt an Fremdstoffen. Vielfach werden dem Zement, entweder um ihm bestimmte Eigenschaften zu verleihen (andere Farbe, anderes Abbindevermögen) oder in sonstiger Absicht, fremde Stoffe zugesetzt. In normalen frischen Portlandzementen finden sich von vornherein fremde Stoffe, wenn auch nur in geringen Mengen; sie bestehen aus Gips, Asche, Kohle und Kohlenschlacke. Häufig enthalten Portlandzemente auch aus Schwach- oder Halbbrand bestehende Anteile, die sich, wenn auch nicht in der Zusammensetzung, so doch in anderen Eigenschaften (Gewicht usw.), von dem gar gebrannten Klinker unterscheiden. Abgelagerte Zemente können solche Bestandteile, die namentlich durch ein geringes spezifisches Gewicht und verhältnismäßig hohen Glühverlust gekennzeichnet sind, in größerer Menge aufweisen.

Der Nachweis, ob Fremdstoffe im Zement vorhanden sind, ist auf Grund der Analyse leicht, wenn diese Stoffe sich aus Bestandteilen zusammensetzen, die im normalen Portlandzement nicht vorkommen. Oft jedoch haben solche Stoffe die gleiche oder wenigstens annähernd gleiche Zusammensetzung wie der Portlandzement selbst. In solchen Fällen ist obige Feststellung schwierig und quantitativ nur möglich, wenn die Stoffe ein anderes spezifisches Gewicht als das Klinkermehl haben und sich der Menge nach mit Hilfe der sogenannten Schwebeanalyse von letzterem abscheiden lassen.

Hochofenschlacke, die sich z. B. in den Eisenportlandzementen und Hochofenzementen vorfindet[3]), bestimmt man durch Trennung des leichten Schlackengrießes von dem schweren Zementklinkergrieß in spezifisch schweren Flüssigkeiten (Mischung von Methylenjodid und Terpentin) und Berechnung der Mengen beider Stoffe unter Zugrunde-

[1]) H. Burchartz. Der Erhärtungsverlauf von Zement und Zementmörtel. Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1917, Heft 2 bis 3, S. 101.

[2]) Besonders hohe Verhältniszahlen ergeben z. B. Zemente, die die Kochprobe nicht bestehen.

[3]) Nach den „Deutschen Normen" darf der Gehalt im Eisenportlandzement an Hochofenschlacke 30% nicht überschreiten.

legung ihres Sulfidschwefelgehalts und des Gehaltes des Gemisches an Sulfidschwefel[1]). Dieses Verfahren führt indessen nur dann zu zuverlässigen Ergebnissen, wenn sich Hochofenschlacke und Zementmehl durch diese Trennung jedes für sich rein gewinnen lassen.

Mit Hilfe der Schwebeanalyse läßt sich auch der etwaige Gehalt an anderen leichten Stoffen (Schwachbrand) feststellen.

Über die zahlenmäßigen Werte für die im vorstehenden behandelten physikalischen und mechanischen (Festigkeits-) Eigenschaften der bekannten Zementarten und die

Tafel 3. **Physikalische Eigenschaften der verschiedenen Zementarten.** Kleinst-, Größt- und Durchschnittswerte*).

Art des Zementes	Raumgewicht in kg/l		Spezifisches Gewicht lufttrocken	Mahlfeinheit		Abbindeverhältnisse		
	eingelaufen R_l	eingerüttelt R_r		Rückstand in % auf den Sieben mit Maschen 900	4900	Wasseranspruch %	Erhärtungsanfang nach Std.	Abbindezeit in Std.
Portlandzement*)	1,000—1,300	1,500—2,500	2,81—3,11	0,0—6,0	1,9—29	23—28	2—8	2—12
	1,150	1,950	3,05	0,5	13,6	26	4	$6^1/_2$
Hochwertiger Portlandzement*)	0,930—1,080	1,600—1,880	3,00—3,10	0,0—2,0	0,1—16	23—26	$^1/_4$—5	1—10
	1,040	1,700	3,05	0,2	4,5	25	$2^3/_4$	5
Eisenportlandzement*) . . .	1,080—1,230	1,800—2,000	2,95—3,15	0,0—2,0	5—16	24—28	2—6	7—12
	1,150	1,900	3,05	0,3	9,0	25	$2^1/_4$	$6^1/_2$
Hochofenzement*)	0,970—1,200	1,700—1,940	2,95—3,03	0,0—2,0	3—1	25—29	2—7	6—12
	1,100	1,850	2,98	0,3	6,8	26	4	9
Erzzement . . .	1,230—1,280	2,100—2,150	3,19—3,22	0,0—0,2	8—12	22—24	4—6	9—11
	1,250	2,100	3,21	0,0	10,0	23	5	10
Tonerdezement .	1,100—1,900	1,800—2,000	2,98—3,02	0,0—0,3	5—6	24—27	3—4	5—6
	1,100	1,960	3,00	0,2	5,6	25	$3^1/_2$	5

*) Die für die einzelnen Eigenschaften angegebenen Werte sind ermittelt an im Handel aufgekauften Zementen.

Grenzen, innerhalb deren diese Werte für die handelsüblichen Erzeugnisse nach den neuesten Erfahrungen schwanken, gibt die Tafel 3 und auf umstehender Seite Tafel 4 Aufschluß.

B. Zuschlagstoffe[2]).

I. Begriffsfeststellung und Arten der Zuschlagstoffe.

Da die Festigkeit des reinen Zementes in keinem Bauwerk voll zur Ausnutzung kommen würde, die Anwendung des reinen Zementes sogar große Nachteile nach sich ziehen würde, weil reiner Zementmörtel nicht raum- und wetterbeständig ist, so werden dem Zement stets Magerungsmittel (Zuschlagstoffe) in Mengen, die den jeweiligen Umständen entsprechen, zugesetzt, und zwar für Mörtelzwecke ausschließlich feinkörnige, für Betonzwecke fein- und grobkörnige. Zweck der Zuschläge ist, die Eigenschaften des Zementes erschöpfend auszunutzen und die der daraus in Verbindung mit Zuschlagstoffen hergestellten Mischungen so zu regeln, daß diese dem Verwendungszweck genügen. Der Wahl der Zuschlagstoffe ist daher ebenso wie der des Bindemittels besondere Sorgfalt zuzuwenden, denn ihre Beschaffenheit und Eigenschaften sind von fast ebenso großem Einfluß auf die spätere Festigkeit und sonstigen Eigenschaften der hergestellten Mörtel und Betons wie die des Zementes.

[1]) M. Gary und v. Wrochem, Über den Nachweis freier Hochofenschlacke im Portlandzement. Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1905, Heft 1.

[2]) S. a. Jung, Kritische Betrachtungen über den Aufbau von Zementmörtel. B. T. 1296, Heft 41 u. 43.

Tafel 4. Festigkeitseigenschaften der verschiedenen Zementarten.
Kleinst-, Größt- und Durchschnittswerte.

Art des Zementes	Festigkeit des Normenmörtels 1 Gwtl. Zement + 3 Gwtl. Normensand												Festigkeitszunahme in % der 7-Tage-Festigkeit			
	Wasserlagerung						Kombinierte Lagerung		Mittleres Verhältnis				Zug		Druck	
	Zugfestigkeit in kg/cm² nach			Druckfestigkeit in kg/cm² nach			Zug- festigkeit in kg/cm²	Druck- festigkeit in kg/cm²	Zug/Druck für							
	3	7	28	3	7	28	28 Tagen		7 Tage Wasserlagerung	28 Tage Wasserlagerung	28 Tage komb. Lg.		Wasserlagerung	komb. Lagerung	Wasserlagerung	komb. Lagerung
	Tagen			Tagen												
Portlandzement*)	—	17,0—33,4 25	25,0—38,9 31	114—298 190	156—412 270	233—522 370	35,1—51,5 42	297—602 440	1 10,7	1 11,8	1 10,5		25	67	39	64
Hochwertiger Portlandzement*)	21,5—36,5 30	23,0—38,3 33	27,4—42,2 36	254—534 340	332—626 450	404—750 560	37,0—56,7 46	500—806 630	1 13,9	1 15,3	1 13,6		11	42	23	40
Eisenportlandzement*)	20	25	31	200	280	380	39	440	1 11,2	1 12,4	1 11,2		24	58	38	59
Hochofenzement*)	15—21 18	21—28 25	31—36 33	145—211 170	210—283 240	313—440 370	34—39 36	346—445 400	1 8,5	1 11,0	1 10,9		32	44	44	67
Erzzement	wie bei guten Portlandzementen															
Tonerdezement	30	35	37	550	600	750	50	800	1 17,1	1 20,3	1 15,3		6	43	25	33

*) Ermittelt an im Handel aufgekauften Zementen.

Man wird im allgemeinen aus wirtschaftlichen Rücksichten an die Zuschlagstoffe gebunden sein, die in der Gegend vorkommen, in der das Bauwerk ausgeführt wird, indessen darf man keine Kosten sparen, um geeignete Stoffe auch von weiter her zu beschaffen, falls die vorhandenen den an sie zu stellenden Anforderungen nicht genügen und auch durch Vorbehandlung (Waschen, Sieben) nicht brauchbar gemacht werden können.

Im Sinne der „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“[1]) ist zu verstehen

unter Sand: Gruben-, Fluß-, See-, Brech- oder Quetschsand, Schlackensand[2]) (gekörnte Hochofenschlacke geeigneter Zusammensetzung), Bimssand[2]) u. dergl. bis höchstens 5 mm Korngröße;

unter Kies: natürliche Kiesgraupen, Kiessteine, Kiesel, Bimskies[2]) von 5 mm Korngröße aufwärts (Hartstampfbeton) bis etwa 70 mm größter Abmessung;

unter Kiessand: das natürliche Gemenge von Sand und Kies;

unter Steingrus oder -splitt: zerkleinertes Gestein zwischen etwa 5 und etwa 25 mm Korngröße;

[1]) Zweite mit amtlichen Berichtigungen versehene Auflage. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — [2]) Bimssand und Bimskies eignen sich nur zur Herstellung leichter, poriger, gering beanspruchter Bauteile. Das gleiche gilt für Schlackensand, der schaumig gefallen ist.

unter Steinschlag (Schotter): von Hand oder mit der Maschine zerkleinertes Gestein zwischen etwa 25 und etwa 70 mm größter Abmessung.

Der Gesteinsart nach lassen sich unterscheiden: Quarzsand, Kalksand, Vulkansand, Bimssand, Granitsand, Basalt- und Dolomitsand usw.

Für die Mörtel- und Betonbereitung eignen sich nicht die Sande aus allen Gesteinsarten, weil entweder die Gesteine nicht die genügenden Eigenschaften haben, z. B. glimmerreiche, oder Eigenschaften besitzen, die sie für den genannten Zweck unverwendbar machen (wetterunbeständig usw.).

Als künstlicher Sand kommt nur Schlackensand in Frage, der durch Granulieren der beim Hochofenprozeß fallenden Schlacke gewonnen wird. In der Praxis findet die meiste Verwendung natürlicher Sand. In letzter Zeit hat sich jedoch auch der aus natürlichem Gestein gebrochene Sand und das hierbei gewonnene oder auch besonders hergestellte Steinmehl in die Betonbereitung vielfach Eingang verschafft.

Haufwerke von Gesteinkörnern, die größer als Erbsen sind, pflegt man Kies und Schotter (Steinschlag) zu nennen. Allerdings wird die Bezeichnung „Kies“ in der Praxis auch auf Gemenge angewendet, die aus Kiesstücken und Sand bestehen. Man unterscheidet zwischen Fluß- und Grubenkies. Die gröberen Teile im Kies nennt man Geschiebe oder Geröll. Besonders geeignetes Schottermaterial liefern die Hartgesteine (Granit, Porphyr, Quarzit, Grauwacke, Grünstein, Hornblendegesteine, Basalt sowie Kalkstein, Marmor und feste Sandsteine) und von den künstlichen Stoffen die Hochofen stückschlacke. Unverwendbar sind glasige Gesteine (Trachyte, Laven).

Für untergeordnete Zwecke, besonders dann, wenn es nicht auf große Festigkeit ankommt, kann auch Kleinschlag aus Ziegelsteinen verwendet werden; man tut jedoch gut, darauf zu achten, daß das Ziegelmaterial gleichmäßige Beschaffenheit (Festigkeit) besitzt und nicht zu Ausblühungen neigt. Unter Umständen sind als Zuschlagstoffe auch Stücke von Betonaufbrüchen, sowie die Verbrennungsrückstände von Kohle, Koks und Müll verwendbar.

II. Eigenschaften von Sand, Kies, Schotter.

Die verschiedenen Zuschlagstoffe (Magerungsmittel) unterscheiden sich nach äußerer Beschaffenheit, Korngröße, Kornform und Kornoberflächenbeschaffenheit, nach Dichte des Haufwerks (Dichtigkeits-, Undichtigkeitsgrad, Gehalt an Hohlräumen), sowie nach ihrer Kornzusammensetzung und chemischen Beschaffenheit. Die Beurteilung der Magerungsmittel hat demnach nach folgenden Eigenschaften zu geschehen:

α) Kornbeschaffenheit:
1. Korngröße,
2. Form,
3. Oberflächenbeschaffenheit;

β) Gewichtsverhältnisse des Haufwerks:
1. Raumgewicht,
2. Spezifisches Gewicht;

γ) Dichtigkeitsverhältnisse:
1. Dichtigkeitsgrad,
2. Undichtigkeitsgrad (Gehalt an Hohlräumen)
3. Kornzusammensetzung;

d) Chemische Beschaffenheit:
1. Gehalt an abschlämmbaren (erdigen, lehmigen oder tonigen) und kohligen Bestandteilen,
2. Gehalt an anderen schädlichen Bestandteilen (Schwefelsäure, auswitternden Salzen usw.),
3. Gehalt an aufschließbaren Silikaten;

e) Festigkeit und physikalische Eigenschaften:
1. Druckfestigkeit,
2. Wasseraufnahmefähigkeit (Porosität),
3. Frost- (Wetter-) beständigkeit,
4. Feuerbeständigkeit.

α) Kornbeschaffenheit.

Hinsichtlich der Größe des Kornes unterscheidet man feines, mittleres und grobes Korn. Unter feinem Korn sind diejenigen Teile zu verstehen, die etwa noch durch ein Sieb von 9 Maschen auf 1 cm² hindurchgehen, unter Mittelkorn die Rückstände auf dem 9-Maschen-Sieb, die noch das 5-mm-Sieb passieren, und unter grobem Korn alles das, was auf diesem Siebe liegenbleibt. Von der Größe des Kornes hängt die Verwendbarkeit des Zuschlagstoffes insofern ab, als das feine und mittelfeine Korn im allgemeinen nur zu Putzarbeiten (Fein- und Rauhputz) und zu Mauermörtel, das grobe in Verbindung mit den übrigen Körnungen zu Betonzwecken geeignet ist.

Für Stampfbeton darf das Korn des Zuschlags verhältnismäßig große Abmessungen aufweisen; man wird Stücke bis zu Kinderfaustgröße ohne Bedenken zulassen können. Je größer die Abmessungen des Betonbauwerks sind, um so größer können auch die Abmessungen der Körner und Stücke sein. Bei sehr großer Massigkeit des Mauerwerks lassen sich, ohne die spätere Festigkeit des Betons ungünstig zu beeinflussen, auch größere Feldsteine (Findlinge) in den Beton einpacken, wodurch erhebliche Ersparnis an Mörtel erzielt werden kann.

Für Eisenbetonbauten darf das Korn eine gewisse Größe nicht überschreiten, erstens, um innigeres Anliegen des Betons an den Eiseneinlagen zu erzielen, und zweitens, weil die oft geringen Abstände der Eiseneinlagen voneinander die Verwendung gröberer Stücke ausschließen. Im allgemeinen wird man Stücke bis zu Walnußgröße (etwa 2 cm Durchm.) noch zulassen, sich aber im einzelnen Falle nach der Lage der Eisen im Beton richten. Die „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“ schreiben daher auch vor, daß das Korn der Zuschläge so gehalten werden soll, daß die gröbsten Körner sich noch zwischen die Eiseneinlagen, sowie zwischen Schalung und Eiseneinlagen einbringen lassen, ohne die Eisen zu verschieben.

Über den Einfluß der Kornform des Zuschlagstoffs auf die Eigenschaften des daraus hergestellten Mörtels oder Betons sind die Ansichten geteilt. Einige bevorzugen das eckige, andere das runde Korn. Das Vorurteil gegen das runde Korn ist jedenfalls nicht gerechtfertigt, denn wie vergleichende Versuche mit Sanden verschieden gestalteten Kornes ergeben haben, liefern rundkörnige Sande unter Umständen höhere Druckfestigkeiten als eckige[1]). Die Zugfestigkeit wird allerdings durch die kantige Form günstig beeinflußt. Da es beim Betonbau in erster Linie auf Druckfestigkeit ankommt, wird man solche Zuschlagstoffe bevorzugen, die auf die Druckfestigkeit günstig einwirken. Rundes Korn ist bei der Verarbeitung leichter zu mischen und zu stampfen als

[1]) M. Gary, Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1898, S. 131.

eckiges, weil ersteres, da es der Bewegung des Betons leichter folgt, sich beim Stampfen besser in den Mörtel einbettet.

Man darf den Begriff rundliches Korn jedoch nicht als gleichbedeutend mit Korn von glatter Oberfläche ansehen; denn runde Zuschlagkörner können sehr wohl rauhe Oberfläche haben. Korn mit rauher Oberfläche wird in allen Fällen zu bevorzugen sein, weil es bessere Verkittung und im erhärteten Beton größeren Widerstand gegen Verschieben gewährleistet.

In der Baupraxis unterscheidet man noch, was den Sand anbetrifft, zwischen sogenanntem „scharfen“ und „weichen“ Sand. Die Unterscheidung zwischen scharf und weich geschieht lediglich nach dem Gefühl in der Hand und hängt vorwiegend mit der Oberflächenbeschaffenheit des Kornes zusammen. Man versteht unter scharfem Sand solchen, der beim Zerdrücken in der Hand ein knirschendes Geräusch verursacht, er hat vorwiegend eckiges, nicht zu feines Korn und zeichnet sich durch große Reinheit aus; weicher Sand hingegen läßt sich zwischen den Fingern ohne Geräusch reiben und besteht vorwiegend aus feinen runden Körnern, denen mehr oder weniger große Mengen erdiger Bestandteile untermischt sind. Naturgemäß wird der scharfe Sand bevorzugt.

β) Gewichtsverhältnisse.

Das Eigengewicht der Zuschlagstoffe ist insofern von Bedeutung, als von ihm das Eigengewicht des daraus hergestellten Mörtels und Betons abhängig ist. Für die Mörtel sind die Gewichte mehr oder weniger bedeutungslos, während sie für Beton oft eine Rolle spielen. Bei der Herstellung von Bauteilen, bei denen es auf die Erzielung geringen Gewichtes ankommt, z. B. Decken, wird man auf das Gewicht der Zuschlagstoffe Rücksicht nehmen müssen.

Zu unterscheiden ist auch hier wie bei den Bindemitteln zwischen Raum- und spezifischem Gewicht.

Das Raumgewicht ist abhängig vom spezifischen Gewicht und der Körnung des Zuschlagstoffes. Bei gleichem Material kann es außerdem verschieden sein je nach der Dichte des Haufwerks, d. h. der jeweiligen Anlagerung der Körner aneinander, und je nach dem Wassergehalt.

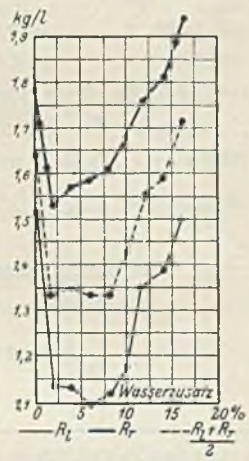


Abb. 2.

Der Einfluß des Wassergehalts auf das Raumgewicht von Sand (Berliner Mauersand) erhellt aus den Zahlen der Tafel 5 und aus der zeichnerischen Darstellung dieser Werte in Abb. 2[1]).

Tafel 5. Litergewichte von Berliner Mauersand in kg bei verschiedenem Feuchtigkeitsgehalt.

Wasserzusatz	trocken	2	4	6	8	10	12	14	16%
R_l	1,515	1,132	1,130	1,092	1,115	1,172	1,357	1,387	1,500
R_r	1,762	1,530	1,570	1,583	1,616	1,674	1,762	1,800	1,923
$\frac{R_l + R_r}{2}$	1,639	1,331	1,350	1,338	1,366	1,423	1,559	1,591	1,712

Hiernach verringert sich das Raumgewicht des ursprünglich trocknen Sandes bis zu bestimmtem Wassergehalt und erhöht sich dann wieder mit zunehmendem Wassergehalt.

[1]) Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1906, Heft 6, S. 299.

Für die Bestimmung des Raumgewichts von Zuschlagstoffen ist ein einheitliches Verfahren noch nicht festgelegt. Im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem wird das Raumgewicht von Sanden im eingelaufenen (R_l), eingerüttelten (R_r) und eingefüllten (R_f) Zustande bestimmt. Die verwendeten Apparate und Verfahren sind die gleichen wie bei der Prüfung der Bindemittel. Kiese und Schotter usw. werden im allgemeinen nur im eingefüllten Zustande geprüft, indem man das Material in ein Gefäß von 10 l Inhalt einfüllt und das Gewicht feststellt. Hierbei wird möglichst diejenige Dichte des Haufwerks angestrebt, die der Stoff etwa bei zwangloser Schüttung in der Praxis haben würde. Der Feuchtigkeitsgehalt der Stoffe wird vermerkt.

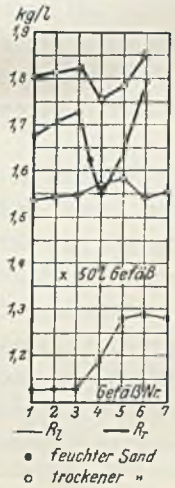


Abb. 3.

Von erheblichem Einfluß auf das Ergebnis der Raumgewichtsbestimmung ist die Form und Größe des Gefäßes, das zur Prüfung benutzt wird. Auch hierüber sind in den Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1906, Heft 6, S. 299, Ergebnisse veröffentlicht und in Tafel 6 und Abb. 3 wiedergegeben.

Berücksichtigt man die vorstehend erwähnten Beeinflussungen der Raumgewichtsbestimmung, so ergibt sich ohne weiteres, daß es schwierig ist, bestimmte Grenzwerte für das Raumgewicht der Zuschlagstoffe festzulegen. Eine Reihe von Werten für die Raumgewichte verschiedener Zuschlagstoffe, die unter Anwendung des gleichen Prüfungsverfahrens (Einfüllen in ein 10-Liter-Gefäß) ermittelt wurden, sind in Tafel 7 angegeben.

Tafel 6. **Litergewicht von Sand (feucht und trocken), ermittelt in verschiedenen Gefäßen.** Mittelwerte aus je drei Einzelversuchen.

Art der Gefäße	Feuchter Sand*)		Trockner Sand	
	Gewicht für 1 l Sand in kg			
	eingefüllt (eingelaufen)	eingerüttelt	eingefüllt (eingelaufen)	eingerüttelt
1. 1-Liter-Gefäß (französische Form), 8,2 cm hoch, 12,5 cm Durchm.	1,128	1,672	1,540	1,802
2. 1-Liter-Gefäß (schweizer. Form), 9,6 cm hoch, 11,5 cm Durchm	1,131	1,709	1,545	1,816
3. 1 dm³, 10 × 10 × 10 cm	1,132	1,731	1,549	1,825
4. Graduiertes Glasgefäß, ½ l, 28 cm hoch, 4,8 cm Durchm.	1,190	1,552	1,568	1,754
5. Graduiertes Glasgefäß, 1 l, 33 cm hoch, 6,4 cm Durchm.	1,281	1,644	1,589	1,785
6. 1-Liter-Gefäß (deutsche Form), 16,7 cm hoch, 8,7 cm Durchm.	1,291	1,795	1,545	1,859
7. 10-Liter-Gefäß, 18,2 cm hoch, 27 cm Durchm.	1,286	—	1,557	—
8. 50-Liter-Gefäß, 30 cm hoch, 46 cm Durchm.	1,392	—	—	—

*) Wassergehalt = ∼ 4,5 %.

Hiernach schwanken die Raum(Liter-)gewichte, ermittelt im Anlieferungszustande (eingefüllt),

bei **Sanden** . . . . . zwischen **0,500** und **1,570** kg/l
„ **Kiesen (Kiessanden)** . . . . „ **1,400** „ **1,600** „
„ **Schotter aus natürlichen Steinen** „ **1,250** „ **1,500** „
„ „ **aus künstlichen Steinen** „ **0,990** „ **1,600** „

Zur Bestimmung des spezifischen Gewichts werden die Zuschlagstoffe in Pulverform gebracht; die Prüfung wird dann in der gleichen Weise wie die der Bindemittel (S. 10) ausgeführt.

Tafel 7. **Raumgewichte (kg/l) verschiedener Zuschlagstoffe.**

Sand	Kies (Kiessand)	Schotter
Schlackensand leicht 0,500 bis 1,000	Kies . . . . 1,400 bis 1,600	Lokomotivlösche . . . 0.600
Schlackensand schwer 1,000 bis 1,500	Luckenwalder Grubenkies 1,490	Koksasche 0,700
Bimssand (0 bis 3 mm) 0,700 bis 0,800	Spreenhagener Flußkies 1,470	Ziegelsteinschlag je nach Größe, Brand usw. 0,990 bis 1,030
Bimskies (3 bis 10 mm) 0,400 bis 0,500	Oderkies 1,500	Hochofenstückschlacke (0 bis 7 mm) 1,400 bis 1,600
Berliner Mauersand . . 1,310	Elbkies 1,550	Hochofenstückschlacke (7 bis 40 mm) 1,300 bis 1,500
Mauersand . . 1,300 bis 1,500	Neißekies 1,590	Granitschotter 1,250 bis 1,410
Rheinsand (7 mm) . . . 1,340	Storkower Flußkies . . 1,540	Basaltschotter 1,350
„ entfeint . . 1,480	Rheinkies (7 bis 25 mm) 1,490	Rheinkiesel 1,450
Isarsand (7 mm) 1,440	Isarkies (7 bis 25 mm) . 1,570	Isarkiesel 1,490
„ gewaschen . . 1,490		Kiesel 1,500
„ entfeint . . . 1,570		
Freienwalder Rohsand . 1,630		
Normensand 1,460		

Das spezifische Gewicht der verschiedenen Zuschlagstoffe schwankt innerhalb geringer Grenzen, nämlich

bei **Sanden** (Quarzsanden) . . . . . zwischen **2,580** und **2,660**
„ **Kiesen** . . . . . „ **2,620** „ **2,650**
„ **Schotter aus natürlichen Gesteinen** „ **2,580** „ **3,100**
„ **Steinschlag aus Ziegeln** . . . . „ **2,450** „ **2,700.**

γ) Dichtigkeitsverhältnisse.

Für die Beurteilung der Güte von Zuschlagstoffen und deren Eignung zur Mörtel- und Betonbereitung sind die Dichtigkeitsverhältnisse des Haufwerks sehr wesentlich, da von diesen die Widerstandsfähigkeit des Mörtels und Betons gegen mechanische Beanspruchung (Festigkeit, Abnutzung usw.) und Wasserundurchlässigkeit abhängen.

Man unterscheidet Dichtigkeitsgrad und Undichtigkeitsgrad und versteht unter ersterem den Gehalt der Raumeinheit an fester Masse und unter letzterem den Gehalt der Raumeinheit an Hohlräumen.

Je geringer der Gehalt eines Zuschlagstoffes an Hohlräumen ist, desto höher wird im allgemeinen die Festigkeit des Betons. Die in ihren Dichtigkeitsverhältnissen ungünstigen Zuschlagstoffe sollten daher gegebenenfalls durch Beimischung anderer, ihrer Kornzusammensetzung nach geeigneter Zuschläge verbessert werden. Zu diesem Zwecke bestimmt man auf dem Versuchswege das günstigste, d. h. dichteste Gemisch der Stoffe.

An einem Beispiel möge gezeigt werden, wie solche Mischversuche ausgeführt werden können.

Es soll das dichteste Gemisch aus

Sand a mit dem Raumgewicht (eingerüttelt) $R_r = 1{,}991$ kg/l und
Kies b „ „ „ „ $R_r = 1{,}721$ „

festgestellt werden. Zu diesem Zwecke mögen beide Stoffe in nachfolgenden Verhältnissen (Rtl.) gemischt werden:

$$a : b = 75 : 25$$
$$a : b = 66^2/_3 : 33^1/_3$$
$$a : b = 50 : 50$$
$$a : b = 33^1/_3 : 66^2/_3$$
$$a : b = 25 : 75.$$

Die Bestimmung der Litergewichte (eingerüttelt) dieser Gemische möge folgendes ergeben haben:

75	Sand	+ 25	Kies	= 2,031 kg/l
$66^2/_3$	„	+ $33^1/_3$	„	= 2,079 „
50	„	+ 50	„	= 2,066 „
$33^1/_3$	„	+ $66^2/_3$	„	= 1,986 „
25	„	+ 75	„	= 1,988 „

Hiernach stellt das Gemisch $66^2/_3$ Sand zu $33^1/_3$ Kies, d. h. das Verhältnis 2 : 1, die theoretisch dichteste Mischung der beiden Stoffe dar.

Tafel 8. Ergebnisse der Prüfung von Betonmischungen ohne und mit Splittzusatz auf Zementgehalt, Raumgewicht und Druckfestigkeit.

Mittelwerte aus je drei Einzelversuchen.
Würfel von 20 cm Kantenlänge; gedrückte Fläche = 400 cm².
Alter der Proben: 28 Tage.

Betonmischung Rtl.	Zementmenge in 1 cm³ frisch gestampftem Beton kg	Wasserzusatz %	Raumgewicht g/cm³	Druckfestigkeit*) kg/cm²	Art der Lagerung
a) 1 Zement + 4 Kiessand	360	5,7	2,320	311 (100)	Die Probekörper lagerten auf der Luft im Zimmer, vom 2. bis 7. Tage täglich einmal angenäßt.
b) 1 Zement + 5 Kiessand	295	5,0	2,280	246 (100)	
c) 1 Zement + 6 Kiessand	250	4,4	2,230	189 (100)	
d) 1 Zement + 3 Kiessand + $1^1/_2$ Granitsplitt	350	5,0	2,390	409 (132)	
e) 1 Zement + $3^1/_2$ Kiessand + $1^3/_4$ Granitsplitt	300	4,6	2,330	298 (121)	
f) 1 Zement + 4 Kiessand + 2 Granitsplitt	270	4,5	2,320	274 (145)	

*) Die in Klammern stehenden Werte bedeuten Verhältniszahlen. (Die Druckfestigkeit der Mischungen ohne Splittzusatz = 100 gesetzt.)

Kiese bezw. Kiessande, die in Ermanglung mittleren oder groben Kornes zur Betonbereitung wenig geeignet sind, können durch Zusatz von Steinsplitt verbessert werden. Vergleichende Festigkeitsversuche mit Kiesbetonmischungen mit und ohne Steinsplittzusatz, die im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem von Burchartz[1]) ausgeführt worden sind, haben die günstige Wirkung eines solchen

[1]) H. Burchartz, Dichtigkeit und Festigkeit von Kiesbeton im Vergleich zu Kiessplittbeton. Zement 1926, Nr 8, S. 151.

Splittzusatzes dargetan. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Tafel 8 wiedergegeben und in Abb. 4 zeichnerisch dargestellt.

Hiernach liefert die Kies-Splitt-Betonmischung *d*, obwohl sie einen um 3 % geringeren Gehalt an Zement aufweist als die Kiesmischung *a*, eine um 32 % höhere Festigkeit auf als diese. Die beiden anderen Kies-Splitt-Betonmischungen *c* und *f*, von denen die eine nur etwa 2, die andere etwa 7,4 % mehr Zement enthält als die entsprechenden Kiesbetonmischungen *b* und *c*, ergeben gegenüber diesen um 20 bezw. 45 % höhere Festigkeiten. Auch das Raumgewicht ist durch den Splittzusatz wesentlich erhöht.

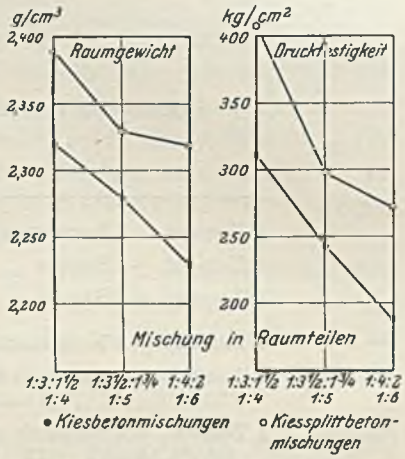


Abb. 4. Darstellung der mittleren Raumgewichte und Druckfestigkeiten nach Tafel 8.

Eine Verringerung des Gehaltes an Hohlräumen und damit eine Verbesserung des Zuschlagstoffes läßt sich auch durch Zusatz von feinem Sand oder Steinmehl erzielen. Allerdings darf in dieser Beziehung nicht zu weit gegangen werden; denn ein Übermaß an feinem Sand oder Steinmehl kann trotz Erhöhung des Dichtigkeitsgrades des Zuschlagstoffes für die Festigkeit des Mörtels oder Betons von Nachteil sein, wie einschlägige Versuche von Burchartz[1]) erwiesen haben.

Diese Untersuchungen erstreckten sich auf zwei Sande (a und b), denen Diabas- und Kalksteinmehl zugesetzt war. Wie aus Tafel 9 ersichtlich, wurde durch diese Steinmehlzusätze der Undichtigkeitsgrad des Sandes a (0,280) auf 0,190, um 30 %, und der des Sandes b (0,260) auf 0,160, um 38 %, verringert.

Die Sande a und b, sowohl im ursprünglichen Zustande als auch mit Steinmehl versetzt — Sande c und d —, wurden im Vergleich mit Normensand in der

Tafel 9. **Ergebnisse der Prüfung von Sand ohne oder mit Steinmehlzusatz auf Dichtigkeitsverhältnisse und Kornzusammensetzung.**
Mittelwerte aus je zwei Einzelversuchen.

Art des Sandes	Raumgewicht in kg/l eingelaufen R_l	Raumgewicht in kg/l eingerüttelt R_r	Spezifisches Gewicht s	Dichtigkeitsgrad $\frac{R_r}{s}=\vartheta$	Undichtigkeitsgrad $1-\vartheta=\varkappa$	Kornzusammensetzung*): Durchgang durch das feinste Sieb %	Rückstand in % auf den Sieben mit der übergeschriebenen Anzahl Maschen auf 1 cm² 900	324	120	60	16	4	der Maschenweite von 7 mm
Sand a	1,600	1,930	2,670	0,720	0,280	12,8	87,2	81,3	66,9	57,5	37,1	16,1	0,0
							12,8	**5,9**	**14,4**	**9,4**	**20,4**	**21,0**	**16,1**
Sand b	1,630	1,930	2,610	0,740	0,260	8,3	91,7	87,5	71,9	61,3	42,8	21,6	0,0
							8,3	**4,2**	**15,6**	**10,6**	**18,5**	**21,2**	**21,6**
66⅔ % Sand a + 33⅓ % Diabasmehl	1,700	2,150	2,648	0,810	0,190	29,1	70,9	65,0	57,0	50,4	36,4	13,9	0,0
							29,1	**5,9**	**8,0**	**6,6**	**14,0**	**22,5**	**13,9**
66⅔ % Sand b + 33⅓ % Kalksteinmehl	1,700	2,170	2,574	0,840	0,160	28,6	71,4	66,0	56,7	49,8	35,8	19,4	0,0
							28,6	**5,4**	**9,3**	**6,9**	**14,0**	**16,4**	**19,4**

*) Die fettgedruckten Zahlen bedeuten die Rückstände zwischen je zwei Sieben.

[1]) H. Burchartz, Etwas über Mörtelsande. Zement 1926, Nr. 20, S. 357.

Tafel 10. **Ergebnisse der Prüfung von Mörtel (1:3) ohne und mit Steinmehlzusatz auf Druckfestigkeit.**

Mittelwerte aus je fünf Einzelversuchen.

Art der Lagerung: Kombinierte Lagerung.

Alter der Proben: 28 Tage.

Mischung im Gewtl.	Wasserzusatz %	Druckfestigkeit kg/cm²	Verhältniszahlen (Festigkeit des Normensandmörtels = 100 gesetzt)
1 Zement + 3 Normensand . . .	8,5	472	100
1 Zement + 3 Sand a	8,0	642	136
1 Zement + 3 Sand b	8,0	711	151
1 Zement + 3 Normensand . . .	8,5	380	100
1 Zement + 3 Gemisch aus $66^2/_3$% Sand a + $33^1/_3$% Diabasmehl .	9,0	461	121
1 Zement + 3 Gemisch aus $66^2/_3$% Sand b + $33^1/_3$% Kalksteinmehl	9,0	449	118

Zementmörtelmischung 1:3 auf Druckfestigkeit geprüft und ergaben die in Tafel 10 verzeichneten Ergebnisse. Diese waren zunächst überraschend; denn während man hätte erwarten sollen, daß die in ihren Dichtigkeitsverhältnissen so günstigen Sand-Steinmehl-Gemische im Vergleich zu Normensand noch stärker erhöhte Mörtelfestigkeiten liefern würden als die Mörtel aus den Sanden ohne Steinmehlzusatz, war die Festigkeitsverbesserung im Vergleich zu der durch die Sande ohne Steinmehlzusatz erzielten nur mäßig. Wie nämlich aus den Verhältniszahlen in Tafel 10 hervorgeht, beträgt die Festigkeitserhöhung der Mörtel aus den Sanden ohne Steinmehlzusatz 36 bezw. 51 %, dagegen die der Mörtel aus den Sanden mit Steinmehlzusatz nur 21 bezw. 18 %[1]).

Der vorliegende Befund wird aber erklärlich, wenn man bedenkt, daß durch den Zusatz der Mehle zwar die Dichtigkeitsverhältnisse der Sande verbessert wurden, daß aber gleichzeitig hierdurch die Gesamtheit der Kornoberfläche der Sandmassen wesentlich vergrößert wurde, was einen stärkeren Verbrauch an Zement zur Bindung der einzelnen Körner zur Folge hatte.

Die Versuche lehren einerseits, daß der Dichtigkeitsgrad eines Sandes allein nicht maßgebend für dessen Güte ist, und anderseits, daß von dem Zusatz von Steinmehlen, wenigstens solchen, die chemisch unwirksam sind, d. h. mit dem Zement nicht in chemische Wechselwirkung treten können, zu Mörtel oder Beton mit Vorsicht Anwendung zu machen ist (s. auch Burchartz, Kann Traß durch Steinmehl ersetzt werden? Zement 1925, Nr. 15 u. 16).

Der Dichtigkeitsgrad d von Zuschlagstoffen wird berechnet aus dem Verhältnis $\frac{\text{Raumgewicht}}{\text{spez. Gewicht}}$, wobei als Raumgewicht das Litergewicht des trocken eingerüttelten Materials verstanden ist. Der Undichtigkeitsgrad u ergibt sich aus der Differenz $1 - d$.

[1]) Daß die Festigkeit der Mörtel aus den Sanden mit Mehlzusatz im Vergleich zu der der Mörtel aus den Sanden ohne Mehlzusatz an sich geringer ausfiel, ist lediglich darauf zurückzuführen, daß zu den Versuchen mit ersteren ein Zement mit geringerer Normenfestigkeit verwendet worden war.

Vielfach wird der Undichtigkeitsgrad von Füllstoffen auch durch Messung in anderer Weise bestimmt. Man füllt ein Meßgefäß bis zum Rande mit dem Zuschlagstoff und begießt diesen dann mit Wasser, bis das Gefäß wieder bis zum Rande gefüllt ist. Die Menge des zugesetzten Wassers soll dann als Maß für den Gehalt an Hohlräumen dienen. Dieses Verfahren führt jedoch meist zu unrichtigen Werten, da beim Eingießen des Wassers Luftblasen zwischen den Körnern des Zuschlages verbleiben, so daß man den Gehalt an Hohlräumen zu gering ermittelt. Um einwandfreie Ergebnisse durch Meßversuche zu erzielen, muß man umgekehrt vorgehen, indem man zunächst eine dem Gehalt an Hohlräumen ungefähr entsprechende Menge Wasser in das Meßgefäß eingießt und hiernach das Material einfüllt. Handelt es sich hierbei um poröse, Wasser aufsaugende Stoffe (Schlacke, Bims usw.), so müssen diese vorher wassersatt gemacht werden.

Sollen verschiedene Zuschlagstoffe hinsichtlich der Dichtigkeitsverhältnisse miteinander verglichen werden, so müssen die Stoffe in gleichem Zustande, d. h. bis zur Gewichtsgleichheit getrocknet, sowie unter Anwendung des gleichen Verfahrens (am besten im eingerüttelten Zustande, bei dem die dichteste Lagerung erzielt wird) geprüft werden.

Im allgemeinen schwankt der Gehalt an Hohlräumen (bezogen auf 1 l eingerüttelt)

bei Quarzsanden . . . . . zwischen 180 und 360 cm³
„ Kies . . . . . „ 190 „ 360 „
„ Schotter (runde Kiesel und Steinschlag) „ 400 „ 500 „

Von größter Bedeutung für die Beurteilung der Zuschlagstoffe ist die Kornzusammensetzung, d. h. das Verhältnis der Abstufungen in den Korngrößen des Haufwerks. Martens hat diese Frage in seiner Arbeit „Betrachtungen über Zementmörtel und Beton“[1]) erschöpfend behandelt. Er kommt zu folgendem Schlußergebnis:

„Vorausgesetzt, daß das Bindemittel wesentlich teurer ist als das Füllmaterial des Mörtels, so ist die größte Sparsamkeit jedenfalls dann zu erreichen, wenn die Lagerung der Körner im Mörtelskelett (bis zu einer durch die Eigenschaften des Bindemittels gegebenen Grenze) möglichst dicht wird. Je geringer der Undichtigkeitsgrad des Sandes (Kieses) im Mörtel (Beton), desto geringer der Bindemittelverbrauch.

Um diese dichte Lagerung zu erreichen, müssen die Korngrößen sowie die Zahl der Körner in den einzelnen Größenklassen in bestimmten Verhältnissen zueinander stehen, so daß die aufeinanderfolgenden Größen immer gerade in den Lücken zwischen den gröberen Körnern Platz haben. Das kann natürlich praktisch nur annähernd erreicht werden, aber man erkennt, welchen Wert die Bestimmung der Korngröße, der Menge der Körner in jeder Größenklasse und des Undichtigkeitsgrades von Sand und Kies hat.

Die Form der Sand- und Kieskörner (Steinschlag noch mehr) weicht aber erheblich von der Kugelgestalt ab, und es ist daher schwer, durch Rechnung auch nur angenähert zu den vorteilhaftesten Abstufungen in den Korngrößen zu gelangen. Indessen man kann auf empirischem Wege der Sache nahe kommen. Durch scharfes Aussieben des zu untersuchenden Sandes (Kieses) kann eine Reihe von Korngrößen abgesondert und bei diesen für sich der Undichtigkeitsgrad bestimmt werden. Die mittlere Korngröße und die Anzahl der Körner in der Raumeinheit läßt sich durch Auswiegen einer bestimmten Anzahl Körner (100 oder 1000) ermitteln, und aus der Zahl der Lücken und dem Undichtigkeitsgrade kann die Gesamtgröße des von den kleineren Körnern aus-

[1]) Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1897, Heft 2, S. 89.

zufüllenden Raumes gefunden werden. Dieser Raum dient dann zur Schätzung für die Abmessungen der zweiten Korngrößen usw.

Aus mehreren Reihen von solchen Untersuchungen würde sich schließlich auf zeichnerischem Wege eine Korngrößenreihe aufstellen lassen, die zu der dichtesten Lagerung der Kornmasse führt und den meisten praktischen Verhältnissen entspricht.

Die Ausfüllung der Lücken durch immer kleinere Körner kann aber wieder nur bis zu bestimmten Grenzen geführt werden, die sich nur durch den Versuch bestimmen lassen. Sie darf nur so weit getrieben werden, daß das Haufwerk von Körnern zwischen sich von den breiförmig angemachten Bindemitteln so viel aufnehmen kann, daß der beste Verkittungszustand, d. h. die größte Dichtigkeit oder größte Festigkeit, erreicht wird. Man erkennt hieraus leicht, daß es eine Grenze für die Hinzufügung feinen Sandes zu dem Mörtel geben muß, einen Punkt, von dem ab unter Umständen die Erfahrung, daß durch Hinzufügung sehr feinen Sandes die Festigkeit verbessert wird, sich umkehrt."

Diese an Hand theoretischer Erwägungen sich ergebenden Schlüsse finden durch praktische Erfahrungen vollauf Bestätigung; denn Sande mit gleichmäßigem (feinem oder grobem) Korn liefern geringere Ausbeute und niedrigere Festigkeiten als gemischtkörnige Sande von sonst gleicher Art. Auf die Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe muß daher namentlich bei der Betonbereitung, wo es sich gewöhnlich um große Mengen zu verarbeitender Materialien handelt, in erster Linie Rücksicht genommen werden.

Tafel 11. **Ergebnisse der Prüfung der Rheinsande*) auf Dichtigkeitsverhältnisse und Kornzusammensetzung.**
Mittelwerte aus je zwei Einzelversuchen.

Art des Sandes	Raumgewicht in kg/l eingelaufen R_l	Raumgewicht in kg/l eingerüttelt R_r	Spezifisches Gewicht s	Dichtigkeitsgrad $\frac{R_r}{s} = \vartheta$	Undichtigkeitsgrad $1 - \vartheta = u$	Kornzusammensetzung**): Durchgang durch das feinste Sieb %	Rückstand in % auf den Sieben mit der übergeschriebenen Anzahl Maschen auf 1 cm² 900	324	120	60	16	4	der Maschenweite von 5 mm
Rheinsand I	1,540	1,750	2,632	0,670	0,330	2,0	98,0	78,0	19,4	6,0	1,4	0,2	0,0
							2,0	**20,0**	**58,6**	**13,4**	**4,6**	**1,2**	**0,2**
Rheinsand II	1,630	1,870	2,661	0,700	0,300	2,0	98,0	78,0	47,6	33,6	19,6	5,0	0,0
							2,0	20,0	30,4	14,0	14,0	14,6	5,0
Rheinsand III	1,710	1,910	2,673	0,720	0,280	2,1	97,9	91,9	65,4	47,6	29,4	8,0	0,0
							2,1	**6,0**	**26,5**	**17,8**	**18,2**	**21,4**	**8,0**

*) Die Sande wurden vor der Prüfung getrocknet und auf einem Siebe von 5 mm Maschenweite abgesiebt; der Rückstand wurde ausgehalten.

**) Die fettgedruckten Zahlen bedeuten die Rückstände zwischen je zwei Sieben.

Bei der Wichtigkeit der Frage der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe und deren Einflusses auf die Festigkeits- und Dichtigkeitsverhältnisse von Beton ist es erklärlich, daß diese Frage Gegenstand zahlreicher und ausgedehnter Untersuchungen gewesen ist.

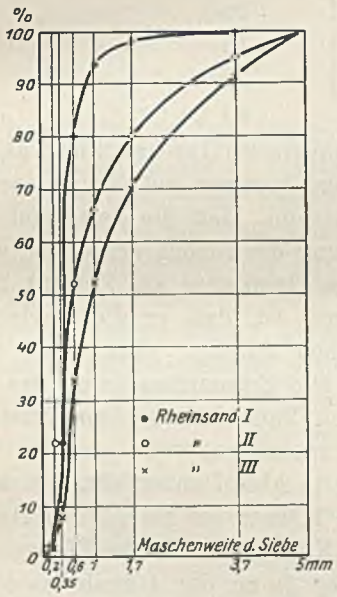
Besonders lehrreich sind in dieser Beziehung die Ergebnisse von Versuchen, die im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem von Burchartz[1]) mit verschiedenen Sanden ausgeführt wurden. Diese Versuche erstreckten sich auf die Ermittlung der Zug- und Druckfestigkeit von Mörteln aus Rheinsand im Vergleich zu

[1]) H. Burchartz, Etwas über Mörtelsande. Zement 1926, Nr. 20, S. 356.

Tafel 12. **Ergebnisse der Festigkeitsversuche mit Mörtel aus Normensand und Rheinsand (1:3).** Mittelwerte aus je zehn Zug- und fünf Druckproben.

Versuchsreihe Nr.	Art des Sandes	Wasserzusatz %	Zugfestigkeit in kg/cm² nach 2 Tagen Wasserlagerung	3	7	28	28 Tagen komb. Lagerung	Druckfestigkeit in kg/cm² nach 2 Tagen Wasserlagerung	3	7	28	28 Tagen komb. Lagerung
1	Normensand	8,0	35,1	37,4	39,0	39,3	51,9	491	551	602	671	682
2	Rheinsand I	7,0	37,1	39,3	38,5	40,8	57,9	476	558	594	636	783
3	Rheinsand II	7,0	41,1	47,4	51,4	52,4	69,7	547	656	753	757	810
4	Rheinsand III	7,0	45,3	46,6	52,3	55,2	72,2	720	821	901	987	1023

Mörteln aus Normensand. Verwendet wurden drei Rheinsande verschiedener Herkunft. Die Dichtigkeitsverhältnisse und die Kornzusammensetzung der drei Sande sind aus Tafel 11 ersichtlich. Die Kornzusammensetzung der Rheinsande ist außerdem in Abb. 5 zeichnerisch dargestellt. Die Ergebnisse der vergleichenden Festigkeitsversuche sind in Tafel 12 und



Siebe mit 900 324 120 60 16 4 Maschen/cm²
Maschenweite 0,2 0,35 0,6 1 1,7 3,7 mm.

Abb. 5. Kornzusammensetzung der Rheinsande nach Tafel 11. (Durchgänge durch die Siebe.)

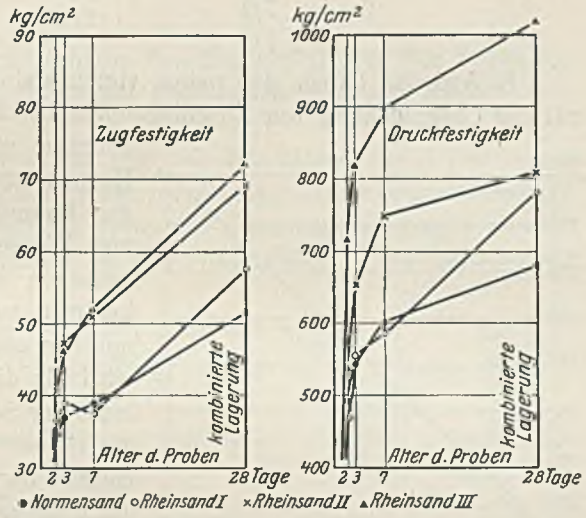


Abb. 6. Ergebnisse der Festigkeitsversuche nach Tafel 12.

in Abb. 6 enthalten. Nach der Zahlentafel ist Rheinsand I am wenigsten dicht ($u = 0{,}330$), Rheinsand II etwas dichter ($u = 0{,}300$) und Rheinsand III am dichtesten ($u = 0{,}280$). Nach ihrer Kornzusammensetzung sind die Sande sehr verschieden. In Rheinsand I überwiegt das feine Korn; rd. 80 % liegen zwischen 0,2 und 0,6 mm und rd. 20 % zwischen 0,6 und 5 mm. Rheinsand II ist etwas gröber; rd. 50 % liegen zwischen 0,2 und 0,6 mm und rd. 50 % zwischen 0,6 und 5 mm. Rheinsand III ist am gröbsten; rd. 35 % liegen zwischen 0,2 und 0,6 mm und rd. 65 % zwischen 0,6 und 5 mm. Aus diesem Prüfungsbefunde erklärt sich ohne weiteres der Unterschied in den Ergebnissen der Festigkeitsversuche. Mit steigendem Dichtigkeitsgrade verbessern sich die Mörtelfestigkeiten. Der dichteste und dabei im wesentlichen grobkörnige Sand liefert die höchsten Festigkeiten.

Die Versuchsergebnisse lassen also den großen Einfluß der Kornzusammensetzung auf die Mörtel- bezw. Betonfestigkeit deutlich erkennen.

Wenn man auch schon früher die Bedeutung der Zuschlagstoffe für die Mörtel- und Betonbereitung erkannt und gewußt hat, daß der gemischtkörnige Zuschlagstoff der für diesen Zweck geeignetste ist, hat man doch erst in neuerer Zeit der Frage der zweckmäßigen Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe erhöhte Beachtung geschenkt und sie durch planmäßige Forschungen zu klären versucht. Nach den vorliegenden Versuchsergebnissen läßt sich allgemein sagen, daß die verschiedenen Forscher im wesentlichen zu den gleichen Ergebnissen gelangt sind.

Dr. Herrmann[1]) hat auf Grund der Arbeiten von Bredtschneider und der Ergebnisse eigener Untersuchungen folgende Zusammensetzung von Sand und Kiessand als besonders geeignet gefunden:

Körnung in mm	Sand in %	Kiessand in %
0,0 bis 0,2	15	5
0,2 „ 0,6	35	10
0,6 „ 2,0	50	15
2,0 „ 7,0	—	30
> 7,0	—	40

In Amerika haben sich neben vielen anderen besonders Fuller und Thompson[2]) mit der Untersuchnng von Zuschlagstoffen beschäftigt und kommen auf Grund der Ergebnisse zu dem Schluß, daß die zweckmäßigste Kornzusammensetzung des Betons erzielt ist, wenn der Rauminhalt des Gemisches aus Zement, Sand und Wasser so groß ist, daß er die Hohlräume zwischen den groben Stücken eben noch vollkommen ausfüllt. Die Zusammensetzung des Gemisches aus Zement, Sand und grobem Zuschlag wird als die beste angesehen, wenn sie dem Verlaufe der Schaulinie in Abb. 7 entspricht, d. h. wenn die Gesamtheit der Körner bis zu $^1/_{10}$ des Durchmessers der größten Körnung durch eine Ellipse o—a, die gröberen Körner durch die Gerade a—b begrenzt werden. Die Kornzusammensetzung nach Fuller verschiebt sich jeweils mit der maximalen Korngröße derart, daß die Schaulinie bei $^1/_{10}$ dieser Korngröße durch die Ordinate 31,2 % geht. Bis zu diesem Punkt ist die Linie eine Ellipse, im weiteren Verlauf mit zunehmender Korngröße eine Gerade. Z. B. muß bei einer Höchstkorngröße von 20 mm in dem Betongemisch die Körnung 0 bis 2 mm, für eine Höchstkorngröße von 25 mm die Korngröße 0 bis 2,5 mm und für eine Höchstkorngröße von 40 mm die Körnung 0 bis 4 mm mit 31,2 vertreten sein. Die Betongemische für diese drei Höchstkorngrößen würden

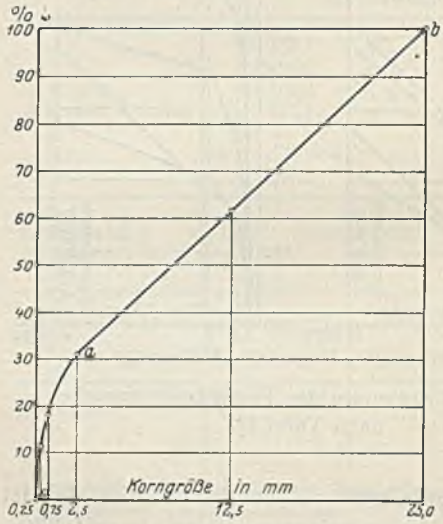


Abb. 7. Siebkurve nach Fuller. (Summe der Durchgänge durch die Siebe.)

[1]) Dr. P. Herrmann, Über Beton zum Unterbau von Asphaltstraßen. B.-I. 1923, Heft 1, S. 18.

[2]) Fuller u. Thompson, Eng. News 1907, Bd. 57, S. 599 u. f.; Eng. Rec. 1907, Bd. 5, S. 580 u. f.; Proceedings 1907, S. 222 u. f.; ferner Wig, Williams u. Gates, Technologic Paper 28 des Bureau of Standards, 1921; ferner Talbot, Eng. News Rec. 1921, Bd. 87, S. 147 u. f.; American Society for Testing Materials 1921; sowie Abrams u. Walker, Quantities of Materials for Concrete, Bulletin 9, 1921.

sich dann entsprechend dem Verlauf der Schaulinie aus folgenden Körnungen zusammensetzen:

Höchstkorn in mm	Körnung in mm			Kornzusammensetzung in %	
20	0,00	bis	0,20	11	31 (31,2)
	0,20	„	0,60	7	
	0,60	„	2,00	13	
	2,00	„	10,00	31	
	10,00	„	20,00	38	
25	0,00	„	0,25	11	31 (31,2)
	0.25	„	0,75	7	
	0,75	„	2,50	13	
	2,50	„	12,50	31	
	12,50	„	25,00	38	
40	0,00	„	0,40	11	31 (31,2)
	0,40	„	1,20	7	
	1,20	„	4,00	13	
	4,00	„	20,00	31	
	20,00	„	40,00	38	

Der Festpunkt 31,2 gilt nur für rundkörnigen Zuschlagstoff (Kies). Für Splitt hat Fuller den Festpunkt 37,7 aufgestellt. Beton mit Splittzusatz muß also mehr Feines enthalten als solcher mit Kieszusatz.

Graf[1]) geht von dem Standpunkt aus, daß nur von dem Mörtel im Beton dessen Festigkeit abhängig sei, und will nach der Kornzusammensetzung des trocknen Gemenges aus Zement und Sand (0 bis 7 mm Korn) die Güte des Zuschlages beurteilt wissen. Auf Grund dahingehender Versuche empfiehlt er als zweckmäßige Zusammensetzung des Zement-Sand-Gemenges folgende:

Durchgang durch das 900-Maschen-Sieb (Körnung 0 bis 0,2 mm) . . . . 25 %
„ „ „ Sieb von 1 mm Lochweite (Körnung 0,2 bis 1 mm) 35 %
„ „ „ „ „ 3 „ „ (Körnung 1 bis 3 mm) . 65 %

Das Gemenge würde demnach, da die Körnung des Sandes zwischen 0 und 7 mm gedacht ist, bestehen aus:

25 %	Körnung	0,0	bis 0,5	mm
10 %	„	0,2	„ 1,0	„
30 %	„	1,0	„ 3,0	„
35 %	„	3,0	„ 7,0	„

Nimmt man den Zementgehalt des Gemenges zu etwa 23 % an[2]), so ergibt sich für den Sand allein folgende Kornzusammensetzung:

Körnung	0,0	bis 0,2	mm	2 %
„	0,2	„ 1,0	„	13 %
„	1,0	„ 3,0	„	40 %
„	3,0	„ 7,0	„	45 %

[1]) O. Graf, Der Aufbau des Mörtels im Beton. Berlin 1923.

[2]) Diese Annahme ist wohl gerechtfertigt, weil bei Zugrundelegung von etwa 25 % Zementgehalt überhaupt kein feines Korn des Sandes (unter 0,2 mm) vorhanden sein mußte, jeder Sand bezw. Kiessand aber Körner von dieser Feinheit in geringerer oder größerer Menge enthält. Von 150 im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem geprüften Zuschlagstoffen hatten nur 20, d. h. 13 % einen Gehalt an feinem Korn zwischen 0 bis 2 mm. In 16 % der Fälle lag dieser Gehalt zwischen 2 und 4 %, in 13 % zwischen 4 und 6 %, in 18 % zwischen 6 und 10 %, in 21 % zwischen 10 und 20 %, in 16 % zwischen 20 und 30 % und in 3 % der Fälle zwischen 30 und 50 %. Einige Zuschlagstoffe enthielten über 50 % und einer (Dünensand) sogar 80 % Feinkorn (0 bis 2 mm).

Die Kornzusammensetzung des Gemenges aus Zement und Sand, sowie die des Sandes allein sind in Abb. 8 veranschaulicht, und zwar stellt Linie $a—b—c—d$ die Kornzusammensetzung des Gemenges und Linie $a—d$ die des Sandes allein dar.

Die Grafsche Linie setzt voraus, daß erstens der Sand aus der Körnung 0 bis 7 mm besteht, zweitens das Zement-Sand-Gemenge trocken ist und drittens der Mörtel das Bindemittel des Betons bildet, d. h. die Körner bezw. Steine des groben Zuschlages umhüllt und dessen Hohlräume ausfüllt. Alle drei Voraussetzungen treffen nicht zu; denn erstens ist unter Sand nach den neuen Betonbestimmungen die Körnung 0 bis 5 verstanden, zweitens ist das Zement - Sand - Gemenge in den seltensten Fällen trocken, da fast alle Sande mehr oder weniger feucht sind, und drittens ist der verarbeitete Beton kein Gebilde aus Mörtel und grobem Zuschlag, da er nicht in der Weise hergestellt wird, daß zunächst der Mörtel bereitet und dieser mit dem groben Zuschlag gemischt wird; vielmehr erfolgt die Betonbereitung auf der Baustelle derart, daß die Einzelstoffe, Zement, Sand, Kies usw., einfach zusammengeschüttet und miteinander vermischt werden. Der Zement bildet also nicht das Bindemittel des Sandes allein, sondern des gesamten Zuschlages. (Näheres hierüber im Abschnitt: Einfluß der Art der Verarbeitung.)

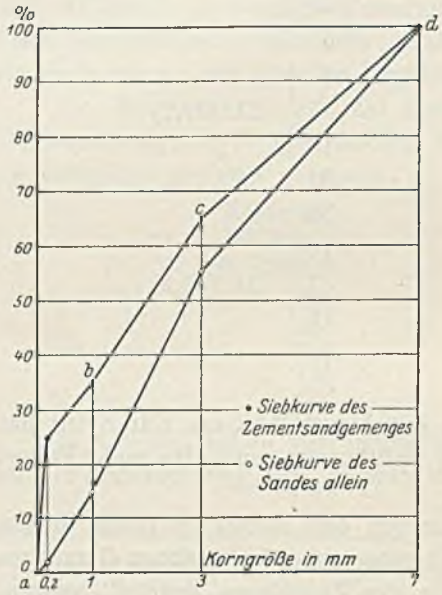


Abb. 8. Siebkurve nach Graf. (Summe der Durchgänge durch die Siebe.)

Die Grafsche Linie hätte daher mehr Wert, wenn sie nicht das gesamte Zement-Sand-Gemenge einbegriffe, sondern sich nur wie die Herrmannsche Linie auf den Zuschlag allein bezöge. Damit wäre letzterer auch genauer bestimmt, während seine Kornzusammensetzung in dem Zement-Sand-Gemenge je nach der Höhe des Zementanteils wechselt.

Um über das Verhalten von Sanden in der von Herrmann und Graf empfohlenen Zusammensetzung gegenüber Sanden anderer Kornzusammensetzung hinsichtlich der Dichtigkeitsverhältnisse und Mörtelfestigkeit Aufschluß zu gewinnen, wurden im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem folgende Versuche ausgeführt.

Aus ein und demselben Rohstoff (einem reinen Quarzkiessand) wurden durch Absieben vier Sande (von 0 bis 7 mm Korn) hergestellt, und zwar je ein Sand (Sand I und II) nach der Herrmannschen[1]) und Grafschen Linie und zwei Sande in der Kornzusammensetzung von im Amt geprüften und hierbei als in ihren Dichtigkeitsverhältnissen günstig befundenen Natursanden. Sie wurden deshalb in Vergleich gestellt, weil sie im Gegensatz zu den Herrmannschen und Grafschen Sanden verhältnismäßig viel feines Korn enthielten, von der Erwägung ausgehend, daß die meisten in der Natur vorkommenden Sande bezw. Kiessande feines Korn (einschl. Abschlämmbares) in mehr oder minder großen Mengen enthalten.

[1]) Die Kornzusammensetzung des Sandes nach der Herrmannschen Linie wurde in der Weise berechnet, daß unter Ausschaltung des 40% betragenden Anteils an grobem Korn (über 7 mm) im Kiessand die Kornzusammensetzung des eigentlichen Sandes (bis 7 mm Korn) auf 100 Teile umgerechnet wurde. Die Zusammensetzung des bleibenden 7-mm-Sandes ergab sich dann wie folgt:
8% 0 bis 2 mm Korn, 17% 0,2 bis 0,6 mm Korn, 25% 0,6 bis 2 mm Korn, 50% 2 bis 7 mm Korn.

Die Sande wurden auf Gewichts- und Dichtigkeitsverhältnisse sowie auf Mörtelfestigkeit in der Mischung 3 : 1 (nach Gewichtsteilen) mit Portlandzement geprüft. Bestimmt wurde die Zug- und Druckfestigkeit nach 7 Tagen Wasserlagerung und 28 Tagen kombinierter Lagerung.

Tafel 13. **Kornzusammensetzung, Gewichts- und Dichtigkeitsverhältnisse der Sande.** Mittelwerte aus je fünf Einzelversuchen.

Bezeichnung des Sandes	Kornzusammensetzung: Gehalt in % an Korn zwischen mm							Raumgewicht trocken in kg		Spezifisches Gewicht	Dichtigkeitsgrad	Undichtigkeitsgrad
	0–0,2	0,2–0,6	0,2–1	0,6–2	1–3	2–7	3–7	eingelaufen R_l	eingerüttelt R_r	s	$\frac{R_r}{s} = d$	$1 - d = n$
Sand I (nach Herrmann)	8	17	—	25	—	50	—	1,810	2,090	2,655	0,790	0,210
Sand II (nach Graf)	2	—	13	—	40	—	45	1,700	2,010		0,760	0,240
Sand III	8	35	—	0,6–3 = 42		—	15	1,770	2,030		0,770	0,230
Sand IV	12	20	—	0,6–3 = 50		—	18	1,820	2,100		0,790	0,210

Tafel 14. **Ergebnisse der Festigkeitsversuche mit Mörtelproben 1 : 3 (nach Gewichtsteilen)*).** Mittelwerte aus fünf bezw. sechs Einzelversuchen.

Bezeichnung des Sandes	Wasserzusatz	Zugfestigkeit nach 7 Tagen Wasserlagerung	Druckfestigkeit nach 7 Tagen Wasserlagerung	Zugfestigkeit nach 28 Tagen kombinierter Lagerung	Druckfestigkeit nach 28 Tagen kombinierter Lagerung	Verhältnis Zug : Druck für 7 Tage	Verhältnis Zug : Druck für 28 Tage
	%	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²		
Sand I . .	6,0	41,3 (142)	558 (195)	[2,414] 60,3 (139)	[2,389] 671 (163)	$\frac{1}{13,5}$	$\frac{1}{11,1}$
Sand II . .		40,1 (138)	591 (207)	[2,429] 58,1 (134)	[2,400] 692 (168)	$\frac{1}{14,7}$	$\frac{1}{11,9}$
Sand III . .		38,4 (133)	527 (184)	[2,386] 57,4 (132)	[2,372] 685 (166)	$\frac{1}{13,7}$	$\frac{1}{11,9}$
Sand IV . .		39,4 (136)	538 (188)	[2,386] 61,0 (140)	[2,372] 677 (164)	$\frac{1}{13,7}$	$\frac{1}{11,1}$
Normensand	8,25	29,0 (100)	286 (100)	[2,314] 43,5 (100)	[2,273] 412 (100)	$\frac{1}{9,9}$	$\frac{1}{9,5}$

*) Die in eckigen Klammern [ ] stehenden Zahlen sind die mittleren Raumgewichte der Probekörper, die in runden Klammern ( ) stehenden bedeuten die Verhältniszahlen; die Festigkeit des Mörtels aus Normensand = 100 gesetzt.

Wie aus Tafel 13 und Abb. 9 ersichtlich, sind die Sande I und IV ihrem Dichtigkeitsgrad nach die günstigsten. Ihr Gehalt an Hohlräumen beträgt 21 %. Hierauf folgt Sand III mit 23% und dann Sand II mit 24% Hohlräumen. Hiernach wäre der Sand nach der Grafschen Linie hinsichtlich seines Dichtigkeitsgrades der ungünstigste.

Nach den Ergebnissen der Festigkeitsversuche (Tafel 14 und Abb. 10) liefern alle vier Sande nahezu gleiche Zugfestigkeit. Die vorhandenen Unterschiede sind unwesentlich,

namentlich wenn man bedenkt, daß der Zugversuch mehr oder weniger unzuverlässig ist. Hinsichtlich der Druckfestigkeit verhält sich im Gegensatz zu dem Ergebnis der Hohlraumbestimmung der Sand II (nach Graf) am günstigsten. Dann folgen, wenn man nur die 28-Tage-Festigkeiten in Betracht zieht, die Sande III, IV und I. Im ganzen betrachtet, sind aber auch die Unterschiede in den Druckfestigkeitswerten verhältnismäßig gering. Hieraus ist zu ersehen, daß auch Sande von anderer Kornzusammensetzung als der nach Herrmann und Graf hohe Mörtel- und Betonfestigkeiten liefern können. Weiter beweist der vorliegende Prüfungsbefund, daß, was auch schon aus

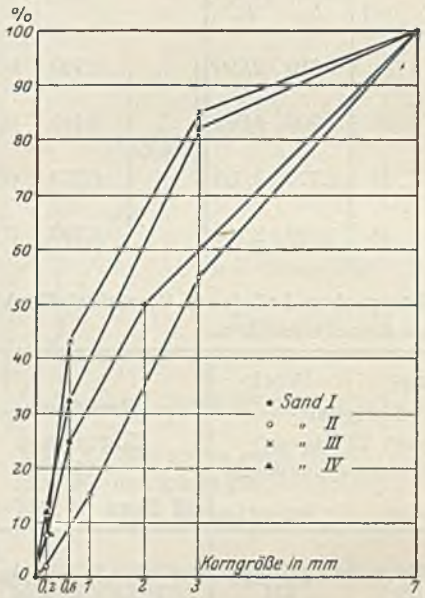


Abb. 9. Kornzusammensetzung der Sande nach Tafel 13. (Summe der Durchgänge durch die Siebe.)

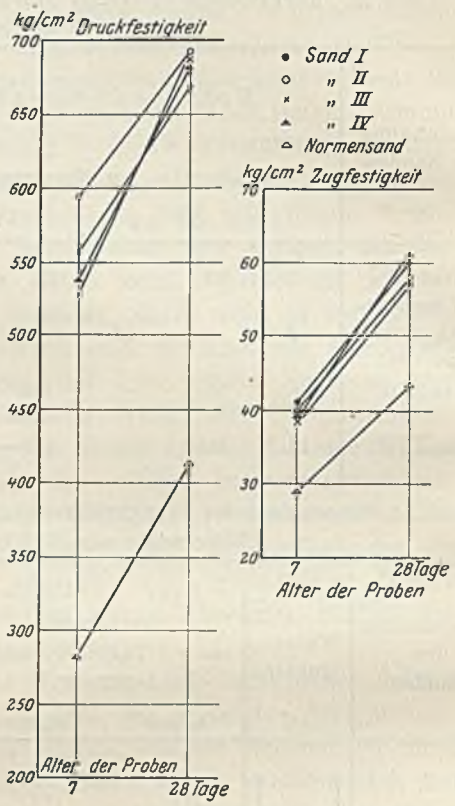


Abb. 10. Ergebnisse der Festigkeitsversuche nach Tafel 14.

weiter vor besprochenen Versuchen hervorgeht, ein hoher Dichtigkeitsgrad mit entscheidend für günstige Mörtel- oder Betonfestigkeit ist. Die geringere Mörtelfestigkeit der Sande I, III und IV ist auf den höheren Gehalt an feinem Korn zurückzuführen.

Der Vergleich der Mörtelfestigkeit der vier Sande mit der des Normensandes läßt deutlich den großen Einfluß der Kornzusammensetzung auf die Mörtel-, also auch auf die Betonfestigkeit erkennen. Der Mörtel aus Normensand liefert wesentlich geringere Festigkeiten als die Mörtel aus den übrigen Sanden, die allerdings, wie hier hervorgehoben werden muß, in ihrer Kornzusammensetzung als besonders günstige und daher vorzügliche Sande anzusehen sind. Der Grad der Festigkeitsveränderung gegenüber dem des Normensandmörtels ist aus den Verhältniszahlen in Tafel 14 ersichtlich. Hiernach ergibt der Normensand bei 28 Tagen um 32 bis 40 % geringere Zugfestigkeiten und um 63 bis 68 % geringere Druckfestigkeiten als die anderen Sande.

So wünschenswert an sich nun die Verwendung eines Sandes mit möglichst günstiger Kornzusammensetzung ist, wird man doch in der Praxis, wenn nur ein Zuschlagstoff mit ungünstiger Kornzusammensetzung zur Verfügung steht und große

Mengen Beton verarbeitet werden sollen, z. B. bei Schleusen, Talsperren usw., kaum zu dem Mittel greifen, aus dem Zuschlagstoff drei oder gar vier Körnungen herauszusieben, diese in dem vorgeschriebenen Mengenverhältnis abzuwiegen und miteinander zu vermischen. Diese Arbeit würde einen Kostenaufwand erfordern, der in keinem Verhältnis zu dem gewünschten Erfolge stehen würde. Man wird sich in solchen Fällen damit begnügen, entweder den Zuschlagstoff durch Zusatz geeigneter Körnungen (Steinmehl, Grus oder Splitt) zu verbessern oder fettere Mischungen zu verwenden.

Die Bestimmung der Kornzusammensetzung von Zuschlagstoffen geschieht durch Sieben des Zuschlagstoffes und Zerlegung des Haufwerkes nach den verschiedenen Korngrößen. Im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem sind zur Zerlegung der feinen Körner Siebe mit 900, 576, 400, 121, 64, 16, 9, 4 Maschen auf 1 cm^2 und für die Absiebung des groben Kornes solche mit 7, 10, 15, 25, 40 und 60 mm Lochdurchmesser im Gebrauch. Bei der Prüfung bringt man eine bestimmte Menge Zuschlagstoff zunächst auf das feinste anzuwendende Sieb und siebt das feinste Korn vollständig ab. Der verbleibende Rückstand wird gewogen und auf das nächst gröbere Sieb gebracht usw. Man ermittelt auf diese Weise zunächst die Gesamtrückstände auf jedem einzelnen Siebe und berechnet aus der Differenz je zweier aufeinander folgender Rückstände den Rückstand zwischen je zwei Sieben. Zur besseren Veranschaulichung werden die letzteren Werte zeichnerisch dargestellt.

d) Chemische Beschaffenheit.

Die chemische Beschaffenheit der Zuschlagstoffe ist insofern von Einfluß auf die Eigenschaften des daraus hergestellten Mörtels oder Betons, als von ihr der Grad der Verkittung zwischen Zuschlagstoff und Bindemittel und damit der Zusammenhang des Ganzen abhängig ist.

In dieser Beziehung ist der Gehalt des Zuschlagstoffes an erdigen bezw. lehmigen oder tonigen Bestandteilen besonders wichtig. Es ist bekannt und durch Versuche nachgewiesen, daß diese Bestandteile unter Umständen das Haften des Bindemittels an den Körnern und damit die Verkittung der Körner untereinander ungünstig beeinflussen. Es ist jedoch hinsichtlich der ungünstigen Wirkungen nicht einerlei, ob diese Stoffe fest an den Körper haften oder ob sie nur lose im Zuschlagstoff vorhanden sind. Nur im ersteren Falle ist ungünstige Beeinflussung zu befürchten und Waschen der Zuschlagstoffe geboten.

Inwieweit in den einzelnen Fällen solche erdigen Beimengungen auf die Erhärtung des Mörtels oder Betons schädlich wirken, kann nur durch planmäßige Versuche (Festigkeitsversuche) ermittelt werden.

Sollen lehmhaltige Zuschlagstoffe auf ihre Brauchbarkeit zur Betonbereitung geprüft werden, so müssen sie im Urzustande (grubenfeucht) und nicht etwa getrocknet verarbeitet werden; denn nach Versuchen von Grün[1]) gelangt man bei Verwendung von getrockneten Stoffen zu unzuverlässigen Ergebnissen, da durch das Trocknen die schädlichen Bestandteile des Lehmes zerstört und günstigere Ergebnisse (höhere Festigkeiten) gewonnen werden, als sie die ungetrockneten Stoffe liefern würden.

Die Bestimmung des Gehalts an erdigen Bestandteilen geschieht in der Weise, daß eine abgewogene Menge getrockneten Materials so lange mit Wasser behandelt (abgeschlämmt) wird, bis das Wasser klar abläuft. Hierbei ist jedoch darauf zu achten, daß die feinen Sand- und sonstigen Steinteilchen nicht mit fortgespült werden.

[1]) R. Grün, Über die Einwirkung von Verunreinigungen im Sand auf die Betonfestigkeit. Ztrlbl. d. Bauv. 1924, S. 4. — S. a. „Einflüsse auf Beton". Unter Mitarbeit von Dr. F. Hundeshagen und Prof. Otto Graf herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel. Neubearbeitete Auflage. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Schädlich auf die Festigkeit des Betons wirken auch humus- oder torfartige Stoffe ein, weil die Humussäuren mit dem Kalk des Zementes weiche Kalkhumusseifen bilden, die die Erhärtung behindern. Ähnlich wirken auch kohlige, halb verbrannte Stoffe, die sich zuweilen im Flußkies vorfinden und von den Betriebsrückständen der Dampfschiffe herrühren. Auch das in manchen Sanden vorkommende Schwefeleisen ist von nachteiligem Einfluß auf die Erhärtung.

Wenig oder gar nicht verwendbar zur Betonbereitung ist solcher Ziegelsteinschlag, der große Mengen an löslichen (auswitterbaren) Salzen oder Ätzkalk in Stückform enthält. Erstere sind zwar für die Erhärtung des Mörtels oder Betons nicht schädlich, wittern aber aus, sobald der Beton trocknet, und beeinträchtigen sein Aussehen. Die Ätzkalkstückchen dagegen löschen durch Wasseraufnahme allmählich ab und können, indem sie hierbei ihren Rauminhalt vergrößern, zu Absprengungen Anlaß geben.

Hochofenschlacke, und zwar sowohl die Hochofenstückschlacke, die durch langsames Erstarren der beim Eisenhüttenbetriebe abfallenden heißen flüssigen Schlacke gewonnen wird — auch Block- und Klotzschlacke genannt —, wie auch der Schlackensand, der durch schnelles Abkühlen der Schlacke (Einlaufenlassen in Wasser oder Zerstäuben mittels Luft oder Dampfstrahl) erhalten wird, sind im allgemeinen zur Mörtel- und Betonbereitung geeignet. Nur Schlacken, die zum Zerfall neigen, eine Eigenschaft, die allerdings nur unter bestimmten Bedingungen und auch nur bei frischen Schlacken vorkommt, und solche mit übermäßig hohem Kalk- und Gipsgehalt sind von der Ver-

Tafel 15. **Ergebnisse der Prüfung von Betonmischungen aus Schlackenfein und -schotter auf Druckfestigkeit.**

Mittelwerte aus je drei Einzelversuchen.

Druckproben: Würfel von 30 cm Kantenlänge; gedrückte Fläche = 900 cm².

Mischung Rtl.	1 Portlandzement + 2 Schlackenfein (0 bis 7 mm Korn) + 3 Schlackenschotter (7 bis 40 mm Korn) (weich angemacht)								1 Portlandzement + 5 Schlackenfein (0 bis 7 mm Korn) + 8 Schlackenschotter (7 bis 40 mm Korn) (erdfeucht angemacht)							
Art der Lagerung	Wasser				Luft				Wasser				Luft			
Bezeichnung der Zuschlagstoffe	Mittlere Druckfestigkeit in kg/cm² nach															
	28 Tagen	6 Monat.	1 Jahr	3 Jahren	28 Tagen	6 Monat.	1 Jahr	3 Jahren	28 Tagen	6 Monat.	1 Jahr	3 Jahren	28 Tagen	6 Monat.	1 Jahr	3 Jahren
Schlacke A	247	353	390	456	249	311	364	392	148	183	199	196	147	189	208	217
„ Pz	217	315	371	438	237	272	335	374	135	206	253	355	155	227	238	284
„ Bz	272	393	440	504	277	353	418	521	157	214	246	299	165	221	263	332
„ B	307	437	534	591	340	432	528	577	191	207	244	307	196	236	285	335
„ G	288	418	514	578	294	386	469	545	148	241	269	362	170	255	264	353
„ R	300	379	459	566	284	370	459	529	128	191	193	216	135	198	227	274
„ J	331	438	484	546	337	415	516	567	138	193	197	240	167	222	242	281
„ F	296	407	456	553	317	426	469	557	161	208	215	247	179	205	238	299
Mittel	282	393	456	529	292	371	445	508	151	205	227	278	164	219	246	297
Rheinkiesmischung*)	266	395	411	503	270	343	367	417	109	192	159	2½ Jahre alt 179	124	161	175	2½ Jahre alt 197

*) Die Rheinkiesmischung bestand ebenso wie die Schlackenmischung aus Sand von 0 bis 7 mm Korn und Kies von 7 bis 40 mm Korn.

wendung auszuschließen, desgleichen sogenannte Rohgangschlacke[1]) (leicht erkennbar an ihrer schwarzen Färbung und ihrem hohen spezifischen Gewicht).

Die Hochofenschlacken bestehen ebenso wie Zementklinker in der Hauptsache aus Kalk- und Tonerdesilikaten und unterscheiden sich voneinander im wesentlichen nur im Gehalt an Kalk, Kieselsäure und Tonerde. Die kalkreichen Schlacken nennt man basische und die kieselsäurereichen saure Schlacken. Hochofenstückschlacken sind vorwiegend saure, granulierte Schlacken (Schlackensand) basischer Natur.

Im Auftrage des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem ausgeführte umfangreiche Versuche[2]) mit Stückschlacke haben deren Verwendbarkeit zur Betonbereitung einwandfrei bewiesen. In Tafel 15 sind die Ergebnisse einiger dieser Versuche, die über die Druckfestigkeit von Betonmischungen aus Hochofenschlacken verschiedener Herkunft im Vergleich mit Rheinkies Aufschluß geben, verzeichnet. Hiernach haben im Durchschnitt die Betonmischungen

Tafel 16. Ergebnisse der Prüfung von Betonmischungen aus Schlackensand bezw. Natursand und Kies auf Druckfestigkeit.

Mittelwerte aus je drei Einzelversuchen.

Druckproben: Würfel von 20 cm Kantenlänge; gedrückte Fläche = 400 cm².

Art der Lagerung			Wasserlagerung: 1 Tag an der Luft, die übrige Zeit unter Wasser			Luftlagerung: an der Luft im Freien, vom 2. bis 7. Tage täglich einmal angefeuchtet		
Sandart*)	Mischungsverhältnis Rtl.**)	Wasserzusatz***) %	Mittlere Druckfestigkeit in kg/cm² nach 28 Tagen	6 Monaten	1 Jahr	28 Tagen	6 Monaten	1 Jahr
Schlackensand I (leicht)	1:2:3	13,2	162	253	265	171	222	238
	1:3:5	12,6	129	208	218	118	152	173
	1:5:8	10,8	128	178	182	98	125	138
Schlackensand II (leicht)	1:2:3	11,7	206	356	382	193	242	256
	1:3:5	10,6	149	260	264	135	168	171
	1:5:8	9,1	137	221	220	110	146	148
Schlackensand III (schwer)	1:2:3	8,5	305	471	493	279	354	376
	1:3:5	7,3	199	328	335	189	237	270
	1:5:8	6,8	144	191	211	111	134	155
Schlackensand IV (schwer)	1:2:3	8,5	285	401	455	255	336	365
	1:3:5	7,3	197	280	327	180	260	288
	1:5:8	6,8	155	231	248	131	177	221
Natursand†) . . .	1:3:5	7,2	180	279	280	131	198	227

*) Das Raum- (Liter-) Gewicht einzeln betrug im Mittel
für Sand I = 0,600 kg/l
„ „ II = 0,500 „
„ „ III = 0,940 „
„ „ IV = 1,100 „

**) Der verwendete grobe Zuschlag war Naturkies.

***) Der Wasserzusatz war so bemessen, daß der Beton weiche Beschaffenheit hatte.

†) Die Festigkeitswerte dieser Mischung dienen zum Vergleich mit denen der entsprechenden Mischung (1:3:5) aus Schlackensand.

[2]) Rohgangschlacke fällt im Betriebe nur selten und dann nur in geringen Mengen ab.

[1]) H. Burchartz u. O. Bauer, Versuche mit Hochofenschlacke. Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. Berlin-Dahlem 1916, Heft 4 u. 5, S. 158 u. f. — H. Burchartz, Versuche mit Hochofenschlacke. Mitt. a. d. St. M.-Pr.-A. 1920, Heft 2 u. 3, S. 149 u. f.

aus Hochofenstückschlacke höhere Festigkeiten geliefert als die aus dem als gutem Betonmaterial bekannten Rheinkies.

Weitere im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem mit Schlackensand ausgeführte Versuche[1]) haben die Eignung dieses Materials zur Bereitung von Beton und Eisenbeton dargetan. Die Versuche erstreckten sich auf zwei Sorten leichten, zwei Sorten schweren Schlackensand und einen Natursand (Quarzsand).

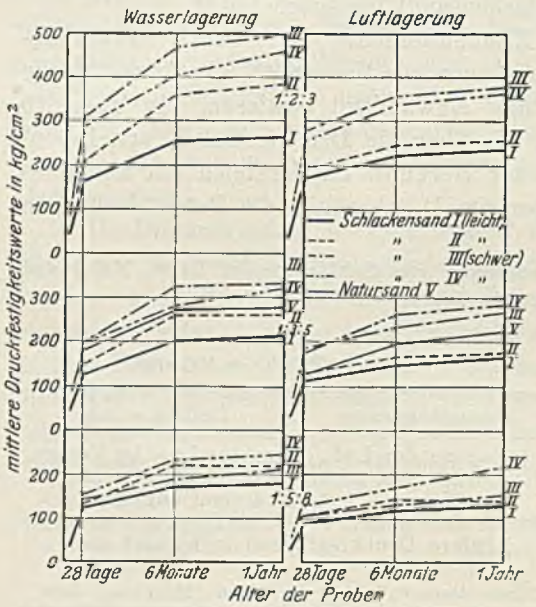


Abb. 11. Darstellung der mittleren Druckfestigkeitswerte nach Tafel 16.

Die gewonnenen Ergebnisse (Druckfestigkeitswerte) sind in vorstehender Tafel 16 (Abb. 11) wiedergegeben. Die in Beton der Mischung 1 : 2 : 3 eingelegten Eisen waren auch in diesem Falle rostfrei geblieben. Hiernach ist die vielfach verbreitete Ansicht, daß Hochofenschlacke das Rosten von Eisen im Beton begünstigt, widerlegt.

Bei Verwendung von Rückständen verbrannter Kohle[2]) (Kohlenlösche, Koksasche, Kesselschlacke usw.) und der Müllverbrennung ist Vorsicht geboten. Sie können Kalk im gebrannten Zustande enthalten, der ebenso wie der Ätzkalk bei den Ziegelsteinen Wasser aufnimmt und treibt. Man tut deshalb gut, möglichst nur Schlacke zu verwenden, die einige Zeit gelagert hat, um die Gewißheit dafür zu haben, daß etwaiger Kalk in der Schlacke bereits abgelöscht ist, oder man muß die frische Schlacke vor der Verarbeitung mit Wasser übergießen und so etwa vorhandenen Ätzkalk ablöschen und unschädlich machen. Auch das Vorhandensein zu großer Mengen Schwefelsäure und feiner pulveriger (abschlämmbarer) Bestandteile macht diese Materialien mehr oder weniger ungeeignet[3]).

Glimmerreicher Sand oder solcher aus glimmerreichen Gesteinen sind für Mörtel- oder Betonzwecke wenig oder gar nicht brauchbar.

Viele Zuschlagstoffe enthalten Kieselsäure in aufgeschlossener Form, die fähig ist, bei Gegenwart von Kalk ein hydraulisches Bindemittel zu bilden, und aus diesem Grunde sogar zur besseren Erhärtung beiträgt. Solche Zuschlagstoffe sind: Bimssand, Vulkansand, Schlackensand usw.

Besonders günstig auf die Erhärtung und damit auf die Festigkeit von Zementmörtel und -beton wirkt der Zusatz von Traß, den man zwar nicht als Zuschlagstoff wie Sand, sondern zur Erreichung besonderer Eigenschaften (größere Festigkeit, Wasserundurchlässigkeit usw.) dem Mörtel oder Beton beizumischen pflegt. Durch langjährige Erfahrungen, die durch die Ergebnisse zahlreicher Versuche bestätigt sind, ist die vorteilhafte Wirkung eines Traßzusatzes auf Zementmörtel und -beton festgestellt worden.

[1]) H. Burchartz, Schlackensand als Zuschlagstoff für Beton und Eisenbeton. St. u. E., 44. Jahrg., Nr. 23, S. 650.
[2]) R. Grün, Schlacke als Betonzuschlag. Zement 1918, Nr. 38, S. 441.
[3]) Nach den Bestimmungen des D. Aussch. f. Eisenbeton sind Kessel- oder Lokomotivschlacken, Müllverbrennungsrückstände u. dergl., die als Zuschlag zum Beton verwendet werden sollen, vorher zu prüfen, ob sie sich dazu eignen.

Dr. Calamé[1]) führte vergleichende Festigkeitsversuche mit Mörtel ohne und mit Traßzusatz aus, deren Ergebnisse den festigkeitsfördernden Einfluß des Traßzusatzes erkennen ließen, und fand u. a., daß es nicht zweckmäßig sei, über das Mischungsverhältnis 1 Portlandzement + 0,8 Traß hinauszugehen.

Zu ähnlichen Schlüssen gelangte auch Dr. Herrmann[2]), der gleichfalls planmäßige Versuche über die Wirkung von Traß in Mischung mit Portlandzement durchgeführt hat.

Nach Versuchen von Graf[3]) hat sich bei Zusatz von Traß teils eine Verringerung, teils eine Erhöhung der Festigkeit ergeben. Auf Grund der Ergebnisse weiterer Untersuchungen über den Einfluß des Zusatzes von Traß schließt Graf[4]), daß die festigkeitserhöhende Wirkung des Trasses im Zementbeton auf der Erhöhung des Raumgewichtes des Mörtels bezw. des Betons beruhe, von der Ansicht ausgehend, daß die Erhöhung des Raumgewichtes eine Verdichtung des Betons bedeute. Bei fettem Beton träte keine Verdichtung ein, vielmehr führe hier der Traß zur Verminderung der Festigkeit.

Tafel 17. **Ergebnisse der Festigkeitsversuche mit Zementmörtel ohne und mit Traßzusatz.** Mittelwerte aus je fünf Einzelversuchen.

Mischung in Raumteilen			Wasserzusatz	Zugfestigkeit kg/cm² nach				Druckfestigkeit kg/cm² nach			
Zement	Traß	Sand	%	28 Tagen	3 Monaten	6 Monaten	1 Jahr	28 Tagen	3 Monaten	6 Monaten	1 Jahr
Portlandzement											
1	0,0	3	7,0	29,9	28,0	33,3	33,8	241	303	328	397
1	0,1	3	7,0	31,9	36,0	38,0	37,0	280	382	382	435
1	0,25	3	7,2	37,2	41,3	42,8	41,8	321	404	398	473
1	0,5	3	7,5	40,3	43,6	41,9	48,8	346	425	415	476
1	0,75	3	7,8	42,3	46,6	46,1	50,5	306	366	406	443
Eisenportlandzement											
1	0,0	3	7,0	30,6	38,0	41,5	36,0	257	326	406	444
1	0,1	3	6,7	31,0	45,2	43,4	45,1	239	303	373	422
1	0,25	3	7,0	38,2	45,3	47,4	50,1	258	370	387	464
1	0,5	3	7,3	41,0	48,7	47,3	49,2	280	410	476	487
1	0,75	3	7,6	39,9	46,7	52,3	50,1	228	352	425	472
Hochofenzement											
1	0,0	3	7,5	22,1	22,4	22,9	28,6	187	221	231	249
1	0,1	3	7,3	20,7	25,4	23,9	29,8	181	221	239	248
1	0,25	3	7,5	21,3	23,9	24,2	28,8	188	217	231	251
1	0,5	3	7,8	21,0	28,6	25,7	32,9	180	214	227	250
1	0,75	3	8,0	15,6	19,9	22,0	26,9	155	186	207	227

Versuche von Burchartz[5]) haben andrerseits einwandfrei bewiesen, daß die festigkeitssteigernde Wirkung eines Traßzusatzes in erster Linie auf chemischen Vorgängen beruht. Einige Ergebnisse der Burchartzschen Versuche sind in Tafel 17 wiedergegeben. Aus ihnen geht ohne weiteres hervor, daß der Zusatz von Traß, wenn

[1]) Dr. Calamé, Einige Versuche mit Portlandzement, Traßmörtel und mit Ersatzstoffen für Traß. D. Bztg., Zementbeilage 1918, Nr. 1 u. 2.

[2]) P. Herrmann, Über die Wirkung von Traß in Mischung mit Portlandzement. D. Bztg., Zementbeilage 1923, Nr. 5.

[3]) O. Graf, Versuche zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Betonkörpern mit und ohne Traß. D. Aussch. f. Eisenbeton, Heft 43. Berlin 1920. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[4]) O. Graf, Versuche über den Einfluß von Traßmehl und anderen Steinmehlen im Zement, Mörtel und Beton. Mitt. über Forschungsarbeiten, Jahrg. 1922, Heft 261. Berlin 1921. Verlag des Vereins Deutscher Ingenieure.

[5]) H. Burchartz, Traß als Ersatz für Zement und als Zusatz zu Zementmörtel. Zement 1923, Nr. 38 u. 45.

er eine gewisse Höhe nicht überschreitet, sowohl die Zug- wie die Druckfestigkeit von Mörtel bezw. Beton erhöht, und zwar am stärksten beim Portlandzement, weniger stark beim Eisenportlandzement und am wenigsten stark beim Hochofenzement, und ferner, daß der Zusatz von Traß die Festigkeit sowohl fetter wie magerer Mischungen verbessert.

Daß die Festigkeitszunahme infolge Traßzusatzes auf chemischen Vorgängen, und zwar auf der Wechselwirkung zwischen dem freien bezw. beim Erhärten freiwerdenden Kalk des Zementes und der löslichen Kieselsäure des Trasses zurückzuführen ist, beweist klar die Tatsache, daß Mischungen aus kalkreichem Zement durch Zusatz von Traß stärker in der Festigkeit gesteigert werden als solche aus kalkarmem Zement, und beweist auch ferner die Tatsache, daß bei Zusatz von Kalk zu Mischungen aus kalkarmen Zementen deren Erhärtung bezw. Festigkeit durch Traßzusatz günstiger beeinflußt wird als die aus kalkreichen Zementen.

Graf[1]) fand bei vergleichenden Festigkeitsversuchen mit Traß- bezw. Steinmehlzusatz, daß in einzelnen Fällen der Zusatz von Steinmehl ebenso günstig auf die Festigkeit wirkt wie Traß.

Demgegenüber hat Burchartz[2]) festgestellt, daß Steinmehl zwar bei erdfeucht angemachtem Mörtel bezw. Beton gleichfalls, wenn auch nicht in dem hohen Maße wie Traß, festigkeitssteigernd, bei weich angemachtem jedoch festigkeitsvermindernd wirkt, daß dagegen Traß auch die Festigkeit von weich angemachtem Beton noch erhöht.

Traß wirkt auch in physikalischer Hinsicht auf Beton ein, indem er zur Verdichtung bezw. Wasserundurchlässigkeit und aus diesem Grunde und außerdem, weil er den freien Kalk bindet, zur Erhöhung der Salzwasserbeständigkeit des Betons beiträgt[3]).

Traß kann natürlich seine günstigen Eigenschaften nur bei Mörtel oder Beton zur Entfaltung bringen, der genügend feucht ist oder dem ausreichende Feuchtigkeit zugeführt wird. Ihn für reinen Luftmörtel oder -beton zu verwenden, ist abwegig.

Nach den Deutschen Normen für Traß soll dieser folgende Eigenschaften aufweisen:

Der Gehalt an Hydratwasser soll mindestens 7% betragen. Auf dem 900-Maschen-Siebe darf er höchstens 15% Rückstand hinterlassen.

In der Normenmischung 1 Gewtl. Traß + 0,8 Gewtl. Normenkalkpulver + 1,5 Gewtl. Normensand soll er nach 28 Tagen Erhärtung (3 Tage an der Luft, die übrige Zeit unter Wasser) mindestens 16 kg/cm² Zugfestigkeit und 120 kg/cm² Druckfestigkeit aufweisen.

Ähnlich wie Traß kann auch der sogenannte Si-Stoff günstig auf Dichte, Festigkeit und Salzwasserbeständigkeit von Beton einwirken.

ε) Festigkeit und physikalische Eigenschaften.

Die Verwendbarkeit der Zuschlagstoffe zur Mörtel- oder Betonbereitung ist auch abhängig von ihrer Festigkeit. In der Regel wird man verlangen müssen, daß die Eigenfestigkeit der Zuschlagstoffe mindestens so groß oder größer ist als die Festigkeit, die man für den aus ihnen hergestellten Mörtel oder Beton in Rücksicht auf dessen Verwendungszweck beanspruchen muß.

[1]) Siehe Bemerkung 4, S. 45.

[2]) H. Burchartz, Kann Traß durch Steinmehl ersetzt werden? Zement 1925, Nr. 15 u. 16.

[3]) R. Grün, Der Traßzusatz zur Erhöhung der Salzwasserbeständigkeit des Betons. Zement 1921, S. 474; 1922, S. 149.

Für Beton jedoch, der hohe Festigkeit erlangen soll, wird man Zuschlagstoffe mit geringer Eigenfestigkeit, z. B. weiche Sandsteine und schwach gebrannte Ziegelsteine, nicht verarbeiten. Im übrigen besitzen die in der Regel zur Betonbereitung verwendeten Zuschlagstoffe so hohe Eigenfestigkeiten, daß sie unbedenklich und auch ohne Vorprüfung benutzt werden können.

Neben der Festigkeit muß man auch das Wasseraufnahmevermögen der Zuschlagstoffe berücksichtigen. Stoffe, die zu viel Wasser aufnehmen, wie poröse Ziegel und Sandsteine, sind ebenso wenig geeignet wie solche, die infolge ihrer glasigen Beschaffenheit, z. B. Trachyte und Laven, überhaupt kein Wasser aufsaugen und infolgedessen auch keine genügend feste Verkittung mit dem Bindemittel eingehen.

Von den Zuschlagstoffen muß man ferner selbstverständlich auch fordern, daß sie frost- und wetterbeständig sind. Bei der ausgedehnten Verwendung des Eisenbetons, namentlich auch im Innern von Gebäuden, ist es von besonderer Wichtigkeit, daß die Zuschlagstoffe im Feuer und beim Bespritzen im erhitzten Zustande mit Löschwasser genügend widerstandsfähig sind, obgleich meist infolge der Umhüllung der Kies- und Schotterstücke mit Zement eine weitgehende Widerstandsfähigkeit gegen Feuer- und Löschwasser gewährleistet wird. Sogar Kalksteinschotter, gegen den man früher mancherlei Bedenken bezüglich seiner Verwendbarkeit zu Betonbauten erhoben hat, ist, wie Versuche und praktische Erfahrungen einwandfrei erwiesen haben, sehr wohl zur Betonbereitung geeignet[1]).

III. Wasser.

Als Zuschlagstoff kann auch das zum Anmachen des Mörtels bezw. Betons verwendete Wasser angesehen werden. Seine Eigenschaften können auf das Abbinden und Erhärten des im Mörtel oder Beton enthaltenen Bindemittels von Einfluß sein. Bei der Wahl des Wassers muß man daher auf dessen Beschaffenheit Rücksicht nehmen. Geeignet sind im allgemeinen Leitungswasser, Brunnenwasser, Regenwasser sowie das Wasser aus nicht verunreinigten Gewässern (Flüsse, Seen, Talsperren). Zu vermeiden sind stark gipshaltige, kohlensäure- und salzhaltige Wässer, desgl. auch fett- und säurehaltige Abwässer aus Fabrikbetrieben.

An sich ist es einleuchtend, daß auch sonst nachteilig wirkende Wässer, als Anmachewässer benutzt, keinen erheblichen Schaden anrichten können, weil nur verhältnismäßig geringe Mengen Wasser zur Betonbereitung verwendet werden. Dies wird bestätigt durch die Ergebnisse umfangreicher Versuche, die Abrams[2]) über den Einfluß verschiedener Wässer auf die Erhärtung und Festigkeit von Beton angestellt hat. Als Anmachewasser verwendete Abrams säurehaltige Wässer, Abwässer von Gerbereien (Lohbrühe), Farbenfabriken, Ölraffinerien, Brauereien, Seifensiedereien, Gaswerken und Mälzereien, salzhaltige Wässer (Seewasser u. dergl.), Pumpwasser aus Gips- und Kohlebergwerken, besonders schmutzige Abwässer von Viehhöfen, Schlachthäusern usw. Keines der untersuchten Wässer übte einen merklich schädlichen Einfluß auf die Festigkeit des Betons aus, selbst nicht die Abwässer eines kleinen Flußlaufes, der derartig verunreinigt war, daß seine Oberfläche mit einer dicken Schmutz- und

[1]) M. Gary u. Siegemann, Die Verwertung der Abfälle aus den Kalksteinbrüchen der Kgl. Berginspektion Rüdersdorf in Kalkberge (Mark). Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1911, Ergänzungsheft I.

[2]) Duff. A. Abrams, „Tests of Impure Waters for Mixing Concrete". Structural Materials Research Laboratory. Lewis Institute Chicago, Bull. Nr. 12, Sept. 1924. — M. Gary, D. Aussch. f. Eisenbeton. Heft 49, S. 42 bis 44. Berlin 1922. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. S. a. B. u. E. 1925, Heft 7: Emperger, Die richtige Zusammensetzung des Betons; ebenda 1926, Heft 8: Saller, Neuere amerikanische Anschauungen über Betonherstellung; ebenda 1926, Heft 15: Kleinlogel, Amerikanische Betonkontrolle; ebenda 1926, Heft 3, 5, 6, 15: Die Gewährleistung der Güte der Ausführung.

Fettschicht bedeckt war. Schwache Kochsalzlösungen (bis zu 10% Kochsalzgehalt) ergaben eine geringe Festigkeitszunahme, stärkere dagegen Festigkeitsabnahme, die mit steigendem Kochsalzgehalt stetig fiel.

Im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem ausgeführte Versuche mit Betonmischungen, die mit Wässern angemacht waren, die bis zu 1600 mg/l Sulfatgehalt aufwiesen, ließen keinen schädlichen Einfluß des Anmachewassers auf die Festigkeit erkennen. Zu warnen ist jedoch ganz ausdrücklich vor Flüssigkeiten, die Zucker oder Zuckerlösungen enthalten, da diese, wie bereits oben erwähnt, selbst bei geringer Konzentration (schon bereits von 1% Zuckergehalt an) außerordentlich stark zerstörend wirken, und zwar sowohl auf Portlandzement wie Eisenportland- und Hochofenzement (S. 20).

C. Mörtel und Beton.

I. Begriffsfeststellung.

Werden Bindemittel, Zuschlagstoffe und Anmachewasser miteinander vermengt, so entsteht ein Gemisch, das man je nach der Kornzusammensetzung der verwendeten Zuschlagstoffe entweder Mörtel oder Beton zu nennen pflegt.

Im allgemeinen versteht man unter Mörtel Gemische aus Bindemittel und feinkörnigen Zuschlagstoffen (Sanden) und unter Beton solche aus Mörtel und mehr oder weniger grobkörnigen Zuschlagstoffen. Den Übergang zwischen beiden bilden sogenannte Grobmörtel.

Genauer definiert ist Mörtel ein Gerippe aus mehr oder minder groben Sandkörnern, dessen Hohlräume durch ein zunächst plastisches, später erhärtendes Bindemittel ausgefüllt sind, und Beton ein mehr oder minder grobkörniges Gerippe von Steinstücken, dessen Hohlräume durch zunächst plastischen, später erhärtenden Mörtel ausgefüllt werden.

Beim Beton unterscheidet man je nach der Art des Bindemittels: Zementbeton, Kalkbeton, Traßbeton, Gipsbeton usw.; nach der Art des Schotters: Kiesbeton, Schlackenbeton (hierbei ist wohl zu unterscheiden zwischen Beton aus Hochofenschlacke und solchem aus Schlacke, die von Rückständen verbrannter Kohle oder verbrannten Kokses und der Müllverbrennung herrührt), Ziegelbeton, Leichtbeton usw., und nach Art der Verarbeitung: Stampf-, Schütt-, Guß-, Schleuder- bezw. Spritz- und Stahlbeton.

Über die Art der Verarbeitung der verschiedenen Betonarten hat der technisch-wirtschaftliche Sachverständigen-Ausschuß des Reichskohlenrates folgende Regeln aufgestellt[1]):

1. Stampfbeton (erdfeuchter oder weicher Beton). Die Betonmasse wird schichtenweise in solcher Höhe eingebracht, daß die fertiggestampfte Schicht nicht stärker als 15 bis 20 cm (je nach dem Wassergehalt der Masse) ist; die Massen sind nacheinander so zeitig (frisch auf frisch) einzustampfen, daß die einzelnen Schichten untereinander ausreichend fest binden.

Treten frische Stampfschichten mit bereits abgebundenen in Berührung (Weiterarbeiten am nächsten Tage), so muß zum festen Zusammenschluß beider Schichten neben einer geeigneten Gliederung der in Betracht kommenden Betonkörper selbst (z. B. stufenartige Abtreppungen, Verzahnungen) die Oberfläche der zuletzt gestampften Schicht sofort nach Beendigung der Stampfarbeit gehörig aufgerauht werden. Diese

[1]) Neuzeitliche Betonbauweisen im Bergbau. Zement 1926, Heft 25. S. a. Meyer, Beton und Eisenbeton im Bergbau untertage. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. VIII. Bergbau und Hüttenwesen. Berlin 1922. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — B.-K. 1926, Teil II. Baumstark, Bergbau. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

erhärtete und aufgerauhte Oberfläche ist vor dem Fortsetzen des Betonierens von losen Bestandteilen zu reinigen, anzunässen und dann mit einem den Mörtel der Betonmasse entsprechenden Zementmörtelbrei zu überziehen; dieser Mörtelbrei darf nicht abgetrocknet oder abgebunden sein, bevor die neue Betonschicht hergestellt wird.

2. Schüttbeton (weicher Beton) kommt hauptsächlich für die Herstellung unter Wasser in Frage. Das Schütten geschieht in Trichtern oder Senkkasten, bei geringen Wassertiefen auch unmittelbar aus dem Fördergefäß. Freier Fall durch das Wasser muß vermieden werden. Deshalb sind die Trichter vor dem Versenken mit Betonmasse zu füllen und während des Schüttens stets genügend gefüllt zu halten; die Senkkasten sind geschlossen bis auf Schütthöhe herabzulassen. Die Massen sind nacheinander so zeitig (frisch auf frisch) einzubringen, daß sich die einzelnen Schichten untereinander ausreichend festbinden können. Beim Aufbringen neuer Schichten auf abgebundenem Beton muß der darauf abgesetzte Schlamm durch geeignete Mittel (z. B. Absaugen) entfernt werden.

Das Wasser ist in der Baugrube ruhig, d. h. ohne Strömung und Auftrieb zu erhalten, damit es nicht den Zement aus dem Beton ausspült.

3. Gußbeton (flüssiger Beton) wird entweder mit Rinnen, deren Neigung in der Regel 1 : 2 bis 1 : 2,5, keinesfalls aber flacher als 1 : 3 sein soll, oder mit Gefäßen eingebracht, wobei dann für eine gleichmäßige Verteilung über die ganze Grundfläche zu sorgen ist. In beiden Fällen darf die Fallhöhe nur so groß ($\leq$ 2 m) sein, daß keine Entmischung eintritt. Gußbeton soll nicht mehr Wasser enthalten, als die Fließbarkeit erfordert. Bei ihm sind besonders sorgfältige Untersuchungen über die erforderliche Mörtelmenge und Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe erforderlich[1]).

4. Spritzbeton (flüssiger Beton). Die Betonmasse wird mit Preßluft unter $2^1/_2$ bis $3^1/_2$ at Druck durch Schläuche an die Verwendungsstelle geschleudert und erlangt dadurch eine große Dichtheit und Festigkeit. Bei dem Kraftbauverfahren nach Moser wird die fertiggemischte Betonmasse durch den Schlauch gepreßt; der Weg von der Maschine bis zur Schlauchmündung darf nur kurz sein, um ein Entmischen der Masse zu verhindern; die Maschine muß daher dem Arbeitsfortgang entsprechend öfter vorgeschoben werden. Bei dem Torkretverfahren werden nur Zement und Zuschlagstoffe durch den Schlauch gepreßt, das Wasser aber erst an der Schlauchmündung durch eine besondere Leitung zugeführt; hier sind größere Förderweiten und -höhen möglich.

5. Stahlbeton (D. R. P.) besteht aus Zementmörtel und Stahlspänen und soll als Schutzhaut für stark beanspruchte Böden und Wände dienen.

Preßbeton besteht aus einer besonders zusammengesetzten Zement-Sand-Brühe, die unter hohem Druck eingepreßt wird. Er dient zum Verschließen von Rissen im Bergwerk, zur Hintergießung von Schachtausmauerungen und zu anderen Verdichtungszwecken.

II. Eigenschaften.

Inwieweit der Beton durch die Eigenschaften seiner Bestandteile (Bindemittel, Zuschlagstoffe und Anmachewasser) beeinflußt wird, ist zum größten Teil schon in den vorhergehenden Abschnitten bei Besprechung der Eigenschaften der Einzelbestandteile eingehend erörtert.

Im folgenden seien nun besprochen[2]):

1. Mischungsverhältnis,
2. Wasserzusatz,

[1]) S. a. Gaye, Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) S. a. May, Praktische Winke für Zement und Beton. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

3. Ausbeute,
4. Gewichtsverhältnisse,
5. Erhärtung und Festigkeit, Formänderungsvermögen,
6. Wärmeleitvermögen,
7. Luftdurchlässigkeit,
8. Schalleitfähigkeit,
9. Nagelbarkeit,
10. Wasserdichtigkeit,
11. Ausschwitzen,
12. Raumänderung (Ausdehnung und Schwinden),
13. Abnutzung,
14. Verhalten gegen Elektrizität.

1. Mischungsverhältnis.

Unter der Voraussetzung bestimmter Bestandteile, deren Eigenschaften man kennt, sind die Eigenschaften des aus ihnen hergestellten Betons zunächst abhängig von dem Mengenverhältnis, dem sogenannten Mischungsverhältnis, in dem die Bestandteile gemischt werden. In jedem Einzelfall ist daher zu erwägen, welches Mischungsverhältnis am Platze ist. Im allgemeinen wird man sich hierbei nach dem Verwendungszweck des Betons und somit nach den Anforderungen richten, die an den erhärteten Beton hinsichtlich seiner Eigenschaften, besonders seiner Festigkeit und für gewisse Zwecke auch seiner Wasserundurchlässigkeit gestellt werden.

Bei der Festsetzung des Mischungsverhältnisses zwischen Bindemittel und Zuschlagstoff ist in der Regel der Bedingung zu genügen, daß im Mörtel die Hohlräume des Sandes vom Zement und im Beton die Hohlräume des groben Zuschlages (Kies oder Schotter) vom Mörtel möglichst vollkommen ausgefüllt werden, mit anderen Worten: Die einzelnen Sandkörner und Kies- bezw. Schotterstücke müssen „satt“ mit dem Verkittungsmaterial umhüllt werden, so daß kein Stück mit dem anderen in unmittelbare Berührung kommt.

Leider wird bei der Betonbereitung in der Praxis, wie bereits oben erwähnt, nicht derart verfahren, daß dieser Bedingung entsprochen wird; denn es müßte dann zunächst der Mörtel fertiggestellt und hierauf erst aus diesem und dem groben Zuschlag der Beton bereitet werden. Tatsächlich verfährt man jedoch allgemein in der Weise, daß Zement, Sand und grober Zuschlag unmittelbar zunächst trocken und, nach Zusatz des Wassers, naß miteinander gemischt werden. Natürlich kann unter diesen Umständen keine Rede davon sein, daß die Hohlräume des groben Zuschlages mit Mörtel ausgefüllt werden; denn das Bindemittel (Zement) wird sich beim Mischen nicht gerade seinen Platz in den Hohlräumen des Sandes, sondern dort suchen, wo es beim Mischen zufällig hingelangt. (Näheres siehe in dem Abschnitt: Einfluß des Mischens und der Aufbereitungsweise auf die Festigkeit.)

Wenn auch die Erzielung eines „satten“ Betons wünschenswert ist, so ist dies jedoch nicht für alle Zwecke der Praxis erforderlich. In vielen Fällen wird und muß man sich schon aus wirtschaftlichen Gründen mit Mischungen begnügen, die nicht derart sind, daß der Zustand vollkommener Dichte erreicht wird, z. B. bei Stampfbeton für Grundmauerwerk, an den hinsichtlich der Festigkeit keine besonders hohen Anforderungen gestellt werden.

In den „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ [1]) ist für Eisenbeton ein bestimmtes Mischungsverhältnis vorgeschrieben, und zwar müssen nach diesen Bestimmungen in 1 m³ fertig verarbeiteten Betons im Bauwerk 300 kg Zement enthalten sein. Bei Fabriken und anderen Bauwerken, die wegen besonders ungünstiger Verhältnisse einen erhöhten Rostschutz verlangen, kann eine größere Mindestmenge Zement gefordert, bei Eisenbetonkörpern größerer Abmessungen, deren Beanspruchung wesentlich hinter den zulässigen Werten zurückbleibt, eine entsprechend geringere Menge zugelassen werden, wenn für den Rostschutz der Eiseneinlagen Sorge getragen wird. Weiter darf bei Hochbauten, die dem Einfluß von Feuchtigkeit nicht ausgesetzt sind, die Mindestmenge an Zement auf 270 kg in 1 m³ fertig verarbeiteten Betons herabgesetzt werden, wenn die Zusammensetzung der Zuschlagstoffe derart ist, daß ein genügend dichter Beton gewährleistet ist.

Für Stampfbeton ist kein bestimmtes Mischungsverhältnis festgesetzt.

Man hat sich in der Praxis in Deutschland, wie auch in den meisten anderen Ländern, daran gewöhnt, das Mischungsverhältnis von Bindemittel zum Zuschlagstoff in der Weise auszudrücken, daß man den Anteil an Bindemittel als Einheit und die Anteile an Zuschlagstoffen (Sand, Schotter usw.) als Vielfache dieser Einheit angibt, z. B. 1 : 3, 1 : 4 oder 1 : 2 : 4, 1 : 3 : 6, d. h. 1 T. Bindemittel + 3 bezw. 4 T. Sand oder 1 T. Zement + 2 bezw. 3 T. Sand + 4 bezw. 6 T. Schotter. Die Anteile werden in der Regel in Raumteilen, seltener in Gewichtsteilen angegeben, weil die Materialien in der Praxis abgemessen, nicht abgewogen werden. So einfach auch diese Ausdrucksweise für das Mischungsverhältnis erscheint, ebenso irreführend kann sie hinsichtlich der Beurteilung der Eigenschaften des fertigen Betongemenges und des Betons im erhärteten Zustande sein. Jedenfalls erweckt sie eine unrichtige Vorstellung von den Mengenverhältnissen der Betonbestandteile zueinander. Dies wird ohne weiteres aus Abb. 12 verständlich werden. Auf der rechten Seite der Abbildung sind die Mischungsverhältnisse in der Weise aufgetragen, daß der Anteil an Zement als Einheit und die Zuschlagstoffe als deren Vielfache dargestellt sind. Im linken Bilde sind hingegen die Gehalte an Bindemittel und Zuschlagstoffen in % des Gemenges aufgetragen, die Summe der Gemenganteile ist also gleich 100 gesetzt. Die sich so ergebenden Verhältniszahlen sind für die Mischungen 1 : 0 bis 1 : 10 nachstehend berechnet:

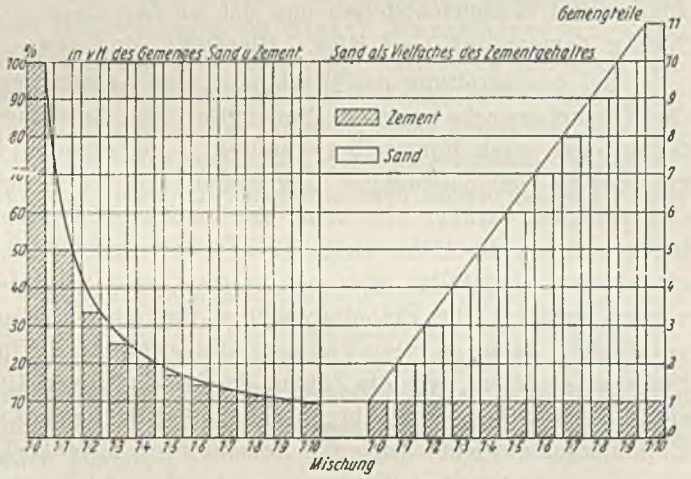


Abb. 12.

$$1:0 = 100:0$$
$$1:1 = 50:50$$

[1]) Zweite, mit amtlichen Berichtigungen versehene Auflage. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. S. a. Gehler, Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1925. 3. Aufl. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — Safir, Beschaffenheit, zweckmäßige Mischungsverhältnisse und Ausbeute hydraulischer Baustoffe. Berlin 1909. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

$$
\begin{aligned}
1:\ 2 &= 33\tfrac{1}{3} : 66\tfrac{2}{3}\\
1:\ 3 &= 25 : 75\\
1:\ 4 &= 20 : 80\\
1:\ 5 &= 16\tfrac{4}{6} : 83\tfrac{2}{6}\\
1:\ 6 &= 14\tfrac{2}{7} : 85\tfrac{5}{7}\\
1:\ 7 &= 12\tfrac{4}{8} : 87\tfrac{4}{8}\\
1:\ 8 &= 11\tfrac{1}{9} : 88\tfrac{8}{9}\\
1:\ 9 &= 10 : 90\\
1:10 &= 9\tfrac{1}{11} : 90\tfrac{10}{11}.
\end{aligned}
$$

Aus der linken Abbildung ergibt sich, daß von einer bestimmten Mischung ($\sim 1:3$) ab sich der Gehalt an Bindemittel in % des Gemenges mit zunehmendem Magerkeitsgrade der Mischung nur unwesentlich verändert. Er nimmt jedenfalls nicht in dem Maße ab, wie man sich nach den Zahlen, die das Mischungsverhältnis angeben, für gewöhnlich vorstellt. Über die Grenze 1 : 5 hinaus wird die Differenz sehr rasch kleiner. Hieraus erklärt es sich auch, daß die Festigkeit der mageren Mischungen bei sonst gleichartigen Eigenschaften der Bestandteile nur verhältnismäßig wenig Unterschiede zeigt, d. h. von einem gewissen Magerkeitsgrade der Mischung ab mit wachsendem Sand- bezw. Schotterzusatz nur wenig abnimmt.

Nach dem Vorbilde anderer Länder (Schweiz usw.) ist es jetzt auch in Deutschland üblich geworden, bei der Bezeichnung des Mischungsverhältnisses den Anteil an Bindemittel in Gewichtsteilen und den an Zuschlagstoff in Raumteilen anzugeben, z. B. 250 kg Zement auf 1 m³ Kies. Hierdurch sind etwas klarere Verhältnisse geschaffen.

Bei der Bereitung der Mischungen und Anfertigung der Probekörper aus denselben für Versuchszwecke werden Bindemittel und Zuschlagstoffe entweder nach Gewichtsteilen oder nach Raumteilen gemischt. Im ersteren Falle werden die Stoffe in den geforderten Gewichtsmengen abgewogen und vermengt. Im anderen Falle muß man sich zunächst darüber klar sein, welches Einheitsgewicht man den Raumteilen zugrunde legen will, da die Höhe dieses Gewichtes je nach Dichte des Haufwerks (eingerüttelt, eingelaufen, eingefüllt), wie oben erörtert, sehr verschieden sein kann. Man muß daher vorher zunächst die Einheitsgewichte für einen bestimmten Zustand feststellen und verarbeitet dann so viel Vielfache des ermittelten Einheitsgewichtes jedes Stoffes an Stelle eines Liters, wie die Zahlen des Mischungsverhältnisses vorschreiben. Es handle sich beispielsweise um die Mischung 1 Rtl. Zement + 4 Rtl. Kies; die ermittelten Einheitsraumgewichte seien für Zement $R_f = 1{,}250$ kg/l, für Kies $R_f = 1{,}560$ kg/l, dann wären zu mischen $1 \cdot 1{,}250$ kg Zement mit $4 \cdot 1{,}560$ kg Kies.

Die Prüfung von frisch angemachtem Mörtel oder Beton auf mechanische Zusammensetzung (Mischungsverhältnis) ist leicht auszuführen, wenn es sich um noch nicht verarbeiteten, d. h. noch nicht erhärteten Beton handelt. In diesem Falle wird nämlich das Bindemittel einfach mit Wasser abgeschlämmt. Hierbei kann das Prüfungsergebnis unkontrollierbar beeinflußt werden, wenn der oder die Zuschlagstoffe nennenswerte Mengen abschlämmbarer Bestandteile enthalten. Bei weitem schwieriger und oft gar nicht ausführbar ist jedoch die Feststellung des Mischungsverhältnisses an erhärtetem Beton.

Im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem wird letztere wie folgt ausgeführt[1]), vorausgesetzt, daß eine Vorprobe ergeben hat, daß der Zuschlagstoff keine in Salzsäure löslichen Bestandteile (kohlensaurer Kalk, lösliche Kieselsäure, Tonerde, Eisenoxyd) oder solche nur in nicht nennenswerter Menge enthält:

[1]) Mitt a. d. K. M.-Pr.-A. 1906, S. 292.

Etwa 3 kg zerkleinerten vorgetrockneten Materials werden mit verdünnter Salzsäure behandelt, bis das Bindemittel vollständig gelöst ist. Den Säureauszug gießt man zusammen mit den abschlämmbaren Bestandteilen des Sand- oder Kiesrückstandes ab, läßt absitzen, befreit den Bodensatz von der beim Lösen des Zementes abgeschiedenen Kieselsäure durch Ausziehen in verdünnter Natronlauge und trocknet ihn. Zieht man dann das Gewicht des so erhaltenen Zuschlagstoffs und der abgeschlämmten Anteile vom Gewicht des angewandten Mörtels oder Betons ab, so gibt die Differenz den Gehalt des Materials an erhärtetem Zement. An einer kleinen, gut zerkleinerten Durchschnittsprobe des getrockneten Mörtels oder Betons, sowie an einer Durchschnittsprobe des abgeschiedenen Zuschlagstoffs bestimmt man dann den Glühverlust und rechnet daraus den ermittelten Bindemittelgehalt auf den Gehalt an Zement im ursprünglichen Zustande, d. h. an Zementpulver, um.

Beispiel. Es seien folgende Werte gefunden:

Kiessand	70,7 %	72 % Zuschlagmaterial
Abschlämmbare Bestandteile (Ton und feinster Staubsand)	1,3 „	
Bindemittel (Zement)	28,0 „	kohlensäure- und wasserfrei 21,6 %.

Hieraus berechnet sich das Mischungsverhältnis des kohlensäure- und wasserfreien Bindemittels zum Zuschlagmaterial nach Gewichtsteilen zu 1 : 3,3.

Nimmt man an, daß der Zuschlagstoff keine in Säure löslichen Bestandteile enthält, und legt, wie es bei solchen Bestimmungen im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem üblich, der Umrechnung der Mischung nach Gewichtsteilen als Einheitsgewichte für den Zement das auch in der Praxis festgelegte Raumgewicht 1400 kg/m³ oder 1,4 kg/l und für den Kies das Gewicht eines Liters des mit 4 % Wasser angefeuchteten Kieses, das im vorliegenden Falle 1,60 kg betrage, zugrunde, so berechnet sich das oben gefundene Mischungsverhältnis nach Gewichtsteilen 1 : 3,3 auf $\frac{21{,}6}{1{,}40} : \frac{72}{1{,}60} = 1{,}5 : 4{,}5$, d. h. auf **1 : 3 nach Raumteilen.**

Vielfach soll neben der Bestimmung des Mischungsverhältnisses auch die Güte des zur Herstellung des Mörtels oder Betons verwendeten Zementes ermittelt werden. Diese Feststellung ist überhaupt nicht ausführbar, weil die Eigenschaften, die für die Güte des Zementes maßgebend sind, Mahlfeinheit, Raumbeständigkeit, Abbindezeit und Festigkeit, nur an dem noch nicht verarbeiteten, also nicht abgebundenen und nicht erhärteten Zement bestimmt werden können[1]).

2. Wasserzusatz.

Das Wasser, das der trocknen (oder je nach dem Wassergehalt des Zuschlagstoffs mehr oder weniger feuchten) Mischung aus Zuschlagstoff und Bindemittel zum Anmachen zuzusetzen ist, dient zunächst dazu, der Masse die nötige Geschmeidigkeit bezw. Beweglichkeit und damit die erforderliche Verarbeitungsfähigkeit zu geben, und ferner dazu, dem Zement das zum Abbinden erforderliche Wasser zu liefern. Ein Teil füllt die vorhandenen Hohlräume aus, ein anderer Teil wird vom Zement chemisch gebunden.

Die zum Anmachen zuzusetzende Menge Wasser wird gewöhnlich in % des Gewichtes der Trockenmischung (Bindemittel + Zuschlagstoff) angegeben. Da die Zu-

[1]) H. Burchartz, Die Ursachen des mangelhaften Verhaltens von Zementmörtel und Beton und ihre Feststellung. Ztrlbl. d. Bauv. 1902, Nr. 98, S. 608; derselbe, Die Prüfung von abgebundenem bezw. erhärtetem Zementmörtel oder -beton auf mechanische Zusammensetzung. Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1906, S. 291; derselbe, Die Bestimmung des Mischungsverhältnisses von abgebundenem (erhärtetem) Zementmörtel und -beton. Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1912, Heft 3, S. 117.

schlagstoffe meist feucht sind[1]), also auch die sogenannte Trockenmischung meist Wasser enthält, muß dieses Wasser bei der genauen Berechnung der gesamten, im fertigen Beton enthaltenen Wassermenge berücksichtigt werden. Zu diesem Zwecke muß die in den Zuschlagstoffen vorhandene Wassermenge vorher (durch Trocknen einer bestimmten Materialmenge bis zur Gewichtsgleichheit) bestimmt werden.

Je nach der Menge des Anmachewassers erlangt die Betonmasse mehr oder weniger geschmeidige oder weiche (plastische) und flüssige Beschaffenheit. Von ihr, also unmittelbar von der Höhe des Wasserzusatzes, sind wichtige Eigenschaften des erhärteten Betons, wie Raumänderung, Dichtigkeitsgrad (Wasserundurchlässigkeit) und Festigkeit, abhängig.

Bestimmte Regeln lassen sich für den Zusatz von Wasser nicht aufstellen; er ist vielmehr abhängig zu machen, erstens von dem Zweck, den die erhärtete Masse erfüllen soll, zweitens von dem Fettigkeitsgrade der Mischung und drittens von den Eigenschaften der die Mischung bildenden Einzelstoffe. Mörtel z. B. wird für Bauzwecke fast durchweg geschmeidig (kellengerecht), d. h. mit viel Wasser, Stampfbeton gewöhnlich ziemlich trocken (erdfeucht), Beton für Eisenbetonbauwerke wasserreich (weich) und Gußbeton flüssig angemacht.

Den Mörtel nennt man kellen- oder mauergerecht, wenn er mit so viel Wasser angemacht ist, daß er geschmeidig wird und in zusammenhängender Masse glatt von der Mauerkelle läuft. Unter erdfeuchtem Beton versteht man solchen, der erst nach einer gewissen Stampfarbeit an der Oberfläche Wasser abzusondern und dem Druck der Finger nachzugeben beginnt. Beim Formen eines Ballens Beton in der Hand muß jedoch noch deutlich sichtbare Nässe auf der Hand zurückbleiben. Weich ist eine Betonmasse, wenn die Ränder der durch einen Stampfstoß (nach dem Stampfen) hervorgerufenen Vertiefung eine kurze Zeit stehenbleiben und nur langsam verlaufen, damit ist gesagt, daß weicher Beton noch immer eine gewisse Stampfbarkeit besitzen muß. Flüssiger Beton enthält so viel Wasser, daß er von dünnbreiiger Beschaffenheit ist und breiig fließt. Stampfen ist unmöglich.

Zur Erzielung gleicher Steife erfordern fette Mischungen mehr Wasser als magere, Mischungen mit rasch bindendem Zement mehr als solche mit langsam bindendem. Spezifisch schwere Zemente beanspruchen weniger Wasser als spezifisch leichte, Zuschlagstoffe mit feinem Korn mehr als solche mit grobem, gemischtkörnige weniger als gleichmäßig gekörnte, poröser Schotterstoff mehr als dichter usw.

Bei der Bemessung des Wasserzusatzes ist zu berücksichtigen die Luftwärme, die Luftfeuchtigkeit, sowie das Vorhandensein wasserabsaugender Materialien oder Unterlagen. Schließlich ist auch der Einfluß der Schalung bei der Bemessung des Wasserzusatzes zu berücksichtigen. Allgemein läßt sich sagen, daß der Wasserzusatz je nach der Art der Stoffe, aus denen sich der Beton zusammensetzt, und dem Mischungsverhältnis innerhalb folgender Grenzen schwankt:

erdfeuchter	Beton	. . .	4 bis 6%
weicher	„	. . .	6 „ 9 „
sehr weicher	„	. . .	9 „ 11 „
flüssiger	„	. . .	11 „ 13 „

Auf den Zustand, den die Betonmasse durch den geringeren oder größeren Wasserzusatz annimmt, muß bei der Verarbeitung (Mischen und Stampfen) Rücksicht genommen werden. Wasserarmer Beton bedarf zur Erzielung dichtester Lagerung seiner Bestandteile besonders innigen Mischens und eines hohen Aufwandes an Stampfarbeit. Außer-

[1]) Der Feuchtigkeitsgehalt grubenfeuchter Kiese schwankt zwischen 2 und 6%.

achtlassung dieser Umstände vermindert die Festigkeit. Wasserreicher Beton hingegen, dessen Hohlräume bereits mit Wasser ausgefüllt sind und der deshalb beim Stampfen kaum mehr verdichtet werden kann, erfordert geringe Stampfarbeit. Indessen darf deshalb, besonders bei Eisenbeton, nicht etwa vom Stampfen solchen weichen Betons ganz abgesehen werden, weil durch das Stampfen noch vorhandene Luftblasen ausgetrieben werden können und engeres Anlagern der Stoffe aneinander und der Betonmasse an dem Eisen erzielt werden kann. Flüssig angemachter Beton läßt sich naturgemäß nicht mehr stampfen. Immerhin sollte bei der Verwendung solchen Betons versucht werden, auf irgend eine Weise (durch Einstoßen von Eisen u. dergl.) Luftblasen möglichst zu entfernen.

Bei Eisenbetonkonstruktionen, die auf Biegung beansprucht werden, wird der Beton für die Zuggurtung zweckmäßig plastisch angemacht, damit er sich an die Eisen inniger anschmiegt und diese möglichst vollkommen umhüllt. Man erzielt auf diese Weise größere Verbundwirkung als bei wasserärmerem, weniger beweglichem Beton.

Zur Herstellung von Eisenbetonstützen u. dergl., d. h. von Eisenbetonkonstruktionen, bei denen Eisen und Beton in gleicher Richtung beansprucht werden und zum größten Teil nur Achsialspannungen in Frage kommen, wird man Beton mit geringem Wasserzusatz verwenden müssen, da in diesem Fall die Druckfestigkeit des Betonmaterials eine wichtigere Rolle spielt als die Haftung zwischen Eisen und Beton.

In den Fällen, in denen das Stampfen sehr erschwert oder gar unmöglich ist, muß auf jeden Fall weicher oder flüssiger Beton verwendet werden.

Mittel, um die Richtigkeit des Wasserzusatzes für einen bestimmten Zweck überzuprüfen, wie z. B. das in den Normen für Zementprüfung vorgeschriebene Verfahren zur Bestimmung des Wasserzusatzes zum Normenmörtel, sind nicht bekannt.

Dagegen sind in Amerika Verfahren eingeführt worden, die dazu dienen, die Gleichmäßigkeit der zubereiteten Betonmischung nach jedem Mischgange zu prüfen und die Übereinstimmung verschiedener Betonmischungen hinsichtlich des Geschmeidigkeitsgrades festzustellen. Diese Verfahren sind die Setzprobe (slump-test) und die Fließprobe (flow-test).

Erstere besteht darin, daß das zu prüfende Betongemenge in eine nach Art des Kegelstumpfes konisch gestaltete eiserne Form von 10 cm oberem und 20 cm unterem Durchmesser (Abb. 13), die auf einer ebenen Unterlage mit den Füßen festgehalten wird, in drei Schichten von etwa je 10 cm Höhe gefüllt wird, wobei jede Schicht mit einem etwa 50 cm langen Rundeisenstab von 16 mm Durchm. 30mal durchstoßen wird. Nach Abstreichen des überstehenden Betonmaterials wird die Form vorsichtig abgehoben und die Höhe des so hergestellten Betonkörpers gemessen. Der Unterschied der gemessenen Höhe gegenüber der ursprünglichen ist das Setzmaß, das den Wertmesser für den Steifigkeitsgrad des Betons bildet.

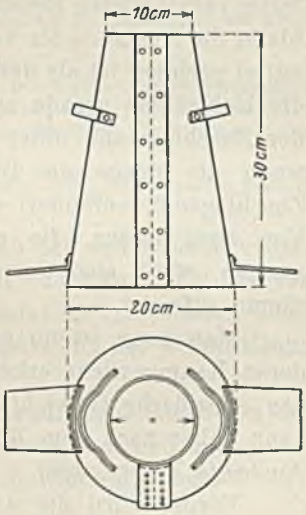


Abb. 13.
Form für die Setzprobe.

Die Fließprobe wird wie folgt ausgeführt. Das fertige Betongemisch wird in einer konischen Form[1]) auf eine kreisrunde Blechscheibe gelegt und diese nach Ab-

[1]) Die durchschnittlichen Maße der Form sind für grobe Mischung: oberer Durchmesser 20 cm, unterer Durchmesser 30 cm, Höhe 15 cm; für feine Mischungen: oberer Durchmesser 10 cm, unterer Durchmesser 15 cm, Höhe 7,5 cm.

heben der Form durch Drehung einer Kurbel abwechselnd gehoben und fallengelassen. Die Hubhöhe beträgt 12,5 mm. Der Apparat (Fließtisch) ist in Abb. 14 dargestellt. Die Kurbel wird 15mal gedreht und hierdurch der Tisch 15mal erschüttert, wobei der Betonkuchen auseinanderfließt. Der Durchmesser des auseinandergeflossenen Kuchens wird an verschiedenen Stellen gemessen; der mittlere Durchmesser ist der Maßstab für den Steifigkeitsgrad des Betons. Das Fließmaß berechnet sich aus dem Quotienten:

Abb. 14. Fließtisch.

$$\frac{\text{Kuchendurchmesser}}{\text{Anfangsdurchmesser}} = 100.$$

3. Ausbeute (Baustoffbedarf).

Unter Ausbeute (Ergiebigkeit) versteht man das Verhältnis des Rauminhalts der fertigen Betonmasse zur Summe der Rauminhalte der Einzelbestandteile, d. h. $E = \frac{M}{1+n}$, worin M den Rauminhalt der Betonmasse und $1+n$ das Mischungsverhältnis der Stoffe angibt.

Aus der Ausbeutebestimmung läßt sich in einfacher Weise die Menge der Einzelbestandteile (Stoffbedarf) dem Gewichte nach berechnen, die in 1 m³ fertig verarbeiteten Beton enthalten sind. Einen bestimmten Zuschlagstoff vorausgesetzt, bleibt die Ausbeute für verschiedene Mischungen unverändert, wenn der Gehalt an Bindemittel geringer ist als der Gehalt an Hohlräumen im Zuschlagstoff, oder wenn der Zement die Hohlräume gerade noch ausfüllt, weil eben eine Raumvergrößerung des Haufwerks der Zuschlagstoffe unter diesen Umständen durch das Bindemittel nicht eintritt. Erst wenn die Menge des Bindemittels größer wird als der Gehalt an Hohlräumen im Zuschlagstoff, verändert sich auch die Ausbeute mit dem Mischungsverhältnis des Betons. Von zwei Kiesen, die mit demselben Zement in dem gleichen Verhältnis gemischt werden, wird also derjenige die größere Ausbeute liefern, der die wenigsten Hohlräume aufweist.

Man kann, wenn es sich um den Vergleich von Quarzkiesen handelt, schon an deren Raumgewicht erkennen, welcher den geringsten Gehalt an Hohlräumen hat, da das spezifische Gewicht solcher Kiese nahezu gleich ist (durchschnittlich 2,65), und kann daher nach dem Raumgewicht ohne weiteres beurteilen, welcher Kies die größte Ausbeute liefern wird.

Ferner wird die Ausbeute, immer abgesehen von den Eigenschaften der Einzelbestandteile, beeinflußt durch die Höhe des Wasserzusatzes und der mehr oder weniger festen Stampfung. Gewöhnlich wird die Ausbeute von Beton zu etwa 75% der Summe der Einzelbestandteile angenommen[1]).

Zur Bestimmung von M ermittelt man

r_z Raumgewicht des Bindemittels,
r_k „ „ Zuschlagstoffes,
W_n Gewicht des zum Anmachen erforderlichen Wassers,
r_b Raumgewicht des gestampften Betons,

[1]) Büsing u. Schumann, Der Portlandzement usw. 1905. S. 251 u. f.

dann ist

$$M = \frac{r_k + r_z + W_n}{r_b} = \frac{G}{r_b}.$$

In Tafel 18 sind die Ergebnisse von Ausbeutebestimmungen verschiedener Kiesbetonmischungen nebst den Gewichtsmengen an Einzelbestandteilen, bezogen auf 1 m³ gestampften Beton, angegeben.

Tafel 18. **Ausbeute von Beton verschiedener Zusammensetzung und Menge an Einzelbestandteilen in 1 m³ fertig verarbeiteten Beton.**

Kiessorte	Mischungsverhältnis $(1+n)$ Zem. + Kies Rtl.	Gewicht der angewendeten Materialmengen in kg: Zement r_z	Kies*) r_k	Wasser in der erdfeucht angem. Mischung W_n: Gesamt**) kg	in % der Trockenmischung	Gewicht der angem. Betonmenge $G = r_z + r_k + W_n$ kg	Gewicht eines Liters Beton, gestampft***) r_b kg	Rauminhalt des gewonnenen Betons, gestampft $M = G/r_b$ l	Ausbeute $E = \frac{M}{1+n}$	Menge der Einzelbestandteile in 1 m³ Beton†): Zement kg	Kies kg	Wasser kg	zus. kg
Flußkies 1	1 : 6	1,332	8,410	0,600	6,2	10,342	2,318	4,462	**0,637**	299***)	1885	134	2318
Flußkies 2			8,445	0,602	6,2	10,379	2,261	4,590	**0,656**	290	1940	131	2261
Grubenkies			9,170	0,707	6,7	11,209	2,372	4,726	**0,675**	282	1941	149	2372
Flußkies 1	1 : 8	1,332	11,213	0,645	5,1	13,190	2,280	5,785	**0,643**	230	1938	112	2280
Flußkies 2			11,260	0,647	5,1	13,239	2,208	5,996	**0,666**	222	1878	108	2208
Grubenkies			11,227	0,802	5,9	14,361	2,353	6,103	**0,678**	217	2004	132	2353

*) Die Zahlen bedeuten das Sechs- bezw. Achtfache des Litergewichtes eingefüllt (10-Liter-Gefäß) der Kiese minus Wasser im Kies.

**) Die Zahlen bedeuten die Menge Wasser im Kies plus zugesetztes Wasser.

***) Das Liter-(Raum-)gewicht wird berechnet, indem man das Gewicht der frisch verarbeiteten Betonmenge durch deren Rauminhalt (bei der Normaldruckform von 20 oder 30 cm Kantenlänge also 8 oder 27 l) dividiert.

†) Die Gewichtsmenge an Einzelbestandteilen berechnet sich (für Zement der Mischung 1 : 6 Flußkies 1), um dies an einem Beispiel zu zeigen, wie folgt:

In 4,462 l Beton sind 1,332 kg Zement, in 1 l also $\frac{1,332}{4,462}$ kg und in 1 m³ (1000 l) $\frac{1,332 \cdot 1000}{4,462} = 299$ kg Zement.

Für alle Fälle gültige Vorschriften in Form von Tabellen für den Baustoffbedarf lassen sich nicht aufstellen, da dieser von zu vielen Faktoren, und zwar nicht nur von der Art der Einzelstoffe, der Verarbeitungsweise (Wasserzusatz) usw., sondern auch vor allem von den Verlusten abhängig ist, die bei dem Transport und der Verarbeitung der Stoffe entstehen.

Nach Angabe einer großen Reihe von Betonfirmen schwankt bei Kiesbeton der Bedarf an Sand und Kies für 1 m³ fertigen Betons zwischen 1,25 und 1,35 m³.

Nachstehend sei das Berechnungsverfahren zweier Firmen wiedergegeben.

Verfahren der Firma A.

Bedeutet Z die Zementmenge, M die Menge an Zuschlagstoffen, s das Raumgewicht des Zementes, k einen Beiwert, der abhängig ist von den Stoffen, so ist bei einem Mischungsverhältnis von $1 : n$ der Zementbedarf

$$\frac{k}{Z + n\,M} \cdot s \text{ (in kg)}$$

und der Bedarf an Zuschlagstoffen

$$\frac{k}{Z + n\,M} \cdot n \text{ (in m}^3\text{)}.$$

Der Beiwert k schwankt nach den Erfahrungen der Firma in den Grenzen von 1,4 bis 1,6, und zwar ist der niedrigste Wert 1,4 dann einzusetzen, wenn die Stoffe schon fertig gemischt sind, wenn es sich z. B. um Kiessand handelt, der schon die richtige Zusammensetzung hat. Der obere Grenzwert (1,6) ist dann zu wählen, wenn der Zuschlagstoff zusammengesetzt werden muß aus Sand und Steinschlag oder Schotter.

Beispiel: Mischungsverhältnis 1 : 4 : 6, d. h. 1 T. Zement, 4 T. Sand, 6 T. Steinschlag ($Z + n\,M = 11$).

Bei $s = 1400$ ergibt sich folgender Baustoffbedarf:

$$\text{Zement} = \frac{1{,}6}{11} \cdot 1400 = 205 \text{ kg},$$

$$\text{Sand} = \frac{1{,}6}{11} \cdot 4 = 0{,}58 \text{ m}^3,$$

$$\text{Steinschlag} = \frac{1{,}6}{11} \cdot 6 = 0{,}87 \text{ m}^3.$$

Verfahren der Firma B.

Die Firma nimmt an und hat praktisch erprobt, daß für 1 m³ fertig gestampften Betons, bestehend aus Zement und Kiessand, 1,30 bis 1,35 m³ Zement und Kiessand erforderlich sind. Für eine Mischung von 1 T. Zement : n T. Kiessand berechnet die Firma demgemäß:

$$\text{Zement } \frac{1{,}35}{1+n} \text{ m}^3,$$

$$\text{Kiessand } \frac{1{,}35}{1+n} \cdot n \text{ m}^3.$$

Besteht der Beton aus Zement, Sand und staubfreiem Steinschlag, so wird nach Erfahrungssätzen angenommen, daß für 1 m³ fertig gestampften Betons aus 1 Rtl. Zement, n Rtl. Sand und m Rtl. Steinschlag erforderlich sind:

$$\text{Zement } \frac{1}{\frac{1+n}{1{,}35} + \frac{m}{1{,}667}} \text{ in m}^3,$$

$$\text{Sand } \frac{1}{\frac{1+n}{1{,}35} + \frac{m}{1{,}667}} \cdot n \text{ in m}^3,$$

$$\text{Steinschlag } \frac{1}{\frac{1+n}{1{,}35} + \frac{m}{1{,}667}} \cdot m \text{ in m}^3.$$

Die für den Stoffbedarf sonst angegebenen Zahlen bleiben hinter den nach obigem Berechnungsverfahren ermittelten, auf Erfahrungszahlen bauausführender Firmen beruhenden mehr oder weniger erheblich zurück, da bei ihrer Berechnung die Stoffverluste nicht berücksichtigt sind. Rechnet man also in der Praxis mit jenen Werten, so erhält man einen zu geringen Baustoffbedarf.

4. Gewichtsverhältnisse.

Das Gewicht des verarbeiteten Betons kommt nicht für die Beurteilung der Güte des Materials in Frage, sondern im allgemeinen nur für die statische Berechnung. Es wird bei solchen Berechnungen das Gewicht (kg) für die Raumeinheit (m³) zugrunde gelegt.

Die Raumgewichte der verschiedenen Betonmischungen schwanken je nach den verschiedenen Eigenschaften der Einzelbestandteile innerhalb weiter Grenzen; sie werden namentlich beeinflußt durch die Gewichte der Zuschlagstoffe, die, wie oben erörtert, große Unterschiede, weniger durch diejenigen der Zemente, die nur verhältnismäßig geringe Schwankungen im Gewicht zeigen. Bestimmte Werte für Raumgewichte lassen sich daher nicht festlegen, zumal die Werte auch verschieden ausfallen, je nachdem man frisch angemachten, eben erhärteten oder älteren, trockenen oder nassen Beton vor sich hat. Der frisch verarbeitete Beton nimmt infolge Wasserverlustes durch Verdunstung zunächst an Gewicht ab, bei fortschreitendem Alter jedoch infolge von Kohlensäureaufnahme (Lufterhärtung vorausgesetzt) wieder zu.

Mit zunehmender Magerkeit der Mischungen nimmt unter sonst gleichen Verhältnissen das Raumgewicht des Betons ab. Bei sehr mageren Mischungen werden die Gewichtsunterschiede verschwindend klein. Erdfeucht gestampfter Kiesbeton (Lufterhärtung und 28 Tage alte Proben) weist etwa folgende Raumgewichte auf:

Mischung	1 : 3	1 : 4	1 : 5	1 : 6	1 : 8	1 : 10
Raumgewicht	2,230	2,250	2,200	2,160	2,120	2,090.

Auch diese Zahlen haben natürlich keine allgemeine Gültigkeit.

Bei Beton mit Ziegeleinschlag kann das Raumgewicht bis zu 2000, beim Schlacken- (Aschen-) beton bis zu 1500 kg heruntergehen. Bei Beton mit Basalteinschlag hingegen kann es bis zu 2500 kg und darüber steigen. Das Raumgewicht von Eisenbeton ist naturgemäß höher als das von Beton ohne Eiseneinlagen[1]).

Das Verfahren zur Bestimmung des Raumgewichtes ist verschieden, je nachdem es sich um regelmäßig geformte oder unregelmäßig gestaltete Betonkörper handelt. Im ersteren Falle, z. B. bei würfelförmigen Körpern, wird das Gewicht durch Ausmessen der Rauminhalte der Körper festgestellt und aus dem Quotienten $\frac{\text{Gewicht}}{\text{Rauminhalt}}$ das Raumgewicht berechnet. Im letzteren Falle wird das Raumgewicht nach dem sogenannten Wassersättigungsverfahren bestimmt, und zwar wird bestimmt:

1. das Gewicht der trockenen Proben (G_1),
2. das Gewicht der wassersatten Proben (G_2),
3. das Gewicht der wassersatten Proben unter Wasser (G_3).

Aus der Formel $\frac{G_2 - G_1}{G_3}$ berechnet sich dann das Raumgewicht des Betons.

An dieser Stelle sei nicht unterlassen, darauf hinzuweisen, daß das Raumgewicht keinesfalls, wie vielfach angenommen wird, ein Maßstab für den Dichtigkeits- bezw. Undichtigkeitsgrad von Beton ist. Werden aus der gleichen Mischung Körper in gleicher Weise hergestellt, so kann allerdings das Raumgewicht auch gleichzeitig als Maß für den Dichtigkeitsgrad des Betonmaterials dienen. Bestehen jedoch die Betonkörper aus verschiedenen Stoffen oder gar aus Beton verschiedenen Mischungsverhältnisses, so sind die Raumgewichte solcher Betonkörper nicht miteinander vergleichbar. In solchen Fällen kann nur der Dichtigkeitsgrad den Vergleichsmaßstab für die Dichtigkeitsverhältnisse bilden.

Der Dichtigkeitsgrad (d) von Beton wird, wie überhaupt von festen Körpern, aus dem Verhältnis $\frac{\text{Raumgewicht}}{\text{spezifisches Gewicht}}$ und der Undichtigkeitsgrad (u) aus der Differenz $1 - d$ berechnet.

[1]) Das Raummetergewicht von Eisenbeton wird im allgemeinen zu 2400 kg angenommen.

5. Erhärtung und Festigkeit, Formänderungsvermögen.

Die Begriffe Erhärtung und Festigkeit sind bereits oben erläutert. Auf die dortigen Ausführungen sei daher an dieser Stelle verwiesen.

Mörtel und Beton unterliegen hinsichtlich ihrer Erhärtung denselben Gesetzen wie der reine Zement, weil der für die Erhärtung wirksame und mit der Zeit unter verschiedenartigen Einflüssen sich verändernde Bestandteil im Mörtel und Beton lediglich der Zement ist, während der Zuschlagstoff unwirksam bleibt und nur als Füllmaterial dient, von wenigen Ausnahmen (Stoffe mit aufgeschlossener Kieselsäure) abgesehen, in denen er auch chemisch wirkt. Aus diesen Gründen gelten die obigen Auslassungen bezüglich des Erhärtungsverlaufs und der Umstände, die diesen Verlauf beim reinen Zement beeinflussen, auch für die Mischungen aus Bindemittel und Zuschlagstoffen.

Während der Erhärtungsverlauf, d. h. die Festigkeitszunahme von Beton, mit fortschreitendem Alter nur durch die Eigenschaften (Erhärtungsenergie) des Bindemittels und die den Vorgang des Abbindens und Erhärtens beeinflussenden Umstände, wie Temperatur- und Feuchtigkeitsverhältnisse, sowie durch die den abbindenden bezw. erhärtenden Beton umgebenden Wässer oder Gase bedingt werden, ist das Festigkeitsmaß von Beton bestimmten Alters außerdem noch von anderen Faktoren abhängig, nämlich:

a) Mischungsverhältnis (Zementmenge), Zement- (Normen-) festigkeit, Eigenschaften der Zuschlagstoffe und Höhe des Wasserzusatzes,
b) Art des Mischens der Rohstoffe (von Hand, maschinell, Dauer des Mischens),
c) Art der Aufbereitung des Betons,
d) Frische des Betongemenges bei der Verarbeitung,
e) Art der Verschalung (Form),
f) Art des Stampfens (Höhe der Stampfschicht, Schwere der Stampfer, Dauer des Stampfens),
g) Abmessungen des Baukörpers (Größe und Form der Probekörper für den Festigkeitsversuch),
h) Art der Erhärtung bezw. Behandlung des Betons (Lagerung unter Wasser, an der Luft, in feuchtem oder trockenem Boden), Witterungsverhältnisse,
i) Wärmeverhältnisse,
k) Alter (Dauer der Erhärtung).

Inwieweit sich die einzelnen Einflüsse auf Erhärtung und Festigkeit des Betons unter praktischen Verhältnissen geltend machen, kann naturgemäß nur der vergleichende Festigkeitsversuch, in der Regel der Druckversuch, erweisen. Es ist also nicht möglich, die Festigkeit von Beton etwa auf Grund nur einiger bekannter Größen, wie Zementmenge, Zementfestigkeit und Wasserzusatz, mit Hilfe von Formeln zuverlässig im voraus zu errechnen; denn außer den genannten beeinflussen noch zu viele andere Faktoren die Erhärtung in unkontrollierbarem Grade.

a) Mischungsverhältnis, Zementfestigkeit, Zuschlagstoffe, Wasserzusatz.

Daß in erster Linie die Festigkeit von Beton von dem Mischungsverhältnis, d. h. von dem Zementgehalt im Beton abhängt, ist selbstverständlich, und zwar verändert sie sich unter sonst gleichen Verhältnissen mit abnehmendem Gehalt an Zement bezw. zunehmendem Gehalt an Zuschlagstoff, d. h. mit wachsendem Magerkeitsgrade, stetig und gesetzmäßig, indem das reine Bindemittel (Zement ohne Zuschlagstoff) die höchsten und die gemagerten Bindemittel mit wachsendem Gehalt an Zuschlagstoff stetig abnehmende Festigkeiten aufweisen. Allgemein zutreffende Angaben über das Abhängigkeitsverhältnis zwischen Zusammensetzung des Betons und seiner Festigkeit

lassen sich aus oben bereits erörterten Gründen nicht machen. Die vorliegenden Festigkeitszahlen lassen nur eine rohe Schätzung der Grenzwerte zu, innerhalb welcher die Festigkeit von Beton bestimmten Alters schwanken kann. So liegt z. B. die Druckfestigkeit von 28 Tage altem, erdfeucht angemachtem Beton (Stampfbeton) je nach Art und Eigenschaften der verwendeten Grundstoffe (Zement und Zuschlagstoffe) innerhalb nachfolgender Grenzen:

Mischung	Druckfestigkeit
1 : 3	200 bis 500 kg/cm²
1 : 4	190 „ 450 „
1 : 5	180 „ 350 „
1 : 6	150 „ 250 „
1 : 8	120 „ 200 „
1 : 10	80 „ 150 „

Diese Grenzwerte gelten im übrigen nur für den Fall der Anwendung von sogenannten Normenzementen. Für hochwertige Zemente sind sie naturgemäß höher anzunehmen.

Mit zunehmendem Wasserzusatz verschieben sich die Grenzwerte mehr oder weniger zu ihren Ungunsten.

Auf Grund der Ergebnisse einer großen Anzahl im Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem ausgeführter Untersuchungen mit Stampfbeton verschiedener Mischungen hat Burchartz[1]) Sollwerte für die Eigenschaften solchen Betons aufgestellt. Diese Werte sind in Tafel 19 wiedergegeben.

Tafel 19. **Sollwerte für die Eigenschaften von Stampfkiesbeton.**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Mischung in Raumteilen	Wasserzusatz	Zementmenge in 1 m³ frisch gestampftem Beton	Gewichtsmenge Zement auf 1 m³ Kies	Mittleres Raumgewicht von frisch gestampftem Beton	Mittlere Druckfestigkeit nach		Soll-Festigkeit nach		Soll-Festigkeitszunahme bis zu 28 Tagen		Soll-Raumgewicht***)	Spez. Gewicht***)	Soll-Dichtigkeitsgrad	Höchst-Undichtigkeitsgrad
					7 Tagen*)	28 Tagen*)	7 Tagen*)	28 Tagen*)	Verhältnis 7 Tage**) / 28 Tage	%				
	%	kg	kg	g/cm³	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²			g/cm³			
1 : 3	6,8	510	400	2,400	300	360	300	350	117	17	2,330	—	0,900	0,100
1 : 4	6,4	400	300	2,300	230	290	220	270	123	23	2,250	—	0,865	0,135
1 : 5	5,8	310	250	2,250	170	230	170	215	127	27	2,200	—	0,845	0,155
1 : 6	5,4	260	200	2,200	130	180	130	175	133	33	2,160	—	0,830	0,170
1 : 7	5,1	230	170	2,170	110	150	110	150	138	38	2,135	2,6	0,820	0,180
1 : 8	4,8	200	150	2,150	90	120	90	130	143	43	2,115	—	0,810	0,190
1 : 9	4,4	180	130	2,130	70	100	75	110	147	47	2,100	—	0,805	0,195
1 : 10	4,0	160	120	2,110	60	90	60	90	150	50	2,090	—	0,800	0,200
1 : 15	3,8	100	80	2,060	30	50	30	50	166	66	2,050	—	0,790	0,210
1 : 20	3,6	80	60	2,030	20	40	20	40	200	100	2,030	—	0,780	0,220

*) Luftlagerung. — **) Die 7-Tage-Festigkeit : 100 gesetzt. — ***) Bezogen auf erhärteten lufttrocknen Beton.

Die Tafel enthält Durchschnittswerte für den Wasserzusatz, den die Mischungen zur Erlangung erdfeuchter Beschaffenheit beanspruchen, für die Zementmenge in 1 m³

[1]) H. Burchartz, Betonprüfungen; Beziehungen zwischen Zementmenge und Betonfestigkeit. Zement 1914, Nr. 10, S. 130 und Nr. 11, S. 910. — Welche Anforderungen kann man an Stampfbeton stellen? Zement 1918, Nr. 9, S. 48 und Nr. 11, S. 62.

frisch gestampftem Beton, für die Gewichtsmenge Zement, berechnet auf 1 m³ Zuschlagstoff (Kies), sowie für das Raumgewicht und die Druckfestigkeit für 7 und 28 Tage alten Beton. Aus letzteren ist die Festigkeitszunahme zwischen 7 und 28 Tagen berechnet.

Die Verhältniszahlen für die Festigkeitszunahme sind insofern von praktischer Bedeutung, als man damit aus der in einem gegebenen Falle durch den Versuch ermittelten 7-Tage-Festigkeit die zu erwartende 28-Tage-Festigkeit annäherungsweise berechnen kann.

Was im übrigen die Beziehungen zwischen Mischungsverhältnis (Zementgehalt) und Festigkeitsänderungen des Betons mit fortschreitendem Alter betrifft, so ergibt sich aus den Zahlen der Tafel (Spalte 10), daß die Festigkeitszunahme um so größer ist, je magerer die Mischung wird. Ähnliche Beziehungen bestehen auch zwischen Mischungsverhältnis und Raumgewicht oder Undichtigkeitsgrad.

Praktisch verwertbar sind die mittleren Druckfestigkeiten der angeführten Betonmischungen auch insofern, als sich mittels ihrer, wenn man die Druckfestigkeit für ein Mischungsverhältnis durch den Versuch bestimmt hat, die Festigkeit anderer Mischungen aus denselben Stoffen rechnerisch ermitteln läßt. Berechnet man nämlich das Verhältnis der für die einzelnen Mischungen aufgestellten Druckfestigkeitswerte (für 28 Tage alte Proben), das sich — die Festigkeit der Mischung 1 : 3 = 100 gesetzt — wie folgt stellt:

Mischung	1:3	1:4	1:5	1:6	1:7	1:8	1:9	1:10	1:15	1:20
Mittlere Druckfestigkeit in kg/cm²	350	270	215	175	150	130	110	90	50	40
Verhältniszahl (rund)	100	75	60	50	40	35	30	25	15	10,

so ergibt sich, wenn man auf dem Versuchswege z. B. die Druckfestigkeit der Mischung 1 : 3 aus einem gegebenen Zement und Kies nach 28 Tagen zu 350 kg/cm² gefunden hat, für die Mischung 1 : 6 eine solche von 100 : 50 wie 350 : x, also $x = 175$ kg/cm².

Daß die Bindekraft des Zementes, die man allgemein nach den für die Normenmörtelmischung 1 : 3 ermittelten Festigkeitswerten, insbesondere der Druckfestigkeit nach 28 Tagen kombinierter Lagerung, bemißt, von ausschlaggebender Bedeutung auf die Betonfestigkeit ist, dürfte ohne weiteres klar sein.

Wenn man bedenkt, daß die Normenfestigkeiten normenmäßiger Zemente zwischen 250 und 600 kg/cm² schwanken und die von hochwertigen Zementen bis zu 800 kg/cm² und darüber steigen können, kann man sich einen Begriff davon machen, innerhalb welch weiter Grenzen erst die Druckfestigkeit von Beton, die außer der Bindekraft des Zementes noch von so vielen anderen Umständen abhängig ist, schwanken kann.

Über den Einfluß der Art und Beschaffenheit der Zuschlagstoffe auf die Betonfestigkeit ist Näheres bereits oben (S. 23 bis 47) gesagt, so daß sich hierüber an dieser Stelle weitere Angaben erübrigen.

Der Einfluß des Wasserzusatzes auf die Festigkeit von Beton ist bekannt. Je geringer der Wasserzusatz, um so höher wird im allgemeinen die Festigkeit, und umgekehrt. Natürlich darf der Zusatz nicht zu gering bemessen werden, da sonst dem Zement das zum Abbinden bezw. Erhärten erforderliche Wasser fehlen würde. Bei einem bestimmten, für jede Mischung indessen je nach Art der Rohstoffe und dem Mischungsverhältnis verschiedenen Wasserzusatz liefert Beton eine Höchstfestigkeit. Über diesen Wasserzusatz hinaus verringert jede weitere Zugabe von Wasser die Festigkeit.

Tafel 20. **Ergebnisse der Prüfung von Betonmischungen auf Druckfestigkeit.**
(Einfluß des Wasserzusatzes.) Mittelwerte aus je drei Einzelversuchen.

Lfd. Nr.	Betonmischung: Zuschlagstoffe Art	Zuschlagstoffe Gemisch aus	Mischung Rtl.	Berechnete Menge an Zement auf 1 m³ Zuschlagstoff kg	Art des Anmachens	Wasserzusatz %	Würfel von 30 cm Seitenlänge, Gedrückte Fläche = 900 cm²: Mittleres Raumgewicht nach 28 Tagen g/cm³	Würfel von 30 cm Seitenlänge, Gedrückte Fläche = 900 cm²: Druckfestigkeit in kg/cm² bei der Zerstörung	Würfel von 20 cm Seitenlänge, Gedrückte Fläche = 400 cm²: Mittleres Raumgewicht nach 28 Tagen g/cm³	Würfel von 20 cm Seitenlänge, Gedrückte Fläche = 400 cm²: Druckfestigkeit in kg/cm² bei der Zerstörung
1	Löcknitzkies	70 Gewtl. Sand + 30 „ Kies	1 : 4	318	flüssig	10,0	2,262	**210**	2,248	**217**
2	Cossebauder Kies	80 Gewtl. Sand + 20 „ Gemisch*)	1 : 4	318	flüssig	13,5	2,229	**160**	2,221	**175**
3		70 Gewtl. Sand + 30 „ Gemisch*)	1 : 4	318		12,0	2,234	**183**	2,211	**185**
4		60 Gewtl. Sand + 40 „ Gemisch*)	1 : 5	254		11,0	2,253	**141**	2,231	**142**
5		50 Gewtl. Sand + 50 „ Gemisch*)	1 : 6	212		10,5	2,298	**121**	2,275	**134**
6		desgl.	1 : 6	212	weich	8,6	2,324	**179**	2,290	**160**
7	Rheinkies	60 Gewtl. Sand + 40 „ Gemisch*)	1 : 5	254	flüssig	11,0	2,246	**140**	2,223	**156**
8		50 Gewtl. Sand + 50 „ Gemisch*)	1 : 6	212		10,0	2,271	**119**	2,248	**137**
9	Cossebauder Kies mit Muschelkalk	2½ Rtl. Gemisch**) + 2½ „ „ ***)	1 : 5	254	flüssig	12,0	2,301	**147**	2,265	**147**
10		3 Rtl. Gemisch + 3 „ „	1 : 6	212		11,5	2,304	**128**	2,269	**127**
11		desgl.	1 : 6	212	weich	9,1	2,366	**208**	2,345	**202**
12	Cossebauder Kies mit Basalt	2½ Rtl. Gemisch**) + 2½ „ „ †)	1 : 5	254	flüssig	11,5	2,351	**156**	2,308	**161**
13		3 Rtl. Gemisch**) + 3 „ „ †)	1 : 6	212		12,0	2,351	**109**	2,316	**123**
14		desgl.	1 : 6	212	weich	9,1	2,393	**203**	2,366	**194**
15	Rheinkies mit Muschelkalk	3 Rtl. Gemisch††) + 3 „ „ †)	1 : 6	212	flüssig	11,25	2,300	**120**	2,269	**123**
16	Rheinkies mit Basalt	3 Rtl. Gemisch†† + 3 „ „ †)	1 : 6	212	flüssig	11,5	2,340	**126**	2,314	**147**

*) Bestehend aus 35 Gewtl. Kies 7 bis 15 mm + 65 Gewtl Kies 15 bis 25 mm.
**) „ „ „ 50 „ Sand 0 „ 7 „ + 50 „ Kiesgemisch unter*).
***) „ „ „ 50 „ Grus 0 „ 7 „ + 50 „ Splitt 7 bis 25 mm.
†) „ „ „ 50 „ „ 0 „ 7 „ + 50 „ „ „ 7 „ 25 „
††) „ „ „ 50 „ „ 0 „ 7 „ + 50 „ Kiesgemisch unter*).

Besonders lehrreich sind die Versuche, die im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton im Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem ausgeführt worden sind[1]) und die zwar den eigentlichen Zweck hatten, festzustellen, welche Mindestzementmengen erforderlich sind, um bei flüssiger Beschaffenheit des Betons noch Festigkeiten zu erzielen, die den seinerzeit gültigen „Bestimmungen für Bauwerke aus Eisenbeton" genügten, deren Ergebnisse aber auch den großen Einfluß des Wasserzusatzes auf die Erhärtung bezw. Festigkeit von Beton erkennen lassen. Die Durchschnittswerte dieser Versuche sind in Tafel 20 verzeichnet, aus der auch die Betonmischungen, die zu deren Herstellung benutzten Materialien und die zum Anmachen angewendeten Wasserzusätze ersichtlich sind.

Die Druckfestigkeitswerte lassen erkennen, daß nur vier der untersuchten Mischungen, nämlich Nr. 1, 2, 3 u. 12, den in den vorgenannten Bestimmungen enthaltenen Bedingungen[2]) genügten. Betrachtet man die Werte der kleineren Würfel (20 cm Kantenlänge), so würde auch noch Mischung Nr. 7 den Bedingungen entsprechen; die weitaus größte Zahl der zu den Versuchen verwendeten Mischungen hätte aber auch dann nicht genügt. Bleibt man bei den 30 - cm - Würfeln und wendet niedrigere Wasserzusätze an, so würden, wie Tafel 20 erkennen läßt, selbst die Mischungen 1 : 6 (Nr. 6, 11 u. 14) noch den Bedingungen genügen.

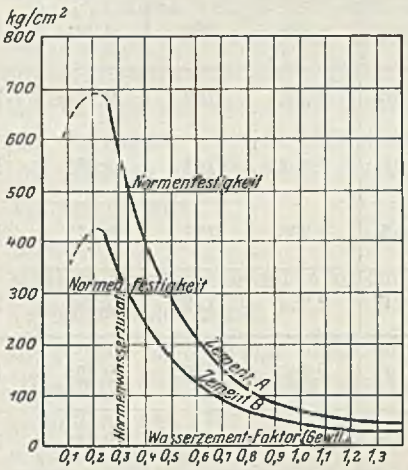


Abb. 15a. Beziehungen zwischen Normenfestigkeit (nach 28 Tagen) und Wasserzusatz (Wasserzementfaktor).

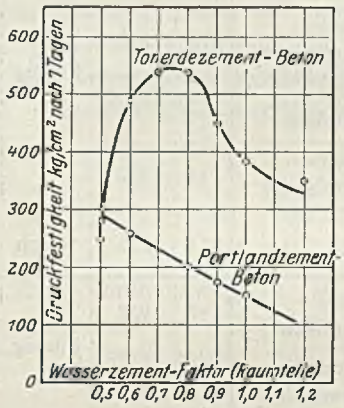


Abb. 15b. Ergebnisse der Druckversuche nach Tafel 21.

Planmäßige Versuche über den Einfluß des Wasserzusatzes hat auch Probst[3]) mit Normenmörtel aus zwei Zementen ausgeführt und die in Abb. 15a dargestellten Beziehungen zwischen Wasserzusatz und Festigkeit gefunden.

Daß der Einfluß des Wasserzusatzes nicht in allen Fällen gesetzmäßig ist, sondern je nach der Art des Zementes verschieden sein kann, ergibt sich aus den Ergebnissen von Versuchen, die Probst u. Hummel[3]) mit zwei verschiedenen Zementen (einem hochwertigen Portlandzement und einem Tonerdezement) ausgeführt haben. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Tafel 21 wiedergegeben und in Abb. 15b zeichnerisch dargestellt. Daraus ist ersichtlich, daß die Festigkeitsveränderung des Tonerdezements mit verändertem Wasserzusatz anders verläuft als die des hochwertigen Zementes. Ferner geht daraus hervor, daß der gegen Wasserentziehung empfindliche Tonerdezement nicht so trocken verarbeitet werden darf. Er scheint beträchtlich höheren Wasserzusatz

[1]) M. Gary, Zweckmäßige Zusammensetzung des Betongemenges für Eisenbeton. D. Aussch. f. Eisenbeton, Heft 29. Berlin 1915. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) Nach den früher gültigen Bestimmungen für Beton sollte der Beton, auch wenn er flüssig angemacht und entsprechend der Verarbeitung im Bauwerk behandelt, nach 28 Tagen Erhärtung eine Würfelfestigkeit von mindestens 150 kg/cm² und nach 45 Tagen von mindestens 180 kg/cm² aufweisen.

[3]) E. Probst u. A. Hummel, Laboratoriumsarbeit im Dienste der Ausbildung der Bauingenieure und Architekten. Mitt. des Instituts für Beton u. Eisenbeton an der Techn. Hochschule in Karlsruhe i. B.

Tafel 21. **Ergebnisse der Druckversuche mit Beton aus Tonerdezement und hochwertigem Portlandzement bei verschiedenem Wasserzusatz.**

Zementart	Mischungsverhältnis	Wasserzementfaktor Rtl.	Betonkonsistenz	Betonraumgewicht kg/dm³	Druckfestigkeit nach 7 Tagen kg/cm²
Tonerdezement	1:7	0,5	schwach erdfeucht	2,27	241
		0,6	erdfeucht	2,39	492
		0,8	erdfeucht bis plastisch	2,38	541
		0,9	stark plastisch	2,38	452
		1,0	plastisch bis gießfähig	2,38	375
		1,2	gießfähig	2,37	350
Hochwertiger Portlandzement	1:7	0,5	schwach erdfeucht	2,31	277
		0,6	erdfeucht	2,38	250
		0,8	erdfeucht bis plastisch	2,37	208
		0,9	stark plastisch	2,35	173
		1,0	plastisch bis gießfähig	2,35	156
		1,2	gießfähig	2,30	97

zu vertragen, ehe der starke Festigkeitsabfall mit steigendem Wasserzusatz eintritt, den der Portlandzement aufweist.

Daß zwischen Zementgehalt, Zementfestigkeit und Wasserzusatz einerseits und Betonfestigkeit anderseits unter sonst gleichen Umständen gewisse gesetzmäßige Beziehungen bestehen, ist selbstverständlich. Diese Beziehungen haben amerikanische Forscher zum Gegenstand umfangreicher Untersuchungen gemacht. Insbesondere hat sich Prof. Abrams[1]) mit dem Studium dieser Frage beschäftigt und auf Grund der Ergebnisse sehr ausgedehnter Versuche zur Vorausbestimmung der zu erwartenden Festigkeit des 28 Tage alten Betons im Mauerwerk nachstehende Formel aufgestellt:

$$K = \frac{A}{B^x},$$

worin A und B Konstante, die nach Abrams namentlich von den Eigenschaften des verwendeten Zementes, vom Alter des Betons, der Behandlung desselben usf. abhängen, und $x = \frac{\text{Wassergehalt des Mörtels oder Betons beim Anmachen}}{\text{absolutes Volumen des Zementes}}$ bedeuten. Die Schaulinie in Abb. 16 stellt die Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit vom Verhältnis des Wassergehaltes zum Zementvolumen (Zementwasserfaktor genannt) dar.

In Anlehnung an die Abramsschen Arbeiten hat Graf[2]) auf Grund der Ergebnisse umfangreicher Versuche folgende Beziehungen gefunden:

$$(1) \qquad K = \frac{A}{B^{2w}} + C,$$

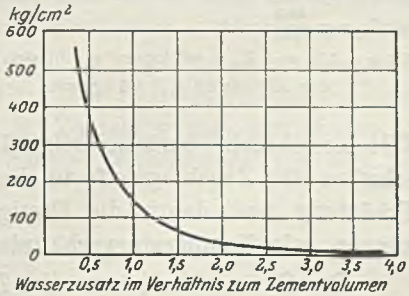


Abb. 16. Abhängigkeit der Druckfestigkeit vom Verhältnis Wassergehalt : Zementvolumen nach Versuchen von Abrams.

[1]) Duff. A. Abrams, Design of concrete mixtures. Bulletin I des Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute. Chicago, 4. Aufl., 1921; ferner Effect of hydrated Lime and other powdered admixtures in concrete. Bulletin 8, 1920.

[2]) O. Graf, Der Aufbau des Mörtels im Beton. Berlin 1923. Ferner: Derselbe, Über die Elastizität der Baustoffe. B. T. 1926, Heft 33 u. f.

worin K die Druckfestigkeit des Zementmörtels oder des Betons bedeutet,

A von den Eigenschaften des Zementes abhängig ist und bei Portlandzement in bestimmter Abhängigkeit von der Normenfestigkeit des Zementes steht,

B einen Erfahrungswert darstellt, der sich für die bisher ausgeführten Versuche als wenig veränderlich erwies und deshalb als Festwert eingeführt ist,

w dem Verhältnis des Gewichtes des gesamten Wassers zum Zementgewicht im frischen Mörtel entspricht (Kennwert des Zementbreies),

C in der Regel als ein konstanter Beiwert eingeführt werden kann.

In Verbindung mit dieser Gleichung und der Normenfestigkeit (28-Tage-Festigkeit für kombinierte Lagerung) des Zementes hat dann Graf zur Vorausbestimmung der Druckfestigkeit von Beton nachstehende Gleichung aufgestellt:

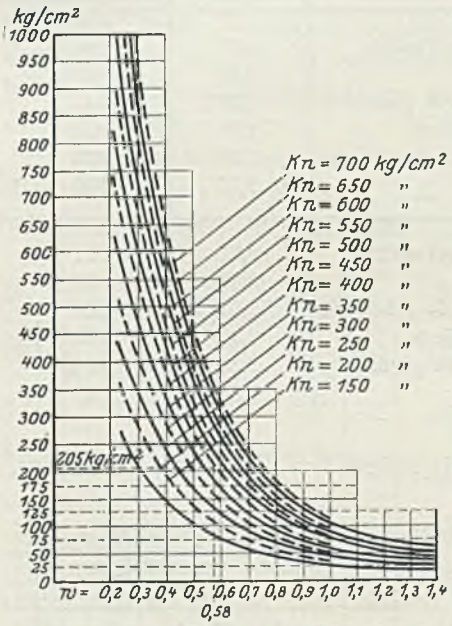


Abb. 17.

Druckfestigkeit K von Normenwürfel mit 7 cm Kantenlänge, im Alter von 28 Tagen bei sachgemäßer Zusammensetzung und Behandlung.

$$\frac{K_n}{400}\left(\frac{1640}{7^{2w}}+30\right)\ \text{kg/cm}^2;$$

hierin ist K_n die Normenfestigkeit des Zementes.

$$w=\frac{\text{Gewicht des gesamten Wassers}}{\text{Gewicht des Zementes (im frischen Mörtel)}}.$$

Beispiel: Mörtel aus 100 kg Zement, 500 kg Sand, Zement-Normenfestigkeit 400 kg/cm².

Wassergehalt des Sandes (in 500 kg) . .	7,5 kg
Wasserzusatz beim Anmachen	51,0 "
Gewicht des gesamten Wassers	58,5 kg

Somit $w=\frac{58{,}5}{100}=0{,}58$.

Mit $w=0{,}58$ und $K_n=400$ kg/cm² ergibt sich auf der Abbildung $K \geqq 205$ kg/cm².

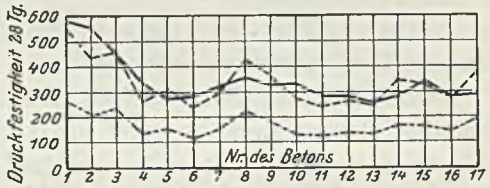


Abb. 18. Vergleich der nach der Grafschen Formel abgeleiteten Betonfestigkeiten mit den tatsächlich gefundenen Festigkeiten nach Tafel 22.

----- Höchstfestigkeiten, nach der Grafschen Formel abgeleitet.
—·—·— Mindestfestigkeiten,
——— gefundene Festigkeiten.

$$(2)\qquad K=\frac{K_n}{400}\left(\frac{1640}{7^{2w}}+30\right)\ \text{kg/cm}^2,$$

worin K_n die Normenfestigkeit des Zementes bedeutet. Abb. 17 veranschaulicht diese auf Grund der angegebenen Gleichung festgelegten Beziehungen zwischen der Normenfestigkeit des Zementes und der Druckfestigkeit des Betons. Wie ersichtlich, berücksichtigt die von Graf aufgestellte Formel weder die Eigenschaften der Zuschlagstoffe im Beton, noch die anderen äußeren Einflüsse, die auf die Erhärtung und damit die Festigkeit des Betons mehr oder weniger einwirken zu können, wie Temperaturverhältnisse, Art des Mischens usw.

Dr. Grün[1]) hat, um die Zuverlässigkeit der Grafschen Formel überzuprüfen. 17 verschiedene Zemente auf Normenfestigkeit sowie auf Druckfestigkeit in der Betonmischung 1 : 7 mit Rheinkies untersucht und die in Tafel 22 enthaltenen Werte gefunden.

[1]) R. Grün, Der Beton. Berlin 1926.

Die mittleren Betonfestigkeiten sind in Abb. 18 zusammen mit den nach der Grafschen Formel[1]) abgeleiteten zeichnerisch dargestellt.

Tafel 22. **Zusammenstellung von Normenfestigkeiten und Betonfestigkeiten für verschiedene Zementmarken und Zementarten.**

Lfd. Nr.	Art des Zementes		Normenfestigkeit des Zementes nach 28 Tage komb. Lagerung kg/cm²	Betonfestigkeit 1 : 7 nach 28 Tagen Erhärtung kg/cm²
1	Tonerdezemente	Alca-Zement	661	583
2		Ciment fondu	530	557
—		**Mittel**	**596**	**570**
3	Hochwertiger Portlandzement	Germania Spezial	548	444
4	Normale Portlandzemente	Breitenburg	315	326
5		Heidelberg	376	288
6		Karlstadt	285	282
7		Balingen	370	322
—		**Mittel**	**337**	**305**
8	Eisenportlandzemente	Schalke	527	366
9		Schalke	449	322
—		**Mittel**	**486**	**344**
10	Hochofenzemente	Mannstaedt	327	335
11		Amberg	296	284
12		Rheinhausen	315	284
13		Concordia	303	258
14		Vienenburg	417	284
15		Mathildenhütte	391	333
16		Rheinhausen	335	282
17		Mathildenhütte	445	295
—		**Mittel**	**354**	**294**

Der Verlauf der Linien ist annähernd der gleiche. Die gefundenen Festigkeitswerte liegen nahe denjenigen, die nach der Grafschen Formel unter Zugrundelegung der Grafschen Maximalfestigkeiten berechnet wurden, ein Beweis dafür, daß die Grafsche Formel sehr vorsichtig aufgestellt worden ist.

Der weite Abstand der Grafschen Linien beeinträchtigt naturgemäß deren Brauchbarkeit. Dieser Befund wird bestätigt durch die Ergebnisse von Versuchen, die Prof. Schmeer[2]) mit Gußbeton ausgeführt hat. Nicht ganz zuverlässig ist die Formel auch deshalb nicht, weil Zemente mit gleicher Normenfestigkeit nicht immer gleiche Betonfestigkeiten liefern.

Aber selbst wenn die Vorausbestimmung der Druckfestigkeit von Beton auf Grund des Ergebnisses der 28-Tage-Festigkeitsprüfung des Zementes mit genügender Zuverlässigkeit möglich wäre, würde sie keine besondere Zeitersparnis für die Bau-

[1]) Es werden eingesetzt:

für A 1300 für die Mindestfestigkeit,
2600 „ „ Höchstfestigkeit,
„ C 20 „ „ Mindestfestigkeit,
40 „ „ Höchstfestigkeit,
„ K_n die Normenfestigkeit nach 28 Tagen,
„ $w = \frac{\%\ \text{Wasser}}{\%\ \text{Zement}}$ (Wasser-Zement-Faktor).

[2]) F. Schmeer, Versuche mit dem Gießverfahren für Eisenbeton. D. Aussch. f. Eisenbeton, Heft 55. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

ausführung bedeuten, da man in jedem Falle erst 28 Tage warten müßte, um die Berechnung vornehmen zu können. Aus diesem Grunde erscheint der Vorschlag von Amos[1]), statt der Bestimmung der Druckfestigkeit des Betons auf Grund der Grafschen Formel diese Festigkeit auf Grund des Ergebnisses einer mit der in Aussicht genommenen Betonmischung ausgeführten 7- oder gar 3-Tage-Festigkeitsprüfung zu ermitteln, wesentlich zweckmäßiger. Dieser Vorschlag ist auch deswegen besonders empfehlenswert, weil bei der Herstellung der Probekörper für die 3- oder 7-Tage-Prüfung bereits alle Verhältnisse der Praxis berücksichtigt werden können, die für das Ergebnis des Versuchs ausschlaggebend sind.

Trotz des unverkennbar ungünstigen Einflusses eines hohen Wasserzusatzes auf die Betonfestigkeit ist man nach dem Beispiel der Amerikaner auch in Deutschland zur Verwendung eines überaus wasserreich angemachten Betons, des Gußbetons, übergegangen, dessen Nachteil der geringen Festigkeit durch den großen Vorzug der größeren Wirtschaftlichkeit, bedingt durch Ersparen von Handarbeit, Zeit und Schalung, schnelleren Baufortschritt usw., und den weiteren Vorteil des Fehlens von Arbeitsfugen, die beim Stampfbeton unvermeidlich und sehr schädlich sind, mehr als aufgewogen wird.

Die erste Forderung, die an Gußbeton gestellt werden muß, ist das Fließen. Um diese Fließfähigkeit zu erzielen, bedarf es zunächst eines hinreichend großen Wasserzusatzes. Wesentlich sind aber auch der Zementgehalt und die Art (Kornzusammensetzung) des Zuschlagstoffes. Zu magere Mischungen fließen mangelhaft, ebenso zu sandarmer Beton, oder aber sie erfordern in beiden Fällen, um fließfähig zu sein, zu viel Wasser. Natürlich darf der Sandgehalt auch nicht zu sehr gesteigert werden, da zu sandreicher Beton wiederum auch größeren Wasserzusatz verlangt. Günstig auf die Gießfähigkeit wirkt der Zusatz von Stoffen, die dem Beton zähe Beschaffenheit verleihen, die bis zu einer gewissen Höhe des Zusatzes gleichzeitig zur Verdichtung des Betons beitragen. Besonders günstig wirkt in dieser Beziehung Traß.

Auf Veranlassung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton sind in dem Mechanisch-Technischen Laboratorium der Techn. Hochschule zu München umfangreiche Versuche mit Gußbeton ausgeführt worden[2]).

Die Versuche sollten Aufschluß geben über den Einfluß der Art der Herstellung des Betons (mittels Rinnen, durch Rollwagen, in Holz- oder Eisenform), der Zusammensetzung der Betonmasse sowie des Alters auf die Festigkeit von Gußbeton.

Die wichtigsten Ergebnisse der Untersuchungen sind in Abb. 19 wiedergegeben. Aus ihnen wird folgender Schluß gezogen.

Durch das Gießverfahren mittels Rinnen wird ein ungünstiger Einfluß auf die Festigkeit des Betons nicht ausgeübt.

In den Rinnen findet ebenso wie beim Transport durch Rollwagen eine Entmischung der Betonmasse statt, die jedoch bei Verwendung strengflüssiger, nahezu weicher Betonmasse von geeigneter Zusammensetzung und bei mäßigem Gefälle der Rinnen gering ist und, wie die Erfahrung gezeigt hat, bei sachgemäßer Ausführung der Bauwerke auf die Beschaffenheit des Betons keinen nachteiligen Einfluß ausübt. Nur bei der Herstellung von Säulen kann — besonders bei Verwendung leichtflüssiger Betonmasse — eine starke Entmischung eintreten, durch die die Festigkeitseigenschaften der Säulen ungünstig beeinflußt werden. Man wird in diesem Falle stets darauf bedacht sein müssen, durch geeignete Maßnahmen diese Entmischung möglichst fernzuhalten.

[1]) Amos, Betonkontrolle während des Bauens. B. u. E. 1926, Heft 6, S. 116.

[2]) Vergl. Bemerkung 2, S. 67; s. a. Gaye, Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Der in den neuen Eisenbetonbestimmungen geforderte Mindestwert der Würfelfestigkeit läßt sich auch bei Anwendung des Gießverfahrens mittels Rinnen mit Betonmischungen, bei deren Zubereitung die vorgeschriebene untere Grenze für den Zementverbrauch nicht unterschritten wird, erreichen, wenn der Wasserzusatz nicht größer als eben notwendig gewählt wird, so daß die Betonmasse durch die Rinnen gut abfließt, und wenn Kiessand von geeigneter Zusammensetzung und Zement von genügend großer Festigkeit verwendet wird. Die Neigung der Rinnen soll bei Verarbeitung von Betonmischungen für Eisenbetonbauten eine gewisse Grenze — etwa 20° — nicht unterschreiten; als obere Grenze kann etwa 30° angesehen werden.

Für die Ermittlung der Würfelfestigkeit des Gußbetons hat sich die Verwendung eiserner Formen zur Herstellung der Probewürfel als am günstigsten hinsichtlich Sicherheit und Höhe der Mittelwerte erwiesen. Die Biegeprobe mit bewehrten, sog. Kontrollbalken scheint für die Prüfung von Gußbeton weniger geeignet zu sein.

Für die Klärung der Frage, ob die Festigkeit der Bauteile aus Gußbeton nach den Ergebnissen von Druckversuchen mit in Eisenformen hergestellten Würfeln beurteilt werden kann, erscheinen die Ergebnisse der Versuche mit Säulen von Wichtigkeit, da sich dabei herausgestellt hat, daß die Festigkeit der nach dem Gießverfahren in Holzschalung hergestellten Säulen in ihrem Hauptteil nicht größer, sondern etwas kleiner war als die Würfelfestigkeit des Betons. Selbst wenn bei der Herstellung der Säulen die Entmischung vermieden wird, dürfte sich das Verhältnis zwischen Säulenfestigkeit und Würfelfestigkeit nicht wesentlich ändern.

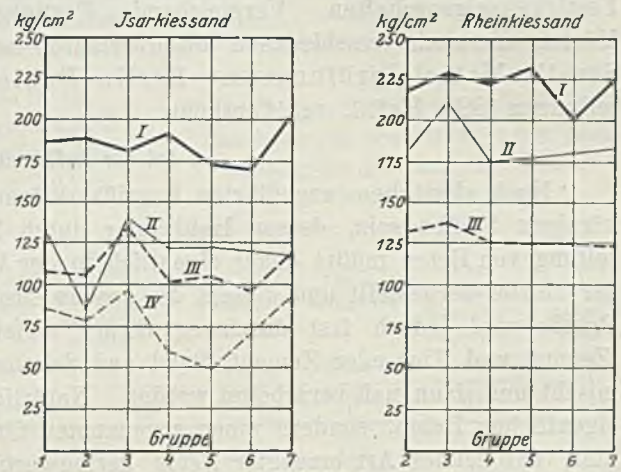


Abb. 19.

Ergebnisse der Druckversuche mit Probewürfeln, 45 Tage alt, hergestellt in

Holzformen		Eisenformen	
Gruppe:	Beton entnommen:	Gruppe:	Beton entnommen:
1–3	Den Rinnen	7	Dem Mischkasten
4	Dem Mischkasten		
5	Der Mischmaschine		
6	Dem Rollwagen		

Reihe A. Isarkiessand	Reihe B. Rheinkiessand
I M.V. 1:4; 11,5% Wasser	I M.V. 1:4; 10,9% Wasser
II M.V. 1:4; 14,0 „ „	II M.V. 1:4; 12,4 „ „
III M.V. 1:6; 11,3 „ „	III M.V. 1:6; 12,2 „ „
IV M.V. 1:6; 13,3 „ „	

Einschlägige Literatur, betreffend Bauausführungen in Gußbeton, siehe: Enzweiler, B.-I. 1923, Heft 6, S. 161 u.f. — Arp u. Gaye, Ztrlbl. d. Bauv. 1924, S. 319 u.f. — Schmidt, Gußbeton in Deutschland und in Nordamerika. Ztrlbl. d. Bauv. 1924, S. 456 u.f. — Bethke, Das Wesen des Gußbetons. Berlin 1924. — Probst, B.-I. 1924, Heft 24, S. 801 u.f. — Gaye, Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — Butzer, Anwendung von Gußbeton bei Industriebauten. Bautechn. Mitt. der Firma Butzer, Dortmund, 1. Jahrg., Heft 576. — Randzio, Guß- und Schüttbeton bei neueren Kraftwerkbauten. B. u. E. 1925, Heft 4 u. 6.

b) Art des Mischens.

Die Art des Mischens ist insofern von Einfluß auf die spätere Festigkeit des Betons, als sorgfältiges und kräftiges Durchmischen der Rohstoffe bessere Festigkeit liefert als ungenügendes Durcharbeiten. Je stärker die Rohstoffe durchgemischt und geknetet werden, um so besser werden sich die Zementteilchen an die Sandkörner und

Schotterstücke anschmiegen, um so inniger wird auch die Verbindung zwischen Bindemittel und Zuschlag und um so fester der Beton werden. Man bedient sich daher zum Mischen zweckmäßig maschineller Einrichtungen, besonders bei Verarbeitung großer Massen, da beim Mischen von Hand keine so gründliche Vermengung des Bindemittels mit dem Zuschlagstoff möglich ist. Maschinen, die den Beton tüchtig durcharbeiten (kneten), sind geeigneter als solche, die die Baustoffe nur durcheinanderwerfen. Ebenso ist auch die Dauer des Mischens von erheblichem Einfluß auf die späteren Festigkeitseigenschaften. Vergleichende Festigkeitsversuche mit Probekörpern aus Mörtel, die nach verschiedenen Mischverfahren hergestellt wurden, sind von Gary im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem ausgeführt und in den Mitteilungen 1898, Heft 1, veröffentlicht.

c) Art der Aufbereitung.

Nach der oben angeführten Begriffserklärung soll Beton ein Gerippe aus grobkörnigen Stoffen sein, dessen Hohlräume durch Mörtel ausgefüllt sind. Bei der Bereitung von Beton müßte daher eigentlich in der Weise verfahren werden, daß zunächst der Mörtel hergestellt und diesem die groben Zuschlagstoffe zugesetzt werden. In der Praxis wird jedoch fast durchweg derart verfahren, daß die zu mischenden Stoffe (Zement und Kies oder Zement, Sand und Schotter) zusammengeschüttet, trocken gemischt und dann naß verarbeitet werden. Natürlich erhält man auf diese Weise keinen eigentlichen Beton, sondern einen sogenannten Grobmörtel; und es ist ohne weiteres klar, daß letzter Art erzeugter Beton geringwertiger sein muß als solcher, der der Begriffserklärung entsprechend bereitet ist, da sich im ersteren Falle die vorhandene Menge Bindemittel auf die gesamte Menge Zuschlagstoff verteilen muß, während im letzteren Falle der Zement nur dem Mörtel zugute kommt und ein fetter Mörtel gewonnen wird, der das Bindemittel für den Beton liefert.

Einschlägige Versuche, die den Einfluß der Art der Bereitung des Betons auf dessen Festigkeit klar dartun, hat Burchartz ausgeführt[1]). Für diese Versuche wurde Beton nach den beiden Verarbeitungsweisen hergestellt und auf Druckfestigkeit geprüft. Hierbei wurden im Mittel folgende Druckfestigkeiten erzielt:

Mischung		1 Zement + 4 Sand + 8 Kies		1 Zement + ½ Kalkteig + 3 Sand + 4 Kies	
		Mittlere Druckfestigkeit in kg/cm² nach			
		7 Tagen	28 Tagen	7 Tagen	28 Tagen
Würfel von 30 cm Kantenlänge, hergestellt nach Verfahren	I	53	84	75	127
	II	54	102	88	141

Der Beton, der in der Weise hergestellt wurde, daß zunächst der Mörtel bereitet und diesem erst das Zuschlagmaterial zugesetzt wurde (Verfahren II), hat also wesentlich höhere Druckfestigkeit ergeben als der andere.

Besondere Beachtung bei der Herstellung von Beton muß auch dem Umstand geschenkt werden, daß die verschiedenen Zemente verschiedene Raumgewichte haben. So weisen z. B. die hochwertigen Portlandzemente durchschnittlich ein geringeres Raumgewicht auf als normale. Die Vernachlässigung dieser Frage kann unter Um-

[1]) H. Burchartz, Versuche über den Einfluß der Art der Bereitung von Beton auf dessen Festigkeit. Zement 1918, Heft 40, S. 243.

ständen, namentlich wenn, wie dies auch jetzt noch häufig geschieht, der Zement auf der Baustelle nach Raumteilen gemischt wird, zu Fehlschlägen führen. Wie groß die Unterschiede in der Festigkeit von Mörtelmischungen aus Zementen mit verschiedenem Raumgewicht sein können, geht aus den Ergebnissen von Versuchen hervor, die in der Materialprüfungsstelle der städtischen Tiefbauverwaltung Magdeburg ausgeführt[1]) worden und von denen einige in Tafel 23 wiedergegeben worden sind.

Tafel 23. **Ergebnisse der Prüfung von Mörtel aus Zementen mit verschiedenem Raumgewicht auf Druckfestigkeit.**

Laufende Nummer	Mischungsverhältnis	Reihe I Gewöhnlicher Portlandzement Marke a mit einem Raumgewicht von 1,4 kg/l		Reihe II Hochwertiger Zement Marke b mit einem Raumgewicht von 1,4 kg/l			Reihe III Hochwertiger Zement Marke b mit einem Raumgewicht von 1,07 kg/l (bei Innehaltung der gleichen Raummenge wie bei Reihe I)			
		Alter der Proben	Druckfestigkeit	Alter der Proben	Druckfestigkeit	Mehr (+) oder weniger (−) gegenüber Spalte 4	Alter der Proben	Druckfestigkeit	Mehr (+) oder weniger (−) gegenüber Spalte 4	Mehr (+) oder weniger (−) gegenüber Spalte 6
		Tage	kg/cm²	Tage	kg/cm²	%	Tage	kg/cm²	%	%
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	1:3	3	—	3	290	—	3	119	—	— 59
		7	261	7	331	+ 27	7	155	— 41	— 53
		28	363	28	386	+ 6	28	258	— 29	— 33
2	1:4	3	—	3	159	—	3	97	—	— 39
		7	157	7	210	+ 34	7	112	— 29	— 47
		28	205	28	232	+ 13	28	171	— 17	— 26
3	1:5	3	—	3	116	—	3	84	—	— 28
		7	111	7	145	+ 30	7	111	— 0	— 24
		28	140	28	155	+ 11	28	127	— 9	— 18

d) Frische des Betongemenges.

Der frisch angemachte Beton muß möglichst verarbeitet werden, ehe der in ihm enthaltene Zement abzubinden beginnt (S. 19). Wird im Abbinden begriffener Beton verarbeitet, die Betonmasse aufgerührt und dadurch der Zement in seinem Abbinden gestört, so erhärtet der Beton mangelhaft und erlangt nur ungenügende Festigkeit, und zwar wird die Festigkeit um so geringer, je weiter das Abbinden vorgeschritten war. Die in Tafel 24 enthaltenen Ergebnisse von Festigkeitsversuchen mit Mörteln, die nach verschiedener Dauer der Lagerung nach dem Anmachen verarbeitet, d. h. zu Probekörpern für den Festigkeitsversuch verformt wurden, lassen diesen Einfluß deutlich erkennen[1]). In Abb. 20 sind die Ergebnisse zeichnerisch dargestellt. Der eine Zement hatte $8^1/_4$, der andere $12^1/_4$ Stunden Abbindezeit.

Nach den gewonnenen Ergebnissen ist ein nennenswerter Einfluß des Lagerns der angemachten Mörtelmasse auf deren spätere Erhärtung erst nach 5 bis 8 Stunden langem Lagern erkennbar, d. h. etwa nach demjenigen Zeitpunkte, der ungefähr mit

[1]) Th. Mencken, Fehlerhafte Betonbereitung bei Verwendung von hochwertigem Portlandzement. B. u. E. 1926, Heft 11, S. 199.

[1]) H. Burchartz, Einfluß des Lagerns von angemachtem Zementmörtel auf dessen Erhärtungsfähigkeit. Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1908, S. 192 u. f. und Protokoll der Generalversammlung d. Ver. deutsch. Portlandzement-Fabr. 1907

Tafel 24. **Zug- und Druckfestigkeit des Normenmörtels nach verschiedener Dauer der Verarbeitung.** Mittelwerte aus je fünf Einzelversuchen.

Zementsorte	Alter des Mörtels bei Probenfertigung:	Sofort verarbeitet		1 Stunde		2 Stunden		3 Stunden		5 Stunden		8 Stunden		12 Stunden		16 Stunden		24 Stunden	
	Alter der Proben bei der Prüfung:	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage
A	Zugfestigkeit kg/cm² . .	20,5	27,9	19,9	28,8	19,8	26,6	19,2	27,0	19,6	25,8	19,4	27,1	18,4	25,9	10,3	15,8	6,5	8,9
	Druckfestigkeit kg/cm²	176	303	170	294	181	301	177	291	166	278	157	255	114	175	59	86	22	33
B	Zugfestigkeit kg/cm² . .	24,6	26,4	24,4	29,6	23,7	27,6	24,1	27,3	24,1	28,1	24,1	27,3	15,7	17,8	7,1	10,1	1,4	2,0
	Druckfestigkeit kg/cm²	258	346	240	330	249	337	247	341	253	340	231	316	86	120	26	34	3	4
	Verhältniszahlen. Festigkeit des sofort verarbeiteten Mörtels = 100.																		
A	Zug	100	100	97	103	97	95	94	97	96	93	95	97	90	91	50	57	32	30
	Druck . . .	100	100	97	96	103	99	101	95	94	91	89	83	65	57	34	28	12,5	11
B	Zug	100	100	99	112	96	104	98	103	98	106	98	103	64	67	29	38	5,7	7,6
	Druck . . .	100	100	93	95	97	97	96	99	98	98	90	91	33	35	10	10	1,2	1,2

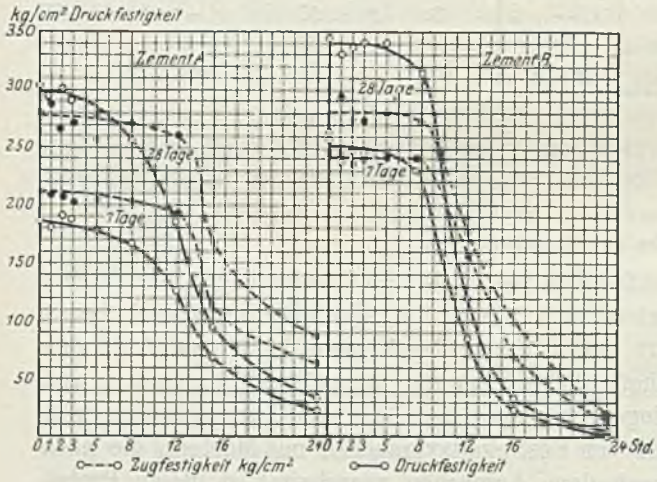


Abb. 20. Ergebnisse der Festigkeitsversuche nach Tafel 24. Einfluß der Dauer des Lagerns von Mörtel auf dessen Erhärtung.

dem Erhärtungsbeginn des reinen Zementes zusammenfällt. Bei längerem Lagern über diesen Zeitpunkt hinaus erfolgt jedoch ein ziemlich plötzlicher und großer Abfall der Festigkeit gegenüber derjenigen des sofort verarbeiteten Mörtels; dabei ist der Verlust an Druckfestigkeit bedeutend höher als an Zugfestigkeit (s. die Verhältniszahlen). Die vorgenannten Versuche sind auch auf 3 Monate und auf 1 Jahr alte Proben ausgedehnt worden. Die Ergebnisse der mit diesen Probekörpern ausgeführten Festigkeitsversuche zeigen, daß der Unterschied in der Festigkeit des sofort verarbeiteten und des nach längerem Lagern verarbeiteten Mörtels bei den verschiedenen Altersstufen nahezu der gleiche bleibt.

Aus diesen Versuchen würde für die Praxis zu folgern sein, daß man Mörtel und Beton nicht so schnell zu verarbeiten braucht, wie allgemein angenommen wird. Da man indessen mit allen Unsicherheiten in den praktischen Verhältnissen, auch mit den äußeren Bedingungen (Luftwärme, Luftfeuchtigkeit), unter denen die Verarbeitung von

Mörtel und Beton geschieht, rechnen muß, so empfiehlt es sich nicht, angemachten Beton allzulange lagern zu lassen, sondern im Gegenteil für rechtzeitige Verarbeitung Sorge zu tragen.

e) Art der Verschalung.

Wichtig für die zu erzielende Verdichtung des Betons ist auch die Art der Formen (Verschalung), in die der Beton eingebracht wird, und auch deren jeweiliger Zustand (trocken oder naß). In erster Linie muß gefordert werden, daß die Schalung die genügende Steifigkeit besitzt, damit sie den beim Stampfen auftretenden Stößen nicht zu viel nachgibt. Ist letzteres der Fall, so leidet darunter die Verdichtung der Masse und damit die spätere Festigkeit des Betons. Diesen Umständen ist bei der technischen Prüfung des Betons dadurch Rechnung getragen, daß man zur Herstellung der Probekörper für die Festigkeitsversuche eiserne Formen benutzt. Der Feuchtigkeitszustand der Holzschalung ist insofern auf die Festigkeit des Betons von Einfluß, als je nach der Feuchtigkeit des Holzes das Wasser aus dem Beton mehr oder weniger abgesaugt wird. Bei der Bemessung des Wasserzusatzes muß daher hierauf Rücksicht genommen werden.

Inwieweit die Art des Materials der Formen die Festigkeit von Beton zu beeinflussen vermag, zeigen die Ergebnisse der im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton im Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem vorgenommenen vergleichenden Versuche mit Beton in absaugenden und nicht absaugenden Formen[1]). Hiernach haben die in Gipsformen hergestellten Probekörper um 50 bis 100 % höhere Druckfestigkeiten erzielt als die in Eisenformen erzeugten. Die Festigkeitssteigerung war um so größer, je magerer die Mischung war.

f) Art des Stampfens.

Dichtigkeit und Festigkeit des Betons werden auch in hohem Maße durch die Art des Stampfens, die Höhe der Stampfschicht, die Schwere der Stampfer und die Dauer des Stampfens beeinflußt. Je höher die Stampfschicht gewählt wird, je geringer das Gewicht der Stampfer und je kürzer die Dauer der Stampfarbeit, um so weniger wird der Beton verdichtet. Die oben erwähnten ministeriellen Bestimmungen für Druckversuche schreiben bei weichem Beton zwei Stampfschichten, im übrigen jedoch die gleiche Art der Durcharbeitung wie beim Bau vor.

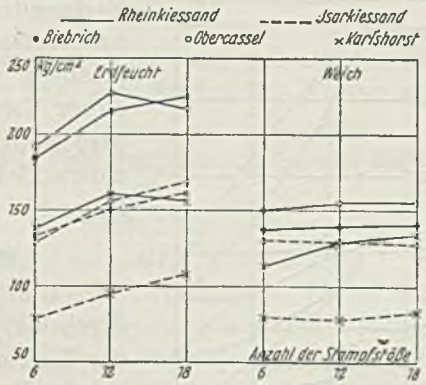


Abb. 21. Ergebnisse der Festigkeitsversuche nach Tafel 25. Einfluß der Stampfarbeit auf die Festigkeit von Beton.

Bemerkenswerten Aufschluß über den Einfluß der Stampfarbeit auf die Festigkeit von Beton haben Versuche geliefert, die ebenfalls auf Anregung des Deutschen Beton-Vereins an verschiedenen Versuchsstellen angestellt wurden. Tafel 25 auf umstehender Seite und Abb. 21 geben die hierbei gewonnenen Ergebnisse wieder[2]).

g) Abmessungen des Baukörpers.

Die Festigkeit des Betons ist auch abhängig von den Abmessungen des daraus hergestellten Baukörpers. Vergleichende Versuche[3]) mit Betonwürfeln verschiedener

[1]) M. Gary, Flüssige Betongemenge für Eisenbeton. D. Aussch. f. Eisenbeton, Heft 39. Berlin 1917. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) Aus Protokoll der Generalversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1906.

[3]) H. Burchartz, Einfluß der Körpergröße auf die Festigkeit von Zementmörtel und Beton. Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1903, S. 111.

Tafel 25. **Ergebnisse der Versuche über den Einfluß der Stampfarbeit auf die Druckfestigkeit von Beton.**
Mittelwerte aus je fünf Einzelversuchen.
Würfel von 30 cm Kantenlänge; 28 Tage alte Proben.

Versuchsstelle (Art des Mischens)	Zustand des Betons	Material: Rheinkiessand – Druckfestigkeit in kg/cm² bei der übergeschriebenen Zahl Stampfstöße auf jede Stampfstelle: 6	12	18	Material: Isarkiessand – Druckfestigkeit in kg/cm² bei der übergeschriebenen Zahl Stampfstöße auf jede Stampfstelle: 6	12	18
Biebrich (Böcklinscher Kollergang; 1/2 Minute trocken, 2 1/2 Minuten naß)	erdfeucht	185	216	226	132	151	160
	weich	137	139	141	121	125	126
Obercassel (Mischmaschine Hüser; 1/2 Minute trocken, 2 1/2 Minuten naß)	erdfeucht	193	228	217	127	156	167
	weich	150	155	156	131	130	127
Karlshorst (Von Hand; 3mal trocken, 4mal naß)	erdfeucht	136	160	157	79	96	109
	weich	113	130	134	80	77	83

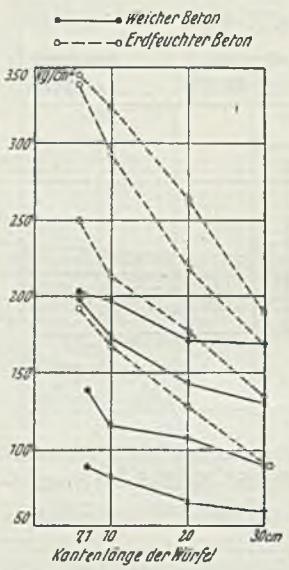


Abb. 22. Ergebnisse der Festigkeitsversuche nach nach Tafel 26. Einfluß der Würfelgröße auf die Betonfestigkeit.

Größe haben ergeben, daß die Festigkeit des Betons mit wachsender Körper(Würfel-)größe abnimmt. Der Einfluß ist bei erdfeucht angemachtem Beton erheblich größer als bei plastisch angemachtem. In Tafel 26 sind einige Ergebnisse dieser Versuche wiedergegeben und in Abb. 22 zeichnerisch dargestellt. Wie hieraus ersichtlich, betragen die Festigkeitsunterschiede zwischen den Würfeln von 7,1 und 30 cm Kantenlänge bis zu 50 % (s. Verhältniszahlen).

h) Art der Erhärtung bezw. Behandlung des Betons.

Die Beeinflussungen, die die Erhärtung und Festigkeit durch die Art der Behandlung, durch Lagerung in Wasser, an der Luft oder in Gegenwart von Feuchtigkeit erfahren, sind bei der Besprechung der Erhärtung des Zementes (S. 19 u. 20) eingehend erörtert. Da für diese Einflüsse auch im Beton nur der Zement in Frage kommt, erübrigen sich an dieser Stelle weitere Erörterungen.

i) Wärmeverhältnisse.

Daß Wärme und Kälte das Abbinden und Erhärten von Zement und daher auch von Mörtel und Beton beeinflussen, ist bekannt. Bestimmte Angaben darüber jedoch, in welchem Maße verschiedene Temperaturen die Festigkeit von Mörtel und Beton beeinflussen, können nicht gemacht werden. Es kann nur auf dem Versuchswege in jedem Falle die Einwirkung der in Frage kommenden Temperaturen festgestellt werden. Aus Ergebnissen von Versuchen, die Burchartz[1]) zu dem Zwecke ausgeführt hat, festzustellen, in welchem Grade mit Wasser angemachte und

[1]) H. Burchartz. Versuche mit gefrorenem und wieder aufgetautem Mörtel und Beton. Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1910, Heft 5, S. 276.

Tafel 26. **Druckfestigkeit von Betonwürfeln verschiedener Größe.**
Mittelwerte aus je fünf Einzelversuchen.

Würfelgröße (Kantenlänge in cm)	Betonmischung 1 Gewtl. Zement + 4 Gewtl. Kiessand							
	Zustand des Betons (Wasserzusatz %)							
	weich (11 %)				erdfeucht (7,5 %)			
	Druckfestigkeit in kg/cm² nach				Druckfestigkeit in kg/cm² nach			
	7 Tagen	28 Tagen	3 Monaten	6 Monaten	7 Tagen	28 Tagen	3 Monaten	6 Monaten
7,1	89	139	199	202	193	250	341	344
10	82	127	173	197	169	222	293	323
20	67	107	143	171	128	176	220	264
30	60	91	132	169	91	134	163	190
	Verhältniszahlen. Druckfestigkeit der 7,1-cm-Würfel = 100.							
7,1	100	100	100	100	100	100	100	100
10	92	92	87	97	87	89	86	94
20	76	77	71	84	66	70	65	76
30	68	61	66	83	47	53	48	55

dann gefrorene Betonmasse nach dem Auftauen noch abzubinden und zu erhärten vermag, wenn sie nach dem Auftauen verwendet wird, konnten folgende Schlußfolgerungen gezogen werden.

Einig Stunden Frost beeinflussen die Erhärtung des Betons nicht wesentlich. Es scheint, als wenn der weiche Beton besser geeignet war, dem Einfluß des Frostes zu widerstehen, als der erdfeuchte.

Lange andauernder Frost verzögert erheblich den Erhärtungsfortschritt, und zwar um so mehr, je länger die Frostwirkung dauert.

Bei lange andauerndem Frost macht sich der günstige Einfluß des höheren Wasserzusatzes stärker geltend als bei kurzer Frostdauer. Die Festigkeit, die der Mörtel 1 : 3, der 3 Tage im Frost gelegen hatte, nach 28 Tagen erreichte, beträgt im Mittel nur 40 % der Festigkeit des in frischem Zustand verarbeiteten Mörtels, wenn er nur wenig angefeuchtet (erdfeucht), aber 62 %, wenn er mit viel Wasser (weich) angemacht war. Im mageren Beton 1 : 5 ist die Wirkung des höheren Wasserzusatzes noch günstiger, denn der erdfeuchte, 3 Tage gefrorene Beton erreichte nur 14 % der Feuchtigkeit des frisch verarbeiteten, der weiche Beton unter gleichen Umständen aber 67 % dieser Festigkeit. Dabei muß allerdings berücksichtigt werden, daß sowohl der weiche Mörtel als auch der weiche Beton auch unter gewöhnlichen Verhältnissen an sich beträchtlich geringere Festigkeit zu erlangen vermag als erdfeuchter, fest eingerammter Mörtel und Beton.

Gary[1]), der im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton ebenfalls Versuche über den Einfluß der Temperatur auf die Erhärtungsfähigkeit auf Beton vorgenommen hat, zieht aus den dabei gewonnenen Ergebnissen folgende Schlüsse:

Warmes Wetter beschleunigt das Erhärten von Beton und führt zu höherer Endfestigkeit, falls man für das Abbinden bei mäßiger Wärme Sorge trägt und namentlich

[1]) M. Gary, Versuche über den Einfluß von Kälte und Wärme auf die Erhärtungsfähigkeit von Beton. D. Aussch. f. Eisenbeton, Heft 13. Berlin 1912. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — S. a. Einflüsse auf Beton. Unter Mitarbeit von Dr. F. Hundeshagen und Prof. Otto Graf herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel. Neubearbeitete Auflage. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

den weichen Beton vor dem Austrocknen bewahrt. Starke Wärmestrahlung wirkt auf frischen Beton in fetten Mischungen unter Umständen schädlich, in magerer Mischung nützlich, wenn die Wärme nicht zu lange anhält und der Beton vor Austrocknung geschützt wird.

Kühle Witterung (etwa + 5°) schadet weder der endgültigen Festigkeit des erdfeuchten noch des weichen Betons, vorausgesetzt, daß der Beton noch in den ersten Monaten seiner Erhärtung Gelegenheit hat, in normalen Temperaturen (+ 15 bis 20°) zu erhärten. Magere Betonmischungen können unter dieser Voraussetzung bei kühler Witterung (größerer Luftfeuchtigkeit) unter Umständen stärker erhärten als bei Zimmerwärme.

Geringer Frost (— 5 bis — 10°) schadet, solange der Beton bei normalen Temperaturen erzeugt wurde, seiner Erhärtungsfähigkeit nur wenig; er hält nur die Entwicklung seiner Endfestigkeit zurück. Die Zeit, die der Beton im Froste steht, kommt für seine Erhärtung nicht in Betracht Der Beton erlangt aber seine natürliche Endfestigkeit, wenn er nach dem Frost Zeit genug zur Nacherhärtung in normaler Temperatur behält.

Weitere Untersuchungen nach genannter Richtung sind von Franzius[1]) ausgeführt worden. Das Wesentlichste der Ergebnisse dieser Versuche ist, daß namentlich Mörtel mit Traßzusatz gegen Kälte äußerst empfindlich ist[2]).

Sollen Betonarbeiten bei Frost ausgeführt werden, so sind Maßnahmen zu treffen, die die Einwirkung des Frostes auf den frisch eingebrachten Beton und während der anfänglichen Erhärtung möglichst verhindern oder verringern und das Abbinden ermöglichen. Ein solches Mittel ist das Erwärmen des Betons an der Baustelle. Reicht dieses Mittel nicht aus, so verwendet man entweder schnellbindenden Zement oder Zusätze, die den Zement raschbindend machen, z. B. Kochsalz, Soda oder Kalziumchlorid. Allerdings dürften diese Stoffe nicht in zu großen Mengen zugesetzt werden, da sie sonst zu stark festigkeitsmindernd wirken. So hat Abrams[3]) bei Verwendung von 1-, 2-, 5-, 10- und 20%iger Salzlösung als Anmachewasser für 28 Tage alte Proben Festigkeitsverluste von 7, 15, 28, 34 und 40% gefunden, im Gegensatz allerdings zu den Ergebnissen von im Technischen Untersuchungsamt der Stadt Charlottenburg im Jahre 1915 ausgeführten Versuchen[4]), bei denen sich, wenigstens bei geringeren Salzzusätzen, sogar Festigkeitssteigerungen ergaben. Auf Grund dieser Versuchsergebnisse hat die Städtische Tiefbauverwaltung von Charlottenburg folgende Anweisungen erlassen:

„Der Zusatz von Salz zum Mörtel ermöglicht es, Ziegelmauerwerk und Beton bei Frostwetter bis — 10° herzustellen, aber von diesem Mittel ist nur in Notfällen und mit besonderer Genehmigung Gebrauch zu machen und auch nur bis zu einer Temperatur bis zu — 10°. Außerdem kann die Verwendung von Salz zum Mörtel und Beton nur dort zugelassen werden, wo das fertige Mauerwerk nicht saubere Ansichtsflächen zu zeigen braucht, da der hohe Kochsalzgehalt Ausscheidungen erzeugt, die zwar nicht schädlich für den Bestand sind, aber unschön wirken.

Der Mörtelsand muß frei von gefrorenen Klumpen sein. Bildet er mit Eis durchsetzte Klumpen, so muß er aufgetaut werden, darauf wird er mit dem Zement im vorgeschriebenen Mischungsverhältnis gut durchmischt. Dann wird das 8% Salz enthaltende

[1]) Franzius, Mörtel in Kälte. Zement, Jahrgang 1918, Nr. 31, S. 416 u. Nr. 41, S. 500.

[2]) S. a. Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin) unter dem Stichwort Einflüsse auf Beton VIc.

[3]) Siehe Bemerkung 2 S. 47.

[4]) Dr. P. Herrmann, D. Bztg., Zementbeilage 1919, Nr. 5, S. 35 u. f.

Anmachewasser dem trockenen Mörtel zugesetzt. Ist die Temperatur des Zementes unter 0°, so muß er vorher auf die Temperatur über 0° gebracht werden.

Die Ziegelsteine brauchen, wenn sie zwar durchfroren, aber frei von äußerlich anhaftendem Eis sind, nicht aufgetaut zu werden. Das fertige Mauerwerk braucht nicht weiter vor Frost geschützt zu werden, wenn dieser — 10° nicht übersteigt. Bei der Herstellung von Beton ist der Kies ebenso wie der Mörtelsand und der Schotter ebenso wie die Ziegelsteine zu behandeln."

Die Nachteile eines Kochsalzzusatzes bestehen darin, daß er nicht zu Eisenbeton verwendet werden kann, da das Salz das Rosten der Eiseneinlagen begünstigt, und ferner darin, daß er zwar unschädliche, aber die oben erwähnten unschön wirkenden Ausscheidungen an den Ansichtflächen des Mauerwerks erzeugt. Soda hat zwar letztgenannte Eigenschaft auch, wirkt aber nicht rosterzeugend. Kalziumchlorid setzt ebenso wie Soda den Gefrierpunkt herab und führt, in nicht zu geringen Mengen zugesetzt, beschleunigtes Abbinden herbei.

Die im Handel angebotenen Frostschutzmittel:

„Antifrosto" der Firma Kasp. Winkler & Co., G. m. b. H., Durmersheim (Baden) bezw. Altstetten-Zürich,

„Frostgegner" der Chem.-Techn. Produkte, Nürnberg,

„Polarplast" der Firma A. Prée, G. m. b. H., Dresden, Glacisstr. 1,

„Solifast"-Frostschutzt (Calcidum) der Firma Dr. Büchtemann & Co., G. m. b. H., Hamburg 1, Georgsplatz 8 bis 10,

bestehen im wesentlichen aus Kalziumchlorid.

Es empfiehlt sich auch, zu Betonarbeiten in Kälte hochwertige Zemente zu verwenden, die, wenn sie sich auch hinsichtlich des Abbindens nicht wesentlich von den anderen Zementen unterscheiden, doch anfangs schneller erhärten und so, wie namentlich Tonerdezemente, beim Abbinden stärkere Wärmeenergie entwickeln.

Die „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton" geben bezüglich des Betonierens bei Frost folgende Anweisungen:

„Wenn bei Temperaturen unter 0° betoniert werden muß, sind Vorsichtsmaßnahmen zu treffen, um den Beton während des Abbindens vor Kälte zu schützen.

Bei leichtem Frost bis etwa — 3° ist darauf zu achten, daß keine gefrorenen Baustoffe verwendet werden. Erforderlichenfalls ist das Wasser anzuwärmen. Der fertige Beton ist bis zur genügenden Erhärtung frostsicher abzudecken.

Bei stärkerem Frost als — 3° darf nur ausnahmsweise betoniert werden. Hierbei ist in geeigneter Weise durch Anwärmen des Wassers und der Zuschlagstoffe sowie durch Umschließen und Heizen der Arbeitsstelle dafür zu sorgen, daß der Beton ungestört abbinden und erhärten kann. Dabei darf aber dem Beton das zum Abbinden und Erhärten erforderliche Wasser nicht durch zu große Hitze entzogen werden.

An gefrorene Bauteile darf nicht anbetoniert werden. Durch Frost beschädigte Betonteile sind zu beseitigen[1])."

Unter dem Einfluß der Wärme wird der Abbinde- und Erhärtungsvorgang von Zement und daraus hergestelltem Beton beschleunigt. Es ist deshalb darauf zu achten, daß der Beton anfangs genügend feucht gehalten wird und nicht zu schnell austrocknet. Höhere Wärmegrade wirken nicht nachteilig, insofern dem Zement nicht das zur Erhärtung erforderliche Wasser (chemische Wasserbindung) vorzeitig entzogen wird. Bei

[1]) S. a. Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin) unter dem Stichwort Verarbeiten von Beton VI v.

Wärmegraden über 100° soll sich die Festigkeit von Zement erheblich verringern, um dann unveränderlich zu bleiben.

Die im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem ausgeführten Brandversuche mit Beton- und Eisenbetonbauten[1]) haben die Feuerbeständigkeit des Betons erwiesen.

Auch in der Praxis hat sich Beton gegenüber hohen Hitzegraden widerstandsfähig gezeigt. Bekanntlich werden Fabrikschornsteine aus Beton bezw. Eisenbeton hergestellt und sollen sich gut bewähren. Bauteile aus Beton und Eisenbeton (Wände, Decken, Unterzüge, Träger, Stützen, Pfeiler, Treppen, Ummantelungen) gelten als feuerbeständig.

k) Alter.

Daß die Festigkeit bezw. die Festigkeitszunahme des Betons vom Alter abhängt, beruht auf der ebenfalls bereits früher erörterten Fähigkeit des im Beton enthaltenen Bindestoffs, mit fortschreitendem Alter an Festigkeit zuzunehmen. Die Festigkeitszunahme des Betons ist, da die Erhärtungs-, d. h. Reaktionsfähigkeit der Zemente sehr verschieden ist, ebenfalls je nach den in ihm enthaltenen Zementen verschieden. In welchem Grade die Festigkeit von Beton mit zunehmendem Alter fortschreitet, läßt sich auch nicht mit annähernder Bestimmtheit in Zahlen ausdrücken. Beton aus rasch bindendem Zement erlangt schneller hohe Anfangsfestigkeit, erhärtet jedoch später nur langsam weiter, im Gegensatz zu Beton aus langsam bindendem Zement, der anfangs langsam, später aber kräftiger an Festigkeit zunimmt.

Tafel 27. **Festigkeit von Zementnormenmörtel bei verschiedenem Alter und Verhältniszahlen.**

Art der Erhärtung	Wasserzusatz %	Durchschnittswerte*) in kg/cm² nach							Verhältniszahlen; 7-Tage-Festigkeit = 100 gesetzt					
		7 Tagen	28 Tagen	6 Monat.	1 Jahr	2 Jahren	5 Jahren	10 Jahren	28 Tage	6 Monat.	1 Jahr	2 Jahre	5 Jahre	10 Jahre
Zug														
Unter Wasser	8½	18,0	24,9	30,8	31,4	34,8	38,1	40,6	138	171	174	193	212	226
	10	19,2	23,3	31,7	30,3	34,6	36,3	39,6	129	165	158	180	189	206
An der Luft	8½	22,5	32,5	45,0	50,0	59,7	62,1	61,0	144	200	222	266	276	271
	10	22,7	31,0	43,1	49,3	58,5	60,7	59,2	137	190	219	258	268	260
Druck														
Unter Wasser	8½	213	306	425	450	448	513	510	144	200	211	210	241	240
	10	187	278	389	416	415	493	489	149	208	222	222	264	262
An der Luft	8½	244	341	378	381	401	523	608	140	155	156	165	214	250
	10	209	314	348	348	356	487	546	150	166	166	170	233	262

*) Die Werte sind Mittelwerte aus Versuchen mit fünf verschiedenen Zementen.

Die Erhärtung von Beton aus hochwertigem Zement verläuft in der Zeit kurz nach dem Einbringen, also während des Abbindens, ähnlich wie bei Beton aus normenmäßigem Zement. Dagegen ist die Erhärtungsenergie nach erfolgtem Abbinden wesentlich stärker als bei letzterem. Beton aus hochwertigem Zement erreicht daher schnell hohe Anfangsfestigkeiten, nimmt jedoch später, soweit die heutigen Erfahrungen reichen, verhältnismäßig wenig an Festigkeit zu. Erfahrungswerte, die über die Festigkeit von Beton bei sehr hohem Alter Aufschluß geben, liegen nicht vor. Meist erstrecken sich die Festigkeitsversuche, deren Ergebnisse bekanntgeworden sind, auf einen verhältnismäßig kleinen Zeitraum. Die Tafeln 27 u. 28 ergeben die Festigkeitswerte von Proben

[1]) M. Gary, Brandproben an Eisenbetonbauten. D. Aussch. f. Eisenbeton, Heft 11. Berlin 1911; Heft 33. Berlin 1916. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Tafel 28. **Festigkeit von Beton bei verschiedenem Alter und Verhältniszahlen.**
Mittelwerte aus je fünf Einzelversuchen. Würfel von 30 cm Kantenlänge.

Reihe Nr.	Zustand des frischen Betons: Mischung in Rtl. Zement	Isarsand	Rheinsand	Kies	Wasserzusatz % Erdfeucht	Weich	Erdfeucht: Mittlere Druckfestigkeit in kg/cm² nach 28 Tagen	90 Tagen	1 Jahr	2 Jahren	8 Jahren	Erdfeucht: Verhältniszahlen; 28-Tagefestigkeit = 100 gesetzt 28 Tage	90 Tage	1 Jahr	2 Jahre	8 Jahre	Weich: Mittlere Druckfestigkeit in kg/cm² nach 28 Tagen	90 Tagen	1 Jahr	2 Jahren	8 Jahren	Weich: Verhältniszahlen; 28-Tagefestigkeit = 100 gesetzt 28 Tage	90 Tage	1 Jahr	2 Jahre	8 Jahre
												Zement A														
1	1	2½ *)	—	5	7,0	8,5	171	193	248	278	348	100	113	145	163	204	130	146	225	235	266	100	112	173	181	205
2	1	2½ **)	—	5	6,8	8,4	179	223	258	289	289	100	124	144	161	161	113	152	172	234	273	100	135	152	207	241
3	1	2½ ***)	—	5	6,5	8,2	224	274	290	326	381	100	122	129	146	170	165	206	230	304	268	100	125	139	184	162
4	1	—	2½ *)	5	6,0	7,5	270	315	359	387	380	100	117	133	143	141	191	253	280	325	291	100	132	144	169	152
5	1	4 *)	—	8	6,5	8,0	110	134	183	226	249	100	122	166	205	226	68	83	134	156	186	100	122	197	229	273
6	1	4 **)	—	8	6,5	8,0	92	132	172	201	231	100	143	187	218	251	72	98	127	162	154	100	136	176	225	214
7	1	4 ***)	—	8	6,4	8,0	130	170	226	259	275	100	131	174	199	212	103	135	163	188	171	100	131	158	183	166
8	1	—	4 *)	8	5,5	6,8	157	179	240	246	275	100	114	153	157	175	128	137	173	196	208	100	107	135	153	163
Mittel							**167**	**203**	**247**	**277**	**304**	**100**	**123**	**154**	**174**	**193**	**121**	**151**	**188**	**225**	**227**	**100**	**125**	**159**	**191**	**197**
												Zement B														
1	1	2½ *)	—	5	7,0	8,5	44	99	149	207	234	100	225	339	470	532	40	72	102	151	215	100	180	255	378	538
2	1	2½ **)	—	5	6,8	8,4	67	111	149	203	256	100	166	222	303	382	48	74	107	151	178	100	154	223	315	371
3	1	2½ ***)	—	5	6,5	8,2	89	131	173	222	299	100	147	194	249	336	44	76	133	176	263	100	173	302	400	598
4	1	—	2½ *)	5	6,0	7,5	108	173	257	312	342	100	160	235	289	317	76	132	227	248	298	100	174	299	326	392
5	1	4 *)	—	8	6,5	8,0	39	(39)	88	122	180	100	(100)	226	313	462	24	25	70	88	138	100	104	292	367	570
6	1	4 **)	—	8	6,5	8,0	42	69	96	125	184	100	164	229	298	438	22	36	64	90	113	100	164	291	410	514
7	1	4 ***)	—	8	6,4	8,0	39	62	134	185	244	100	159	344	474	626	26	34	72	35	148	100	131	277	327	569
8	1	—	4 *)	8	5,5	6,8	68	105	144	176	221	100	154	212	259	325	48	85	105	131	164	100	177	219	273	342
Mittel							**62**	**99**	**149**	**194**	**245**	**100**	**159**	**250**	**332**	**427**	**41**	**67**	**110**	**140**	**190**	**100**	**157**	**270**	**350**	**487**

*) Ungewaschen. — **) Gewaschen. — ***) Entfeint.

verschiedener Mischungen aus normalen Portlandzementen bis zum Alter von 10 Jahren. Aus den Verhältniszahlen ist der Grad der Festigkeitszunahme mit wachsendem Alter für die geprüften Mischungen ersichtlich.

Nach Versuchen von Bach steigt die Druckfestigkeit von Beton noch nach 6 Jahren; für die Festigkeitszunahme von Beton mit fortschreitendem Alter gibt Bach die Formel:

$$K = a\left(1 - \sqrt[6]{\frac{1}{mA+1}}\right).$$

Hierin ist:

K die Druckfestigkeit des Betons in kg/cm²,
A das Alter des Betonwürfels in Monaten,
a und m je eine unbenannte Zahl, und zwar fand sich:
$a = 786$ und $m = 9$ (5,7 % Wasserzusatz),
$a = 857$ „ $m = 6$ (3,5 „ „),
$a = 874$ „ $m = 6$ (3,5 „ „).

Den maßgeblichen Gütemaßstab für die Beurteilung des Betons bildet im allgemeinen die Druckfestigkeit, und zwar ermittelt an würfelförmigen Körpern von 20 oder 30 cm Kantenlänge. (In Amerika sind für diesen Zweck zylindrische Körper von 15 cm Durchm. und 30 cm Höhe gebräuchlich.)

Ebenso wie bei der Zementprüfung lassen sich auch bei der Betonprüfung miteinander vergleichbare Festigkeitsergebnisse nur erzielen, wenn die Probekörper für die Festigkeitsbestimmung nach einheitlichen Vorschriften hergestellt und geprüft werden. Solche allgemein gültigen einheitlichen Prüfungsvorschriften sind durch den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton aufgestellt und in den „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925“ unter der Überschrift: „Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton“ niedergelegt. Der vollständige Wortlaut dieser Vorschriften ist in Bd. II abgedruckt und wird hierauf verwiesen. Nach diesen Bestimmungen werden die Probekörper senkrecht zur Stampf- bezw. Einfüllrichtung zerdrückt, weil dann die als Druckflächen benutzten Seitenflächen der Körper — vorausgesetzt, daß diese, wie vorgeschrieben, in eisernen Formen hergestellt sind — eben und parallel zueinander sind, so daß sie keiner besonderen Nachbearbeitung mehr bedürfen[1]).

Handelt es sich um die Ermittlung der Druckfestigkeit von Beton aus dem Mauerwerk, so müssen aus diesem Stücke in solcher Größe entnommen werden, daß sich daraus genügend große würfelförmige Proben von der Steinsäge herausschneiden lassen. Die Kantenlänge dieser Körper soll sich möglichst nach der Größe der Körner bezw. Stücke des im Beton enthaltenen Zuschlages richten.

Die Körper werden auf zwei gegenüberliegenden Flächen abgeglichen und nach genügender Erhärtung der Abgleichschichten der Druckprobe unterzogen. Hierbei sei ausdrücklich bemerkt, daß es — entgegen vielfach herrschender Anschauung — gleichgültig und auf das Ergebnis des Versuches ohne Einfluß ist, ob der Druck in der Stampf- bezw. Einfüllrichtung oder senkrecht zu dieser ausgeübt wird.

Außer der Druckfestigkeit kommen für die Beurteilung des Betons noch die Zug-, Biege-, Schub- bezw. Scher- und Drehfestigkeit in Betracht. Allerdings ist diesen Eigenschaften, was den unbewehrten Beton anbetrifft, im Allgemeinen nur wissenschaftliche Bedeutung beizumessen.

[1]) Sind die Körper in Holzformen gefertigt, so sind die Seitenflächen meist uneben und müssen vor dem Druckversuch abgeglichen werden. Hierzu wird zweckmäßig fetter Zementmörtel (1:1) mit feinem Sand benutzt.

Der Grad und der Verlauf ihrer Änderungen mit fortschreitendem Alter des Betons wird durch die gleichen Umstände (Eigenschaften der Betonstoffe, Mischungsverhältnis, Wasserzusatz usw.) bedingt wie die Druckfestigkeit. Allgemein gültige Werte für sie anzugeben, ist ebenso unmöglich wie für die Druckfestigkeit. Auch bestehen keine völlig gesetzmäßigen Beziehungen zwischen ihnen und der Druckfestigkeit. Nach Versuchen von Rudeloff (Heft 17 der Veröffentlichungen des D. Aussch. f. Eisenbeton)[1]), die sich auf Kies- und Schotterbeton der Mischungen 1 : 2, 5 : 5 und 1 : 4 : 8 mit verschiedenen Sanden erstreckten, betrug die Biegefestigkeit durchschnittlich 18,7 %, die Zugfestigkeit im Mittel 9,2 %, die Schubfestigkeit im Mittel 18,3 % der Druckfestigkeit. Das Verhältnis von Druck zu Schub ist also annähernd das gleiche wie das von Druck zu Biegung.

Die Prüfung auf Zugfestigkeit wird ausgeführt, wenn festgestellt werden soll, inwieweit ein für den Bau in Aussicht genommenes Betonmaterial auf Zug oder Biegung beansprucht werden darf. Die Probekörper für diese Prüfung müssen stets aus dem noch bildsamen Beton eigens geformt werden. Man benutzt prismatische Formen, die an beiden Enden sich erweitern. Der Beton wird in die flach gelegte Form eingestampft, so daß die Schichten in der Richtung der Längsachse liegen, nach der auch die Beanspruchung erfolgt. Im übrigen ist die Herstellung und Behandlung im wesentlichen dieselbe wie bei den Probekörpern für den Druckversuch. Die Versuche werden auf geeigneten Festigkeitsprobiermaschinen mit Hilfe von Klauen ausgeführt, die in Kugellagern drehbar sind. Der Zugversuch, für den wegen des groben Korns der Zuschlagstoffe große Körper verwendet werden müssen, leidet an der Schwierigkeit, jedes Biegungsmoment zu vermeiden und den Zug genau in der Achse des Probekörpers auszuüben. Er liefert daher häufig unzuverlässige Werte.

Für Versuche zur Feststellung der Biegefestigkeit kann man Platten oder Stäbe anwenden, deren Länge mindestens fünfmal so groß sein soll als die Höhe. Erwünscht ist eine größere Länge, indessen wird die gleichmäßige Anfertigung der Probekörper bei zu großer Länge schwierig. Die Probestücke werden auf Stahlschneiden frei aufgelegt und in der Mitte belastet.

Auf Schub- oder Scherfestigkeit werden Konsolen, kurze balkenartige Körper, sowie die Widerlager von Wölbungen und Wölbungen selbst beansprucht. Reine Scherspannungen treten selten auf; sie lassen sich auch beim Versuch nur schwer erreichen.

Zur Ermittlung der Drehfestigkeit können sowohl prismatische Körper wie zylindrische Körper mit prismatischen Köpfen verwendet werden. Drehversuche sind im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem wie folgt ausgeführt worden: Das eine Ende der Proben (von 20 × 20 cm Querschnitt und 150 cm Länge) wird auf der Maschine Bauart Martens in der mit Schneckenantrieb versehenen Drehvorrichtung festgelegt. Auf dem anderen Ende ist ein Hebel mit zwei Armen gleicher Länge angebracht. Der eine Arm stützt sich mittels Schneide gegen ein festes Widerlager, während der andere mittels Schneide auf eine Dezimalwage zur Bestimmung des Drehmomentes wirkte. Um Biegungsspannungen tunlichst zu vermeiden, werden die Einspannungen nachgiebig angeordnet. Die Berechnung der Schubspannungen (τ_B) erfolgt nach der Gleichung $\tau_B = \gamma \cdot \frac{M d}{b h^2}$, wobei γ nach de Saint-Venant $= 4{,}8$ gesetzt ist.

Im engen Zusammenhange mit den Festigkeitseigenschaften des Betons steht dessen elastisches Verhalten oder Formänderungsvermögen bei mechanischen Be-

[1]) Berlin 1912. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

anspruchungen, genannt Elastizität. Die Elastizität ist die Art und der Wert der Zusammenhangskraft (wie Kohäsion und Adhäsion), die die einzelnen Teilchen eines Körpers befähigen, nach Störung ihres Ruhezustandes infolge Einwirkung einer äußeren Kraft in die ursprüngliche Lage zurückzukehren.

In der Elastizitäts- oder Festigkeitslehre wird die Größe der Elastizität nach dem Grade der Formänderung als Dehnungszahl bezw. Elastizitätsmodul bewertet.

Die Größe der Formänderung ist indessen kein Maß für die Größe der Elastizität. Trotzdem herrschen vielfach bezüglich des Begriffes „Elastizität" falsche Anschauungen derart, daß ein formänderungsfähigeres Material gegenüber einem weniger formänderungsfähigen ohne weiteres als elastischer bezeichnet wird, auch wenn die Elastizität selbst gar nicht gemessen wurde. Derartige Begriffsverwirrungen werden am besten dadurch vermieden, daß man sich daran gewöhnt, als Maß für die Elastizität (oder besser noch für den elastischen Wirkungsgrad) nur das Verhältnis der bei der Rückbildung einer erlittenen Formänderung wieder zurückgewonnenen Arbeit zu der für die Erzeugung dieser Formänderung aufgewendeten Arbeit in Betracht zu ziehen. Bei vollkommener Elastizität ist dieses Verhältnis $= 1$, bei vollkommenem Fehlen der Elastizität (vollkommen plastische Formänderung) $= 0$[1]).

Die Frage, welche Betonart die elastischste ist, kann in dieser allgemeinen Form nicht ohne weiteres beantwortet werden, weil eben für die Beurteilung der Elastizität zwei Größen in Betracht kommen. Der Grad der Vollkommenheit an Elastizität wird bedingt durch das Vermögen eines Körpers, nach erfolgter Formänderung und Aufhören der Kraftwirkung seine vorherige Gestalt mehr oder weniger vollkommen wieder anzunehmen. Als Maß dieser Eigenschaft gilt der Quotient:

$$\mu = \frac{\text{federnde Längenänderung}}{\text{bleibende Längenänderung}}.$$

In dieser Beziehung steht der Zementbeton mit hartem bezw. festem, dichtem Zuschlag über solchem mit weniger widerstandsfähigem, porösem Zuschlag, wie Bims, Schlackensand usw.

Materialien von gleicher Elastizitätsvollkommenheit erleiden bei gleicher Beanspruchung verschieden große Formänderungen. Als Maß für die Größe dieser Formänderung (Elastizität) gilt die Dehnungszahl aus dem Quotienten:

$$\alpha = \frac{\text{spezifische Längenänderung}}{\text{Spannung}}$$

oder der reziproke Wert von α, der sogenannte Elastizitätsmodul.

In dieser Hinsicht ist z. B. der Leichtbeton anderem Beton überlegen.

Ob das eine oder andere Wertmaß auf den Beton angewendet werden muß, hängt von der Art des Bauwerks und seiner Beanspruchung, sowie seinem Zwecke ab.

Die Elastizität von Beton wird durch die gleichen Umstände (Mischungsverhältnis, Wasserzusatz, Alter usw.) beeinflußt wie die Festigkeit. Allgemein gültige Werte lassen sich daher für sie nicht aufstellen.

Umfangreiche Versuche zur Bestimmung der Elastizität von Beton sind von Bach[2]) ausgeführt. Aus den Ergebnissen dieser Versuche geht hervor, daß das Elastizitätsmaß des Betons mit zunehmender Spannung abnimmt. Trockene und fette Mischungen besitzen eine größere Elastizität als nasse und magere. Mit fortschreitendem Alter des Betons nimmt sie ebenfalls zu. Ausführliche Angaben finden sich im Buche von

[1]) A. Schob, Über Elastizität, Gummizeitung 1925, S. 624.
[2]) Z. d. V. D. I. 1895, S. 480 u. f.

Mörsch, Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung (Verlag Conrad Wittwer, Stuttgart), sowie in den Veröffentlichungen des D. Aussch. f. Eisenbeton (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin).

Das Verfahren der Elastizitätsbestimmung besteht darin, daß an prismatischen Körpern innerhalb einer bestimmten Meßlänge die Formänderung (Dehnung beim Zugversuch und Zusammendrückung beim Druckversuch) mittels der bekannten Martensschen Spiegelapparate gemessen wird. Ermittelt werden hierbei die gesamten und federnden Längenänderungen innerhalb bestimmter Spannungsgrenzen.

Aus den Versuchswerten wird der Elastizitätsmodul für die einzelnen Spannungsbereiche berechnet.

6. Wärmeleitungsvermögen.

Die Frage des Wärmeschutzes von Bauwerken beansprucht angesichts der untrennbaren Forderung der Bau- und Wärmewirtschaftlichkeit besondere Berücksichtigung. Nach der bauwirtschaftlichen Seite kann der Betonbau wegen der Formbarkeit seines Materials und dessen Anpassungsfähigkeit an die jeweiligen Bauzwecke gegenüber dem in diesem Sinne starren Kunststeinbau eine gewisse Überlegenheit insofern für sich buchen, als weder im Industrie- noch im Wohnhausbau die Möglichkeiten der Baukostenersparnis, z. B. durch Ausbildung des Typenbaues u. a., als erschöpft angesehen werden dürfen. Dagegen stehen hinsichtlich des Wärmeschutzes einige Betonarten, wie der Kies- und Schotterbeton, dem der Mauersteine nach. Diesem Nachteil ließe sich, allerdings auf Kosten der Bauwirtschaftlichkeit, durch Verdickung der Wände begegnen. Dem Betonbau stehen indessen Stoffe, wie Kohlenschlacke, Bimskies u. dergl., als Betonzuschlag zur Verfügung, die, an sich schlechte Wärmeleiter, den Wärmeschutz von Wänden aus derartigem Beton (Leichtbeton) günstig beeinflussen können. Je nach der statischen Beanspruchung werden Außenwände ganz aus Leichtbeton oder in Verbindung mit Kies- und Schotterbeton hergestellt, wobei dieser die Belastung aufzunehmen hat, der Leichtbeton lediglich zur Verbesserung des Wärmeschutzes dient. Aus Gründen der Wärmehaltung (Anheizen der Räume) legt man den Leichtbeton meist nach innen, obwohl damit unter Umständen eine Verminderung der in der Wand aufspeicherbaren Wärmemenge verbunden ist. Das gleiche gilt für die eigentlichen Wärmeschutzstoffe (Kork-, Torfplatten u. dergl.), die, in der Regel an der Innenseite der Außenwände angebracht, die Wärme in solchem Ausmaß zurückhalten, daß so belegte Wände als warm angesprochen werden.

In allen diesen Fällen lassen sich die bau- und wärmewirtschaftlichen Forderungen miteinander in Einklang bringen, wenn der Grundsatz verfolgt wird, für die Konstruktionsteile keine größeren Betonmassen zu verwenden, als aus statischen Gründen nötig ist.

Die wärmeschützende Wirkung der Luft suchen die Betonhohlbauweisen durch mannigfaltige Anordnung von Luftschichten im Innern der Wände zu verwerten. Die Wände dieser Bauweisen werden aus Hohlblöcken und Plattensteinen von verschiedener, den einzelnen Bauweisen eigentümlicher Formgebung im Mauerwerksverbande aufgeführt, wobei die Aussparungen der Steine sich zu Luftschichten zusammensetzen oder Hohlräume durch Versetzen der Plattensteine mit Zwischenraum gebildet werden. Zur Verbesserung des Wärmeschutzes der Hohlwände bedient man sich in gleicher Weise wie bei den Vollwänden des Leichtbetons. Die Hohlblöcke werden dann zumeist in zwei hintereinanderliegenden Schichten aus Kies- und Leichtbeton hergestellt, während Plattensteine im ganzen aus beiden Betonarten verwendet werden. In beiden Fällen kommt Leichtbeton an der Innenseite der Wände zu liegen. Zur weiteren Verminderung

des Wärmedurchganges von Plattenwänden erhalten die Hohlräume zwischen den Platten in der Regel Schlackenfüllung. Aus wärmeschutztechnischen Gründen gilt für alle Hohlbauweisen die Vorschrift, daß Luftschichten der Höhe nach unterteilt, gegen Entlüftung infolge Undichtigkeit der Mauerfugen geschützt sind und ihre Dicke (Tiefe) 5 bis 6 cm nicht überschreitet. Die gleichen Gründe wie bei den Wärmeschutzstoffen sprechen im übrigen für die Anordnung der Luftschicht an der Innenseite der Wände.

Für die Beurteilung der Wärmeleitfähigkeit von Baukörpern gilt als Grundlage die Wärmeleitzahl, die diejenige Wärme in kcal angibt, die durch 1 m² eines 1 m dicken Körpers bei 1° Temperaturunterschied der vom Wärmestrom durchflossenen Oberfläche in einer Stunde hindurchgeht. Ihre Beziehung ist daher $\frac{\text{kcal}}{\text{m h}^\circ}$.

Die Wärmeleitzahl ist für feste Körper in einem bestimmten Zustande ein konstanter Zahlenwert (Materialkonstante); sie ändert sich unter sonst gleichen Verhältnissen in gesetzmäßiger Beziehung zu dem Raumgewicht, der Temperatur und dem Feuchtigkeitsgehalt der Körper, und zwar wird die Wärmeleitzahl höher, je höher die vorgenannten Größen werden.

Bezüglich des Einflusses des Raumgewichtes ist feststehend, daß die Wärmeschutzwirkung eines Materials im wesentlichen auf dem Widerstand der in ihm enthaltenen Luftzellen gegen den Wärmedurchgang beruht; denn ruhende Luft ist bekanntlich ein sehr schlechter Wärmeleiter. Je kleiner das Raumgewicht ist, desto größer ist das Gesamtvolumen der Luftzellen, um so niedriger also die Wärmeleitzahl. Dies ist um so mehr der Fall, je kleiner die Luftzellen sind. Diese Gesetzmäßigkeit hat für den Beton, besonders Leichtbeton, praktische Bedeutung, da man durch entsprechende Wahl der Korngröße des Zuschlagstoffes mit dem Raumgewicht die Wärmeleitzahl herabdrücken kann. Die Abhängigkeit der Wärmeleitzahl von der Temperatur erklärt sich dadurch, daß der Widerstand der Luftzellen gegen den Wärmedurchgang bei niedrigen Temperaturen größer ist als bei höheren. Auch hier gilt die Gesetzmäßigkeit, daß große Poren in höherem Maße als kleine Poren die Wärmeleitzahl verändern, und zwar ungünstig, was praktisch z. B. für Betonummantelungen als Feuerschutz für Eisenbeton und sonstige Baukonstruktionen wichtig ist.

Der Einfluß der Feuchtigkeit auf die Wärmeleitzahl beruht darauf, daß in dem Körper ein Teil der eingeschlossenen Luft durch Wasser verdrängt wird. Je nach dem Grade der Durchfeuchtung wird ein kleinerer oder größerer Teil der Luftzellen ersetzt durch Wasser mit einer Wärmeleitzahl, die nahezu zwanzigmal so groß ist wie die der Luft. Die Gesamtwärmeleitzahl wird also erheblich verschlechtert. Daraus leitet sich die bekannte Vorschrift her, Baustoffe, insbesondere Wärmeschutzstoffe, gegen Wasserzutritt zu schützen.

Von den zur Bestimmung der Wärmeleitzahl eingeführten Versuchsverfahren seien die folgenden kurz beschrieben:

Der Plattenapparat nach Poensgen für die Prüfung von plattenförmigen und körnigen Wärmeschutz- und Baustoffen hat die eigenartige Anordnung, daß eine quadratische, elektrisch heizbare Platte, die in etwa 1 cm Abstand von einer gleichfalls elektrisch heizbaren Platte umrahmt ist, beiderseitig mit gleich dicken Platten des zu untersuchenden Materials belegt und die Gegenflächen jeder der beiden Materialplatten von einer bis zur äußeren Kante des Heizrahmens reichenden Kühlplatte überdeckt werden. Diese sind entweder wasserdurchflossene Hohlkörper oder elektrische Heizplatten. Die Versuchsplatten haben entweder das Ausmaß der Heizplatte oder der Kühlplatten. Im ersteren Falle wird der Raum zwischen dem Heizrahmen und den

beiden Kühlplatten mit Korkschrot od. dergl. ausgefüllt. Werden Heizplatte und Heizrahmen mit elektrischer Energie so beschickt, daß sich an den die beiden Heizkörper berührenden Flächen der Versuchsplatten bezw. des Korkschrotes gleiche Temperaturen einstellen, so geht die in der Heizplatte erzeugte Wärme ohne Verlust durch die Versuchsplatten zu den Kühlplatten über. Die zugeführte Heizenergie wird so geregelt, daß an den gegenüberliegenden Flächen der Versuchsplatten ein Temperaturgefälle von etwa 20° besteht. Das arithmetische Mittel aus den beiden Oberflächentemperaturen heißt die Mitteltemperatur oder die Bezugstemperatur der Wärmeleitzahl. Der Apparat gestattet somit die Bestimmung der Wärmeleitzahl für verschiedene Bezugstemperaturen. Als solche sind für Baustoffe wie Beton, Kork, Torf usw. 0, 10, 20 und 50° festgelegt.

Die Wärmeleitzahl wird berechnet nach der Gleichung

$$\lambda = \frac{Q\,\delta}{2\,F\,(\vartheta_1 - \vartheta_2)} \quad \frac{\text{kcal}}{\text{m h}^\circ},$$

wenn darin $\frac{Q}{2}$ die in einer Stunde durch die Fläche F jeder Probeplatte hindurchgegangene Wärmemenge, δ die Dicke jeder Versuchsplatte, ϑ_1 und ϑ_2 deren Oberflächentemperaturen sind.

Für die experimentelle Ermittlung des Wärmeschutzes von Wänden bestehen zwei Verfahren. Bei der einen Versuchsanordnung werden zwei Wandstücke in einen viereckigen Rahmen aus Eisenblech so eingesetzt, daß ihre Innenseiten einander mit Zwischenraum gegenüberstehen. Die Wandstücke werden gegen den Eisenrahmen abgedichtet und dieser an seinen vier Außenflächen mit Isolierplatten von bekannter Wärmeleitzahl abgedeckt. Der Innenraum wird elektrisch geheizt, während die Außenflächen der Wände und der Isolierplatten mit der umgebenden Luft in Berührung stehen. Die Versuche werden in einem gegen Temperaturschwankungen möglichst geschützten Raum ausgeführt. Die im Heizraum erzeugte Wärme geht teils durch die Wände, teils durch den Isoliermantel. Der Berechnung der Wärmeleitzahl wird daher die in der Zeiteinheit erzeugte Gesamtwärmemenge, vermindert um den an den Wandflächen eingetretenen Wärmeverlust, zugrunde gelegt. Die Versuchsanordnung gestattet, sowohl Wände gleicher als auch verschiedener Bauweise in einem Versuchsgange zu prüfen. Im letzteren Falle werden die Innenflächen der Wände mit Platten aus einem Wärmeschutzstoff von bekannter Wärmeleitzahl belegt, so daß der Anteil des Wärmedurchgangs, der auf jede Wand entfällt, rechnerisch ermittelt werden kann.

Im Gegensatz zu der vorbeschriebenen Versuchsanlage ordnet die nachstehende die Wand nicht als Außenmauer, sondern in der den Innenraum des Versuchshauses unterteilenden Querwand an, in der für den Einbau der Versuchswand eine deren Abmessungen entsprechende Aussparung vorgesehen ist. Die die Versuchswand umrahmende Querwand besteht aus wärmeisolierendem Material. Der eine Innenraum wird elektrisch geheizt, der andere durch Eis gekühlt. Der mittlere Teil der nach dem Warmraum zu gelegenen Fläche der Versuchswand wird mittels einer satt anschließenden Heizplatte beheizt, während die Randfläche von der Luft des Wärmeraumes berührt wird. Die Heizplatte ist mit einer Isolierplatte von bekannter Wärmeleitzahl abgedeckt. Die dem Heizkörper im Warmraum und der Heizplatte zugeführten elektrischen Energien werden so geregelt, daß der von der Heizplatte bedeckte Teil der Wand und deren Rand gleiche Oberflächentemperatur annehmen. Infolgedessen strömt die der Wand von der Heizplatte zugeführte, um den durch deren Abdeckplatte zugeleiteten Wärmestrom vermehrte Wärme innerhalb des abgedeckten Wandteils ohne

Verlust von der warmen nach der kalten Seite. Beide Wärmeströme geben zusammen die für die Berechnung der Wärmeleitzahl in Ansatz zu bringende Wärmemenge. Die Versuchsanordnung ermöglicht, Wände mit einem den natürlichen Verhältnissen entsprechenden Feuchtigkeitsgehalt zu prüfen.

Die Berechnung des Wärmeschutzes von Wänden geht von den Widerständen aus, die der Wärmestrom beim Durchgang durch eine beiderseits von Luft begrenzte Wand zu überwinden hat. Für den Wärmedurchgangswiderstand besteht für homogene Wände die Beziehung:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{\alpha_1} + \frac{\delta}{\lambda} + \frac{1}{\alpha_2}.$$

Hierin bedeuten k die Wärmedurchgangszahl, α_1 und α_2 die Wärmeübergangszahlen an beiden Wandoberflächen, δ die Wanddicke in m, λ die Wärmeleitzahl des Wandmaterials und die reziproken Werte die Widerstände, die sich dem Wärmestrom beim Durchgang durch die Wand entgegenstellen.

Den Wärmedurchgangswiderstand einer Wand aus mehreren hintereinanderliegenden Schichten erhält man durch Summierung der Einzelwiderstände nach der Gleichung:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{\alpha_1} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \ldots \frac{1}{\alpha_2}.$$

Enthält die Mauer außerdem Luftschichten, so gilt die Gleichung:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{\alpha_1} + \sum_{\text{fest}} \frac{\delta}{\lambda} + \sum_{\text{Luft}} \frac{\delta'}{\lambda'} + \frac{1}{\alpha_2}.$$

Hierin bezieht sich das Summenzeichen „fest“ auf alle die Mauern zusammensetzenden Schichten, das Summenzeichen „Luft“ auf alle in ihr enthaltenen Luftschichten.

Es bedeuten δ' den Abstand der Begrenzungswände der Luftschicht, λ' die äquivalente Wärmeleitzahl eines homogenen festen Körpers, der, an die Stelle der Luftschicht in gleicher Dicke gesetzt, den Wärmedurchgang nicht ändert, $\frac{\delta'}{\lambda'} = \frac{1}{A}$ den Wärmedurchlässigkeitswiderstand $\frac{1}{\lambda'}$ der Luftschicht von der Tiefe δ'.

Mit Hilfe der Größe k berechnet sich die durch 1 m² Wandfläche in einer Stunde strömende Wärmemenge (stündlicher Wärmeverlust) nach der Gleichung:

$$Q = k\,(t_1 - t_2)\ \text{kcal}.$$

Als Unterlagen für die Berechnung dienen die in Tafel 29 angegebenen Werte der Wärmeleitzahl, der Wärmeübergangszahl, des Wärmedurchlässigkeitswiderstandes von Luftschichten und der Wärmedurchgangszahl[1]).

7. Luftdurchlässigkeit.

Die Luftdurchlässigkeit ist eine aus technischen und hygienischen Gründen zu fordernde Eigenschaft der Baustoffe. Während die Wände von Wohnhäusern einerseits die Innenräume gegen Auskühlung schützen sollen, müssen sie anderseits luftdurchlässig genug sein, um den Luftaustausch zu gestatten. Die Luftdurchlässigkeit darf jedoch nicht so groß sein, daß die Wärmehaltung der Räume wesentlich beeinträchtigt wird.

Für Eiseneinlagen in Eisenbeton ist zum Schutze gegen Rosten völliger Luftabschluß erforderlich.

[1]) E. Schmidt, Regeln für die Berechnung des Wärmebedarfs usw. Berlin 1926. Selbstverlag des Verbandes der Zentralheizungsindustrie E. V.

Tafel 29. **Wärmeleitzahlen, Wärmeübergangszahlen, Wärmedurchlässigkeitswiderstände von Luftschichten und Wärmedurchgangszahlen von Baustoffen.**

Mittlere Wärmeleitzahlen	Raumgewicht in kg/m³	in $\frac{\text{kcal}}{\text{m h °}}$
Korkplatten, trocken	< 250	0,04
„ „	250—400	0,05—0.06
Torfoleumplatten, trocken	180	0,034
Ziegelmauerwerk, normalfeuchte Außenwand	—	0,75
„ Innenwand	—	0,60
Kalkputz an Außenwänden	—	0,75
„ an Innenwänden	—	0,60
Schlackenfüllung von Hohlräumen	—	0,16
Sandschüttung	1640	0,50
Kiesbeton, normalfeuchte Außenwand	2200	1,10
Schlackenbeton, normalfeuchte Außenwand	1250	0,60
„ hinter äußerer Kiesbetonschicht	—	0,50
„ Innenwand	—	0,50
Bimsbeton, normalfeuchte Außenwand	800	0,40
„ hinter äußerer Kiesbetonschicht	—	0,30
„ Innenwand	—	0,30
Bimsdielen	—	0,30
Eisenbeton, normalfeuchte Außenwand	—	1,30

Wärmeübergangszahlen	α in $\frac{\text{kcal}}{\text{m² h °}}$
Innere Wandflächen	7
Äußere „	20
Fußböden, Decken bei Wärmeübergang von unten nach oben	7
„ „ „ „ von oben nach unten	5

Wärmedurchlässigkeitswiderstände von Luftschichten	Dicke der Luftschicht in cm	$\frac{1}{A}$
Senkrechte Luftschichten und wagerechte mit Wärmestrom von unten nach oben	1	0,14
	2	0,17
	5	0,19
	10	0,21
Wagerechte Luftschichten mit Wärmestrom von oben nach unten	1	0,17
	2	0,20
	5	0,21
	10	0,23

Wärmedurchgangszahlen	k in $\frac{\text{kcal}}{\text{m² h °}}$ für Wanddicken in m						
	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50
Kiesbeton, unverputzte Außenwand	4,24	3,56	3,07	2,69	2,16	1,81	1,55
„ „ Innenwand	3,07	2,69	2,41	2,16	1,81	1,55	1,36
„ beiderseits verputzte Außenwand	3,50	3,02	2,66	2,37	1,95	1,66	1,44
„ „ „ Innenwand	2,66	2,38	2,15	1,96	1,66	1,44	1,27
Eisenbeton, unverputzte Außenwand	4,37	3,75	3,28	2,91	2,38	2,01	1,74
„ „ Innenwand	3,14	2,80	2,53	2,30	1,96	1,70	1,50
„ beiderseits verputzte Außenwand	3,58	3,15	2.82	2,54	2,12	1,83	1,60
„ „ „ Innenwand	2,71	2,46	2,25	2,07	1,78	1,57	1,40
	0,12	0,25	0,38	0,51	0,64	0,77	0,90
Schlackenbeton, beiderseits verputzte Außenwand	2,28	1,52	1,15	0.92	0,76	0,66	0,58
„ „ „ Innenwand	1,89	1,33	1,04	0,85	0,71	0,62	0,55
Bimsbeton, beiderseits verputzte Außenwand	1,96	1,25	0.93	0,73	0,60	—	—
„ „ „ Innenwand	1,67	1,12	0,85	0,68	0,57	—	—
Ziegelmauerwand, einseitig verputzte Außenwand	2,63	1,80	1,38	1,11	0,93	0,80	0,70
„ beiderseitig verputzte Außenwand	2,50	1,74	1,34	1,09	0,91	0,79	0,69
„ „ „ Innenwand	1,89	1,33	1,04	0,85	0,71	0,62	0,55

Über die Luftdurchlässigkeit von Zement und Beton im Vergleich zu Kalkmörtel geben Versuche von A. Lang einigen Aufschluß, der nachstehende Verhältniszahlen fand:

	trocken	naß
Kalkmörtel	1,00	0,07
Portlandzementmörtel 1:0 . . .	0,15	0,00
Portlandzementbeton	0,40	0,00

Im nassen Zustande ist hiernach im trockenen Zustande luftdurchlässiger Beton luftundurchlässig, trockener Beton dagegen mehr oder weniger luftdurchlässig.

Weitere Versuche, um den Luftdurchlässigkeitsgrad von Mörtel verschiedener Mischung zu bestimmen, hat Dr. Guttmann[1]) ausgeführt. Diese Versuche bezogen sich auf die Mischungen 1:3, 1:5 und 1:7 und erstreckten sich auf Probekörper verschiedenen Alters. Für die Versuche wurden Würfel in Normalformat hergestellt und mit einem Eisenrohr versehen. Zur Prüfung selbst benutzte Dr. Guttmann die in Abb. 23 dargestellte Einrichtung, die im wesentlichen aus einem Quecksilbermanometer und einer Wasserstrahlpumpe besteht. Zunächst stellt man den mit der Wasserstrahlpumpe erzielbaren Unterdruck fest. Zu diesem Zwecke öffnet man die Wasserleitung und sperrt das Luftrohr des Manometers ab. Der Abstand der Quecksilberspiegel voneinander zeigt dann die Größe des Unterdrucks an. Man stellt dann die Leitung wieder ab, läßt das Quecksilber wieder in die Anfangslage zurücklaufen und verbindet nun das in den Mörtelkörper eingebettete Rohr durch Vakuumschlauch mit dem Manometer. Dann sinkt, wenn die Wasserleitung geöffnet wird, das Quecksilber allmählich in dem längeren Schenkel und steigt in dem kürzeren empor, und zwar um so mehr, je weniger luftdurchlässig der Mörtel ist.

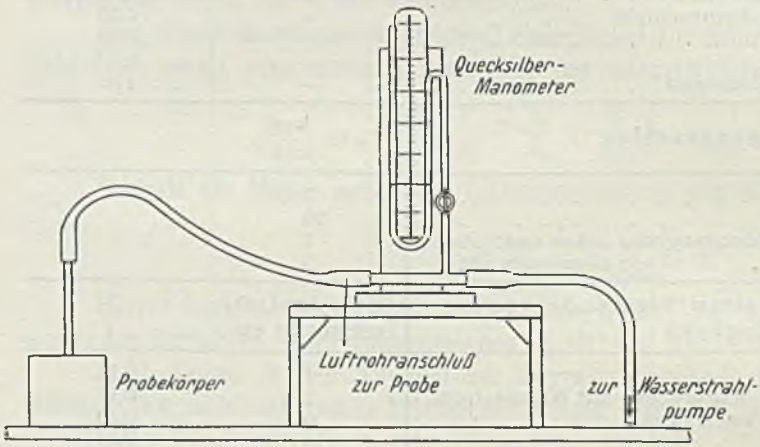


Abb. 23. Apparatur zur Prüfung von Mörtel auf Luftdurchlässigkeit.

In Tafel 30 sind die Ergebnisse der in vorstehend beschriebener Weise ausgeführten Versuche wiedergegeben. Man ersieht, daß die Luftdurchlässigkeit von dem Zustand des Mörtels — lufttrocken oder feucht — abhängig ist. Die in Wasser gelagerten Körper werden schneller undurchlässig als die an der Luft gelagerten. Die Luftdurchlässigkeit verhält sich also ähnlich wie die Wasserdurchlässigkeit.

Was die verschiedenen Mischungen anbetrifft, so ersieht man, daß bei Wasserlagerung die Mischungen 1:3 nach 28 Tagen fast undurchlässig sind. Die Mischungen 1:5 zeigen erst nach 28 Tagen, die Mischungen 1:7 sogar erst nach 8 Wochen eine stärkere Neigung zum Dichtwerden. Bei Luftlagerung ist die Mischung 1:3 noch nach $^3/_4$ Jahren luftdurchlässig. In diesem Zeitpunkt ist die Luftdurchlässigkeit der Mischung 1:5 verhältnismäßig wenig zurückgegangen, während die der Mischung 1:7

[1]) R. Guttmann, Bericht über die Tätigkeit der Prüfungsanstalt des Vereins Deutscher Eisenportlandzement-Werke, e. V., im Jahre 1914. Düsseldorf. Verlag Stahleisen m. b. H.

unverändert geblieben ist. Lufttrockener Beton kann also praktisch als luftdurchlässig angesehen werden. Fettere Mischungen als 1 : 5 sollte man für Außenwände nicht anwenden. Man sollte daher auch nicht Betonmauerwerk, wenn Luftdurchlässigkeit erwünscht ist, mit fettem Zementmörtel verputzen.

Keller mit wasserundurchlässigen Wänden sind also auch gegen Grundluft geschützt, und ebenso sind wasserundurchlässige Zementrohre undurchlässig für die Gase der Abwässer, die sie durchfließen.

Tafel 30. **Luftdurchlässigkeit von Mörteln in fetter und magerer Mischung bei Wasser- und Luftlagerung.**

Marke	Mischungsverhältnis Zement zu Rheinsand	Luftverdünnung, gemessen in $^1/_2$ mm Quecksilbersäule, 760 mm = 1 at											
		Luftlagerung						Wasserlagerung					
		3 Tage	7 Tage	14 Tage	28 Tage	56 Tage	270 Tage	3 Tage	7 Tage	14 Tage	28 Tage	56 Tage	270 Tage
Eisenportlandzement b	1 : 3	85	55	55	49	45	40	75	65	36	31	30	26
Portlandzement z . .	1 : 3	65	39	39	37	33	30	65	65	35	29	28	26
Hochofenzement t . .	1 : 3	91	65	61	51	49	42	65	65	35	29	28	27
Eisenportlandzement b	1 : 5	> 400*)	> 400	> 400	> 400	209	170	> 400	> 400	> 400	343	257	37
Portlandzement z . .	1 : 5	> 400	> 400	> 400	> 400	325	242	> 400	> 400	> 400	> 400	271	72
Hochofenzement t . .	1 : 5	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	288	> 400	> 400	> 400	359	293	30
Eisenportlandzement b	1 : 7	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	265	50
Portlandzement z . .	1 : 7	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	80
Hochofenzement t . .	1 : 7	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	> 400	249	46

*) Da das Manometer, ein abgekürztes Barometer, nur eine Quecksilbersäule von 200 mm hatte, ist überall, wo keine Luftverdünnung erzielt werden konnte, > 400 eingetragen.

8. Schalleitfähigkeit.

Von Wichtigkeit, besonders für den Betonbau, ist die Schalleitfähigkeit; mit anderen Worten: Beton soll möglichst widerstandsfähig gegen Schallübertragung sein.

Versuche des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins[1]) haben ergeben, daß sich alle Massivdecken hinsichtlich der Schallübertragung ziemlich gleichmäßig verhalten. Das Ergebnis der Versuche berechtigt zu der Annahme, daß die Schallleitung mit der Gesamthöhe der Konstruktion und mit der Beschüttungshöhe abnimmt. Außerdem geht daraus hervor, daß der Schall nicht allein durch die Decken, sondern auch durch die Wände, auf denen die Deckenkonstruktionen aufgelagert sind, geleitet wird.

Da die für den Schallschutz schätzenswerten Eigenschaften der Baustoffe mit geringem Eigenton nach Petry[2]) nur dann zur Geltung kommen, wenn sie in spannungslosem Zustande Verwendung finden können, kommt es bei der Beurteilung der Frage der Schallübertragung weniger auf die Art der zum Bau verwendeten Stoffe als auf den Spannungszustand an, in dem sich die Konstruktion befindet.

Als Hauptmittel zur Schalldämpfung werden angegeben:

1. Absonderung des Fußbodens von der Tragkonstruktion, erzielbar durch eine Schicht von losem, nicht zu feinem Sand, von Kork, Schlacke. Die Hellhörigkeit kann man durch Zwischenlagen von Papier, Pappe usw. aufheben.
2. Trennung der Tragdecke von den Außen- und Zwischenmauern durch Pappeinlagen.

[1]) Z. d. ö. V. A. I. 1903, Nr. 17.
[2]) W. Petry, Schallsicherheit von Beton und Eisenbeton. Zement 1919, Nr. 23, S. 224.

3. Vergrößerung der Deckenstärke. Hier kommen in Betracht die Anordnung von Hohlräumen in der Konstruktion oder die Anbringung einer besonderen Unterdecke in einem gewissen Abstande von der Unterkante. Die Hohlräume wirken nicht unmittelbar schalldämpfend, wie vielfach angenommen wird, sondern mittelbar infolge Vermehrung der Deckenstärke.
4. Zusammensetzung der Decke aus Lagen von verschiedenem Stoff. Da jedesmal beim Übergang von einer zur anderen Schicht die Schallwelle einem Widerstand begegnet, so verringert sich hierdurch der Schalldurchgang. Dies kann erreicht werden durch Aufbringen verschiedener Estriche oder verschiedener Lagen abwechselnd von Sand mit einem festen Estrich.
5. Wahl eines geeigneten Fußbodenbelages. Hier hat sich Linoleum auf geeignetem Unterboden am besten bewährt und sowohl dem Holzfußboden wie auch den meisten fugenlosen Fußbodenbelägen als überlegen gezeigt.

Die drei verschiedenen Arten von Decken: Holz-, Stein- und Eisenbetondecken können sich bei sachgemäßer Ausführung bezüglich der Schallundurchlässigkeit nebeneinander behaupten. Da die Schalldämpfung mit abnehmender Deckenstärke abnimmt, so sind dünne Eisenbetondecken ohne besondere Vorkehrungen nicht schallsicher. Dagegen steht eine Eisenbetondecke mit Auffüllung von Sand bezüglich der Schallundurchlässigkeit mit an erster Stelle.

Einwandfreie Verfahren zur Ermittlung der Schallsicherheit sind nicht bekannt.

9. Nagelbarkeit.

Soll Beton zu Wohnungsbauten (Wänden) verwendet werden, so muß er, soweit er für Innenwände der Wohnräume in Betracht kommt, nagelbar sein, damit er beim Einschlagen von Nägeln, Klammern, Haken usw. keine weitgehende Zerstörung erleidet, wie sie in diesen Fällen bei gewöhnlichem Beton, d. h. solchem aus Quarzsand und Kleinschlag, aus natürlichem Gestein oder Hochofenstückschlacke oder sonstigem harten Zuschlagstoff eintritt.

Die Nagelbarkeit wird dadurch erreicht, daß zur Bereitung des Betons Zuschläge benutzt werden, die derart beschaffen sind, daß der daraus hergestellte erhärtete Beton bei einer gewissen Festigkeit doch so weit nachgiebig bleibt, daß er dem Eindringen von Nägeln usw. keinen großen Widerstand entgegensetzt und keine örtliche Zerstörung erleidet. Solche Zuschlagstoffe sind Asbest, Bimssand bezw. -kies, Verbrennungsrückstände von Kohle und Koks, granulierte Hochofenschlacke usw. Auch durch Zusatz von Kalkmörtelbruch kann Beton nagelbar gemacht werden (Porositbeton).

Je fester die eingeschlagenen Nägel in dem Beton stecken und je größeren Widerstand sie dem Versuch, sie aus dem Beton herauszuziehen, entgegensetzen, um so besser ist der Beton. Der Grad dieses Widerstandes läßt sich zahlenmäßig feststellen, indem in die zu vergleichenden Probestücke Nägel u. dergl. mit einem Handhammer, gegebenenfalls auf verschiedene Tiefen, eingetrieben werden und die Kraft, die zum Herausziehen der Nägel erforderlich ist, bestimmt wird.

10. Wasserundurchlässigkeit.

Beton und auch Eisenbeton wird häufig unter Verhältnissen verwendet, unter denen man von ihm verlangen muß, daß er bis zu einem gewissen Grade wasserundurchlässig ist. Nicht jede Betonmischung genügt ohne weiteres dieser Anforderung. Durchaus wasserdichten Beton gibt es nicht; jeder Beton aus Zement und den bekannten Zuschlagstoffen erleidet selbst bei größtem Dichtigkeitsgrad eine mehr oder weniger

starke Durchfeuchtung, die indessen unter günstigen Verhältnissen nicht zum Durchsickern von Wasser zu führen braucht. Im allgemeinen ist die Wasserundurchlässigkeit des Betons von den gleichen Umständen abhängig wie die Festigkeit, ohne daß man indessen aus dem Festigkeitsgrad ohne weiteres auf den Grad der Wasserdichtigkeit schließen könnte. Auch zur Erreichung von Wasserundurchlässigkeit ist die Erzielung eines sogenannten satten Betons, d. h. eines solchen erforderlich, in dem die Hohlräume des Zuschlagstoffs völlig mit Bindemittel ausgefüllt sind.

In gleicher Weise wie die Festigkeit erhöht sich auch der Grad der Wasserundurchlässigkeit des Betons mit fortschreitendem Alter, ohne daß eine unmittelbare Abhängigkeit der beiden Eigenschaften voneinander besteht. Beton, der anfänglich wasserdurchlässig war, kann mit der Zeit wasserundurchlässig werden. Er darf jedoch nicht von vornherein so porös sein, daß er durch ihn durchdringendes Wasser ausgelaugt wird. Wenn der Beton an sich nicht von Natur wasserundurchlässig ist, so können verschiedene Mittel angewendet werden, um hinreichende Wasserundurchlässigkeit zu erzielen. Hierher gehört der Zusatz von Kalk (Fettkalk oder besser hydraulischem Kalk) in geringen Mengen. Dieser Zusatz muß dem Fettigkeitsgrad der Mischung angepaßt werden. Je fetter die Mischung, um so geringer ist der Kalkzusatz zu bemessen. Nach Angaben von Büsing-Schumann wechselt der zulässige Kalkzusatz zwischen $^1/_2$ und 2 Gewtl. auf 1 Gewtl Zement, wobei allerdings zu berücksichtigen ist, daß die Festigkeit des Betons durch den Kalkzusatz Einbuße erleidet.

Günstiger ist der Zusatz von Kalk und Traß; denn bekanntlich sind Mörtel aus Kalk und Traß in entsprechender Mischung mit Sand allein schon wasserdicht. Vorteilhaft ist es auch, den Kalk in Form von Kalkmilch bezw. Kalkwasser zuzusetzen. Man kann dann die Kalklösung als Anmachewasser verwerten[1]).

Wasserundurchlässigkeit sucht man auch dadurch zu erreichen, daß man die Außenflächen von Betonbauwerken entweder mit einer fetten Zementmörtelmischung verputzt oder mit Anstrichen versieht, denen wasserdichtende Eigenschaften zugeschrieben werden (Fluate, Testalin, Alaun- und Seifenlösung, Leinöl, Asphalt, Teer, Goudron u. a.). Hierzu kommen noch die in großer Anzahl unter den verschiedensten Namen in den Handel gebrachten Teer- und ähnlichen Präparate, wie Ceresit, Nigrit, Siderosthen, Dichtolin, Adiodon, Impervit, Pixol, Preolith, Seccolith usw., Stoffe, die entweder dem Beton bei seiner Bereitung als Dichtungsmittel[2]) zugesetzt oder mit denen die Bauteile gestrichen werden.

Alle diese Stoffe können jedoch, soweit sie überhaupt wasserdichtend wirken, nur dann ihre Schuldigkeit tun, wenn anzunehmen ist, daß das Bauwerk rißfrei bleibt. Da aber Betonbauteile in vielen Fällen starken Erschütterungen ausgesetzt sind oder große Spannungen aufzunehmen haben (z. B. in Eisenbahnbrücken, Tunneln usw.) und daher Risse im Bauwerk unvermeidlich sind, muß man zu den sogenannten plattenförmigen Abdeckstoffen seine Zuflucht nehmen, die eine gewisse Festigkeit und Elastizität (Formänderungsvermögen) besitzen und infolgedessen imstande sind, den Bewegungen des Bauwerks bis zu einem gewissen Grade zu folgen, ohne zu reißen. Zu diesen Stoffen gehören Gußasphalt, Goudronplatten, Walzblei, Asphaltisolierplatten mit Einlagen von

[1]) Eingehende Angaben hierüber sind im Handb. f. Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. V, S. 274 u. f., Berlin 1910, und Dr.-Ing. J. Schultze, Grundwasserabdichtungen, 2. Aufl., Berlin 1919, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, zu finden.

[2]) Die Stoffe, die dazu dienen sollen, Bauteile wasserundurchlässig zu machen oder wasserdicht abzudecken, werden vielfach „Isolierstoffe" genannt. Man sollte diese Bezeichnungsweise nach Möglichkeit vermeiden, um keine Verwechslungen mit solchen Materialien herbeizuführen, die zum Isolieren von Rohren oder Bauteilen (Wärmeschutz) oder von elektrischen Leitungen verwendet werden und ebenfalls Isolierstoffe genannt werden.

Filz, Leinwand, Jute oder Pappe, Bleiplatten mit Asphaltauflagen und ähnliche unter verschiedenartiger Handelsbezeichnung vertriebene Erzeugnisse (Patentfalztafeln Kosmos, Pachytekt, Tektolith, Pappolein usw.).

Zementrohre macht man auch durch Einschlämmen der Innenwände mit Zementmilch oder durch Anstriche mit Asphalt u. dergl. wasserdicht.

Im allgemeinen wird als widerstandsfähiges Abdichtungsmaterial für Bauten, soweit es sich um elastische Vergußmassen handelt, Naturasphalt oder eine Mischung aus solchem mit erweichenden Zusätzen, wie Paraffinöl, weichem Erdölgoudron usw., bevorzugt. Als weniger geeignet werden dagegen Steinkohlenteer, Braunkohlenteer, Holzteerpech usw. angesehen, weil diese im Laufe der Zeit brüchig werden können.

Die Prüfung von Beton auf Wasserdichtigkeit erfolgt nach verschiedenen Verfahren. Bei dem einen Verfahren werden auf die Probestücke mit Einteilung versehene Glasrohre dicht schließend aufgekittet und bis zu bestimmter Marke mit Wasser gefüllt. Man beobachtet dann, welche Wassermenge in bestimmten Zeiträumen aufgesaugt wird und ob und wann an der Unterseite des Probestückes Wasser durchsickert. Nach einem anderen Verfahren werden größere Bruchstücke des zu prüfenden Betons ringsum mit einem etwa 10 cm hohen Rand aus starkem, mit einer Mischung von Kolophonium und Wachs wasserdicht gemachtem Papier umgeben und die Bruchflächen mit Wachs abgedichtet, der so gebildete Hohlraum mit Wasser bis zu 5 cm Höhe gefüllt; wie bei dem anderen Prüfungsverfahren beobachtet man dann an der Unterseite der Proben den etwaigen Wasserdurchgang (Abb. 24). Bei diesen Verfahren können jedoch nur geringe Drücke zur Anwendung kommen.

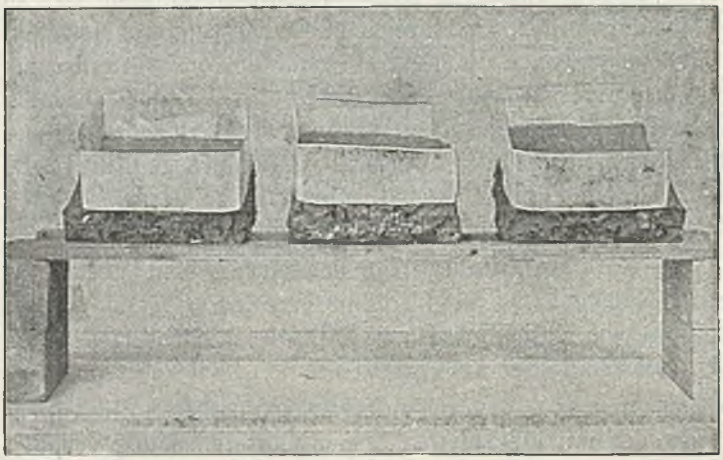


Abb. 24. Wasserlaßprobe.

Soll die Widerstandsfähigkeit von Beton gegenüber höherem Wasserdruck festgestellt werden, so werden im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem aus dem zu prüfenden Material entweder kreisrunde Scheiben von 23 cm Durchm. oder quadratische Platten von 20 cm Kantenlänge hergestellt[1]). Die Dicke der Scheiben bezw. Platten wird, wenn es sich um Putzmörtel handelt, auf 2 cm, und wenn es sich um Beton handelt, auf 5 bis 20 cm bemessen. Bei dem für die Prüfung vorgeschriebenen Alter werden die Probekörper in die mit dem Wasserdruckprüfer verbundene Einspannvorrichtung Bauart Dittmer (Abb. 25) eingebracht. Letztere besteht aus den zwei gußeisernen Teilen *a* und *b*, von denen der untere den Anschlußstutzen *c* aufweist,

[1]) Beim Formen der Probestücke ist darauf zu achten, daß deren untere und obere Seite möglichst eben und parallel zueinander sind. Dies wird dadurch erreicht, daß die Mörtel- bezw. Betonmasse in eine Form mit ebener Unterlage eingebracht und nach Füllen der Form mit einem Lineal glattgestrichen wird. Hierbei darf jedoch die Oberseite nicht so stark bearbeitet werden, daß sämtliche Poren an der Oberfläche mit Zementschlamm gefüllt werden und diese so wasserundurchlässig gemacht wird. — Handelt es sich um erhärteten Beton, so werden aus diesem quadratische Platten durch Schneiden auf der Steinsäge, am besten einer Karborundumsäge, gefertigt, wobei ebenfalls auf die Erzielung ebener und paralleler Flächen geachtet werden muß.

welcher den Anschluß an den Druckwasserverteiler bewirkt. Mit Hilfe der Bolzen *d* wird das Versuchsstück *c* fest eingespannt.

Der Hohlraum im unteren Teil der Vorrichtung wird gegen die Probe mit Hilfe des etwa 1 cm dicken Gummiringes abgedichtet, dessen Lage durch eine am unteren Rande des Teiles *b* vorgesehene flache Nut gesichert wird. Der obere Gummiring *g* dient zum Ausgleichen etwaiger Unebenheiten an der Oberfläche des Probestückes.

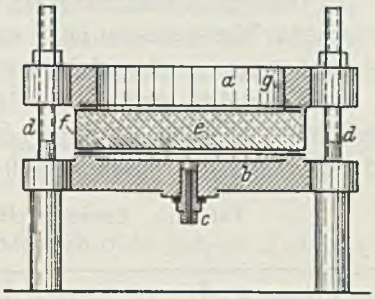


Abb. 25. Vorrichtung zum Einspannen für Wasserdurchlaßversuche.

Zum Zwecke des Versuches wird, nachdem das Probestück eingelegt ist, zunächst Wasser in die Hohlräume des unteren Teiles *b* eingelassen, bis seitlich an dem Gummiring *f* Wasser austritt, wodurch die etwa noch im Hohlraum vorhandene Luft mitgerissen wird. Hierauf wird das Probestück fest eingespannt und der Wasserdruck auf die gewünschte Höhe gebracht, gewöhnlich zunächst auf 0,5 at, und die Probe 30 Min. lang diesem Druck ausgesetzt. Dann wird der Druck um je $^1/_2$ at gesteigert und jede Druckstufe je nach den Erfordernissen des Versuches bis zu 6 Stunden gehalten.

Es wird beobachtet, ob und bei welchem Druck Wasser an der vom Wasserdruck nicht beanspruchten Gegenseite der Proben austritt.

11. Auswittern (Ausschwitzen).

Eine den Bestand des Bauwerks im allgemeinen nicht gefährdende, wohl aber dessen Aussehen beeinträchtigende Eigenschaft des Zementmörtels und Betons ist das Auswittern[1]). Dies kennzeichnet sich durch schmutzig-weiße Streifen oder Flächen, die an den Außenseiten von Betonbauwerken, namentlich bei Verwendung fetter Mischungen, zum Vorschein kommen. Dieser Ausschlag rührt meist von dem beim Erhärten des Zementes freiwerdenden Kalk, seltener von sogenannten wasserlöslichen Salzen her. Auch dort, wo Wasser (Regenwasser) durch Beton durchsickern kann oder infolge Drucks durch denselben hindurchgepreßt wird, treten an den Außenflächen der Betonmauern Ausschläge von Kalk, der an der Luft in kohlensauren Kalk übergeht, auf und bilden oft dicke Krusten oder stalaktitenartige Gebilde. Falls die Auslaugungen des Kalkes aus dem Beton bezw. Zement zu stark werden, kann eine Beeinträchtigung des Zusammenhangs und damit der Festigkeit des Betons bewirkt und unter Umständen der Bestand des Mauerwerks gefährdet werden. Durch Zusatz von Traß können solche Auswitterungen vermieden oder wenigstens eingeschränkt werden[2]). Es werden auch sogenannte ausschlagfreie Zemente erzeugt, die die Eigenschaft des Ausschwitzens nicht haben sollen. Über die Bewährung solcher Zemente unter praktischen Verhältnissen liegen indessen ausreichende Erfahrungen nicht vor.

12. Raumänderung.

Mit dem Erhärtungsvorgang des Zementes im Beton sind infolge chemischer und physikalischer Vorgänge Raumänderungen der Betonmasse verbunden, deren Größe von den Eigenschaften der verwendeten Materialien und vom Fettigkeitsgrad der Mischung abhängt. Je fetter, dichter und umfangreicher die Betonmasse ist, um so erheblicher ist diese Raumänderung (Arbeiten); unmittelbar gefährlich wird sie jedoch nur, wenn

[1]) Rohland, Ausblühungen von Zementwaren. Baumaterialienmarkt 1911, Nr. 22, S. 575.

[2]) Van der Kloes, Folgen des Gebrauchs unrichtig zusammengesetzter Mörtel. Baumaterialienmarkt 1911, Nr. 23/30.

nicht raumbeständiger Zement verwendet wurde, d. h. wenn dieser treibt oder zu sehr schwindet (S. 16). Die Raumausdehnung ist eine Folge teils des (chemischen) Erhärtungsvorgangs, teils der Feuchtigkeits(Wasser-)aufnahme, das Schwinden eine Folge von Feuchtigkeitsabgabe (Austrocknen).

Geringe Ausdehnung ist unschädlich, da, falls die Verdichtung des Betons (durch geringen Wasserzusatz oder starkes Stampfen) nicht über eine gewisse Grenze hinausgetrieben ist, genügend Raum für das Arbeiten des Zementes übrigbleibt.

Nachteilig und unter Umständen gefährlich ist das Schwinden des Betons, insbesondere des Eisenbetons, da in die hierbei entstehenden Risse Luft und Wasser dringen und das Eisen zum Rosten bringen können.

Tafel 31. **Zusammenstellung der Ergebnisse von an verschiedenen Orten ausgeführten Längenänderungsversuchen.**

Mischung (Verhältnis und Art)	Erhärtungsart	Längenänderung in mm, bezogen auf 1 m Länge nach					
		28 Tagen	3 Monaten	1 Jahr	2 Jahren	4 Jahren	6 Jahren
Versuche von Graf*)							
1:4 Stampfbeton	Luft	— 0,065	— 0,202	— 0,410	— 0,435	— 0,485	— 0,512
	Wasser . . .	+ 0,022	+ 0,035	+ 0,080	+ 0,095	+ 0,132	+ 0,177
1:4 Eisenbeton	Luft	— 0,045	— 0,110	— 0,200	— 0,200	— 0,210	— 0,225
	Wasser . . .	+ 0,007	+ 0,015	+ 0,042	+ 0,050	+ 0,070	+ 0,080
Versuche von Gary) **							
1:3 Mörtel erdfeucht	Luft	— 0,660	— 0,740	— 0,600	—	—	—
	kombiniert . .	— 0,410	— 0,540	— 0,480	—	—	—
	Wasser . . .	+ 0,220	+ 0,410	+ 0,620	—	—	—
1:5 Mörtel erdfeucht	Luft	— 0,510	— 0,540	— 0,390	—	—	—
	kombiniert . .	— 0,430	— 0,540	— 0,430	—	—	—
	Wasser . . .	+ 0,180	+ 0,300	+ 0,420	—	—	—
Versuche von Rudeloff							
1:3 Beton erdfeucht	Luft	— 0,169	84 Tage — 0,274	196 Tage — 0,324	—	—	1568 Tage — 0,323
	Wasser . . .	+ 0,174	84 Tage + 0,259	196 Tage + 0,328	dann Luftlagerung —	—	1568 Tage + 0,046

*) O. Graf, Volumenänderungen und dabei auftretende Anstrengungen im Beton und in Eisenbetonkörpern. Z. d. V. D. I. 1912, S. 269.

**) M. Gary, Schwellung und Schwindung von Zement und Zementmörteln in Wasser und Luft. D. Aussch. f. Eisenbeton, Heft 35. Berlin 1915. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Stampfbeton und überhaupt Beton, der mit wenig Wasser angemacht ist, unterliegt der Gefahr des Rissigwerdens weniger als wasserreich angemachter (Eisenbeton, Gußbeton usw.).

In Tafel 31 sind die Durchschnittsergebnisse von an verschiedenen Stellen ausgeführten Prüfungen von Mörtel und Beton auf Raum(Längen-)änderung angegeben.

Beton unterliegt ferner dem physikalischen Gesetz der Raumänderung durch Wärmeschwankungen ebenso wie jeder andere Baustoff. Wissenschaftliche Versuche zur Feststellung der Ausdehnungsmaße von Beton sind bisher nur wenig angestellt worden.

Meyer-Malstatt gibt an, daß Zementmörtel ohne Sandzusatz innerhalb der Wärmegrenzen von — 5 bis + 35° C an der Luft etwa dasselbe Ausdehnungsmaß

besitzt wie Eisen. Dies ist auch durch andere Versuche mit Zementmörtel aus 1 Teil + 2 bis 6 Teilen Sand bestätigt worden. Versuche von Bauschinger haben jedoch ergeben, daß das Ausdehnungsmaß nicht immer mit demjenigen des Eisens übereinstimmt. Durch die Wärmeschwankungen hervorgerufene Raumänderungen sind aber verhältnismäßig gering im Vergleich zu denen, die durch Wasseraufnahme (Ausdehnung) oder Austrocknung (Schwindung) bewirkt werden. Versuche über die Wirkung dieser beiden Einflüsse auf die Raumänderungen sind von Schumann mit verschiedenen Baustoffen angestellt worden. Sie ergaben:

1. daß alle Zemente beim Erhärten in Wasser sich ausdehnen und daß diese Ausdehnung im Anfang, d. h. in der Zeit, während welcher die Festigkeitszunahme am höchsten ist, ebenfalls am größten ist;
2. daß die Raumverminderung durch Magerung des Mörtels infolge Zusatzes von Sand vermindert wird;
3. daß alle anderen geprüften Bausteine (Ziegel, Sandstein, Basalt) ebenfalls durch Wasseraufnahme eine Raumzunahme erleiden, die namentlich bei Sandstein sehr ungleich ist und bis zum Dreifachen derjenigen von Mörtel (1 : 3) betragen kann.

Da der Anteil an Zement im Verhältnis zu dem an steinigem Zuschlag im Beton gering ist, sind die durch Wasseraufnahme des erhärteten Zementes verursachten Raumänderungen unerheblich; ihre Größe ist fast ausschließlich von dem Wasseraufnahmevermögen des Steinmaterials und dessen Empfindlichkeit gegen Wärmeschwankungen abhängig.

Auf die Wirkung der Raumänderungen muß bei der Berechnung der Konstruktionen aus Beton und Eisenbeton und bei der Herstellung der Bauteile Rücksicht genommen werden, denn die Bewegung im Bauwerk und die Veränderung der Lage der Bauteile zueinander infolge Wärme- und Feuchtigkeitswechsels können unter Umständen großen Umfang annehmen. Durch entsprechende Vorsichtsmaßregeln, z. B. durch Vorsehen von sogenannten Bewegungsfugen, Einlegen von Gelenken u. dergl., werden die Wirkungen der Raumänderung mehr oder weniger unschädlich gemacht.

Rudeloff[1]) hat durch vergleichende Versuche mit in verschiedener Weise behandelten Betonkörpern festgestellt, daß die Art der Behandlung des Betons von wesentlichem Einfluß auf seine Raumänderung ist, derart, daß durch entsprechende Vorbehandlung (hinreichend langes Naßhalten während der Anfangserhärtung) des Betons das Gesamtmaß des Schwindens auf einen für die Praxis bedeutungslosen Betrag beschränkt werden kann.

Zur Messung der Raumänderung von Zement und Zementmörtel werden die auf S. 17 genannten Meßapparate von Bauschinger, Martens usw. benutzt. Mit dem Bauschinger-Apparat können Raumänderungen von $^1/_{100}$ mm gemessen und solche von $^1/_{1000}$ mm geschätzt werden. Es ist nur für die Messung kleiner Probekörper (Prismen von 10 cm Länge) brauchbar.

Die Feststellung der Raumänderung von Beton unter Einfluß von Wärme und Feuchtigkeit, für die große Körper angefertigt werden müssen, ist mit Schwierigkeiten verknüpft. Ein allgemein gebräuchliches, leicht zu handhabendes Verfahren für solche Ermittlungen ist, abgesehen von dem Rudeloffschen[2]), bis jetzt nicht bekanntgeworden.

[1]) M. Rudeloff, Der Einfluß längeren Naßhaltens auf das spätere Schwinden von Beton beim Erhärten an der Luft. Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1916, Heft 1, S. 2 u. f.

[2]) M. Rudeloff. Die Bestimmung der Wärmeausdehnung von Zementbeton und anderen Baustoffen. Arm. B. 1911, S. 172.

13. Abnutzung.

In vielen Fällen werden Mörtel und Beton z. B. als Material für Fußboden und Betonstraßen sowie gewisse Erzeugnisse aus Beton, wie Gehwegplatten, auf Abnutzung beansprucht. Die Widerstandsfähigkeit des Betons in dieser Beziehung hängt von seiner Festigkeit ab, wenn auch nach den vorliegenden Erfahrungen kein unmittelbar gesetzmäßiger Zusammenhang zwischen beiden Eigenschaften besteht. Da die Abnutzbarkeit der Zuschlagstoffe im allgemeinen wesentlich geringer ist als die des Bindemittels (Zement) im Beton, die Abnutzung also in erster Linie durch die Härte der Zuschlagstoffe bedingt ist, wird man, wenigstens bei fabrikmäßig hergestellten Bodenbelägen darauf achten, daß die Zwischenräume zwischen den Körnern des Zuschlagmaterials möglichst klein ausfallen. Da dies bei Betonarbeiten im Großen, z. B. bei Herstellung von Betonstraßen, nicht möglich ist, sind hierzu möglichst hochwertige Zemente zu verwenden, wobei natürlich ebenfalls auf eine zweckmäßige Kornzusammensetzung des Zuschlages Wert zu legen ist.

Ein Prüfverfahren zur Bestimmung der Widerstandsfähigkeit gegen Verschleiß, das die abnutzende Beanspruchung der Praxis bei dem Versuch genau nachahmt, gibt es nicht. Man muß sich daher mit Verfahren begnügen, mittels deren Ergebnisse gewonnen werden, die einen genügend zuverlässigen Vergleich der Stoffe hinsichtlich der Abnutzbarkeit gestatten. Allgemein ist für diesen Zweck üblich der Schleifversuch und als die meist gebräuchliche Versuchseinrichtung die Schleifmaschine Bauart Böhme, die wesentlich einfacher in ihrer Bauart und bequemer zu handhaben ist als ihr Vorbild, die Bauschinger-Schleifmaschine. Die Versuchsausführung ist folgende:

Quadratische Probestücke von 7,1 cm Seitenlänge (50 cm^2 Fläche), die entweder aus den zu prüfenden Stoffen herausgeschnitten oder, wenn es sich um formbare Materialien, wie Mörtel und Beton, handelt, durch Einschlagen in Formen gewonnen sind, werden bis zum gleichbleibenden Gewicht getrocknet und unter Anwendung von 440 Umdrehungen der Schleifscheibe geschliffen. Auf je 22 Scheibenumgänge werden 20 g Schmirgel (Naxosschmirgel Nr. 80) aufgegeben und vor jeder neuen Schmirgelaufgabe das abgeschliffene Material samt den Schmirgelresten entfernt. Nach je 110 Umdrehungen der Schleifscheibe wird der Gewichtsverlust ermittelt und die Probe um 90° gedreht. Nach 440 Scheibenumgängen wird der Gesamtgewichtsverlust errechnet. In jedem Falle sind zwei, besser drei Parallelversuche auszuführen.

Aus dem Quotienten

$$\frac{\text{Gesamtgewichtsverlust (in g)}}{\text{Raumgewicht des Materials (in g/cm}^3\text{)}}$$

errechnet sich der Abnutzungswert in cm^3. Vielfach ist es auch üblich, den so gewonnenen Wert auf die Flächeneinheit (cm^2) des Versuchsstückes umzurechnen.

Der Naxosschmirgel Nr. 80 soll folgende Eigenschaften aufweisen:

1. Spezifisches Gewicht 3,90 bis 4,00,
2. Raumgewicht eingelaufen 1,7 bis 1,8 kg/l,
   „ eingerüttelt etwa 2,2 kg/l.
3. Kornzusammensetzung:
   a) etwa 2% Korn unter 0,086 mm,
   b) „ 18 „ „ zwischen 0,120 und 0,086 mm,
   c) „ 80 „ „ „ 0,120 „ 0,200 „
4. Zur Nachprüfung des Schmirgels jeder neuen Lieferung sind Schleifversuche im Vergleich mit dem Schmirgel der vorhergehenden Lieferung an demselben Material auszuführen.

Von Gary[1]) ist ein anderes Prüfungsverfahren für die Ermittlung der Abnutzbarkeit eingeführt worden, bei dem ein Sandstrahlgebläse zur Anwendung kommt. Ein Teil der zu beanspruchenden Fläche (gewöhnlich eine kreisrunde Fläche von 6 cm Durchm. = 28 cm²) des Probekörpers wird eine abgemessene Zeit (2 Minuten) unter bestimmten Bedingungen (3 at Druck) der Wirkung des Sandstrahls ausgesetzt. Der Körper wird vor und nach der Beanspruchung gewogen. Der Abnutzungswert wird ebenfalls aus dem Quotienten Gewichtsverlust dividiert durch Materialraumgewicht (g/r) berechnet.

Abb. 26. Durch den Sandstrahl beanspruchte Zementplattenproben.

In Abb. 26 sind einige durch den Sandstrahl beanspruchte Betonplattenproben dargestellt.

Tafel 32. **Abnutzbarkeit an Zementmörtel*).**
Mittelwerte aus je zwei Einzelversuchen.
Mischung: 1 Rtl. Zement + 2 Rtl. Freienwalder Rohsand, erdfeucht eingeschlagen.
Lagerung: 1 Tag an der Luft, 6 Tage unter Wasser, dann an der Luft.

Zement		Mittleres Raumgewicht in g/cm³ nach					Mittlerer Materialverlust in g und $\frac{g}{cm^3}$*) nach				
Art	Marke	7 Tagen	28 Tagen	6 Monaten	1 Jahr	2 Jahren	7 Tagen	28 Tagen	6 Monaten	1 Jahr	2 Jahren
Hochofenzement	C	2,310	2,292	2,276	2,258	2,221	68,9 / 29,8	43.7 / 19,1	32 2 / 14,2	26,5 / 11,7	26,8 / 12,1
	F	2,315	2,300	2,302	2,275	2,290	58,3 / 25,2	36,1 / 15,7	27,6 / 12,0	22,7 / 10,0	22,0 / 9,7
Eisenportlandzement	B	2,234	2,238	2,216	2,216	2,188	40,5 / 18,1	30.7 / 13,7	23,0 / 10,4	29,1 / 13,2	19,8 / 9,1
	D	2,307	2,265	2,238	2,224	2,215	39,0 / 16,9	30,4 / 13,4	23,7 / 10,6	26,9 / 12,1	20.2 / 9,0
Portlandzement	G	2,288	2,270	2,274	2.236	2.247	44,1 / 19,3	30,8 / 13,6	20,0 / 8.8	24,5 / 11,0	17,8 / 8,0
	H	2,270	2,225	2,214	2,189	2,162	50.9 / 22,5	33,1 / 14,9	30,1 / 13,6	33,2 / 15,2	28,5 / 13,2

*) Die über dem Strich stehenden Werte sind die Materialverluste nach Gewicht (in g), die unter dem Strich stehenden die Verluste nach Rauminhalt (in cm³).

[1]) M. Gary, Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1901, S. 211 und 1904, Heft 1.

In Tafel 32 sind die Ergebnisse der Prüfung von Zementmörtel 1 : 2 aus verschiedenen Zementarten[1]) auf Abnutzung nach dem Schleifverfahren zur Veranschaulichung wiedergegeben. Hiernach schwankt z. B. die Abnutzung solchen Mörtels bei 28 Tagen Alter zwischen 13,4 und 19,1 cm^2 und bei 1 Jahr Alter zwischen 10,0 und 15,2 cm^2.

Nach den von der Städt. Polizeiverwaltung I (Straßenbau) in Berlin herausgegebenen „Bestimmungen für die Lieferung und Prüfung von Kunststeinplatten" darf die Abnutzbarkeit künstlicher Gehwegplatten (Granitoidplatten) beim Schleifversuch höchstens 10,0 cm^3 und der Verlust über dem Sandstrahl höchstens 6,5 cm^3 betragen[2]), eine scharfe Forderung, wenn man bedenkt, daß man von Hartgestein durchschnittlich auch keine geringere Abnutzung fordern kann.

Bemerkenswerte Versuche zur Bestimmung der Abnutzbarkeit von Beton sind u. a. in Amerika[3]) ausgeführt worden. Sie bezweckten nicht nur die Feststellung des Grades des Abnutzungswiderstandes verschiedener Betonarten, sondern auch den Vergleich der in Amerika sonst gebräuchlichen Prüfverfahren, nämlich der Trommelprobe nach Deval und der Rüttelprobe nach Talbot-Jones, mit dem Jacksonschen Verfahren. Nach letzterem wurden die Versuche wie folgt ausgeführt: Eine kreisförmige Bahn von 190 m Umfang wurde in gleich großen Abschnitten mit 62 verschiedenen Betonarten aus dem gleichen Zement belegt. Nach einiger Zeit der Erhärtung wurden zwei einspurige, mit Elektromotoren betriebene Wagen mit zwei Rädern, die durch auf Eisenschienen laufende Räder geschützt und gelenkt wurden, 50 000- und 75 000mal umlaufen gelassen. Diese Beanspruchung entsprach dem mehrjährigen Verkehr einer belebten Autostraße. Die durch das Verfahren verursachte Abnutzung in der Laufspur wurde mit einer Vorrichtung, die die Tiefe der Spur gegenüber der unveränderten Straße zu messen gestattete, ermittelt. Mit Hilfe von Gipsabgüssen wurde die endgültige Abnutzung gemessen. Die Räder hatten Gummibereifung, die bei einer Versuchsreihe ohne, bei der anderen mit Kettengleitschutz versehen waren.

Im ersteren Falle trat kaum merkliche Abnutzung, im letzteren starke Beschädigung des Betons (etwa bis 25 mm Tiefe) ein. Aus den Versuchsergebnissen geht hervor, daß weder die Trommelprobe nach Deval noch die Rüttelprobe nach Talbot-Jones geeignet ist, den wirklichen Abnutzungsgrad von Beton zu bestimmen, so daß die von Abrams und anderen behaupteten gesetzmäßigen Beziehungen zwischen Abnutzung und Druckfestigkeit nicht bestehen.

14. Verhalten gegen Elektrizität.

Der Einfluß des elektrischen Stromes auf Beton kommt dort in Frage, wo die Schienen elektrisch betriebener Eisenbahnen auf Beton gelagert oder der Beton sonstwie mit elektrischem Strom in Berührung kommen kann. Versuche, inwieweit die Festigkeit von Beton unter Einwirkung elektrischen Stromes beeinflußt wird, hat W. Gehler[4]) ausgeführt. Der Genannte kam zu folgenden Schlüssen:

1. Bei Stampfbetonkörpern ohne Eiseneinlagen ist eine nennenswerte Verminderung der Druckfestigkeit des Betons durch den Einfluß des elektrischen Stromes nicht zu erwarten.

---

[1]) H. Burchartz, Prüfung von Eisenportlandzement im Vergleich mit Portlandzement. Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1919, Heft 5/6, S. 338 ff. — Derselbe, Versuche mit Hochofenzementen. Ztrlbl. d. Bauv. 1926, Nr. 20, S. 241 u. f.

[2]) H. Burchartz, Die Prüfung von Kunststeinplatten (Schrittwegplatten) und deren Eigenschaften. Mitt. a. d. K. M.-Pr.-A. 1913, S. 117 u. f.

[3]) Eng. 1922, S. 172; Proceedings of the Am. Concr. Inst. 21 (1925), 148; Proceedings. Bd. 24/II, S. 864 bis 910 (1924); als (vorläufige) Veröffentlichung aus dem U. S. Bureau of Public Roads bekanntgegeben; Auszug: Zement 1924, S. 344.

[4]) W. Gehler, B. u. E. 1910, Heft XI u. XII.

2. Bei der Umhüllung starker Eisenprofile mit Beton tritt, wenn das Eisen die positive Elektrode bildet, Rosten desselben ein, so daß Zersprengen des umhüllenden Betonkörpers stattfinden kann.
3. Für die üblichen Eisenbetonbauten liegt nach den bisher bekannten Ergebnissen zunächst keine Veranlassung zur Beunruhigung hinsichtlich der Beeinflussung durch den elektrischen Strom vor[1]).

Die in der Staatl. Materialprüfungsanstalt Darmstadt von Berndt ausgeführten Versuche über den elektrischen Widerstand von Beton ergaben, daß magerer Beton widerstandsfähiger war als fetter, der Widerstand mit steigender Temperatur abnahm und Kies-Sand-Beton einen größeren Widerstand aufwies als Schotterbeton.

Eine ungünstige Beeinflussung der Druckfestigkeit wurde durch den Stromdurchgang nicht herbeigeführt.

Für sich betrachtet, erscheinen die Widerstandsgrößen im allgemeinen als verhältnismäßig geringe Werte. Nur künstlich getrockneter Mörtel und Beton kann als Isolator angesehen werden[2]). Bei weiteren Versuchen[3]) über den Einfluß der Elektrizität auf Eisenbeton ergab sich der Gleitwiderstand der der Strombeanspruchung unterworfenen Probekörper größer als der der nicht durch Strom beanspruchten, und zwar um etwa 11 bis 37 %.

Diese Erhöhung des Gleitwiderstandes war hervorgerufen durch die infolge Rostbildung eingetretene Verdickung der Eiseneinlagen. Die Eisen in allen der Stromwirkung ausgesetzten Probekörpern waren nämlich völlig rostig geworden, während bei den Probekörpern, die nicht im Stromkreis gelegen hatten, die Rundeisen rostfrei geblieben waren. Besonders stark war die Rostbildung am unteren Ende der Eisen, wo der Strom von der Kathode bis zur Anode den kürzesten Weg durch den Beton, also den geringsten Widerstand hatte.

Literatur.

A. Werke.

Ast, Der Beton und seine Anwendung. Berlin 1905.
Berichte über die Tätigkeit des Laboratoriums des Vereins Deutscher Eisenportlandzementwerke.
Beton-Kalender. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.
Büsing-Schumann, Der Portlandzement und seine Anwendung im Bauwesen. Berlin 1905.
Burchartz, Luftkalke und Luftkalkmörtel. Berlin 1908.
Christophe, Der Eisenbeton. Berlin 1905.
Förster, Die Grundzüge des Eisenbetonbaues. Berlin 1919.
Graf, Aufbau des Mörtels im Beton. Berlin 1923.
Grün, Der Beton. Berlin 1926.
Kleinlogel, Graf u. Hundeshagen, Einflüsse auf Beton. Neubearbeitete Auflage. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.
Martens, Materialienkunde für den Maschinenbau. Berlin 1898.
Memmler, Materialprüfungswesen, Sammlung Göschen. Berlin 1921.
Mitteilungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.
Proceedings of the American Concrete Institute. 1925.
Protokolle der Verhandlungen des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten.

[1]) Berndt, Wirtz u. Müller, Versuche über den elektrischen Widerstand von unbewehrtem Beton. Ausgeführt im Jahre 1908 und 1909. D. Aussch. f. Eisenbeton, Heft 6. Berlin 1911. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) Berndt, Wirtz u. Müller, Versuche über den elektrischen Widerstand von unbewehrtem Beton. D. Aussch. f. Eisenbeton, Heft 6. Berlin 1911. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[3]) Berndt, Wirtz u. Preuß, Versuche über den Einfluß der Elektrizität auf Eisenbeton. D. Aussch. f. Eisenbeton, Heft 15. Berlin 1912. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Protokolle der Verhandlungen des Deutschen Beton-Vereins.
Rohland, Der Portlandzement vom physikalisch-chemischen Standpunkte. Leipzig 1903.
Unger, Entwicklung der Zementforschung nebst neueren Versuchen auf diesem Gebiete. Stuttgart 1904.

B. Zeitschriften.

a) Inländische.

Armierter Beton. Berlin.
Der Bauingenieur. Berlin.
Baumarkt. Leipzig.
Die Bautechnik. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.
Bauwelt. Berlin.
Beton u. Eisen. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.
Chemisches Zentralblatt. Leipzig.
Chemiker-Zeitung. Coethen i. A.
Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen über Zement, Beton und Eisenbeton (Beilage zur Deutschen Bauzeitung). Vom Jahrgang 1924 an erscheinen dieselben unter dem Titel „Konstruktion und Bauausführung". Berlin.
Elektrotechnische Zeitschrift. Berlin.
Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.
Gesundheits-Ingenieur. München.
Kali. Halle.
Mitteilungen über Forschungsarbeiten aus dem Gebiete des Ingenieurwesens. Berlin.
Ostdeutsche Bauzeitung. Breslau.
Schweizerische Bauzeitung. Zürich.
Stahl und Eisen. Düsseldorf.
Technisches Gemeindeblatt. Berlin.
Tonindustrie-Zeitung. Berlin.
Wasser und Abwasser. Leipzig.
Zeitschrift für Bauwesen. Berlin.
Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins. Wien.
Zeitschrift des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen. Berlin.
Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure. Berlin.
Zeitschrift des Verbandes Deutscher Ingenieur- und Architekten-Vereine. Berlin.
Zement. Charlottenburg.
Zement und Beton. Berlin.
Zentralblatt der Bauverwaltung. Berlin.

b) Ausländische.

Annales des Ponts et Chaussées. Paris.
Annales des travaux publics de Belgique. Brüssel.
Cement Age. New York.
Cement and Engineering News. Chicago.
The Cement Era. Chicago.
Concrete. Früher Detroit, jetzt Chicago.
Concrete and Constructional Engineering. London.
Concrete Engineering.
Engineering Construction.
The Engineering Magazine. New York.
Engineering News. New York.
Engineering News Record. New York.
The Engineering Record. New York.
Nouvelles Annales de la Construction. New York.
Proceedings of the American Society of Civil Engineers. New York.
Revues des Matériaux de Construction et des Travaux Publics. Paris.

II. Kapitel. Betonmischmaschinen.

Bearbeitet von Dipl.-Ing. E. Jordan,
Oberingenieur der Julius Berger Tiefbau-Aktiengesellschaft.

A. Allgemeines.

Die erhöhte Aufmerksamkeit, die man in den letzten Jahren der Materialfrage im Beton- und Eisenbetonbau, dem Einfluß der Kornzusammensetzung des Zuschlagmaterials und des Wasserzementfaktors auf die Güte des Betons geschenkt hat, ferner das berechtigte Verlangen, bei einem zusammenhängenden Bauteil ein nach Aussehen und Festigkeit stets gleiches Mischgut von absoluter Zuverlässigkeit zu erhalten, haben dahin geführt, daß heute das Mischen des Betons wohl überall maschinell ausgeführt wird. Dadurch werden die Fehlerquellen infolge menschlicher Unzulänglichkeit, wie sie beim Mischen von Hand nur allzu häufig bemerkt wurden, zum allergrößten Teile beseitigt.

Nur ganz ausnahmsweise erfolgt auch heute noch Handmischung: Wohl nur da, wo die Menge allzu gering ist, um das Heranschaffen eines Mischgerätes zu rechtfertigen, oder wo wegen allzu großer Dringlichkeit einer kleinen Arbeit die Zeit dazu nicht ausreicht.

B. Einteilung.

Man unterscheidet im allgemeinen zwei große Gruppen von Mischmaschinen:

1. Chargenmischer, d. h. Maschinen, die absatzweise beschickt werden und entsprechend dem Fassungsraum des Mischkörpers Einzelmengen nacheinander verarbeiten.

2. Maschinen für ununterbrochenen Betrieb, bei denen ein beständiges Zufließen der zu mischenden Stoffe und gleichzeitig beständige Entnahme des fertig gemischten Betons stattfindet.

Bisher waren Maschinen der Gruppe 1. Chargenmischer sowohl für bewegliche Mischanlagen bei Bauausführungen als auch für ortsfeste Anlagen in Betonwarenfabriken u. dergl. bei weitem häufiger in Gebrauch als Maschinen der Gruppe 2, indessen läßt die mehr und mehr zunehmende Verwendung von Gußbeton und seine kontinuierliche Förderung in Rinnen über große Baustrecken wohl erwarten, daß die einschlägige Maschinenindustrie den ununterbrochen mischenden Maschinen bald eine größere Beachtung zuwenden wird.

Der großen Verschiedenheit der verlangten Leistungen kommen die meisten Fabrikanten dadurch entgegen, daß sie eine ganze Reihe von verschiedenen Größen desselben Systems auf den Markt bringen. Eine Vereinheitlichung ist bislang nur in bezug auf das Fassungsvermögen der eigentlichen Mischbehälter zu erzielen gewesen, die 75, 100, 150, 250, 375, 500, 750 und 1000 l fassen.

Bei der noch immer wachsenden Bedeutung des Betons als Baustoff hat der gesteigerte Bedarf an Mischmaschinen eine große Anzahl verschiedenster Systeme

hervorgerufen. Diese ihrem wirtschaftlichen Werte nach gegeneinander abzuwägen, dürfte außerordentlich schwierig sein; auch die Verbreitung des einen oder anderen Typs dürfte an sich noch keinen rechten Maßstab für seine Wirtschaftlichkeit geben. Ebenso sind über die Lebensdauer und Unterhaltskosten bisher noch zu wenig zuverlässige Angaben gesammelt worden, um daraus billige Schlüsse für die Wirtschaftlichkeit der einen oder anderen Bauart ziehen zu können. Sehr zu begrüßen und zur weiteren Nachahmung zu empfehlen ist die Prüfung auf Leistung der Maschinentypen, wie sie von Probst in der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule zu Karlsruhe mit einigen Systemen begonnen ist[1]).

Will man die an eine moderne Mischmaschine zu stellenden Hauptanforderungen zusammenfassen, so könnte das etwa wie folgt geschehen:

1. Die Bauart muß in allen Teilen so geschlossen sein, daß bei der meist unvermeidlichen Entwicklung von Zementstaub, sowie durch Mörtel- und Wasserspritzer eine Verschmutzung des Getriebes nicht stattfinden kann.

2. Das Material für Gerüst, Aufzüge und Fahrgestell muß aus gutem Flußeisen sein, Mischbehälter aus Stahlblech oder Gußeisen, Zahnräder aus vollem Stahlguß gefräst, Lager aus Rotguß oder Weißmetall.

3. Transportable Mischer sollen in den Abmessungen so gering gehalten sein, daß ein Verladen der Maschine als Ganzes auf der Eisenbahn möglich ist und höchstens Teile der Aufzüge abmontiert zu werden brauchen.

4. Die Bedienung der Maschine einschließlich der Aufzüge muß durch 1 Mann erfolgen können.

5. Die Mischung einer Füllung muß sich in längstens $1^1/_2$ Minuten vollziehen lassen, wobei der fertige Beton nach seiner Erhärtung ein gleichmäßiges Aussehen und die vorgesehene Festigkeit zeigen muß.

6. Die vollständige Entleerung des Mischbehälters darf nicht mehr als $^1/_2$ Minute in Anspruch nehmen.

7. Der Wasserzusatz muß automatisch nach Menge, Zeit und Dauer seines Eintritts geregelt werden können.

C. Antrieb.

Für den Antrieb der Mischmaschinen in ihren gebräuchlichsten Formen kommen in Frage:

1. Benzin- und Benzolmotoren,
2. Elektromotoren,
3. Dampflokomobilen (mittelbar und unmittelbar),
4. Rohölmotoren.

Unter diesen bei Berücksichtigung örtlicher und besonderer Betriebsverhältnisse eine Auswahl zu treffen, die für die ganze Lebensdauer der Mischmaschine und bei ihrer vielseitigen Verwendung an verschiedenen Baustellen die größte Wirtschaftlichkeit ergibt, dürfte außerordentlich schwer sein. — Immerhin kann man heute schon sagen, daß die Benzin- bezw. Benzolmotoren wie alle Explosions-Kraftmaschinen überhaupt eine überaus ausgedehnte Verbreitung gefunden und sich bereits zu einem solchem Grade der Betriebssicherheit entwickelt haben, daß sie auch hierin den Elektromotoren und Dampflokomobilen nicht mehr nachstehen. Die Brennstoff- und Schmiermittelkosten dürften, zumal beim Benzolmotor, kaum so hoch sein wie beim Dampfbetrieb

[1]) S. a. Kleinlogel, Amerikas weitestverbreitete Mischmaschine als deutsches Erzeugnis. B. u. E. 1926, Heft 15 u. 1927, Heft 3.

und die Betriebskosten beim Elektromotor nur dort überschreiten, wo elektrischer Strom aus nahen Wasserkräften besonders billig geliefert werden kann.

Auch ihre Wartung erfordert heute kaum noch einen ausgebildeten Maschinisten, ein angelernter Arbeiter genügt in den meisten Fällen.

Ein weiterer Vorteil der Benzin(Benzol-)motoren gegenüber der Dampflokomobile ist das geringe Gewicht sowie bei beweglichen Anlagen ihre Aufstellung auf einem Fahrgestell zusammen mit dem eigentlichen Mischer.

Der Kraftverbrauch der Mischer richtet sich nach dem Grad der Füllung des Mischbehälters, nach der Mischwassermenge und der Beschaffenheit der Zuschlagstoffe. Flußkies mischt sich leichter als gebrochener Schotter, und von diesem wieder der würflige leichter als der langsplittrige, grobes Material schwerer als feines. Eine nur geringe Rolle spielt für den Kraftbedarf dagegen das Mischungsverhältnis.

Es sei an dieser Stelle eine kurze Angabe über den Brennstoffverbrauch verschiedener Kraftmaschinen[1]) gebracht:

Energieverbrauch für 1 PSe-Std. bei Vollbelastung.

Antriebsart	Motorgröße in PS				Betriebstoff
	3	6	10	12	
Benzinmotor . . .	0,41	0,38	0,36	0,36	kg Benzin
Benzolmotor . . .	0,37	0,34	0,31	0,31	„ Benzol
Dieselmotor . . .	—	—	—	0,24	„ Gasöl
Elektromotor . . .	0,88	0,87	0,86	0,85	kW

Das Hüttenamt „Sonthofen (Abt. Baumaschinen)“ gibt nach Feststellungen auf zahlreichen Baustellen bei den vorzüglich bewährten Mischmaschinen ihres Werkes den durchschnittlichen Benzinverbrauch zu 0,3 kg für 1 m³ gemischten Beton bezw. 0,5 kg für 1 m³ gemischten und gehobenen Beton an.

Noch erheblich vorteilhafter dürfte, zumal bei den in Deutschland herrschenden Preisverhältnissen, die Verwendung von Benzol sein. Der Menge nach wäre etwa mit 0,28 kg für 1 m³ gemischten und 0,46 kg für 1 m³ gemischten und gehobenen Beton zu rechnen.

Vorstehende Werte geben nur einen Anhalt und werden nicht unwesentlich von der Art der Zuschlagstoffe und natürlich auch der Bauart der Mischmaschinen (insbesondere der Ausbildung der Lager) und ihrem mehr oder weniger exakten Gang beeinflußt.

Elektromotoren dürften als Antrieb von Mischmaschinen überall dort den Vorzug verdienen, wo der Baubetrieb sich in einem Gebiet abspielen soll, in dem überall an Strom gleicher Art und Spannung zu niedrigen Preisen bequem anzuschließen ist, also wohl hauptsächlich im Gebiet der weißen Kohle.

Bei den geringsten Ansprüchen an Bedienung und größter Betriebsicherheit ist der Elektromotor als idealer Antrieb zu bezeichnen, einzig in seiner Abhängigkeit von der Anschlußmöglichkeit an das Stromnetz ist er dem absolut selbständigen Benzol- (und Benzin-)motor unterlegen. Das Hüttenamt Sonthofen gibt als Erfahrungsatz an, daß für 1 m³ gemischten Beton etwa 70 bis 80 % des jeweiligen Strompreises (kWh) an Stromkosten zu rechnen seien.

[1]) S. a. Friedrich Barth, Die zweckmäßigste Betriebskraft. Sammlung Göschen. Berlin. Verlag von Walter de Gruyter.

Ein gefährlicher Wettbewerb dürfte den letztgenannten Antriebsmaschinen in Gestalt der sehr wirtschaftlichen kompressorlosen Dieselmotoren (Junkers und Deutsche Werke) erwachsen. Bisher sind sie freilich noch wenig für den Antrieb von Mischern in Gebrauch genommen.

Dieselmotoren sowie Dampflokomobilen dürften ihr eigentliches Anwendungsgebiet auf Großbaustellen und Daueranlagen großen Stils haben. Indessen werden häufig auch auf Großbaustellen die Mischer unmittelbar durch Elektromotoren gleich den meisten übrigen Baumaschinen angetrieben, während Dieselmotor oder Dampflokomobile die Kraftzentrale treiben.

D. Chargenmischer.

I. Freifallmischer und Zwangsmischer.

Nach Art des eigentlichen Mischvorganges unterscheidet man Freifallmischung und Mischung mit zwangsläufigem Weg der Materialien, bei welcher häufig ein Rühr- und Knetwerk mitwirkt.

Die Praxis erweist, daß in beiden Mischungsarten ein allen Anforderungen genügendes gleichmäßiges Gefüge erreicht werden kann. Können die Freifallmischer den Vorteil geringeren Kraftbedarfs, größerer Einfachheit und bequemerer Reinigung für sich in Anspruch nehmen, so dürfte dafür bei der zwangsläufigen Mischung mit Knet- und Rührwerk das Durcharbeiten zu innigster Mischung in einem Minimum von Zeit erfolgen.

In der Baustellenpraxis scheinen die Freifallmischer mehr und mehr an Boden zu gewinnen, während man den Zwangsmischern in Fabrikbetrieben der Zementwaren- und Kunststeinindustrie wohl nach wie vor den Vorzug geben dürfte.

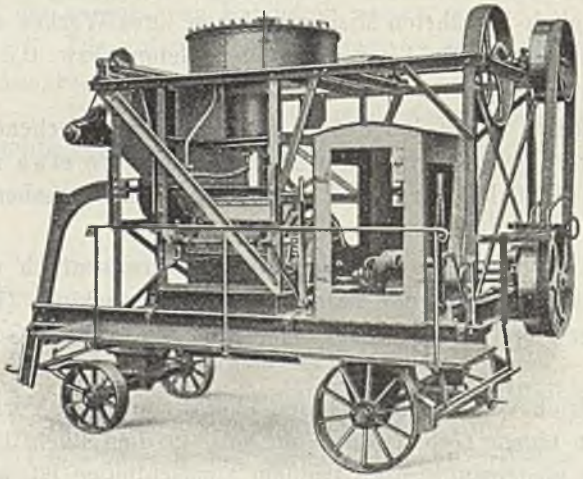


Abb. 1. Herkules-Mischer (Gauhe, Gockel & Cie., Oberlahnstein).

Zu den Freifallmischern sind als verbreitetste Typen vor allem die mit drehendem Mischbehälter arbeitenden Maschinen zu rechnen. Zeigt schon die äußere Form dieser Behälter eine außerordentliche Verschiedenheit — Trommel, Zylinder, Kegel, Doppelkegel, Glocke und Birne —, so sind diese Grundformen wieder variiert durch den Einbau verschiedenartig geformter Mitnehmer an den Innenseiten der um senkrechte, wagerechte oder schräge Achsen gedrehten Behälter. Diese Mitnehmer heben das eingeführte Material auf eine gewisse Höhe, um es dann abstürzend aus wechselnder Höhe und in wechselnder Richtung durcheinanderzumengen. Weitere Unterscheidungsmerkmale sind die Art der Füllung und Entleerung, Befestigung und Drehvorrichtung des Mischbehälters. Die Mannigfaltigkeit der Kombinationen ist mit einem Wort so groß, daß an dieser Stelle unmöglich auf alle Spielarten dieser Mischmaschinen eingegangen werden kann. Sicherlich läßt sich ein allen betontechnischen

Anforderungen entsprechendes, einwandfreies Gemisch auf außerordentlich verschiedenen Maschinen in annähernd gleicher Zeit und mit gleichem Kostenaufwand erzielen.

In nachfolgendem mögen einige Maschinen, die heute auf dem Baumaschinenmarkt eine größere Verbreitung gefunden haben, als typische Beispiele ihrer Art kurz dargestellt werden:

Es sind dies in Deutschland zunächst die Maschinen der Firma Gauhe, Gockel & Cie., Oberlahnstein. Diese baut Betonmaschinen zwangsfreier Mischung mit umlaufender geschlossener Trommel. Das neue Modell 1925 des Herkules-Mischers (Abb. 1), leichter und damit beweglicher als die früheren, zeichnet sich durch niedrige, gedrungene Bauart aus, so daß der Hebewerkrahmen beim Bahntransport nicht mehr wie früher abmontiert zu werden braucht. Die Deckelsteuerung ist verbessert und vereinfacht, die Einlauföffnung gegen früher vergrößert. Der Trommelantrieb erfolgt durch einen Zahnkranz direkt an der Trommel. Beibehalten ist der selbsttätige Trommelreiniger, der sich gut bewährt hat, wie auch die selbsttätig regulierbare Wasserabmeßvorrichtung und die handlichen, zuverlässigen Bremsvorrichtungen an Hebewerk und Lastwindwerk. Durch Drehung der Trommel wird das seitlich in dieselbe während des Ganges eingebrachte Material gemischt; freier Sturz und Wendeschaufeln, die mit der Trommel rotieren, bewirken rasche und innige Mischung. Durch einfache Hebelstellung während des Ganges erfolgt das Öffnen und Schließen der Trommel. Ein Abstreifer in der Trommel bewirkt das gründliche Reinigen. Für die Bedienung der Maschine, auch eines eingebauten Windwerkes, genügt 1 Mann.

Gebaut wird der Herkules-Mischer für Leistungen von 3 bis 60 m³/Std. (vergl. Tabelle auf umstehender Seite).

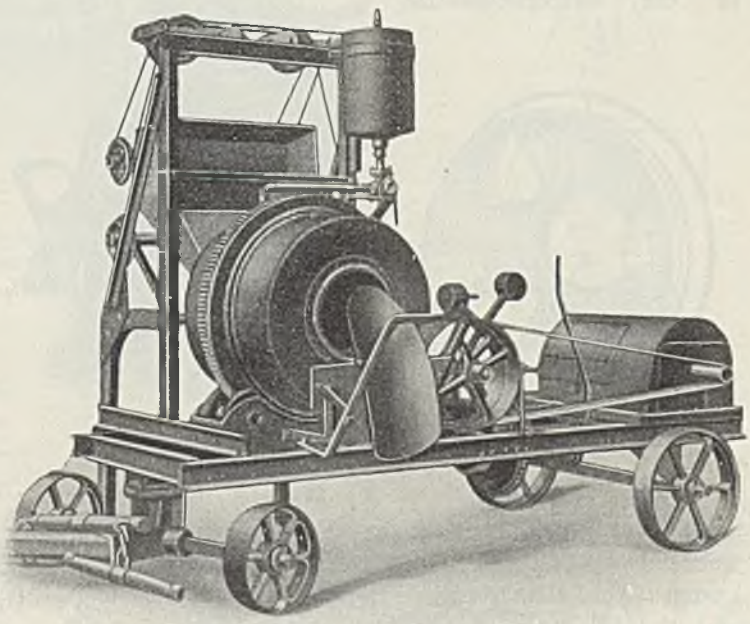


Abb. 2. Viktoria-Mischer mit aufgebautem Elektromotor (Deutsche Industrie-Werke, Mannheim-Waldhof). Entladeseite.

Ein Drehtrommelmischer mit zylinderförmiger Trommel ist auch der von den Deutschen Industriewerken Mannheim-Waldhof in den Handel gebrachte „Viktoria-Mischer“ (Abb. 2).

Der in der Mitte der Trommel aufgezogene Zahnkranz ist aus einem Stück gegossen. Der Kranz wird von vier starken Rollen getragen, die mit Antriebrad, Welle und Scheibe, in einem gußeisernen Bügel gelagert, ein Ganzes bilden, so daß der Mischer immer in gleicher Lage auf Rollen läuft. Im Innern der Trommel (Abb. 3) sorgen drei eigenartig geformte Schaufeln dafür, daß das eingebrachte Mischgut in der ganzen Trommelbreite erfaßt, nach der Trommelmitte zusammengeführt, gleich-

Herkules-Mischer

Größenbezeichnung	abel	bellum	caput	doto	elli	
Inhalt 1 Füllung	150	250	375	500	750	l
Stündliche Leistungen bei 40 Füllungen	6	10	14	20	30	m³
Gewicht	3360	4350	5380	6810	8590	kg
Motorenstärke	6	8	12	14	16	PS
Umdrehungen der Riemenscheibe	195	190	180	170	150	je Min.
Umdrehungen der Trommel	etwa 12 Umdr./Min.					

zeitig hochgehoben und beim Fall wieder über die Trommelmitte auseinandergestreut wird. Die Beschickung der Trommel geschieht bei den Modellen ohne Hebewerk durch einen in eine Stirnseite der Trommel einmündenden geräumigen Fülltrichter, die Entleerung nach Mischung durch eine in die entgegengesetzte

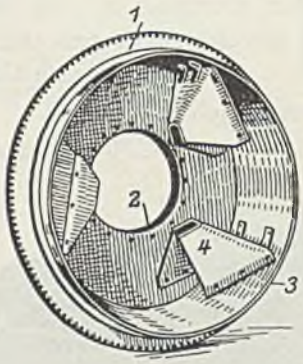


Abb. 3.

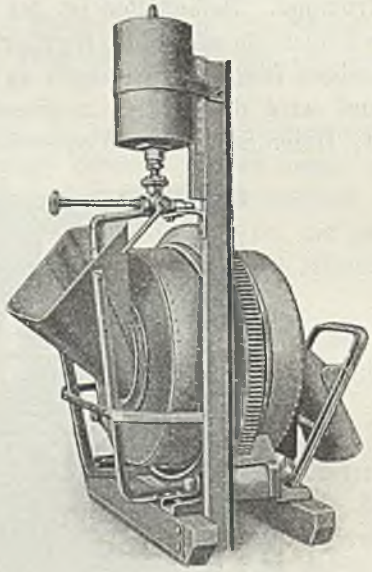


Abb. 4.

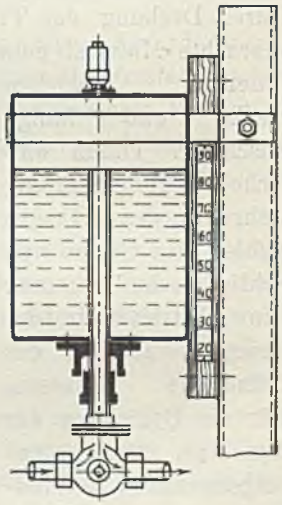


Abb. 5.

Seite eingeführte bewegliche Entladerinne. Einfüllung und Entleerung erfolgen während des Ganges der Maschine. Der über der Trommel angebrachte Wasserkasten (Abb. 4 u. 5) mit Literskala und je nach der Größe des Modells 90, 50 und 25 l Inhalt wird durch Handhebel bedient.

Die Maschine zeichnet sich durch Einfachheit der Konstruktion aus und wird in fünf verschiedenen Größen fahrbar und ortsfest gebaut.

Viktoria-Mischer

Größenbezeichnung	00	0	1	2½	3*)	
Inhalt 1 Füllung	150	250	350	750	1000	l
Stündliche Leistung bei 40 Füllungen	6	10	14	30	40	m³
Gewicht des fahrbaren Modells mit Hebewerk	1650	2950	3375	5400	3100	kg
Motorenstärke	4	6	8	12	12	PS
Umdrehungen der Riemenscheibe	200	180	165	150	110	je Min.

*) 3 nur stationär auf Schwellen.

Mischmaschinen mit einem Behälter von doppelkonischer Form (Abb. 6) bauen die Drais-Werke in Mannheim-Waldhof.

Die Trommel wird durch ein kleines, in den großen Zahnkranz eingreifendes Doppelrad in Bewegung gesetzt. Das Material, in die Trommel eingebracht, erfährt

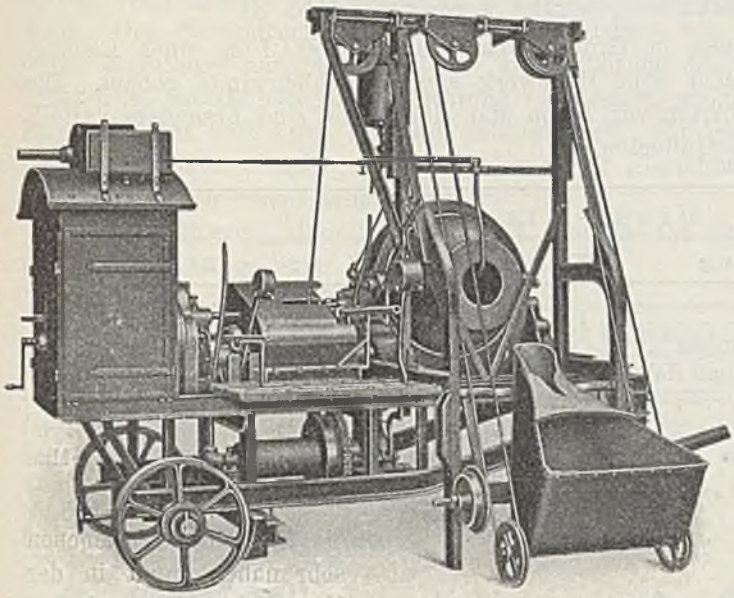


Abb. 6. Fahrbare „Drais"-Betonmischmaschinen (Größe 0) mit Winde, Hebewerk, Wasserkasten und Benzinmotor (Drais-Werke, Mannheim-Waldhof). Vorderansicht.

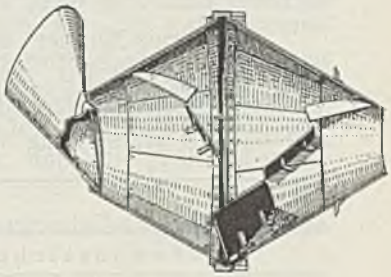


Abb. 7.

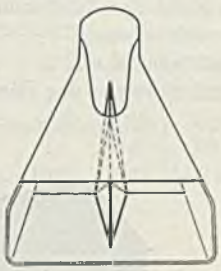


Abb. 8.

eine schnelle achsiale Querbewegung, während im Innern der Trommel festansitzende Schaufeln es abwechselnd von einer Seite nach der Mitte, darüber hinaus- und zurückwerfen und gleichzeitig umwälzen. Durch die Doppelkonusform der Trommel gleitet das freifallende Mischgut stets nach der Mitte zusammen. Das Trommelinnere, frei von allen Antriebsteilen, wird nur durch das Gleiten des Betons beansprucht. Um nun eine möglichst lange Lebensdauer der Trommel zu gewährleisten, ist sie innen mit einer zweiten Kesselblecheinlage so ausgekleidet, daß einzelne Teile stückweise bequem und auf wenig kostspielige Weise ersetzt werden können (Abb. 7).

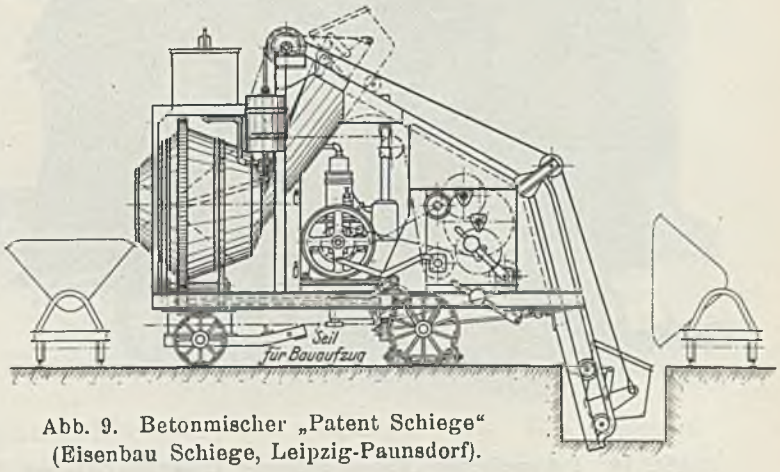


Abb. 9. Betonmischer „Patent Schiege" (Eisenbau Schiege, Leipzig-Paunsdorf).

Die Entleerung erfolgt seitlich durch Kippen der Trommel, wobei diese immer in der gleichen Drehrichtung in Bewegung bleibt, also nicht angehalten oder reserviert werden muß.

Die direkt ins Trommelinnere entleerenden Wasserkasten wirken automatisch und sind regulierbar.

Bei den fahrbaren Modellen mit Aufzugswagen zeigt der besonders lang gehaltene Wagen in der Mitte ein dreieckiges Verteilungsblech, wodurch ein restlos sauberes Entleeren beim Einschütten garantiert werden soll (Abb. 8).

Die Drais-Mischer werden in Größen von 100 bis 1500 l in einer Ladung, stationär und fahrbar, mit und ohne Hebewerk sowie Hochbauwinde gebaut. Die Mischer eignen sich für alle Arten von Beton und Mörtel und sind besonders vorteilhaft bei der Herstellung von Gußbeton.

Drais-Mischer

Größenbezeichnung	00*)	0	1	2	2½	3	4**)	
Inhalt 1 Füllung	100	250	350	500	750	1000	1500	l
Stündliche Leistung bei 40 Füllungen	4	10	14	20	30	40	60	m^3
Gewicht der fahrbaren Maschine mit Hebewerk etwa	500	3100	3700	4800	6000	11500	7000	kg
Motorenstärke	1	6	8	11	15	24	18	PS
Umdrehungen der Riemenscheibe	—	230	180	160	160	125	85	je Min.

*) Hat kein Hebewerk. — **) Nur stationär, ohne Hebewerk.

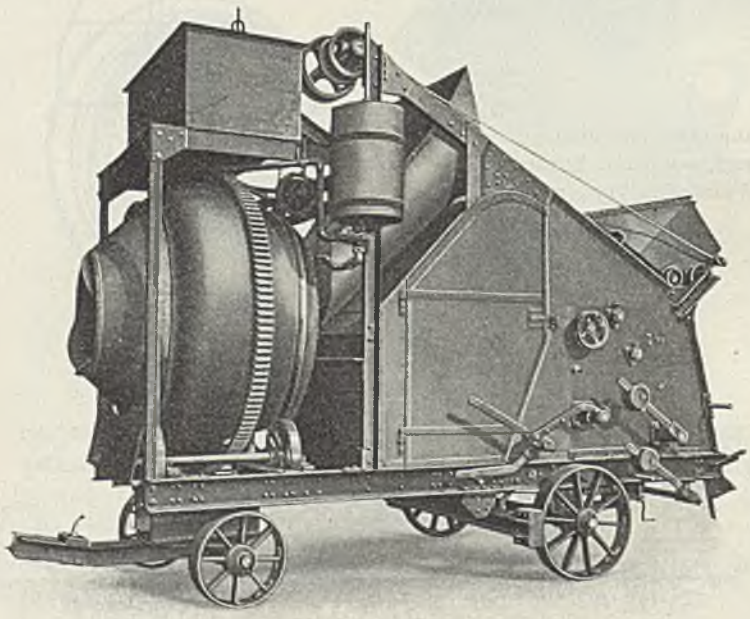


Abb. 10. Betonmischer „Patent Schiege“ (Eisenbau Schiege, Leipzig-Paunsdorf). Ausführung für Trommelfüllung.

Der vorbeschriebenen sehr nahe kommt in der Form der Betonmischer „Patent Schiege“, dessen doppelkonische Trommelform zwei Drehrichtungen aufweist: eine für die Mischung, die andere für die Entleerung. Angetrieben wird die Trommel durch den aufgesetzten Zahnkranz, sie läuft auf vier nachstellbar gelagerten Rollen. Das Material ist Gußeisen, nur bei dem kleinsten Modell der Gewichtsersparnis wegen aus Stahlblech (Abb. 9 u. 10). Durch die konische Form wird das Mischgut wechselweise nach der einen oder der anderen Seite gedrängt, während es durch die Drehung der Trommel und die Wirkung der Schaufeln ständig gehoben und überstürzt wird. Es ergibt sich somit eine dreifache Mischbewegung: einmal von der Einlaufseite nach der Auslaufseite und umgekehrt, schließlich in senkrechter Richtung durch Überstürzen; diese Bewegungen lassen sich an der arbeitenden Maschine mit den Augen verfolgen. Die Mischflügel sind mit der Trommelwandung fest verbunden.

Wird der Drehsinn der Trommel geändert, so wirken die Mischflügel in umgekehrter Richtung und befördern den fertigen Beton ohne weiteres nach außen.

Das Wendegetriebe für die Änderung der Drehrichtung wird mittels eines Handrades betätigt, durch dessen kurzen Leerlauf die Trommel ausschwingen kann, so daß beim Einrücken der anderen Kupplungshälfte jeder nachteilige Stoß vermieden wird. Der Seitendruck wird beim Wendegetriebe wie auch bei der Aufzugswinde durch Kugellager aufgenommen. Für die Zuführung des Wassers ist eine automatisch arbeitende, einstellbare Meßvorrichtung vorgesehen, welche mit dem Behälter in Verbindung steht und durch Handzug betätigt wird. Ein entschiedener Nachteil der einfacheren kleinen Modelle ist das Fehlen dieser Einrichtung, dort erfolgt die Wasserzuführung durch einen Hahn.

Die kleineren Modelle 1a und 2 werden für Seitenbeschickung gebaut, die größeren für Längs- oder Seitenbeschickung.

Schiege-Mischer

Größenbezeichnung	1a		2	3		4	
Inhalt 1 Füllung	150	250	250	250	375	500	l
Stündliche Leistung bei 40 Füllungen	6	10	10	10	14	20	m^3
Gewicht	2200	3100	3700	4400	4600	4750	kg
Motorenstärke	6	8	8	8	10	14	PS
Umdrehungen der Riemenscheibe	230	230	200	200	200	160	je Min.

Ein zweites Windwerk für den fertigen Beton kann eingebaut werden.

Die gleiche Firma bringt neuerdings einen bedeutend vereinfachten Betonmischer heraus, welchen sie „Simplex"-Mischer nennt (Abb. 11). Bei diesem wird der umständliche Materialaufzug dadurch vermieden, daß das Transportgerät mit den zu mischenden Produkten unmittelbar in die sehr tief stehende Trommel hineingefahren und dort ausgekippt wird. Das Transportgerät bleibt während der Mischung auf einer feststehenden Brücke stehen. Nach der Mischung wird der fertige Beton durch Änderung der Drechrichtung der Trommel unmittelbar in das Transportgerät hineingeworfen und dieses wieder aus der Trommel herausgezogen. Kraftbedarf und Preis stellen sich nach den mitgeteilten Erfahrungen bei dieser Maschine besonders günstig.

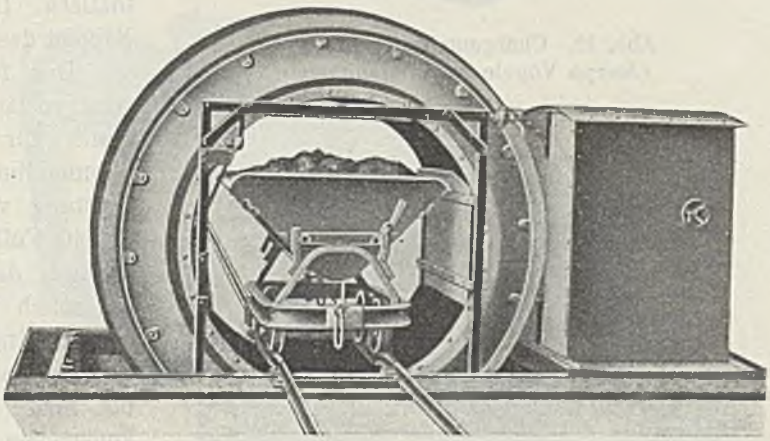


Abb. 11. Betonmischer „Simplex". (Eisenbau Schiege, Leipzig-Paunsdorf.)

Zu den Freifallmischern mit drehendem Mischbehälter gehört auch Amerikas meist verbreiteter Chargenmischer „Jaeger" (Abb. 12), der neuerdings auch in Deutschland als deutsches Fabrikat von der Firma Joseph Vögele A.-G. in Mannheim gebaut wird.

Der um seine Mittelachse rotierende Mischkörper liegt während des Mischens schräg in der Maschine und hat eine eigenartige Form, indem er im oberen Teil über dem Zahnkranz einen Konus aus Stahlblech, im unteren Teil eine an zwei gegenüberliegenden Seiten abgeschrägte gußeiserne Wanne mit mittlerem Drehzapfen darstellt. Durch die Schräglage wird ein um etwa 60% größeres Fassungsvermögen als bei wagerechter Anordnung erzielt. Der Mischvorgang selber erfolgt in der Weise, daß die flachen Seiten der Trommel den Beton umschlagen und gleichzeitig nach vorn schieben. Die konische Form des Trichters schlägt ihn wieder zurück, die beiden gespaltenen Schaufeln schneiden quer durch die Masse, kehren sie innen heraus und falten sie wieder in sich zusammen (Abb. 13) gegen die Mitte der Mischtrommel.

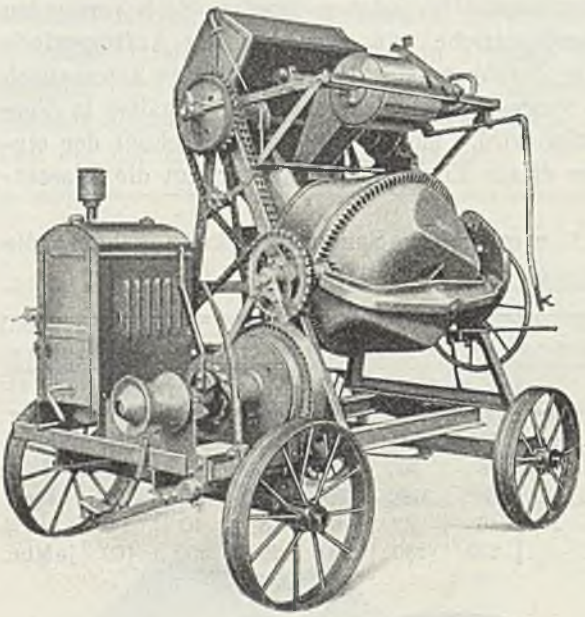


Abb. 12. Chargenmischer „Jaeger“ (Joseph Vögele A.-G., Mannheim).

Die Zugabe des Mischwassers ist regulierbar und erfolgt nach Einstellung des Anschlaghebels automatisch. Die Entleerung wird durch Kippen des Mischbehälters bewirkt.

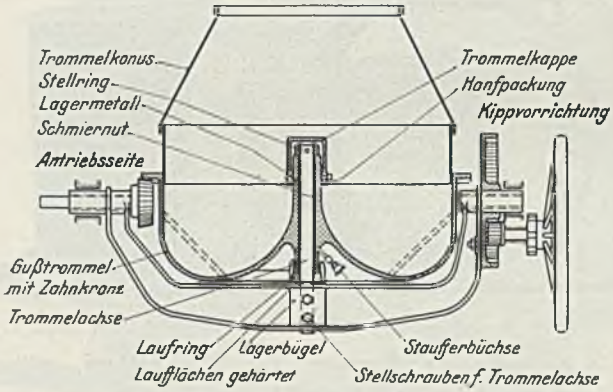


Abb. 13. Schnitt durch die Mischtrommel des Betonschnellmischers „Patent Jaeger“.

Der fahrbare Jaeger-Mischer wird vorläufig in drei Größen gebaut: für 150, 250 und 375 l Trommelinhalt, entsprechend einer Leistung von 6, 8 und 15 m^3/Std. bei 40 Füllungen in 1 Std. Das Gestell der Maschine ist außerordentlich leicht. Auf Grund der mannigfaltigen Erfahrungen mit dem in Amerika sehr verbreiteten Modell hat man dasselbe so lange umkonstruiert, bis man durch Einsparung an den weniger der wechselnden Beanspruchung ausgesetzten Teilen zu einem Minimum an Gewicht gelangte. Ob man hier des Guten nicht etwas zuviel getan hat, muß erst ein längerer Gebrauch der Maschine erweisen.

Es sei an dieser Stelle auch hingewiesen auf das Gutachten von Probst über Wirkungsweise und Leistung des Jaeger-Schnellmischers. (Vergl. S. 102 und Fußnote[1]) daselbst.) Besonders bemerkenswert ist dabei die Feststellung: „. . . es ist erwiesen, daß bei dem vorliegenden Mischersystem die vorherige Einfüllung des Anmachwassers in die leere Mischtrommel die zweckmäßigste Mischart darstellt. Es genügen bei dieser Mischungsart bei voller Lademenge 1 bis $1^1/_2$ Min. als Mischdauer vollkommen.“ Es

wäre sehr wünschenswert, durch Versuche weiterhin in wissenschaftlich arbeitenden Forschungsanstalten festzustellen, ob diese in Amerika angeblich allgemein übliche Art der Mischung auch bei anderen Mischmaschinen als die zweckmäßigste angesehen werden muß.

Auf Wunsch wird an der Maschine auch ein Mischzeitmesser (Abb. 14) angebracht mit zwangläufiger Sperrung der Trommelkippvorrichtung und akustischem Signal, so

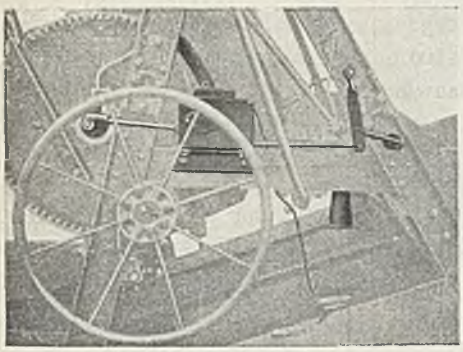


Abb. 14. Mischzeitmesser.

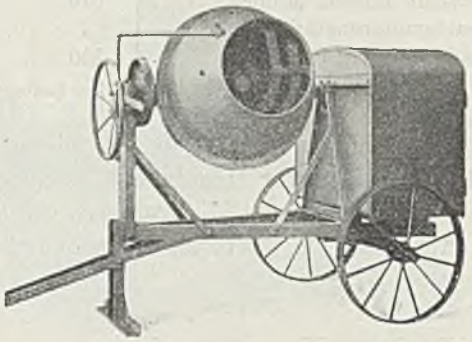


Abb. 15.

daß die Mischzeiten in ihrer Gleichmäßigkeit nicht mehr abhängig sind von der Sorgfalt des bedienenden Maschinisten, und somit ein maschinell gleichmäßiges Mischgut aller einzelnen Ladungen gewährleistet wird (Abb. 15) (vergl. Tabelle auf umstehender Seite).

E-Mischer System Halm. Das Charakteristische dieser modernen Mischmaschinen ist neben ihrer geschlossenen Bauart, die ein Verschmutzen der Maschine durch Zementstaub und Mörtel so gut wie ganz ausschließt, die eigenartige Aufhängung der Mischbirne (Abb. 16), die um eine senkrechte wie um eine wagerechte Achse drehbar in Kugellagern läuft. Diese Aufhängung gestattet das Füllen der Mischtrommel senkrecht von oben her, Schrägstellung während der eigentlichen Mischzeit, Senkrechtstellung mit Öffnung nach unten zur Entleerung und gibt die Möglichkeit einer Abfuhr des fertigen Betons nach drei Seiten. Die Gründlichkeit der Durchmischung wird erreicht durch eine der Einfüllöffnung gegenüberliegende, am Boden der Trommel beiderseits festsitzende dachförmige Schaufel. Das Mischgut wird von den dachförmigen Schaufelflächen bei der Drehung gehoben, mit

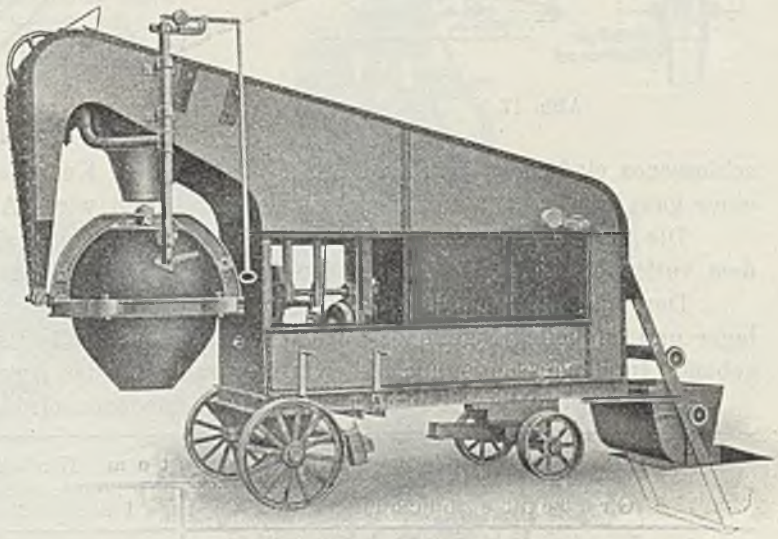


Abb. 16. E-Mischer System Halm (Karl Peschke, Zweibrücken).

Jaeger-Mischer							
Größenbezeichnung	150	150 L	250 L	250 L W	375 L	375 L W	
Inhalt 1 Füllung	150	150	250	250	375	375	l
Stündliche Leistung bei 40 Füllungen	6	6	8	8	15	15	m³
Gewicht einschl. Motor . . .	510	875	1300	1453	1850	2400	kg
Benzinmotorenstärke	2	3	3	8	8	15	PS
Umdrehungen des Motors . .	550	500	500	500	500	330	je Min.

L = Lader; W = Bauwinde.

herumgeführt und stürzt in der oberen Lage von der schrägliegenden Fläche freifallend wieder zur Hauptmasse nach der Trommelmitte.

Die Zugabe des Mischwassers geschieht, nach Einstellung der gewünschten Menge zu Arbeitsbeginn, vollkommen automatisch, indem ein an den Wasserbehälter ange-

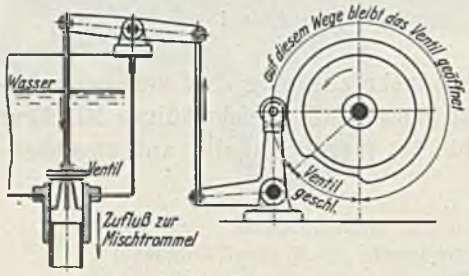


Abb. 17.

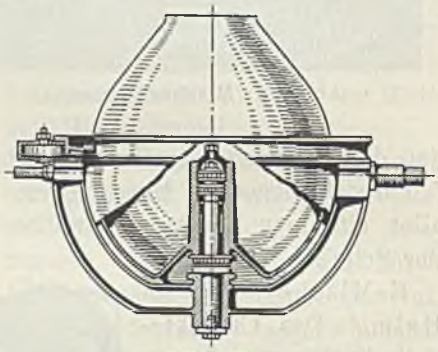


Abb. 18.

schlossenes einfaches Ventil von einer umlaufenden Kurvenscheibe geöffnet und nach einer ganz bestimmten Zeit auch wieder geschlossen wird (Abb. 17).

Die Räder für Antrieb und Schwenkung der Trommel sind aus Stahlguß und aus dem vollen Material gefräst, bei den Lagern ist Rotguß oder Weißmetall angewandt.

Der in der Mittelachse der Trommel angeordnete Drehzapfen ist durch Rollenlager und doppelte Kugellager abgestützt, die Lager selber staubfrei im Gehäuse eingebaut. Infolgedessen ist auch der Kraftverbrauch für den Antrieb sehr gering (Abb. 18).

Gebaut wird der E-Mischer in vier verschiedenen Größen:

E-Mischer System Halm					
Größenbezeichnung	1	2	3	4	
Inhalt 1 Füllung	150	250	375	500	l
Stündliche Leistung bei 40 Füllungen	6	10	15	20	m³
Gewicht der fahrbaren Modelle	3400	3550	4500	4650	kg
Motorenstärke für Mischen und gleichzeitiges Hochziehen des fertigen Betons	6	8	10	12	PS

Außer den vorstehenden Größen werden von der Firma Carl Peschke, Zweibrücken, auch noch „Kleine E-Mischer System Halm“ für kleinere Betriebe in den Handel gebracht mit eingebauter zweiter Bauwinde zum Hochziehen des fertigen Betons (Abb. 19).

Der kleine E-Mischer ist nach den gleichen Grundsätzen gebaut wie der große E-Mischer. Die Schwenkung wird jedoch durch einen Handhebel ausgeführt, auf dieselbe Weise auch die Wasserzuführung geregelt.

Die Mischbirne wird mittels Verfüllkasten, welcher durch eine Friktionswinde gehoben wird, senkrecht von oben gefüllt und nach der Füllung durch Zug am Hebel in schräge Mischlage gebracht. Ein weiterer Hebelzug bewirkt die Entleerung in wenigen Sekunden. In das kleine Haus kann ein Elektromotor eingebaut werden, der mittels Riemen auch das Windwerk treibt, welches zwei Seiltrommeln besitzt. Die eine von ihnen dient zum Aufziehen des Verfüllkastens, die andere kann unabhängig von der ersteren als Bauwinde benutzt werden. Ihre Tragkraft ist 250 kg, ihre Fördergeschwindigkeit etwa 15 m/Sek.

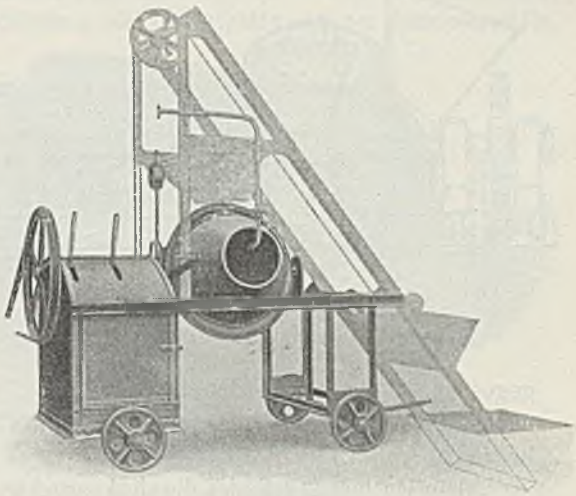


Abb. 19. Kleiner E-Mischer System Halm (Carl Peschke, Zweibrücken).

Die Leistung des Mischers bei 40 Füllungen stündlich und 75 l Trommelinhalt ist 3 m³ je Std., sein Gewicht etwa 1100 kg, erforderliche Motorstärke 2 PS, mit Bauwinde 3 bis 5 PS, die Umdrehungszahl der Riemenscheibe ~ 110/min.

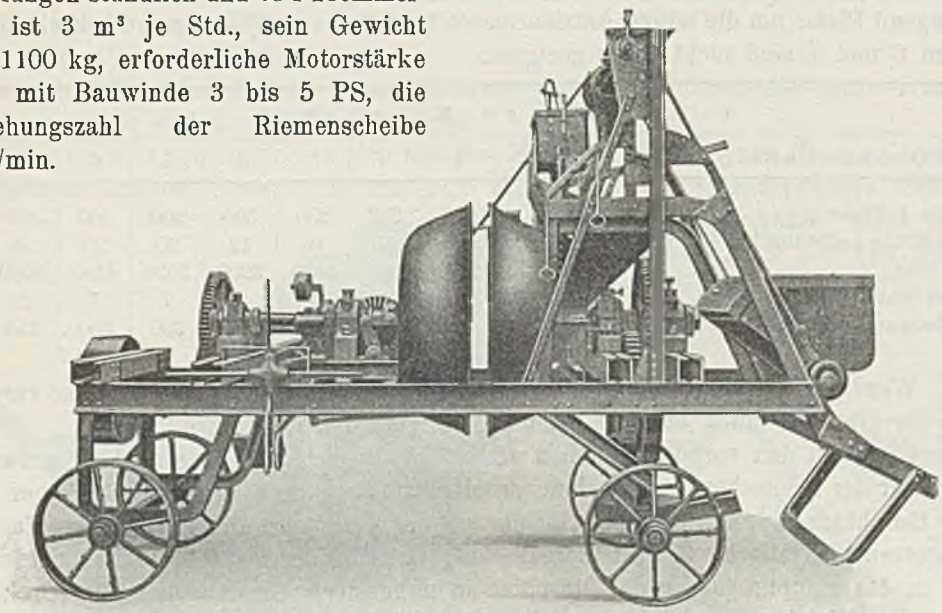


Abb. 20. „Hansa-Mischer“ mit geöffneter Trommel (R. Aebi & Co., Düsseldorf).

Der von R. Aebi & Co. in Düsseldorf gebaute „Hansa-Mischer“ zeigt eine aus zwei halbkugelförmigen Hälften bestehende Mischtrommel, von denen eine zwecks Entleerung horizontal verschiebbar angeordnet ist. Der Hansa-Mischer gehört ebenfalls der Gruppe der Chargenmischer an, bei der die Mischung nach dem Prinzip des freien Falles erfolgt (Abb. 20).

Die Trommelwelle ebenso wie die Nabenbohrung, diese durch eine geschlossene Kapsel geschützt, kommen mit dem Beton nicht in Berührung. Ständige Schmierung des Wellenzapfens ist ermöglicht. Die Dichtungsränder, als Kegeldichtungen ausgeführt, schleifen sich im Betrieb selbständig nach und sollen auch bei dünnflüssigem Mischgut genügende Dichtigkeit gewährleisten. Der Einführungstrichter hat eine zwangsläufige Einführungsschnecke. Bei rotierender Trommel findet ein ständiges Überkugeln des Mischmaterials nach dem Prinzip des freien Falles statt, gleichzeitig sorgen eingegossene Rippen zweckmäßiger Form für Wenden der Mischgutteile; ein Gleiten nach der Mitte, der Stelle des größten Umfanges, ist durch die Form der Trommel bedingt (Abb. 21).

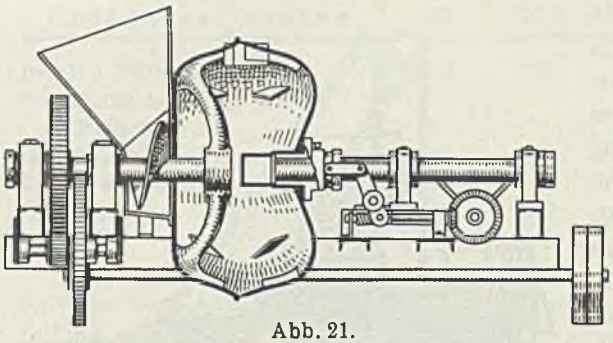


Abb. 21.
Trommelquerschnitt des „Hansa-Mischers".

Die Entleerung findet durch Ausrücken der auf der Welle verschiebbaren Trommelhälfte statt. Die Maschinen werden in sechs verschiedenen Größen gebaut, sämtlich fahrbar, mit Riemenantrieb und Beschickungswerk, die kleinste Form gleichzeitig für Handbetrieb eingerichtet. Die Formen 1 bis 5 bieten auf dem Mischergestell selbst genügend Platz, um die nötige Antriebsmaschine aufzubauen (Benzin- oder Elektromotor). Form 6 und 7 sind nicht dafür geeignet.

Hansa-Mischer

Größenbezeichnung	0	1	2	3	4	5	6	7	
Inhalt 1 Füllung	80	150	200	250	300	500	500	900	l
Stündliche Leistung bei 40 Füllungen	3	6	8	10	12	20	20	36	m^3
Gewicht	1150	2050	3700	3800	3900	5050	4850	9000	kg
Motorenstärke	1	3	4	4	4	7	7	10	PS
Umdrehungen der Riemenscheibe .	120	350	350	350	350	300	300	250	jeMin.

Werden die Maschinen Form 1 bis 5 mit einer Bauwinde ausgerüstet, so vergrößert sich ihr Gewicht um 2 bis 500 kg, die Motorstärke um 2 bis 5 PS.

Eine von den vorbeschriebenen wesentlich abweichenden Form zeigt der Saxonia-Mischer der Deutschen Baumaschinengesellschaft Rammer & Co. Diese Mischer werden wie Geschütze angefahren, ein Hochbauen des Mischgestells fällt fort. Nach dem Abprotzen des Mischers wird derselbe rechtwinklig an das Hauptgleis angeschlossen und in das Hauptgleis vor der Maschine in mindestens 1 m Abstand eine Drehscheibe oder eine Weiche eingebaut, damit bei Zu- und Abfahrt die Transportwagen einander ausweichen können. Diese Transportwagen besonderer Konstruktion, von denen stets drei zur Maschine gehören und einen wesentlichen Bestandteil derselben bilden, sind das Charakteristische dieser Mischer. Durch sie kommen Beschickungshebewerk, Vorfüllkasten und Einfülltrichter in Fortfall, denn der Transportwagen, in dem das zu mischende Material herangefahren wird, bildet mit seiner Mulde zugleich einen Teil der Mischtrommel selber. Sobald nämlich der Transportwagen in den Mischer eingefahren ist (was durch das konische Zulaufen der Kippmulden sehr leicht ist), wird die Mulde durch federnde Greifer an die obere Mischtrommel staub- und wasserdicht

angeschlossen. Beim Rotieren der Mischtrommel hebt sich die Mulde vom Unterwagen ab und rotiert mit. Im Innern der Mischtrommel befinden sich vorteilhaft angebrachte Mischecken, die das Mischgut unbedingt kreuzweise durcheinanderrollen lassen, so daß in einer reichlichen Minute, bei vorgeschriebenen 300 Umdr./Min. an der Antriebswelle, eine einwandfreie Mischung zustande kommt. Sobald durch einen Hebelgriff das Mischen unterbrochen wird, setzt sich die Mulde des Transportwagens automatisch auf den Unterwagen wieder auf, nach Öffnen des Verschlusses kann der Muldenkipper zur Verwendungstelle des Betons abgefahren werden, ein inzwischen an der Materialstelle gefüllter zweiter Transportwagen wird eingefahren, und der Arbeitsgang beginnt von neuem (Abb. 22).

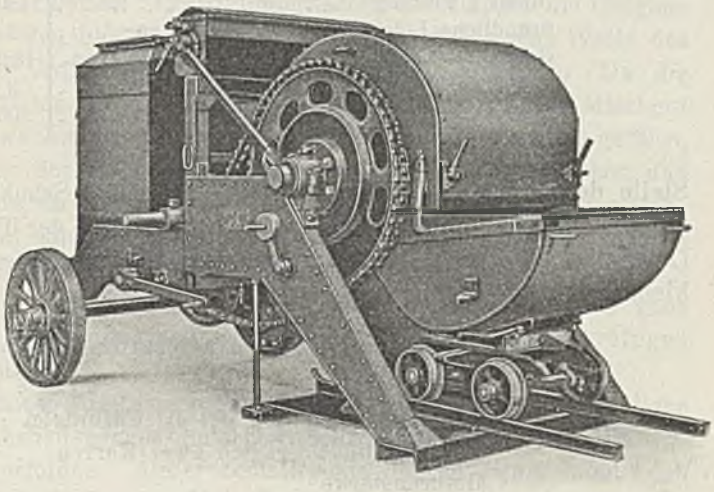


Abb. 22. „Saxonia-Mischer“ in Arbeitsstellung. Normalgröße 350 l (Baumaschinengesellschaft Rammer & Co., Miltitz b. Leipzig).

Das Mischwasser fließt aus dem Wasserbehälter durch weite Rohre nach dem Trommelinnern, wo es sich durch die hohle Trommelachse regenartig auf das Mischgut verteilt.

Die so wichtige Reinigung der mit der Maschine verbundenen Trommelhälfte ist naturgemäß äußerst einfach, da sie nach Entfernen des Transportwagens weit offen zutage liegt. Als Antrieb dient je nach Wunsch, wie auch bei den anderen Mischern, Benzin-, Benzol-, Rohöl- oder Elektromotor.

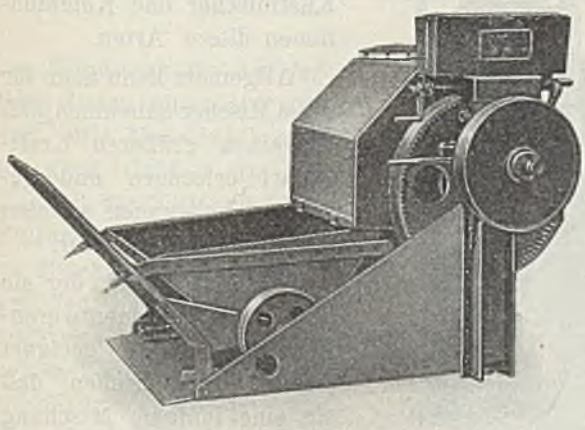


Abb. 23. „Saxonia-Kleinmischer“ in Arbeitsstellung.

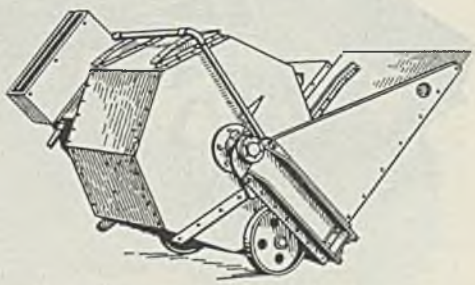


Abb. 24. „Saxonia-Kleinmischer“ beim Wegfahren.

Gebaut werden die Mischer in Normalgrößen von 150, 250 und 350 l Füllung (vergl. Tabelle auf umstehender Seite).

Um auch kleinsten Baubetrieben und Zementwarenfabriken die Vorteile maschineller Mischung zugänglich zu machen, werden von der Firma Rammer & Co. auch Kleinmischer mit Hand- und Kraftbetrieb für 80 bis 100 l Füllung gebaut. An die

Saxonia-Mischer				
Größenbezeichnung	1	2	3	
Inhalt 1 Füllung	150	250	350	l
Stündliche Leistung bei 40 Füllungen . . .	6	10	14	m^3
Gewicht einschließlich drei Transportwagen .	1825	2715	2860	kg
Motorenstärke	3	4	5	
Umdrehungen der Riemenscheibe	300	300	300	je Min

Stelle der Muldenkipper treten dabei einfahrbare Schubkarren. Der Mischvorgang ist im Prinzip genau derselbe wie beim Großmischer, der Transport der denkbar einfachste (Abb. 23 u. 24). Als Antrieb werden auf Wunsch außer Elektromotoren auch Benzinkleinmotoren geliefert.

Saxonia-Kleinmischer

Inhalt 1 Füllung	100 l
Stündliche Leistung bei 40 Füllungen .	4 m^3
Gewicht einschließlich zwei Karren . .	540 kg
Motorenstärke	2 PS
Umdrehungen der Riemenscheibe . . .	280/min.

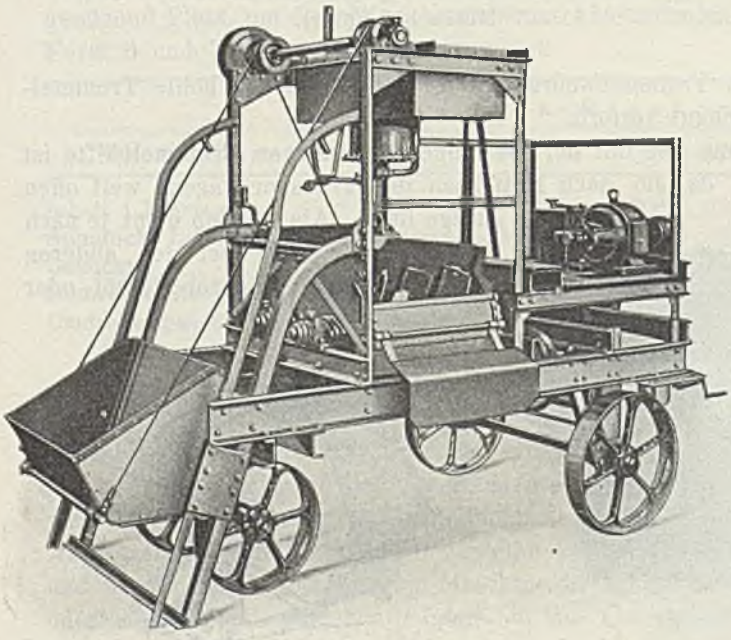


Abb. 25. Kreislauf-Doppeltrogmischer (Gauhe, Gockel u. Co., Oberlahnstein).

II. Maschinen mit zwangläufigem Mischvorgang.

Als solche haben zu gelten: Trogmischer, Rührmischer, Kollermischer, Knetmischer und Kombinationen dieser Arten.

Allgemein kann man für diese Mischer annehmen, daß sie einen größeren Kraftbedarf erfordern und geringere Leistungen erzielen als die Freifallmischer.

Als ein Vorzug, der sie besonders für Zementwaren-Fabrikbetriebe geeignet macht, ist anzusehen, daß sie eine innigere Mischung und dichteres Gefüge des Betons herbeiführen, so daß beim Zementverbrauch Ersparnisse gemacht werden können. Ein weiterer Vorzug dieser Mischer gegenüber einigen Systemen der Freifallmischer ist ferner, daß der Mischvorgang sich offen vor den Augen der Bedienung vollzieht.

Sehr gute Maschinen sind die Lahnsteiner „Kreislauf-Trogmischer“, die sich ihres leichten Gewichtes und ihrer geringen Abmessungen wegen vorzüglich zur Auf-

stellung auf Gußbetontürmen[1]) und auf Baustellen eignen, bei denen der Arbeitsraum beengt ist (Abb. 25).

Der feststehende Mischtrog wird aus zwei oben offenen teilzylinderförmigen Trögen gebildet, wobei der obere Teil der beiden Außenzylinderflächen als Klappen um Gelenke beweglich ausgebildet sind. In den beiden Achsen der Zylinder ist je eine Welle des Rührwerks eingelagert, an der Arme mit schrägen Rührhänden aufsitzen. Da die beiden Wellen in entgegengesetzter Richtung drehen, wird das eingebrachte Mischgut von der Mitte nach den Außenwandungen hin in Kreisbewegung und nach oben geführt, aber auch infolge der Schräge der Hände in Richtung der Wellen umgetrieben und zwar in der einen Troghälfte hin, in der anderen zurück. Der Gefahr des Festklemmens von Steinen zwischen Rührhand und Trogwand ist begegnet durch die Nachgiebigkeit der oberen Teile der Außenwände, eben jener Gelenkklappen.

Diese Art der Mischung ergibt in $1^1/_2$ Min. Mischdauer einen Beton von ganz vollendeter Gleichmäßigkeit. Die Entleerung erfolgt durch Öffnen eines kräftigen Schiebers im Boden der Maschine.

Da der Trog in seiner ganzen Breite oben offen ist, verursacht auch die gründliche Reinigung nach Schluß des Arbeitsganges keinerlei Schwierigkeiten. Die Wasserabmessung kann automatisch erfolgen. Außer dem Beschickungshebewerk kann auch

Lahnsteiner Kreislauf-Trogmischer

Größenbezeichnung	1	2	
Inhalt 1 Füllung	300	750	l
Stündliche Leistung bei 40 Füllungen	12	30	m^3
Gewicht	4000	8500	kg
Motorenstärke	10—12	22—25	PS
Umdrehungen der Riemenscheibe	320	370	je Min.

ein Windwerk für den fertigen Beton eingebaut werden. Die Maschine kommt in zwei Größen in den Handel, für 300 und 750 l Füllung.

Mischer ähnlicher Bauart, bei denen vor allem auch das Material der einzelnen Teile außerordentlich sorgfältig gewählt ist, sind die zweiachsigen Betonmischmaschinen des Hüttenamts Sonthofen (Abb. 26).

Hier sind die Mischarme aus bestem Stahlguß, die

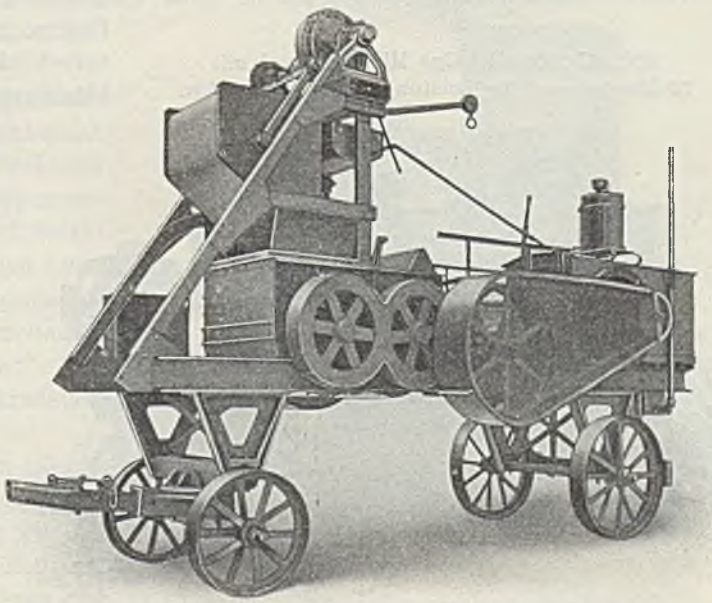


Abb. 26. Fahrbare Betonmischmaschine mit Materialaufzug, Benzinmotor und Pumpe (Hüttenamt Sonthofen).

[1]) Vergl. hierzu Kapitel III dieses Bandes sowie Gaye, Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen, S. 12 u. f. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Mischschaufeln aus Hartguß, die Trommelmantelbleche aus Siemens-Martin-Stahl von 12 bis 15 mm Stärke hergestellt. Die beiden Mischwellen tragen 8 bis 10 eigenartige Mischarme, die das Mischgut unten nach der Mitte gegen die Entleerungsklappe hin arbeiten (Abb. 27).

Für kleinere Betriebe werden auch einachsige Mischer gebaut, stationär und fahrbar, wie die zweiachsigen Mischmaschinen auch. Von letzteren werden fünf verschiedene Größen gebaut für Leistungen von 8 bis 25 m³ stündlich.

Hüttenamt-Sonthofen-Mischer, fahrbar mit Materialaufzug und Benzinmotor

Größenbezeichnung	IV	V	VI	VII	VIII	
Inhalt 1 Füllung	220	300	420	600	750	l
Stündliche Leistung (etwa)	8	10	14	20	25	m³
Gewicht mit niederem Wagen	4600	5700	7900	10 500	13 000	kg
Gewicht mit erhöhtem Wagen	4750	5900	8100	10 800	13 300	kg
Motorenstärke	4	6	8	12	16	PS
Umdrehungen der Antriebswelle	120	120	120	120	120	je Min.

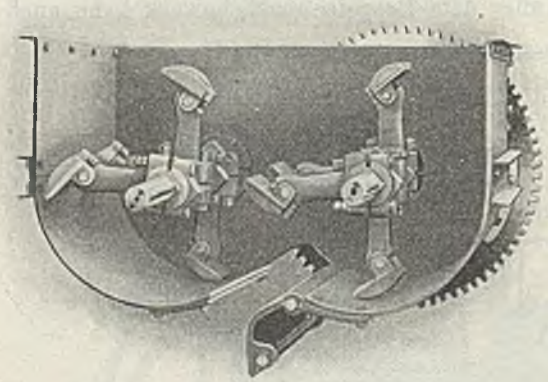


Abb. 27. Zweiachsige Mischtrommel mit 10 Mischarmen für Leistungen bis zu 25 m³/st.

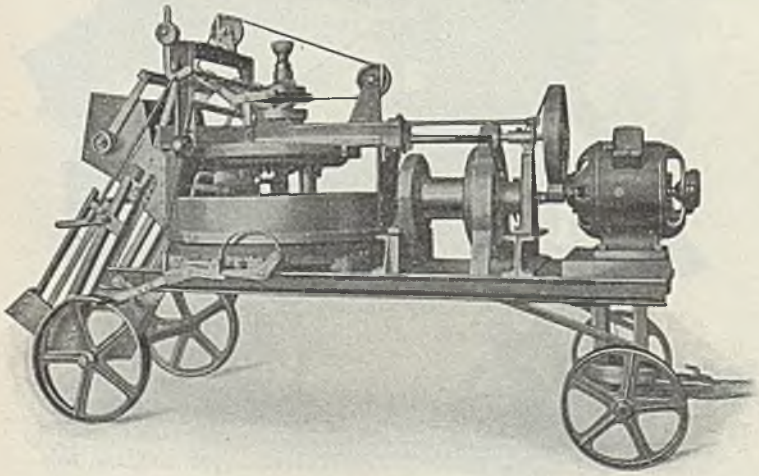


Abb. 28. Fahrbare Mischmaschine mit Bauaufzugwinde und direktem Antrieb durch Elektromotor (Klöckner-Werke, Osnabrück).

Von den beiden vorstehend beschriebenen Systemen werden auch kleinere Mischer mit einfachem zylinderförmigen Trog und nur einer Welle mit Mischarmen geliefert, für Hand und Motorantrieb.

Eine größere Verbreitung haben auch die nach dem Patent „Eirich“ gebauten Mischer in Deutschland gefunden, nach dem neuerdings von verschiedenen Fabriken so vervollkommnete Bauarten herausgebracht werden, daß sie den besten anderen Systemen an die Seite gestellt werden können. Zu diesen neuen „Eirich-Mischern“ gehören die von den Klöckner-Werken in Osnabrück auf den Markt gebrachten „Universal-Mischmaschinen“ (Abb. 28).

Charakteristisch für sie ist der flach zylindrische, offene und feststehende Mischtrog mit senkrechter Achse. In diesem offenen Trog durcheilen Misch- und Knet-

werkzeuge das Mischgut auf ebenem Tellerboden und in sichtbarem Arbeitsvorgang in sich stets überschneidenden, schleifenförmigen Bahnen (Abb. 29).

Die punktierten Schleifen in Abb. 30 zeigen die Bahnen nur einer Mischschaufel an, während die ausgezogenen Schleifen die Bahn des Knetkolbens darstellen.

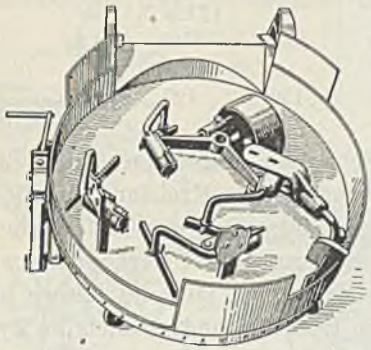


Abb. 29. Das Innere des Mischbottichs mit den Mischwerkzeugen.

Abb. 30. Gang der Arbeitsbahnen im Mischbottich.

Die Mischer werden in Größen von 50 bis 500 l Füllung gebaut und sowohl stationär wie fahrbar, mit Vorratskasten oder Materialaufzug, sowie mit zweitem Windwerk, um das fertige Material zu befördern. Die weiteste Verbreitung hat diese Mischmaschine in der Kunststein- und Zementwarenindustrie als ihrem eigentlichsten Anwendungsgebiet gefunden, wo es auf besonders intensive und stets gleichbleibende Mischung ankommt. Für Feinbeton und Mörtel wird der Mischer mit Knetkoller ausgerüstet, für Grobbeton dagegen ohne Koller. Es ist aber auch ohne Schädigung der Maschine möglich, in einer solchen mit Knetkoller versehenen Trommel Grobbeton herzustellen und umgekehrt.

Für die Anfeuchtung des Materials sorgt ein Brauserohr, das das Mischwasser regenförmig und gleichmäßig über den Bottich verteilt.

Die Entleerung des fertig gemischten Materials aus dem Mischbottich geschieht durch einen im Tellerboden angeordneten Moment - Klappenverschluß, der mittels Handhebel leicht geöffnet und geschlossen werden kann (vergl. Tabelle auf umstehender Seite).

Maschinen ganz ähnlicher Bauart sind die „Intensiv-Mischer“ von Dr. Gaspary & Co., Markranstädt (Abb. 31).

Auch hier laufen in einem offenen zylindrischen Bottich Mischschaufeln um, die das Material ständig wenden und unter den Knetkoller schaffen, der das Mischgut breit und nach innen und außen drängt. Wesentlich unterstützt wird der Mischvorgang noch dadurch,

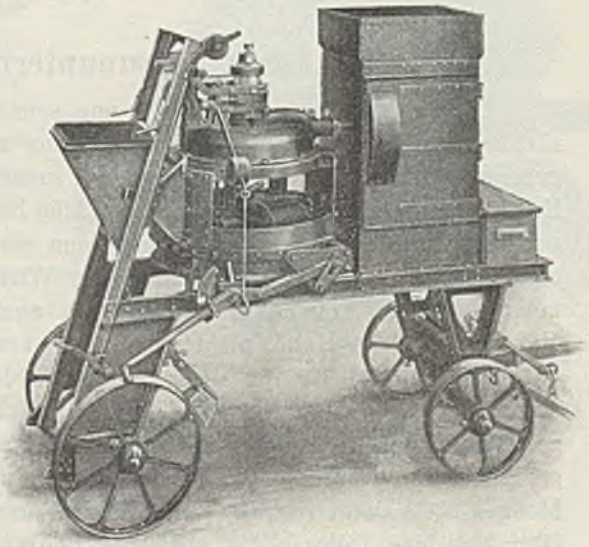


Abb. 31. Fahrbarer Intensiv-Mischer mit Materialaufzug Motor M I 61 bis 64 (Dr. Gaspary & Co., Markranstädt).

Universal-Mischer Patent „Eirich", Klöckner-Werke				
Größenbezeichnung	3	4	5	
Inhalt 1 Füllung	150	250	375	l
Stündliche Leistung . . . etwa	6	10	12 bis 16	m³
Gewicht	3550	4500	5500	kg
Motorenstärke	8	12	15 bis 17	PS
Umdrehungen der Antriebswelle	130	130	120	je Min.

daß der Koller in der zu der Drehrichtung der Schaufeln entgegengesetzten Richtung in ständig wechselnden Schleifen umläuft, weil er nach jedem Kreislauf um die Länge eines Zahnes am Zahnkranz sich verschiebt. So muß jeder Teil des Tellerbodens vom Koller überfahren werden. Stärkeren Widerständen vermag er federnd auszuweichen.

Der Anfeuchter ist an der Mittelachse angeordnet und läuft im Kreise mit um, wobei er nicht nur die Oberfläche des Mischgutes im Bottich, sondern auch die Zylinderwand trifft. Auf diese Weise kann der Bottich auch bequem nach Beendigung der Arbeit gesäubert werden. Seine Entleerung erfolgt in kürzester Zeit dank praktischer Anordnung von Räumerschaufeln. Im Boden ist eine entsprechend große Klappe angeordnet, die durch eine Kurbel erst senkrecht abwärts und dann seitlich unter dem festen Teil bewegt wird.

Intensiv-Mischer					
Größenbezeichnung	MI 51	MI 52	MI 53	MI 54	
Inhalt 1 Füllung	100	150	250	500	l
Stündliche Leistung etwa	4	6	10	20	m³
Gewicht	2300	3500	4800	6500	kg
Motorenstärke	3	4½	7	9	PS
Umdrehungen der Antriebswelle	110	100	80	70	je Min.

E. Maschinen mit ununterbrochenem Mischbetrieb.

Diese Maschinen sind heute nur sehr wenig noch in Betrieb, und zwar hauptsächlich wohl deshalb, weil sie in bezug auf Gleichmäßigkeit der Mischung im allgemeinen hinter den Chargenmischern zurückstehen, bei denen die Mischzeit je nach Erfordernis reguliert werden kann. Häufig hat man früher deshalb das Mischgut trocken von Hand durchgeschaufelt und erst dann zur Naßmischung in die Maschine aufgegeben, ein Arbeitsgang, der aus Gründen der Wirtschaftlichkeit heute wohl überhaupt nicht mehr in Frage kommt, zumal dadurch auch eine Gleichmäßigkeit, eben wegen der Vermischung von Hand, nicht gewährleistet wird.

Charakteristisch für diese Maschinen ist die lange, zylindrische Form der sich drehenden, schräg gelagerten Trommel, in die das vorgemischte Material in die hochgelegene Stirnseite mittels Fülltrichters aufgegeben wird, und bei Ankunft am tiefgelegenen Ende durch eine seitliche Öffnung im Zylindermantel die Trommel in kleineren Mengen stets dann verläßt, wenn die Öffnung beim Drehen die untere Hälfte passiert.

Maschinen dieser Art sind die Trommelmischer von Dr. Gaspary & Co. und die Lahnsteiner Betonmaschine „Rohrdommel" (Abb. 32).

Die Durchmischung im Innern der Trommel erfolgt bei ihnen durch die fest an der inneren Trommelwand sitzenden Mischschaufeln, die das Mischgut ständig heben,

beim Drehen abrutschen lassen und infolge ihrer Schrägstellung es auch in Längsrichtung der Trommel weiter befördern. Die Anfeuchtung findet sofort nach dem Einwurf im Innern der Trommel durch ein gelochtes Spritzrohr statt.

Die Mängel dieses Systems richtig erkennend, war die Firma Gauhe, Gockel & Co., in Oberlahnstein (Abb. 33) bemüht, durch Einbau einer automatischen Abmeßvorrichtung

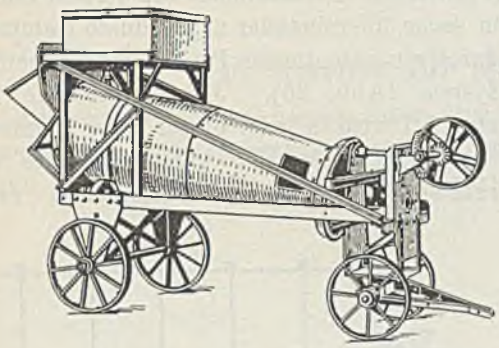


Abb. 32. „Rohrdommel"

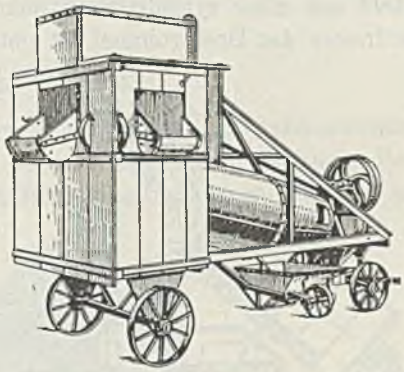


Abb. 33. „Rohrdommel"
(Gauhe, Gockel & Co., Oberlahnstein).

den Übelständen abzuhelfen. Diese besteht bei der „Rohrdommel" aus drei Bechern verschiedener Größe für Kies, Sand und Zement, die inhaltlich in einem bestimmten Verhältnis zueinander stehen (normal 1 : 3 : 6 = 5 l Zement, 15 l Sand und 30 l Kies). Die gleichzeitige Entleerung dieser drei Becher in den Fülltrichter der Trommel erfolgt in festen Intervallen, beim jedesmaligen Umkippen der Abmeßgefäße entleert auch eines der Wassergefäße im oberen Teil der Maschine seinen regulierbaren Inhalt ins Trommelinnere. Die Leistung dieser Maschine ist etwa 7 m³/Std., ihr Gewicht etwa 1500 kg; für den Antrieb sind erforderlich 1 bis 2 PS, die Trommel hat etwa 50 bis 60 Umdr./min.

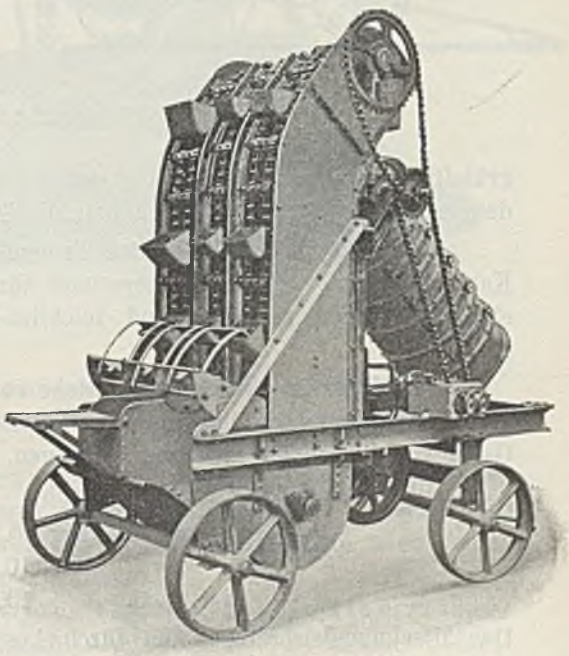


Abb. 34. Kontinuierliche Betonmischmaschine (Eschrich & Schlüter, Berlin).

Sehr bemerkt wurde auf der Leipziger Herbstmesse 1926 ein neuer Mischer mit ununterbrochenem Mischgang, der wohl geeignet erscheint, sich seinen Platz auf dem Baumaschinenmarkt zu erobern. Es handelt sich um die nach Patent „ver Mehr" in England gebaute und in Deutschland von der Firma Eschrich & Schlüter in Berlin vertriebene Kontinuierliche Betonmischmaschine, deren Bauart das Prinzip der kleinsten Mischmengen zugrunde liegt (Abb. 34 u. 35).

Drei nebeneinander angeordnete Becherwerke heben aus drei getrennten Vorratsbehältern an der Maschine Zement, Sand und Kies. Der Inhalt der verschieden großen

Becher, die durch Hebelarme auf das genaue Maß ihres Inhalts abgestrichen werden, entspricht dabei einem ganz bestimmten Mischungsverhältnis, und alle 2 bis 3 Sek. wird ein Becherdreisatz mit zusammen etwa 7 l Inhalt in die Mischtrommel eingekippt. Im Augenblick des Einkippens erhält das Mischgut jedesmal einen abgemessenen Wasserzusatz durch einstellbaren doppelten Regulierungshahn. Der Mischbehälter besteht aus einer zylindrischen, sehr schräg gestellten Drehtrommel von 1,22 m Länge. Das Innere der Drehtrommel ist unterteilt in sechs übereinander angeordnete Kammern durch ein patentiertes Platten- und Schaufelsystem (Abb. 36). Jede Teilmenge von etwa 7 l wird in jeder dieser sechs Kammern durch Umwerfen und kaskadenartiges Abrutschen über die Kammerplatten recht

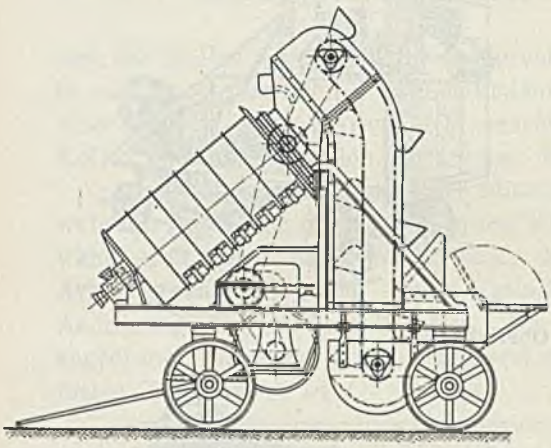


Abb. 35. Querschnitt.

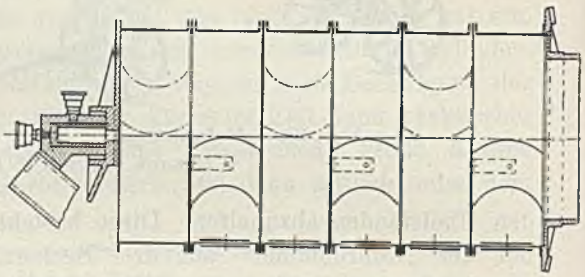


Abb. 36. Längsschnitt der Drehtrommel.

Kontinuierliche Betonmischmaschine.

gründlich gemischt, jeder Mischsatz passiert getrennt von dem vorhergehenden und dem nachfolgenden als eine Einheit die Trommel.

Zur Reinigung sind an der Trommel fünf Verschlußklappen an den oberen fünf Kammern angebracht, im allgemeinen dürfte jedoch zum Reinigen der Trommel schon ein Durchspülen mit Kies und reichlicher Wassergabe auf dem 3. Gang des Motors genügen.

Der Motor ist mit einem Getriebe von drei Gängen ausgerüstet, so daß Becherwerk und Mischtrommel, die mit gleicher Tourenzahl umlaufen, zusammen in drei verschiedenen Geschwindigkeiten zu arbeiten vermögen.

Die Leistung der Maschine ergibt

auf dem 1. Gang 6,9 m^3/Std. fertigen Beton
„ „ 2. „ 10,3 „ „ „
„ „ 3. „ 13,8 „ „ „

Das Mischungsverhältnis kann durch Auswechseln der Förderbecher jeweilig bestimmt werden, im allgemeinen wird wohl eine Größenänderung der Becher für den Zementaufzug (etwa auch durch einsetzbare Paßbleche) genügen, während das Sand : Kies-Verhältnis von 1 : 2 meist beibehalten werden kann.

Für den Antrieb der in einer Größe gebauten Maschine bei drei verschiedenen Leistungen dient ein Benzinmotor von 4 PS, auf Wunsch wird sie auch mit Elektromotor ausgerüstet. Die an dem Motor eingebaute Kupplung ermöglicht ein sofortiges Aufleerlaufsetzen der Maschine bei Arbeitsunterbrechung. Die Umschaltung der Getriebegänge wird durch einen Hebel am Getriebekasten bewerkstelligt. Der Benzinverbrauch wird mit 0,25 kg für 1 PS_e/Std. angegeben.

Das Gewicht der Maschine ist mit 1650 kg als außerordentlich leicht zu bezeichnen, mithin ihre Fortbewegung mühelos und billig. Für die Bedienung genügt ein Mann.

Da die Maschine in Deutschland noch völlig neu und wenig erprobt ist, bleibt abzuwarten, ob ihr irgendwelche Mängel anhaften, vorläufig muß man sie als eine sehr viel versprechende Neuerung ansehen, die sich eben als kontinuierlicher Mischer vorzüglich dem modernen Gußbetonverfahren anpassen dürfte.

F. Mischer für spezielle Zwecke.

Dienen die bisher besprochenen Mischmaschinen allgemeinen Betonbauzwecken, so werden in Amerika bereits seit einer Reihe von Jahren Mischer für spezielle Bauzwecke, insbesondere für den dort sehr verbreiteten Betonstraßenbau, angefertigt, wie

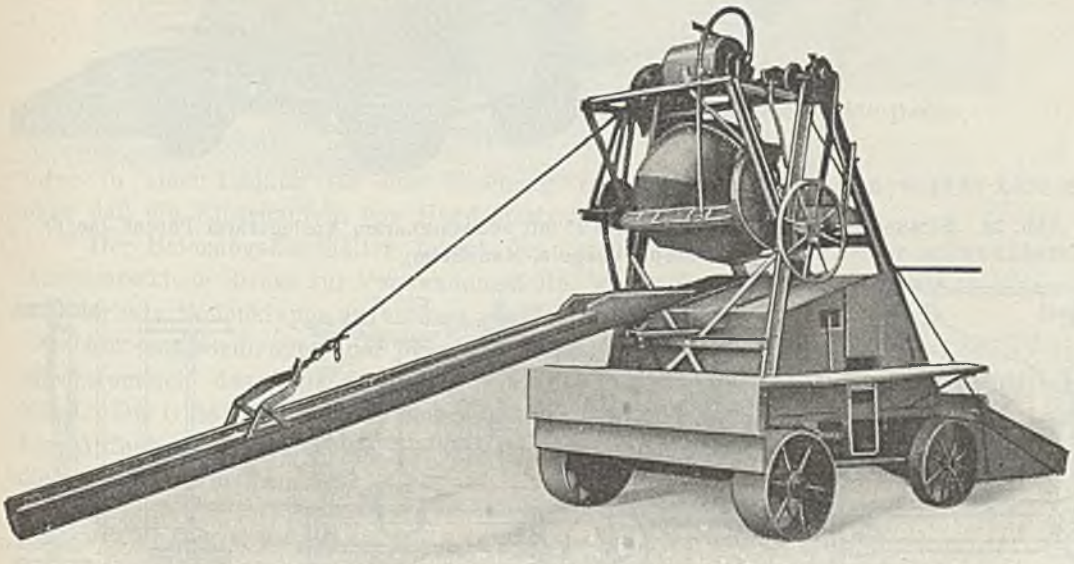


Abb. 37. Straßen-Betonmischmaschine 375 P mit schwenkbarer Auslaufrinne Patent Jaeger (Joseph Voegele, Mannheim).

Amerika überhaupt im Bau von Betonmischern stets vorangegangen ist. Namen wie Ransome und Smith-Milwaukee sind mit dem Bau von Mischern für alle Zeiten verknüpft, und vorzügliche Maschinen dieser Systeme werden auch in Deutschland noch heute gebaut (unter anderen von Ph. Deutsch, Berlin).

Unter den Betonmischern für Straßenbau seien die bereits auf S. 110 u. 112 erwähnten Jaeger-Mischer-Formen von Joseph Voegele in Mannheim genannt. Ihre Formen Nr. 375 P, 600 P und 600 R P (P = schwenkbarer Ausleger, R = Raupenband) sind in Amerika mit gutem Erfolg erprobt und führen sich auch als deutsches Fabrikat obiger Firma in letzter Zeit bei uns gut ein (Abb. 37 u. 38).

Ihre Fortbewegung vorwärts und rückwärts geschieht stets aus eigener Kraft, besonders die mit Raupenband ausgestatteten Mischer eignen sich gut für Betonstraßen-Neubauten. Will man die Formen 250 L und 375 L für Straßenbauten verwenden, so kann eine von der Firma zu beziehende schwenkbare Gießrinne von 3,6 m Länge vor die Entleerungsöffnung des Behälters durch Aufhängung geschaltet werden. Die Maschine erhält alsdann auch ein Wechselfahrgestell, bei dem die Räder um 90° versetzt

werden (Abb. 39) um beim Arbeiten mit der schwenkbaren Gießrinne den Mischer zweckmäßig verfahren zu können. Verwendet man nichtfließenden Beton, so dient

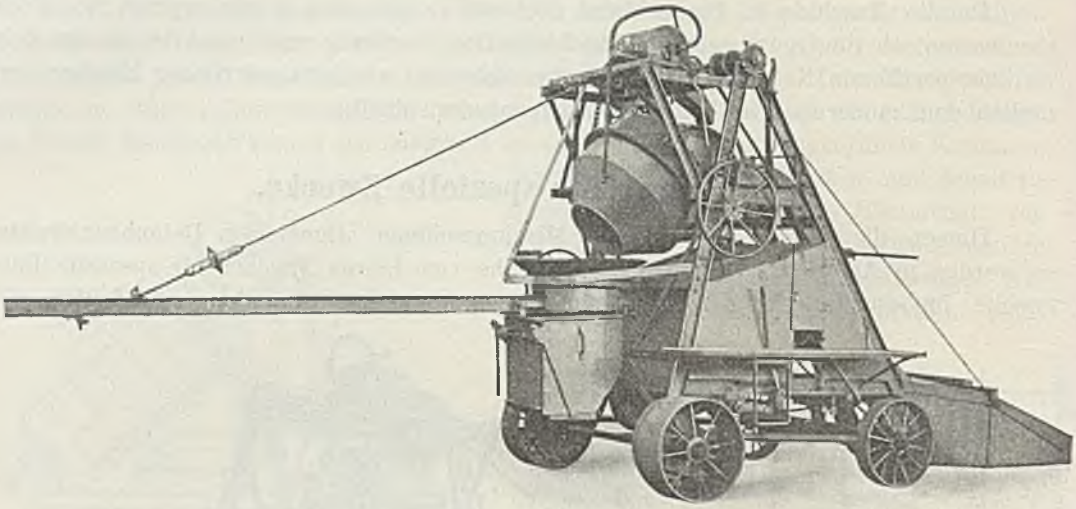


Abb. 38. Straßen-Betonmischmaschine 375 P mit schwenkbarem Auslegerarm Patent Jaeger (Joseph Voegele, Mannheim).

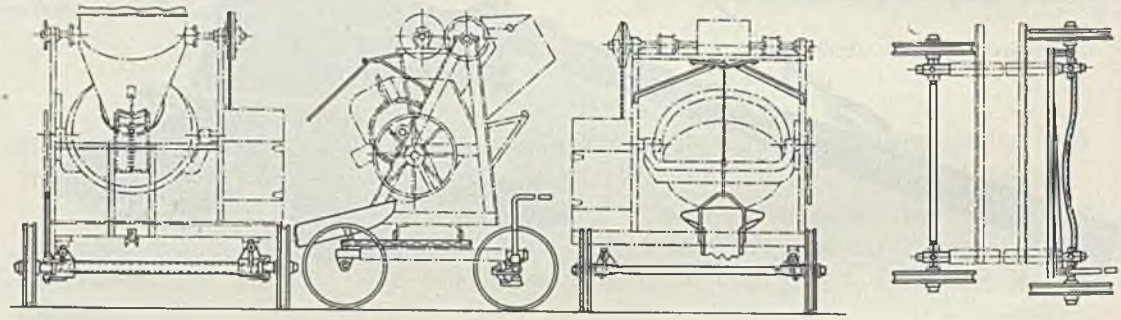


Abb. 39.

dem gleichen Zweck wie die Gießrinne eine Auslegerschiene, an der ein Transportwagen vom Mischer zur Kippstelle laufen kann.

Jaeger-Straßenbetonmischmaschinen

Form	375 P	750 PR	
Inhalt 1 Füllung	375	750	l
Tagesleistung für 320 Füllungen in 8 Stunden	100	200	m^3
Gewicht der Maschine	4200	8000	kg
Straßenlänge bei 6 m Breite und 18 cm Betondicke	93	186	m
Stärke des Antriebmotors	15	28	PS
Vorwärtsbewegung	1500	860	m/Std.
		1560	„
		4000	„
Rückwärtsbewegung	850	1500	„

Den vorbeschriebenen Mischern sehr ähnlich sind die von der Ambi-Gesellschaft in Berlin vertriebenen Straßenbetonmischer Bauart Koehring[1]). Die Fortbewegung

[1]) S. a. B. T. 1926, Heft 30. Die neueste Betonmischmaschine.

dieser Maschine erfolgt ebenfalls aus eigener Kraft, vorzugsweise auf Raupenbändern, auf Wunsch auch auf Rädern (Abb. 40).

Sehr zweckmäßig erscheint die breite, auf dem Boden flach aufliegende Bauart des Einfüll-Löffels, so daß die Rohstoffe direkt vom Wagen, Auto oder von den Kipp-

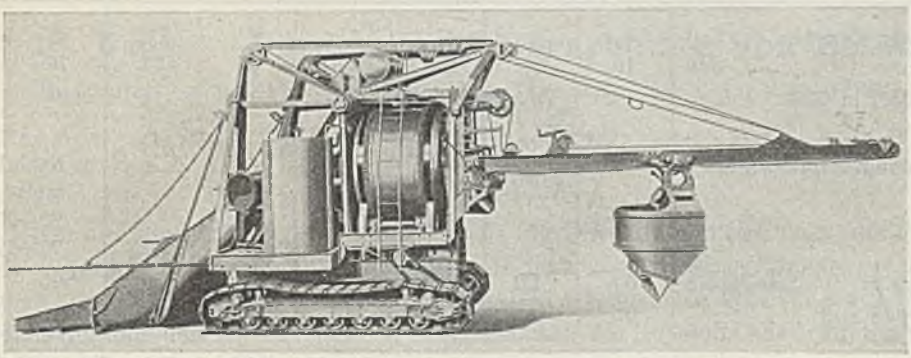


Abb. 40. Straßenbetonmischer (Koehring-Paver, Ambi-Gesellschaft, Berlin).

loren in einer Ladung für eine Mischung vom Löffel aufgenommen werden können, ohne daß ein Einschaufeln von Hand stattzufinden braucht.

Der Betonabgabebehälter bringt den gemischten Beton an einer schwenkbaren Auslegerschiene direkt zur Verwendungstelle, wo er ihn durch die langsam zu öffnende regulierbare Bodenklappe in breitem Ausfluß abgibt.

Für die Bedienung der Maschine, also für Betätigung des Einfüll-Löffels, der Mischtrommel, des Abgabebehälters und die Fortbewegung der Maschine genügt ein Mann. Die Gesamtmischdauer einer Fassung beträgt 1 Min., für den ganzen Mischgang von Aufnahme der Rohstoffe bis Abgabe der Betonmasse werden bei eingeübter Bedienung 1.35 Min. benötigt.

Koehring-Straßenbetonmischer

Inhalt 1 Füllung	760	l
Tagesleistung für 296 Mischungen in 8 Stunden	350	m^3
Gewicht der Maschine	15 730	kg
Motorenstärke	15	PS
Straßenlänge bei 6 m Breite und 18 cm Betonstärke	200	m
Vorwärtsbewegung	1400 bis 3500	m/Std.
Rückwärtsbewegung	~900	„

Am Schluß ist bei der Besprechung der Mischmaschinen auch die Zementkanone nicht zu vergessen als Verbindungsglied zwischen den nur der eigentlichen Mischarbeit und den der Förderung des fertigen Betons zur Verwendungstelle dienenden Maschinen. Ihre Bedeutung beruht heute keineswegs nur in dem Spritzvorgang und dessen Vorzügen gegenüber anderen Betonauftragsarten, sondern nicht zuletzt auf der Förderung des Betons in Schläuchen unter Druckluft auf mitunter recht weite Entfernung und unter Verhältnissen, wo eine andere Förderart — z. B. wegen Platzmangel — nicht oder nicht gut möglich ist. Es sind grundsätzlich zwei verschiedene Verfahren zu unterscheiden:

Bei dem in Deutschland am längsten bekannten Torkret-Verfahren wird das trocken gemischte Betongemenge in die auch „Tektor“ genannte Zementkanone eingeschleust und durch Schlauchleitungen von oft sehr erheblicher Länge mit einer

Form	B (Baby)		N (Normal)		S (Spezial)		G (Groß)	
Größenbezeichnung	00	0	1	2	3	4	5	6
Schlauch; Durchm. in Zoll	3/4	1	1 1/4	1 3/8	2 1/4	2 1/2	3	4
„ „ „ mm	19	25	32	35	57	63	76	102
Luftbedarf m³/Min.	1,7	3,5	5	6,5	12	14	22	33
Druck at	2 1/2—3 1/2		2 1/2—3 1/2		1 1/2—2 1/2		1—2	
PS für den Kompressor etwa	12	25	35	45	60	70	je nach Förderweite von 20—200 m 70—120 PS	
Leistung m³/Std. lose Masse	0,5	1,0	1,5	2,0	4,0	5,0	6,5	10,0
Korngröße mm	3	5	8	10	20	25	30	40

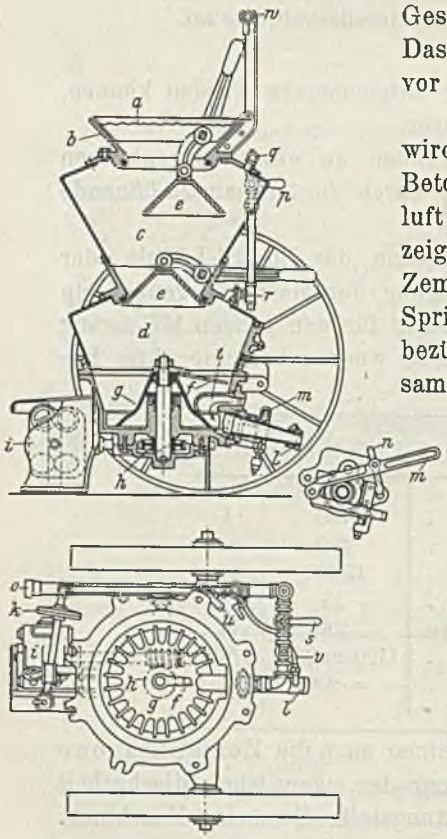


Abb. 42. Schnitt und Grundriß.

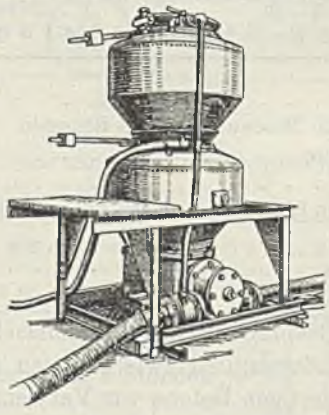


Abb. 41. Ansicht.

Zementkanone (Torkret G. m. b. H., Berlin).

Geschwindigkeit von 70 bis 100 m/Sek. Düse geblasen. Das erforderliche Wasser erfolgt erst in dieser unmittelbar vor dem Heraustreten des Gemenges.

Bei einem zweiten Verfahren (Patent Moser-Kraftbau) wird bereits fertig gemischter und nach Bedarf angenäßter Beton in die Kanone eingeschaufelt und gelangt unter Druckluft durch die Schlauchleitung auf die Antragsfläche. Abb. 41 zeigt die von der Torkret G. m. b. H. Berlin hergestellte Zementkanone der neuen Form G. Sie wirkt sowohl als Spritzmaschine, wie in erster Linie als Betonfördermaschine; bezüglich der Abmessungen sei auf die obenstehende Zusammenstellung Bezug genommen.

Das trockene Betongemenge erhält seine Beschleunigung in der sogenannten „Zementkanone oder dem „Tektor". Abb. 42 gibt Querschnitt und Grundriß der Zementkanone wieder, die folgendermaßen arbeitet. Durch die obere Schleusenkammer *c* wird der Beton mittels der Glockenventile *e* in die unter Druckluft stehende Arbeitskammer *d* eingebracht. Auf deren Boden befindet sich das Taschenrad *g*, das durch den Druckluftmotor *i* gedreht wird. Der durch den Kanal *t* eintretende Luftstrom bläst den Inhalt der vorbeiziehenden Taschen durch den Stutzen *l* in die Schlauchleitung, so daß in gleichen Zeiten gleiche Stoffmengen dem Schlauche zugeführt werden und ein gleichmäßiger Betonstrom entsteht. Näheres über die Verwendung dieses wichtigen Baugerätes siehe im Kapitel III dieses Bandes.

III. Kapitel. Fördern und Verarbeiten von Beton.

Bearbeitet von H. Schluckebier, Regierungsbaumeister a. D., Köln-Mülheim.

A. Einleitung.

Über die Bindemittel und Zuschlagstoffe, die Mischungsverhältnisse, die Festigkeit und die sonstigen Eigenschaften des Betons sind im I. Kapitel dieses Bandes erschöpfende Angaben gemacht. Gemäß den dort entwickelten Grundsätzen sind für jeden Bau unter Berücksichtigung der wirtschaftlichen Möglichkeiten die Rohstoffe auszuwählen und nach ihrer Eigenart zu behandeln.

Die neuere Betonforschung hat immer mehr die Tatsache herausgearbeitet, daß die Güte eines Betonbaues in außerordentlich hohem Maße von den Eigenschaften der Rohstoffe und der Art ihrer Verarbeitung abhängt[1]). Durch richtige Übertragung der gewonnenen wissenschaftlichen Erkenntnisse auf die Bauausführung werden Mißerfolge ausgeschlossen und können so erhebliche wirtschaftliche Vorteile erzielt werden, daß sich die damit verbundenen Mehraufwendungen reichlich lohnen.

Die Hilfsmittel zur Durchführung des Baubetriebes sind ebenso vielgestaltig wie das Anwendungsgebiet des Eisenbetonbaues. Mit der Verteuerung der menschlichen Arbeitskraft tritt die Verwendung mechanischer Einrichtungen immer mehr in den Vordergrund. Der Eisenbetonbau hat schon frühzeitig die Maschinentechnik, insbesondere auf dem Gebiet der Massenförderung, in seinen Dienst gestellt. Gerade hierdurch wurde er zur Lösung auch der umfangreichsten Bauaufgaben befähigt und konnte eine seiner wertvollsten Eigenschaften, die Schnelligkeit des Bauens, voll entfalten.

Die Wirtschaftlichkeit der Maschinenarbeit setzt eine gewisse Größe der zu bewältigenden Leistung voraus. Für Zwergbetriebe kommt allein die Handarbeit in den alten handwerklichen Formen in Betracht. Je höher die Löhne sind und je mehr es dem Baumaschinengewerbe gelingt, handliche, leicht bewegliche und leicht aufstellbare Maschinen auf den Markt zu bringen, um so früher wird auch im Kleinbetrieb die Maschinenarbeit in Wettbewerb treten können.

Für den Maschinenantrieb überwiegt heute der Elektromotor, und dies wird bei weiterer Ausdehnung der Stromversorgungsnetze und Herabsetzung der Strompreise noch mehr der Fall sein. Für Großbauten in abgelegenen Gegenden kann die Errichtung eigener Stromerzeugungsanlagen mit Wasserkraft- oder Dieselmaschinenantrieb in Betracht kommen. Bei kleinen Bauten von kurzer Dauer fallen zuweilen auch im Gebiet eines Stromversorgungsnetzes die Anschlußkosten so hoch aus, daß der Antrieb der Mischer und Winden durch Benzol- oder Rohölmotoren vorzuziehen ist.

[1]) S. a. Held, Die Baukontrolle des Betons. B. u. E. 1926, Heft 1. — Kleinlogel u. a., Die Gewährleistung der Güte der Ausführung. Ebenda 1926, Heft 3, 5, 7 u. 15. — Amos, Betonkontrolle während des Bauens. Ebenda 1926, Heft 6. — Graf, Über die zweckmäßige Zusammensetzung des Betons. Ebenda 1926, Heft 7. — Saller, Neuere amerikanische Anschauungen über Betonherstellung Ebenda 1926, Heft 8. — Kleinlogel, Amerikanische Betonkontrolle. Ebenda 1926, Heft 11. — Graf, Die Siebprobe, die Setzprobe, die Ausbreitungsprobe und ihre Anwendung. Ebenda 1926, Heft 12. — Petry, Gewährleistung der Güte der Bauausführung und die Baukontrolle des Betons. Ebenda 1926, Heft 17. — Schonk u. Maaske, Praktische Versuche zur Feststellung der Wasserundurchlässigkeit des Betons für den Schleusenbau Anderten. B. T. 1926, Heft 13 u. 14.

Die Dauer eines jeden Baubetriebes ist beschränkt und beträgt vielfach nur einige Monate, höchstens aber wenige Jahre. Alle Anlagen müssen daher leicht aufstellbar sein und ebenso leicht zur Wiederverwendung beim nächsten Bau beseitigt werden können. Sie werden deshalb, verglichen mit ständigen, ortsfesten Fabrikbetrieben, immer ein mehr behelfsmäßiges Gepräge aufweisen, müssen trotzdem aber sorgfältig durchdacht werden, da einmal begangene Fehler in der Einrichtung sich meist nicht wieder gut machen lassen. Dies zwingt bei allen größeren Bauten zur Aufstellung genauer Arbeits- und Betriebspläne, um die erforderlichen Förderanlagen und Arbeitsmaschinen nach Art, Zahl, Größe und Leistung zu bestimmen, deren Lage und Verteilung gegenüber dem Bauwerk festlegen und ihr zweckmäßiges Zusammenarbeiten sichern zu können. Neben größter Leistungsfähigkeit ist größte Betriebsicherheit anzustreben. Man hat also dafür zu sorgen, daß bei Teilstörungen nicht der Gesamtbetrieb stillgelegt wird, was durch geeignete Unterteilung der Anlagen und durch Einzelantrieb der Maschinen immer erreicht werden kann.

B. Arbeits- und Betriebsplan.

Die Grundlage für den Arbeits- und Betriebsplan bildet die zur Verfügung stehende Bauzeit und die Gesamtheit der zu bewältigenden Leistung. Die Bauzeit ist in der Regel durch eine bestimmte Zahl von Kalendertagen, Wochen oder Monaten angegeben. Daraus muß durch Abzug der Sonn- und Feiertage und mit Berücksichtigung der durch Jahreszeit und Klima bedingten Zeitverluste die reine Arbeitszeit ermittelt werden. Der Umfang der Leistungen wird den Massenberechnungen und Kostenanschlägen entnommen. Reiht man die Hauptleistungen nach ihrer technischen Folge aneinander, so gewinnt man einen ungefähren Überblick über den für jede einzelne verfügbaren Zeitabschnitt und kann einen allgemeinen Umriß des Arbeitsplanes aufstellen, den man dann schrittweise durch Einfügung der Leistungen zweiten Ranges und der Vorrichtungs- und Ergänzungsarbeiten ausführlich ausgestaltet.

Der so gewonnene Arbeitsplan, der zunächst ein reiner Zeitplan ist, läßt sich leicht zu einem Betriebsplan erweitern. Er ergibt ja auch die mittleren Schichtleistungen und damit die Leistung der Hilfsmaschinen sowie die Verteilung des Bedarfs an Baustoffen und Bauhilfsstoffen. In welchem Umfang Maschinenarbeit angewendet werden soll, hängt auch von rein wirtschaftlichen Erwägungen ab und muß für sich entschieden werden. In schwierigen Fällen, insbesondere bei großen Tiefbauarbeiten, bedingt diese Entscheidung natürlich umfassende Vorerhebungen und vergleichende Untersuchungen über alle in Betracht kommenden Möglichkeiten.

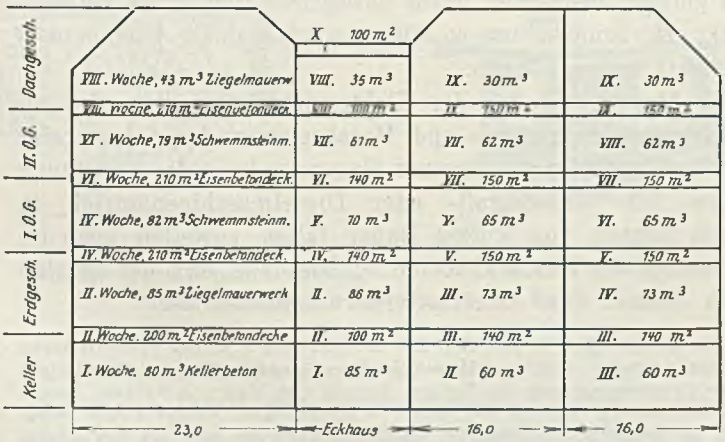


Abb. 1.
Arbeitsplan für eine Wohnhausgruppe.

Um den Arbeitsplan übersichtlich zu machen, kann man ihn in Tafelform fassen, indem man etwa die zeilen-

weise untereinander geschriebenen Leistungsklassen in die senkrechten Zeitspalten einordnet (Abb. 4). Anschaulicher sind einfache zeichnerische Darstellungen, wofür hier einige Beispiele folgen.

Abb. 1 gibt den Arbeitsplan für die Maurer- und Betonarbeiten einer Wohnhausgruppe: In einem einfachen Linienschema der Gebäude sind die Ausführungszeiten (1. bis 10. Woche) eingeschrieben, daneben die jeweils erforderlichen Leistungen an Mauerwerk und Eisenbetondecken. Diese einfache Darstellung ergibt ohne weiteres auch alles übrige, z. B. die täglich erforderliche Arbeiterzahl, den Bedarf an Baustoffen, die Leistung des Betonmischers und der Aufzüge, die zulässige Ausschalungszeit und den Bedarf an Schalholz.

In ähnlicher Weise ist in Abb. 2 der Arbeitsplan für eine Straßenunterführung auf das Linienschema des Bauwerks bezogen. Um jedoch auch den Verlauf der Neben- und Zurichtungsarbeiten darstellen zu können, sind die Einzelleistungen darunter in einer der Bauwerksform angepaßten Gliederung eingeschrieben. Dies ist im vorliegenden Falle deshalb wichtig, weil der Baubetrieb durch den aufrecht erhaltenen Straßenverkehr in zwei örtlich getrennte Teile zerschnitten wird. Unter dem eigentlichen Arbeitsplan sind eingehendere Angaben über die Betriebsmittel gemacht.

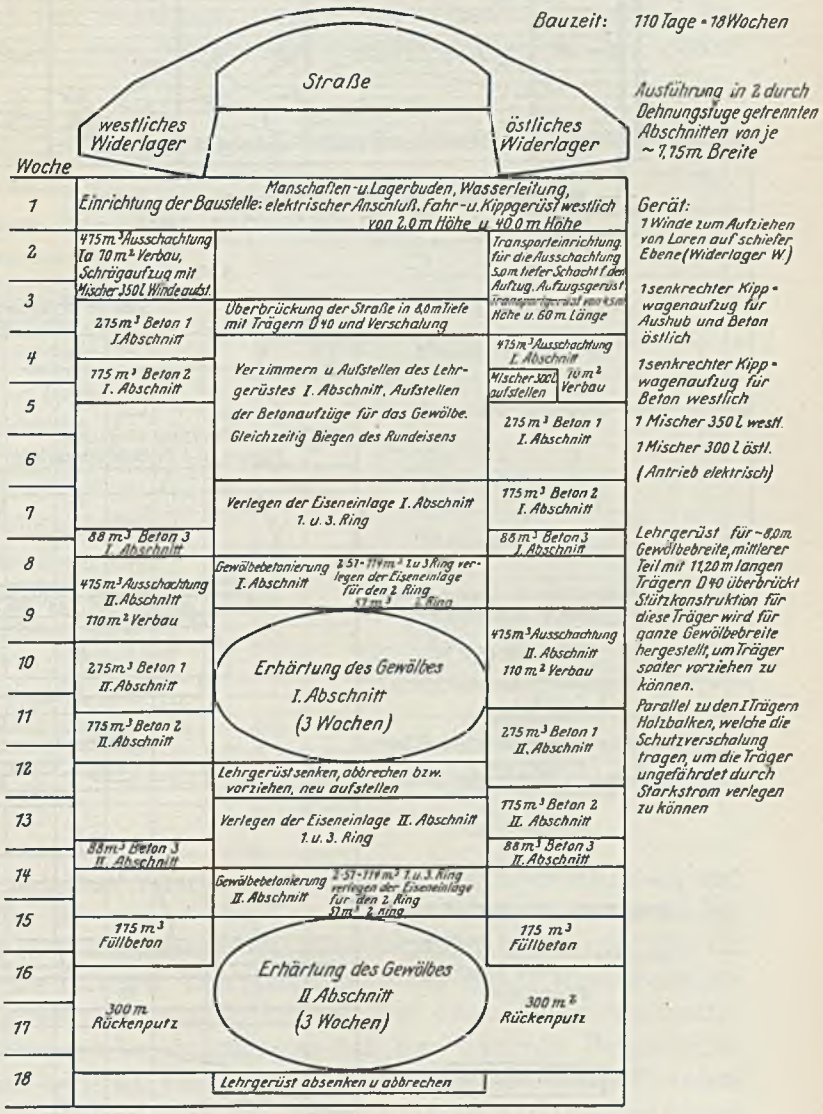


Abb. 2.
Arbeits- und Betriebsplan für eine Straßenunterführung

Abb. 3 gibt den bildlichen Arbeitsplan für den Bau eines städtischen Entwässerungskanals in Stollenbauweise. Es handelt sich dabei in der Hauptsache um vier aufeinander folgende Hauptleistungen: Abteufen der Arbeitsschächte, Stollenvortrieb, Betonierung der Kanalwandungen, innere Auskleidung mit Riemchenverblendung und Zementputz. Unter dem in einem passenden Maßstab dargestellten Längsschnitt durch den Kanal sind die Leistungslinien für die einzelnen Streckenabschnitte eingezeichnet,

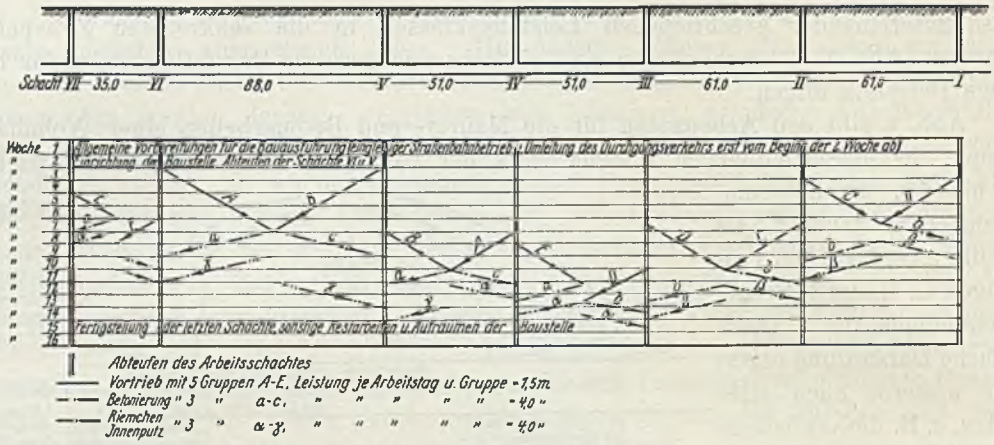


Abb. 3.

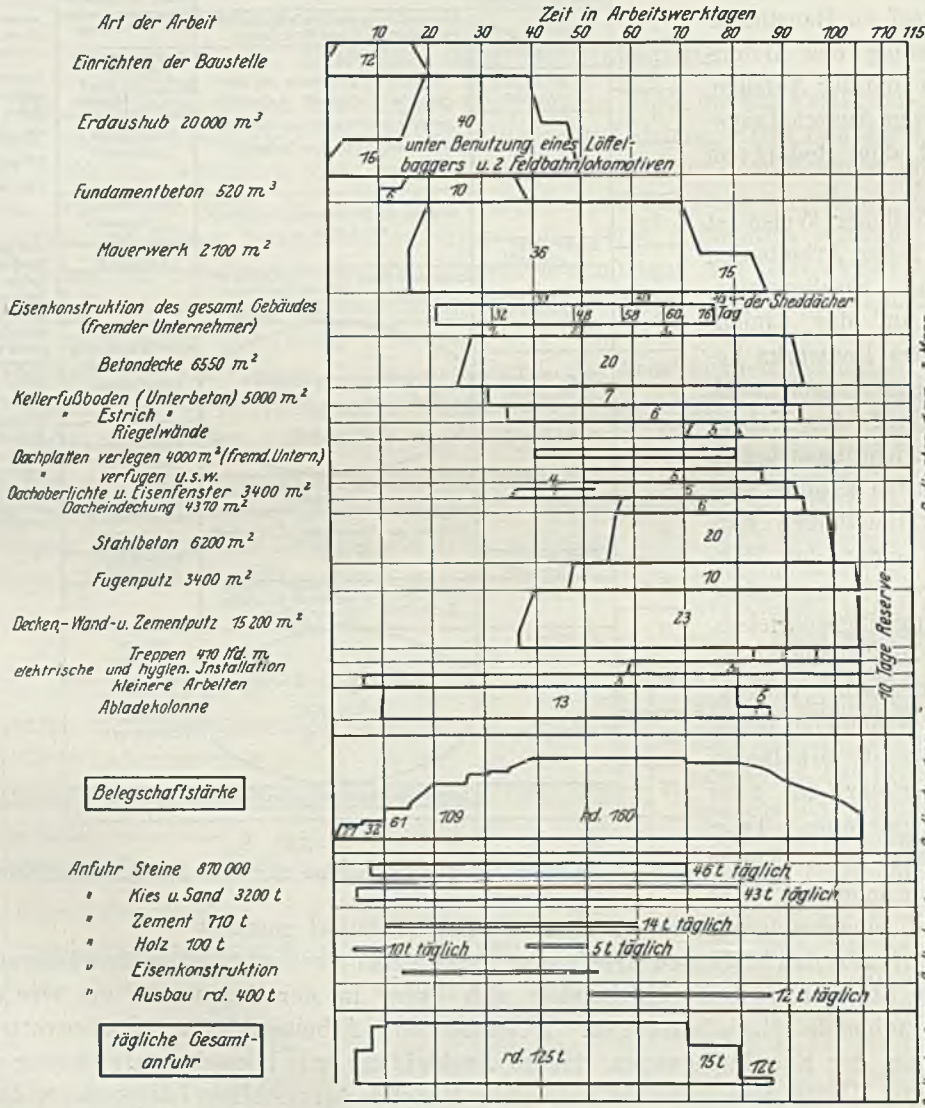


Abb. 5. Maßstäblich gezeichneter Betriebsplan.

wobei die Zeiten — die Arbeitswoche als Einheit genommen — in senkrechter Richtung aufgetragen wird. Durch Pfeile ist die Arbeitsrichtung bezeichnet. Trägt man während der Ausführung den tatsächlichen Arbeitsverlauf mit anderer Farbe in denselben Plan ein, so gewinnt man ein klares Bild über die Folgen jeder Abweichung und kann danach etwa erforderliche Änderungen in der Belegschaftszahl und den Betriebseinrichtungen in richtiger Weise vornehmen. Zeichnerische Darstellungen dieser Art sind immer dann zweckmäßig, wenn wenige Leistungsarten fortlaufend auf großer Länge auszuführen sind, also für Kanäle aller Art, Tunnel, Straßen- und Eisenbahnbauten. Sind dabei die Leistungsmengen auf die Einheit der Streckenlänge ungleichmäßig verteilt, wie z. B. die Erdarbeiten in einem Einschnitt mit wechselnder Abtragshöhe, so ergeben sich die Leistungslinien als gekrümmte Kurven.

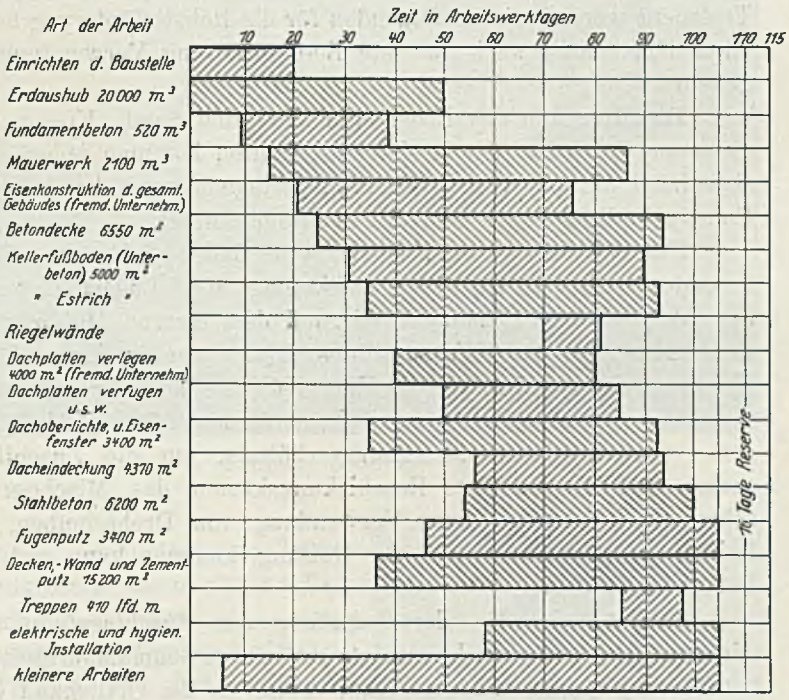


Abb. 4. Arbeitsplan in Tafelform.

Handelt es sich um eine Vielzahl von Leistungen auf beschränktem Grundriß, so versagen bildliche Darstellungen der vorbeschriebenen Art, und man behilft sich in der Regel mit tafelförmiger Aufzeichnung mit senkrechten Zeitspalten. Man kann diese Planform nach dem Vorschlag von R. Busse[1]) dadurch fortbilden und veredeln, daß man die Höhe der wagerechten Leistungsspalten im Verhältnis zu der erforderlichen Arbeiterzahl nach bestimmtem Maßstab abstuft. Abb. 4 ergibt für ein bestimmtes Beispiel den gewöhnlichen Tafelplan, Abb. 5 den daraus abgeleiteten erweiterten Plan. Durch Abgreifen mit dem Zirkel läßt sich die an einem bestimmten Tage erforderliche Belegschaftsstärke ermitteln, so daß man auch die Belegschaftskurve für die Bauzeit daraus herleiten kann. Durch Hinzufügung der Baustoffmengen, ebenfalls in maßstäblicher Darstellung, wird die Unterlage für die Versandanordnungen und die Anfuhr- und Ladeleistungen gewonnen. Diese Darstellungsform wird auch für die Nachprüfung der Selbstkosten im Unternehmerbetrieb fruchtbar gemacht werden können.

C. Das Fördern der Rohstoffe.

Die Aufgabe, einen Betonbau wirtschaftlich zweckmäßig durchzuführen, ist in hohem Maße eine Aufgabe der Fördertechnik. Förderanlagen kommen sowohl für die

[1]) R. Busse, Beitrag zur zeichnerischen Darstellung von Bauprogrammen. B. T. 1926, Heft 45. Diesem Aufsatz sind auch Abb. 4 u. 5 entnommen.

Rohstoffe als auch für das Betongemisch zur Anwendung. Da es sich in beiden Fällen um formlose Massengüter handelt, sind die Einrichtungen dafür nicht wesentlich voneinander verschieden, jedoch überwiegt bei den Rohstoffen die Förderung in wagerechter, bei dem Beton diejenige in der Höhenrichtung. Auch handelt es sich bei der Betonförderung in der Regel darum, abgemessene Mengen mäßigen Umfangs auf kürzestem Wege und mit geringstem Zeitaufwand vom Mischer zum Verbrauchsort zu bringen, ohne daß das Gemisch eine Änderung erfährt, während die Baustoffe eine weniger sorgfältige Behandlung vertragen. Dadurch sind gewisse Unterschiede bedingt. Trotzdem werden die im folgenden für die Rohstofförderung beschriebenen Einrichtungen unter Umständen auch für die Betonförderung Verwendung finden können und umgekehrt.

Die Rohstoffe des Eisenbetonbaues sind Sand, Kies und Schotter, Zement, Stabeisen und Bauholz. Die drei letztgenannten kommen jedoch weniger in Betracht, da es sich dabei nur um verhältnismäßig geringe Mengen handelt, deren Heranschaffung mit Fuhrwerk, Bahnwagen u. dergl. die Regel bildet.

Für die Masse der Zuschlagstoffe lohnt sich schon bei geringer Baugröße eine besondere Einrichtung zur Verbindung des Lagerplatzes mit dem Mischer. Sie besteht in einem Schmalspurgleis, auf dem eiserne Muldenkipper von 750 l Fassung verkehren. Ob diese Fassung ausgenutzt werden kann, hängt von der Größe des Mischers ab. Sofern nicht Kiessand im natürlichen Gemenge verarbeitet wird, versieht man die Mulde mit Unterteilungen für Sand, Kies und Schotter gemäß dem vorgeschriebenen Mischungsverhältnis, um die Zuschläge gleich in richtig abgemessenen Mengen dem Beschickungskasten des Mischers zuzuführen. Die Gleisführung wird, meist unter Verwendung von Drehscheiben, so ausgestaltet, daß die Leistung des Mischers voll zur Geltung kommen kann und in der Beschickung keine Pausen entstehen.

Erfolgt auch die Heranschaffung der Zuschlagstoffe von der Gewinnungstelle oder vom Bahnhof zum Lagerplatz auf einem Schmalspurgleis, so ist hierfür Lokomotivbetrieb die Regel. Es ist dann, wenn es die Örtlichkeit gestattet, eine Bunkerung der Massen anzustreben. Das Ladegut wird, getrennt nach den einzelnen Sorten, aus den Förderwagen in behelfsmäßig aus Holz hergestellte Füllrümpfe gekippt und aus diesen unter Ersparnis der Ladearbeit in abgemessenen Mengen in die Kippwagen abgezogen, welche es dem Mischer zuführen.

Liegt der Gewinnungsort der Zuschlagstoffe (Steinbruch, Kiesgrube) so hoch über der Baustelle, daß eine Förderbahn mit reinem Reibungsbetrieb nicht möglich ist, so wird man versuchen, den Hauptteil des Gefälles auf einer Bremsbergstrecke zusammenzufassen, so daß die talwärts gehende Last zur Hebung der bergwärts gehenden leeren Wagen ausgenutzt wird. Die Steigung solcher Bremsberge bewegt sich in den Grenzen 1 : 1 bis 1 : 10, Längen bis zu 800 m. Liegt umgekehrt der Gewinnungsort oder der Hauptlagerplatz erheblich tiefer als der Verbrauchsort, so wird meist Seilzug auf schiefer Ebene angewendet.

Ist eine Gleisverbindung im Gelände wegen dessen Oberflächengestaltung, wegen schwieriger Kreuzung mit Wasserläufen oder Verkehrswegen oder wegen der Eigentumsverhältnisse nicht möglich, so ist bei großen Bauten die Anlage einer Seilbahn in Betracht zu ziehen.

Die Seilbahnen zeichnen sich aus durch Unempfindlichkeit des Betriebes gegen Witterungseinflüsse, durch große Anpassung an die Geländegestaltung (Neigung bis 1 : 1, freie Spannweiten von 1000 m und darüber), endlich durch große Leistungsfähigkeit

in bezug auf Fördermenge (bis 500 t stündlich) und Einzellasten (bis 4 t). Ein Nachteil liegt in dem Zwang, möglichst die gerade Linie zwischen Be- und Entladestelle einzuhalten. Knickpunkte erfordern verwickelte Bauwerke, die zwar selbsttätig befahren werden können, aber die Betriebs- und Unterhaltungskosten vergrößern. Die letzteren sind ohnehin ziemlich bedeutend, und bei der Beurteilung der Wirtschaftlichkeit ist zu beachten, daß die Lebensdauer einer Seilbahn bei einem Baubetrieb von beschränkter Dauer natürlich nicht ausgenutzt wird, die Wiederverwendung an anderer Stelle aber meist umfangreiche Änderungen und Ergänzungen an Seilen, Stützen und Endbauten erfordert.

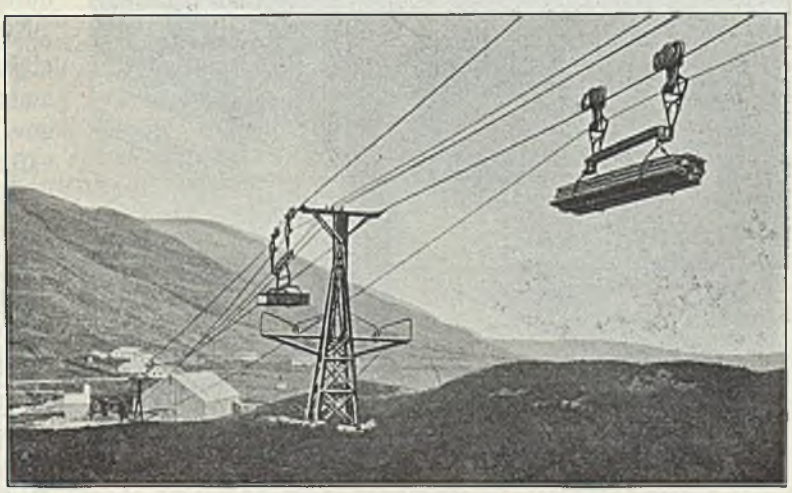


Abb. 6. Seilbahn für einen Talsperrenbau.

Einseilbahnen kommen nur für kurze Strecken und geringe Einzellasten in Betracht und sind von geringer Leistungsfähigkeit. Den billigen Anschaffungskosten stehen hohe Betriebskosten gegenüber, da das umlaufende Tragseil starkem Verschleiß ausgesetzt ist und seine Bewegung großen Arbeitsaufwand erfordert.

Bei allen größeren Anlagen fährt daher das Fahrzeug auf einem ruhenden Tragseil und wird durch das umlaufende dünne Zugseil gezogen (Abb. 6).

Die Fahrzeuge, die durch leicht lösbare Kupplungen — selbsttätige Lösung an beliebiger Stelle — mit dem Zugseil verbunden werden, sind verschieden gestaltet, je nach der Art der zu befördernden Last. Bei größeren Lasten werden vierrädrige gekuppelte Laufwerke benutzt, die ein leichtes Befahren von Kurven gestatten und das Tragseil schonen (Abb. 7).

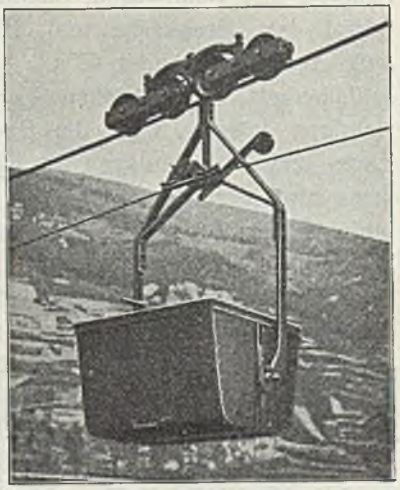


Abb. 7. Kastenwagen einer Seilbahn mit Vierradlaufwerk.

An den Be- und Entladestellen, welche auch die Spannvorrichtungen der Seile und die Antriebswinde aufzunehmen haben, werden die Fahrzeuge in der Regel auf feste Hängebahnschienen übergeleitet, von denen durch Weichen die erforderlichen Abstellstränge abgezweigt werden können. Die Höhenlage der Entladestelle wird so gewählt, daß das Fördergut ohne Ladearbeit durch Fall seinem Bestimmungsort zugeführt wird.

Außer der Seilbahn, die ein ausgesprochenes Fernförderungsmittel ist — es sind unter Einschaltung von Zwischenantriebstellen Bahnen von 12 km Länge und darüber in Betrieb — können für kleinere Förderweiten auch Elektrohängebahnen, Ketten-

bahnen und Kabelkrane bauwürdig werden. Die letzteren dienen meist der eigentlichen Betonförderung und werden daher unten noch besprochen.

Auch können bereits hier die später erwähnten Förderbinder eine wichtige Rolle spielen[1]). Besonders hingewiesen sei an dieser Stelle auch auf den von der Siemens-Bauunion beim Bau der Schwarzenbachsperre[2]) benutzten Großraum-Schrägaufzug (Abb. 8), der auf eine Entfernung von 800 m einen Höhenunterschied von etwa 270 m zu überwinden hatte und eine Geschwindigkeit von etwa 1,5 m/Sek. entwickelte[3]).

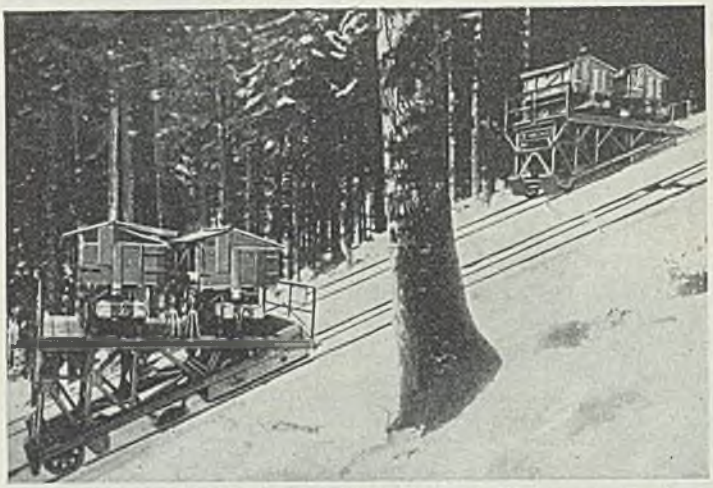


Abb. 8. Schrägaufzug beim Bau der Schwarzenbach-Talsperre. Ausweichstelle.

Ebenso wichtig wie die Förderung der Rohstoffe ist die Verladung, nicht nur wegen der hohen Kosten, welche dafür unter Umständen aufgewendet werden müssen, sondern auch weil die Leistung der Bahnanlage in hohem Maße von der Ladeleistung abhängt. Für die Verladung von Kies und Schotter aus Bahnwagen, Schiffen u. dergl. bieten sich die verschiedenartigsten Hilfsmittel dar, Drehkrane und Hängebahnen mit Greiferbetrieb, Becherwerke, Schrägaufzüge, Förderbänder u. a. Bei der Fülle der technischen Möglichkeiten, der Verschiedenheit der örtlichen Verhältnisse und der wirtschaftlichen Wichtigkeit einer richtigen Lösung wird der Bauingenieur vor der Entscheidung über die Wahl der Lade- und Förderanlagen im Einzelfall auf die Beratung durch eine bewährte Fachfirma nicht verzichten können. Dabei darf aber nicht vergessen werden, daß die Kurzlebigkeit der Baubetriebe andere Grundsätze für die Bewertung solcher Einrichtungen bedingt, als sie bei Dauerbetrieben angebracht sind.

In Nordamerika sowohl wie in Deutschland und der Schweiz sind in den letzten Jahren eine große Anzahl großer Bauwerke ausgeführt, deren Baustelleneinrichtung und Förderanlagen vorbildlich waren und überaus befruchtend gewirkt haben; insbesondere kommen dabei Staumauer- und Schleusenbauten, daneben auch die Tiefgründungen amerikanischer Hochhäuser in Betracht. Ein genaueres Eingehen auf die Einzelheiten verbietet sich leider mit Rücksicht auf den zur Verfügung stehenden Umfang, so daß im folgenden nur ein Verzeichnis der betreffenden Veröffentlichungen gegeben sei:

Zwygart, Gesichtspunkte zur Bauinstallation mit Beispielen vom Bau des Kraftwerkes Wäggital, Schw. Bztg. 1924, Bd. 87, Heft 7 bis 9.

Skinner, Gründung und Baustelleneinrichtung des Barclay-Vesey-Hochhauses in New York, Concrete 1924, Juliheft (s. a. *B. T.* 1924, Heft 43, S. 497).

Gerbotz, Die Bedeutung des Einsatzes von Maschinen für die Wirtschaftlichkeit des Baubetriebes, Ztrlbl. d. Bauv. 1925, Heft 34.

Kittel, Einiges über die Einrichtung größerer Baustellen, B. T. 1926, Heft 11.

[1]) S. a. Eine Verwendung des Gurtförderers im großen Stil. B. T. 1926, Heft 1.

[2]) S. a. das am Schlusse des Abschnitts folgende Verzeichnis einschlägiger Baubeschreibungen.

[3]) S. a. B. T. 1926, Heft 11, S. 145.

Witkin, Wirtschaftliche Untersuchungen bei Baustelleneinrichtungen im Hochbau, Eng. News Rec. 1926, Bd. 96, Heft 24.
Mac Bean, Der Bau der dritten Untergrundbahn in New York, Eng. News Rec. 1926, Bd. 97, Heft 2.
Bau eines Staudammes am Androscoggin während des Winters, Eng. News Rec. 1926, Bd. 97, Heft 9 (s. a. *B. u. E.* 1927, Heft 4).
Enzweiler, Die Fördereinrichtungen beim Bau der Schwarzenbach-Talsperre, Z. d. V. D. I. 1924, Heft 27 u. 28 (s. a. *B.-I.* 1925, Heft 11).
Buhle, Die Transportanlagen zum Bau der Staumauer für das Barberinekraftwerk der Schweizerischen Bundesbahnen, B. T. 1923, Heft 13.
Tropitzsch und Arndt, Die Talsperre bei Muldenberg, B.-I. 1925, Heft 12 (s. a. *B. T.* 1925, Heft 1).
Eine Verwendung des Gurtförderers im großen Stil, B. T. 1926, Heft 1.
Skinner, Die Baustoffbeschaffung und -verarbeitung für die Gründung eines 25-Millionen-Dollar-Kraftwerkes, Concrete 1925, Aprilheft.
Eine moderne Betonbereitungsanlage, Concrete London 1925, Heft 7.
Nakonz, Die Betonierungseinrichtungen beim Bau der Schachtschleuse Anderten bei Hannover, B. T. 1926, Heft 14.
Eggers, Die Betriebseinrichtung beim Bau der Schleuse Flaesheim, B.-I. 1926, Heft 28.
Kaumanns, Die Baustelleneinrichtung der Zwillingsschachtschleuse in Fürstenberg (Oder), B.-I. 1926, Heft 24.
Der Bau des Wilsondammes an Musele-Bänken im Tennessee-River, Eng. News Rec. 1925, Bd. 94, Heft 17 u. 18.
Vom Bau des Exchequer-Staudammes am Meried-River, Eng. News Rec. 1925, Bd. 94, Heft 22.
Die Arbeiten für die Staumauer von Chavanan, Gén. Civ. 1926, Bd. 88, Heft 8.
Lecubain und Lehouchu, Die Arbeiten an der Staumauer von Eguzan, Ciment 1924, Heft 9.

D. Das Lagern und Aufbereiten der Rohstoffe.

I. Der Zement.

Der Zement ist in regensicheren Schuppen zu lagern, deren Fußboden in ausreichender Höhe über dem Erdboden anzuordnen ist, damit keine Feuchtigkeit aufsteigen kann. Ist der Zutritt von Feuchtigkeit verhindert, so beeinträchtigt monatelanges Lagern die Güte des Handelszements nicht, verlängert aber die Bindezeit, was in der Regel kein Fehler ist. Zement, der bei langem Lagern durch Feuchtigkeit gelitten hat, darf nach Absiebung der klumpigen Teile nur noch zu untergeordneten Zwecken, Zusatz zu Kalkmörtel u. dergl. verwendet werden. Bei größeren Ausführungen erhalten die Zementschuppen heute meist Siloform mit Ablaß- und Meßvorrichtung für den alsdann lose darin zu lagernden Zement, s. a. Nr. 4, 8 u. 10 des am Schlusse des vorigen Abschnitts gebrachten Verzeichnisses.

Empfindlicher als der Handelszement ist der hochwertige Zement. Er kann durch längeres Lagern seine besonderen Eigenschaften einbüßen und soll daher möglichst frisch verarbeitet werden, wie denn überhaupt der hochwertige Zement eine besonders achtsame Behandlung voraussetzt, wenn er seine Vorzüge voll entfalten soll. Auch Hochofenzemente sollen möglichst frisch verarbeitet werden.

Bei allen wichtigeren Bauten hat eine ständige Überwachung des Zementes durch Vornahme der Normenproben zu erfolgen. Daneben sollte überhaupt jede Zementlieferung auf der Baustelle wenigstens der Nagelprobe und der Kochprobe unterworfen werden, um Bindezeit und Raumbeständigkeit festzustellen. Auch ist zur Beweissicherung für Streitfälle gegenüber dem Lieferer die Entnahme einer ausreichenden Probe, die luftdicht verschlossen aufbewahrt werden muß, empfehlenswert[1]).

[1]) S. a. Hoffmann, Ratgeber für Bauführer und Poliere im Eisenbetonbau. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Anlieferung des Zementes in Ursprungspackung ist Vorschrift. Hochwertiger Zement muß als solcher gekennzeichnet sein. Wenn irgend möglich, soll für den ganzen Bau dieselbe Zementmarke verwendet werden. Ist das ausnahmsweise einmal nicht durchführbar, so muß jedenfalls genau festgelegt werden, welche Sorte für die einzelnen Bauteile verarbeitet worden ist.

Neuerdings ist in einigen Fällen bei deutschen Schleusenbauten ungesackter Zement in Sonderwagen zur Baustelle angeliefert worden[1]). Man hat dadurch an Löhnen gespart und den Streuverlust eingeschränkt, der bei Sackpackung auf 2 % veranschlagt wird. In Amerika wird dies Verfahren häufiger angewendet, für Traß ist es auch bei uns die Regel.

Traß, der bei Betonbauten vielfach zusammen mit Zement als Mörtelbildner verwendet wird, ist gegen Zutritt von Feuchtigkeit beim Lagern unempfindlich, da seine Erhärtungsfähigkeit an das Vorhandensein kalkhaltiger Bindemittel gebunden ist.

II. Die Zuschlagstoffe.

Als Zuschläge zur Betonbereitung werden verwendet:

a) die natürlichen Sande und Kiese aus Gruben und Flüssen	für Bauten aller Art
b) die Geschläge natürlicher Steine	
c) die Geschläge geeigneter saurer Hochofenschlacken[2])	
d) vulkanische Sande, Bimssand und Bimskies	für leicht zu haltende Bauteile
e) gekörnter Schlackensand	
f) Verbrennungschlacken der Kohlen- und der Müllverbrennung	nicht für Eisenbeton wegen Rostgefahr.

Die Eigenschaften des mit diesen verschiedenartigen Zuschlägen hergestellten Betons sind im I. Kapitel dieses Bandes behandelt.

Je nach Gewinnungsort oder Erzeugungsweise kann die Beschaffenheit der Rohstoffe sehr verschieden sein. Es ist daher, sofern nicht sichere Erfahrungen vorliegen, stets zu prüfen, ob die zur Verfügung stehenden Zuschlagstoffe ohne weiteres brauchbar sind, ob sie einer Aufbereitung und Vergütung zu unterziehen sind oder ob nicht gar Eigenschaften vorliegen, welche die Verwendung ausschließen.

In bezug auf die physikalische Beschaffenheit muß verlangt werden ausreichende Festigkeit und Härte, Feuer- und Wetterbeständigkeit, nicht zu glatte Oberfläche. Weiche Sandsteine, schiefrige und glasige Gesteine sind unbrauchbar.

Schädliche Eigenschaften chemischer Art beruhen meist nicht auf der mineralischen Zusammensetzung des Gesteins selbst, sondern auf Verunreinigungen. Die letzteren können herrühren aus städtischen und gewerblichen Abwässern, Moorwasser, Humus, Torf u. dergl. Sie sind vielfach nicht ohne weiteres erkennbar, sondern können nur durch chemische Untersuchung[3]) festgestellt werden, die daher im Zweifelsfalle nicht unterbleiben darf. Der Chemiker wird auch bei der Beantwortung der Frage mitwirken müssen, ob und wie etwaige Verunreinigungen unschädlich gemacht werden können.

[1]) Nakonz, Die Verwendung unverpackten Zementes bei dem Bau der Schachtschleuse Anderten. B. T. 1926, Heft 5.

[2]) Richtlinien für die Herstellung und Lieferung von Hochofenschlacke als Zuschlagstoff für Beton und Eisenbeton vom 30. April 1924. Ztrlbl. d. Bauv. 1924, Heft 20; s. a. B.-K. 1927, Teil I, S. 440. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[3]) Bestimmung der anteiligen Menge organischer Verunreinigungen im Betonsand nach dem Abrams-Harderschen Verfahren. Ztrlbl. d. Bauv. 1924, Heft 4.

Unter den mineralischen Beimengungen ist am häufigsten der Lehmgehalt, der ohne weiteres erkennbar ist und sich in der Regel durch Waschen beseitigen läßt. Welcher Grad der lehmigen Verunreinigung erträglich ist, ist umstritten. Nach Grün[1]) bilden sich im Ton, der längere Zeit feucht gehalten wird, Gele, die die Erhärtung des Zementes stören. Wenn daher auch Laboratoriumsversuche mit getrockneten lehmhaltigen Sanden meist keine verminderten Festigkeiten ergeben haben, so ist trotzdem Vorsicht geboten, da der Baubetrieb das Trocknen oder Trockenhalten nicht ermöglicht.

Sehr unangenehm sind in manchen Flußkiesen die Beimengungen von Kohle. Steinkohle ist allerdings nur insofern lästig, als sie häßliche Schönheitsfehler in den Außenflächen der Bauwerke erzeugt. Dagegen wirkt Braunkohle stark treibend und macht den damit durchsetzten Kies unbrauchbar.

Ist die Beschaffenheit der verfügbaren Rohstoffe ermittelt, so läßt sich entscheiden, wie sie zu behandeln sind, um brauchbare Betonzuschläge daraus zu gewinnen. Im allgemeinen sind sie zu waschen, zu zerkleinern und in die verschiedenen Körnungen zuzerlegen.

Durch das Waschen entfernt man lehmige oder tonige Beimengungen aus dem Kiessand oder Schotter. Es erfolgt im

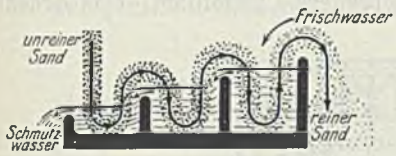


Abb. 9.
Vorgang des Kieswaschens.

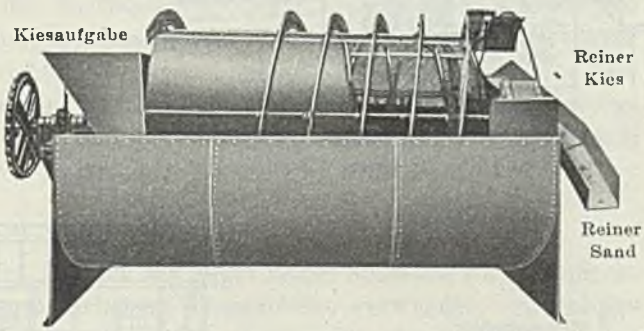


Abb. 10.
Wasch- und Siebmaschine.

Kleinbetrieb durch einfaches Überbrausen in gelochten Mulden, das so lange fortgetzt wird, bis das Wasser klar abfließt, oder durch Fortschaufeln des Stoffes auf dem Boden einer mäßig geneigten Rinne gegen den Strom des durchfließenden Wassers. Größere und gründlichere Leistungen können aber nur mit Waschmaschinen erzielt werden. Sie arbeiten in der Regel ebenfalls nach dem Gegenstromgrundsatz, indem das Waschgut in einer Rinne oder Trommel gegen den Wasserstrom fortbewegt wird (Abb. 9). Der Wasserverbrauch hängt vom Grad der Verunreinigung ab und beträgt 0,5 bis 4 m^3 für 1 m^3 Rohstoff. Meist erfolgt gleichzeitig eine Siebung, indem entweder eine Siebtrommel angefügt oder die Waschtrommel selbst gelocht ist. Eine Kieswasch- und Siebmaschine der Excelsior-Maschinenbau-Gesellschaft in Stuttgart zeigt Abb. 10, die Beschickung und die Arbeitsweise ist in Abb. 11 dargestellt. Die Leistung beträgt bis zu 20 m^3 in der Stunde. Es muß verlangt werden, daß beim Waschen nur die erdigen Beimengungen abgeschwemmt werden, nicht aber auch ein Teil des wertvollen Sandes, wodurch der Wert des Gemenges leiden würde. Sehr feine Sande lassen sich nicht mit befriedigendem Erfolg waschen. Deshalb wird bei dem im Steinbrecher gewonnenen Quetschsand das Siebfeine unter 1 mm gewöhnlich als unbrauchbar beseitigt.

Zerkleinerungsanlagen zur Herstellung von Betonzuschlägen aus Natursteinen oder Hochofenschlacke bestehen aus einem oder mehreren Steinbrechern mit dem nötigen Zubehör an Fördereinrichtungen. Für kleinere Ausführungen sind fahrbare

[1]) Über die Einwirkung von Verunreinigungen im Sand auf die Betonfestigkeit. Ztrlbl. d. Bauv. 1924, Heft 1.

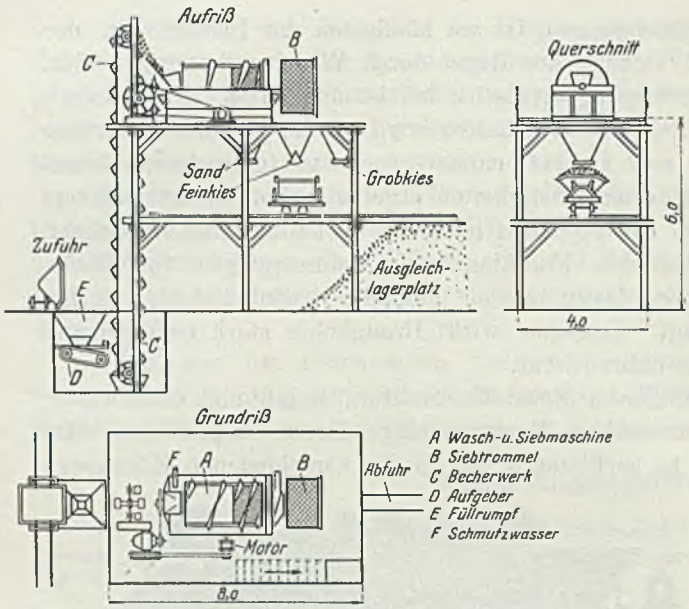


Abb. 11.
Gesamtanordnung einer Wasch- und Siebanlage.

Steinbrecher sehr bequem[1]). Ortsfeste Anlagen gestatten aber eine viel weiter gehende Einschränkung der menschlichen Arbeitskraft und machen sich daher schon bei Bauten mittleren Umfangs bezahlt, zumal sich damit auch in einfacher Weise Einrichtungen zum Sortieren und Speichern des Brechgutes in Bunkern verbinden lassen. Eine größere derartige Anlage, wie sie bei einem Sperrmauerbau Verwendung gefunden hat, ist in Abb. 12 dargestellt und sei hier kurz beschrieben: Die Anlage ist am Berghang unterhalb des Steinbruches aufgebaut. Das Rohgestein wird auf der Arbeitsbahn auf Höhe + 486,10 den Steinbrechern 1 zugeführt. Das Brechgut gelangt in die Sortiertrommel 2. Aus dieser fällt das Staubfeine bis 1,5 mm Korngröße in einen Bunker und wird als unbrauchbar auf die Halde gefahren. Der Sand von 1,5 bis 12 mm Korngröße wird der Wäsche 5 zugeleitet. Die Korngrößen 12 bis 30 und 30 bis 50 mm fallen in gesonderte Silos. Der Überlauf von mehr als 50 mm wird im Nachbrecher 3 zu Feinkorn weiter

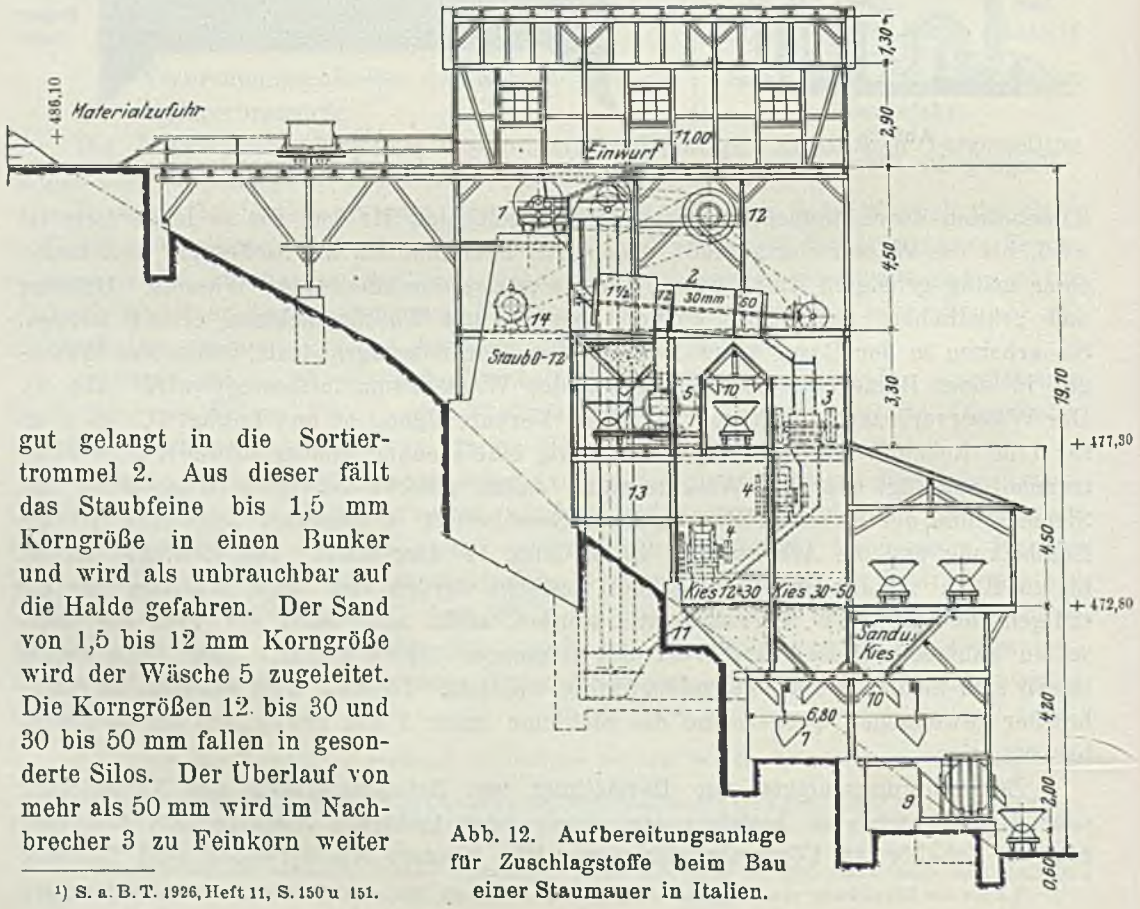


Abb. 12. Aufbereitungsanlage für Zuschlagstoffe beim Bau einer Staumauer in Italien.

[1]) S. a. B. T. 1926, Heft 11, S. 150 u. 151.

zerkleinert, und dieser Sand gelangt über Rutsche 11 und Becherwerk 13 ebenfalls zur Wäsche 5, die ihn gewaschen an den Sandsilo abgibt. Um die Sandgewinnung im Bedarfsfalle zu steigern, sind noch zwei Walzwerke 4 aufgestellt, die ihre Erzeugung ebenfalls der Rutsche 11 zuführen. Damit auch bei Unterbrechung der Betonierung die Anlage weiter arbeiten kann, ist die Möglichkeit vorgesehen, fertiges Material auf Höhe + 477,30 abzuziehen und auf Vorratshalden zu stürzen. Die Wiederanfuhr von diesen Halden erfolgt anf Höhe + 472,80, wo das Material in kleine Bunker über den Mischmaschinen gekippt wird.

Während bei dieser großen Anlage das Zerkleinern, Waschen und Sortieren vereinigt war, wird man in anderen Fällen durch Fortfall der Wäsche zu einer Vereinfachung kommen. Bei der Aufbereitung des Kiessandes wiederum entfällt die Zerkleinerung, dagegen hat man der Zerlegung in die einzelnen Korngrößen besonderen Wert beizumessen, seitdem man die Wichtigkeit der richtigen Kornzusammensetzung der Betonzuschläge erkannt hat. Größere Kiesgrubenbetriebe in der Nähe der Großstädte werden daher immer mehr mit mechanischen Siebanlagen und den zugehörigen Vorratsbunkern und Verladeeinrichtungen ausgestattet. Wird der Kies mit Eimerbagger gewonnen, so läßt sich die Siebeinrichtung besonders einfach mit dieser Maschine verbinden. Nur in Kiesgruben, die einen gleichmäßigen Kiessand von erprobt zweckmäßiger Zusammensetzung liefern, wird man auf Sortierung verzichten, jedoch ist auch dort gelegentliche Überprüfung durch Probesiebungen zu empfehlen.

III. Das Wasser.

Zum Anmachen des Betons wird man in der Regel reines Süßwasser aus Brunnen, Leitungen oder nicht verunreinigten natürlichen Wasserläufen verwenden. Allerdings ist nach neueren Erfahrungen und Versuchen[1]) die Gefahr, die durch verunreinigtes Wasser droht, in den meisten Fällen nicht so groß wie diejenige, die durch verunreinigte Zuschläge herbeigeführt werden kann. Selbst Wasser, das durch städtische Abwässer getrübt oder durch Moorwasser gebräunt ist, braucht keinen Festigkeitsabfall hervorzurufen. Auch Seewasser läßt sich verwenden. Immerhin wird die Festigkeit durch Fette, Säuren, Laugen beeinträchtigt, sobald sie in größerer Menge beigemischt sind. Man muß daher, wenn man in Ausnahmefällen auf derartiges verunreinigtes Wasser angewiesen ist, durch Versuche Klarheit über die Wirkung der Verunreinigungen schaffen. Farbe, Geruch und Geschmack des Wassers geben allein keinen genügenden Aufschluß über seine Brauchbarkeit.

E. Das Zubereiten des Betons.

Die Verbindung von Zement, Zuschlägen und Wasser zu Beton geschieht in Mischmaschinen, deren Einrichtung im II. Kapitel dieses Bandes dargestellt ist. Die Festsetzung des Mischungsverhältnisses ist eine Aufgabe der Planung und erfolgt nach den im I. Kapitel ausführlich erörterten Gesichtspunkten.

Auch in Deutschland wird der in Amerika besonders gepflegten Vorausbestimmung der Betonfestigkeit durch geeignete Kornzusammensetzung und Proben steigende Aufmerksamkeit gewidmet. Der Baubetrieb ist so einzurichten, daß dieses Mischungsverhältnis streng durchgeführt wird.

[1]) S. a. Kittel, Der Einfluß von Verunreinigungen im Mischwasser auf den Beton. B. u. E. 1925, Heft 121. — Kleinlogel, Graf u. Hundeshagen, Einflüsse auf Beton (Stichwort Anmachewasser). Neubearbeitete Auflage. Berlin 1926 Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Diese Aufgabe erfordert zunächst eine dauernde Überwachung der Beschaffenheit der angelieferten Baustoffe.

Gut eingerichtete Bauunternehmungen unterwerfen jede Zementlieferung der Normenprobe im heimischen Laboratorium, die auf der Baustelle durch eine mehr behelfsmäßige, aber schnell einen vorläufigen Anhalt liefernde Prüfung auf Bindezeit und Raumbeständigkeit ergänzt werden sollte. Sand und Kies sind nicht nur auf Reinheit, sondern auch auf Korngröße zu prüfen, wozu geeignete Siebsätze bereitgehalten werden müssen (z. B. zu beziehen von der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule in Stuttgart)[1]).

Das Mischungsverhältnis wird in Deutschland heute noch meist in Raumteilen angegeben. Hierin liegt eine Schwierigkeit, da Sand und Kies nach Raummaß, Zement aber nach Gewicht angeliefert wird. Zur Umrechnung von Gewichtsteilen in Raumteile soll der Zement lose in ein Hektolitergefäß eingefüllt werden. Dabei ergeben sich große Verschiedenheiten nicht nur für Zemente verschiedener Herkunft, sondern auch für dieselbe Zementmarke je nach der Art des Einfüllens und der Zusammenpressung, die der betreffende Zementsack vorher erfahren hat. Nach Versuchen im Materialprüfungsamt in Berlin-Lichterfelde[2]) schwankte das Raumgewicht von 1207 bis 1368 kg/m³. Es kann danach also unter Umständen der vorausberechnete Zementbedarf um 13,3% vom wirklichen Verbrauch abweichen. Um dieser Unsicherheit abzuhelfen, sollte man allgemein dazu übergehen, das Mischungsverhältnis zu bezeichnen durch Angabe der Gewichtsmenge Zement für 1 m³ losen Sand und Kies. Für die Übergangszeit kann man nach dem Vorschlag von Gehler[3]) das Raumgewicht des Zementes zu 1250 kg/m³ (50 kg = 40 l) annehmen, falls nicht ein geringeres Raumgewicht durch Bestimmung des Hektolitergewichts nachgewiesen wird.

Die Verwendung der vorgeschriebenen Zementmenge muß bequem nachgeprüft werden können und so geregelt sein, daß Verstöße aus Unachtsamkeit vermieden werden. Dies ist besonders einfach zu erreichen, wenn auf eine Trommelfüllung des Mischers ganze Einheiten der Sackpackung entfallen oder daneben noch leicht abschätzbare Teile ($^1/_2$ oder $^1/_3$). Bei großen Betonbereitungsanlagen wird der Zement lose in Silos gelagert und bei Entnahme aus diesen durch selbsttätige Wagen abgemessen.

Die Abmessung der Zuschläge geschieht durch Fördergefäße von bekanntem Rauminhalt, die erforderlichenfalls mit Unterteilungen versehen werden, deren Größe dem Mengenanteil von Sand und Schotter für eine Mischung entspricht. Bei großen mechanisierten Betrieben werden selbsttätig arbeitende Aufgabevorrichtungen an den Vorratsbunkern verwendet.

Die Größe des Wasserzusatzes pflegt beim Mischungsverhältnis nicht angegeben zu werden, obwohl sie von großem Einfluß auf die Festigkeit ist. Man kann den Wasserzusatz nicht lediglich im Hinblick auf die Festigkeit bestimmen, sondern muß dabei die Verarbeitungsweise des Betons berücksichtigen. Für Bauteile mit enger Bewehrung, für dünnwandige Querschnitte, für Gußbeton braucht man größere Beweglichkeit und Geschmeidigkeit der Masse als da, wo gestampft werden kann. Man muß daher oft den Wasserzusatz größer nehmen, als es zu geschehen hätte, wenn allein auf hohe Festigkeit hingearbeitet wird, und muß nötigenfalls den Nachteil des Mehrs an Wasser durch ein Mehr an Zement ausgleichen. Diese Wechselwirkung kommt zum

[1]) S. a. Hoffmann, Ratgeber für Bauführer und Poliere im Eisenbetonbau. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) D. Aussch. f. Eisenbeton, Heft 29. Berlin 1915. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[3]) Gehler, Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1925 mit Beispielen. 3. Auflage. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Ausdruck durch den Wasserzementfaktor (= Wassergewicht : Zementgewicht). Graf[1]) hat nachgewiesen, daß die Würfelfestigkeit W richtig zusammengesetzten Betons abhängig von der Normenfestigkeit des Zementes N_n und vom Wasserzementfaktor w ist, und zwar in der Form

$$W = \frac{N_n}{400}\left(\frac{1300}{7^{2w}} + 20\right).$$

Es geht hieraus hervor, daß die Beschränkung der Mischungszahlen auf Zement und Zuschläge eine sehr unsichere Sache ist und den im Bauwerk zu erzielenden Sicherheitsgrad nur sehr unzulänglich festlegt. Richtig ist es daher, der Bauausführung lediglich die erforderlichen Würfelfestigkeiten vorzuschreiben und es ihr zu überlassen, durch Versuche das richtige Verhältnis Zement : Wasser : Zuschläge zu ermitteln, wobei der Wasserzusatz der jeweils erforderlichen Steifigkeit anzupassen ist. Hierbei wird man, um keine Zeit zu verlieren, oft schon aus der nach 7 Tagen festgestellten Würfelfestigkeit auf die nach 28 Tagen zu erwartende schließen müssen; dazu wird der Vergleich mit der oben angeführten Grafschen Formel gute Dienste leisten, wenn man in dieser den Wert für die Normenfestigkeit nach 7 ($= N_7$) bezw. 28 Tagen ($= N_{28}$) einsetzt.

Der einmal festgelegte Wasserzusatz muß während der Ausführung möglichst genau innegehalten werden. Dies ist deshalb nicht ganz einfach, weil der Wassergehalt der Zuschläge, besonders des Sandes, je nach der Witterung recht verschieden ist (zwischen 1 und 8 % des Gewichts). Der Wasserzusatz muß daher bei trockenem Wetter größer sein als bei nassem, oder auch: Mit demselben Wasserzusatz erhält man bei trockenem Wetter einen steiferen Beton als bei nassem Wetter. Der erfahrene Bauleiter wird meist schon nach dem Augenschein einen Wechsel in dem Steifigkeitsgrade feststellen und danach die gebotene Änderung in der Wasserzugabe vornehmen. Genauer läßt sich die Steifigkeit durch die Setzprobe[2]) und die Ausbreitprobe beurteilen. Die Setzprobe besteht darin, daß man ein etwa 20 cm hohes, beiderseits offenes und sich nach unten kegelförmig erweiterndes Blechgefäß, das auf einen festen Boden gestellt wird, mit Beton füllt und das Gefäß sodann abhebt. Der ungestützt sich selbst überlassene Betonkegel sackt allmählich zusammen, und indem man nach einiger Zeit den Höhenunterschied mißt, gewinnt man in dem Setzmaß einen zahlenmäßigen Anhalt für den Steifigkeitsgrad. Bei der Ausbreitprobe wird der Beton auf einem Rütteltisch in einen Rahmen eingefüllt, dieser sodann abgenommen und der Tisch einer bestimmten Rüttelarbeit ausgesetzt. Daß Maß der hierbei erfolgenden Ausbreitung des Betons kennzeichnet dann dessen Steifigkeit. — Die Einfügung einer einheitlich geordneten Steifigkeitsprobe in die Deutschen Eisenbetonbestimmungen wird vorbereitet[3]).

Bei Festlegung des Wasserzusatzes muß zwischen der Rücksicht auf Festigkeit und Verarbeitungsfähigkeit der richtige Mittelweg gefunden werden mit der Richtschnur, daß jede unnötige Vergrößerung des Wasserzusatzes vom Übel ist. Die Grenzen werden bezeichnet durch die Begriffe erdfeucht und flüssig:

erdfeucht = kleinster Wasserzusatz, der gerade zur Erhärtung ausreicht. Größte Würfelfestigkeit, aber mangelhafte Umhüllung des Eisens, daher nicht für Eisenbeton. Geringe Wasserdichtheit. Wassermenge = 6 bis 8 % des Gewichtes des trockenen Gemenges;

[1]) Graf, Der Aufbau des Mörtels im Beton. Berlin 1923.
[2]) S. a. B. u. E. 1926, Heft 4, S. 62.
[3]) Graf, Die Siebprobe, die Ausbreitprobe und ihre Anwendung. B. u. E. 1926, Heft 12.

flüssig = größter Wasserzusatz, bestimmt durch die Gießfähigkeit in Rinnen. Geringere Würfelfestigkeit. Gute Umhüllung des Eisens. Befriedigende Wasserdichtheit. Wassermenge = 12 bis 14 % des Gewichtes des trockenen Gemenges.

Zwischen diesen Grenzen liegen die Zwischenstufen des weichen und plastischen Betons, die für den nicht gegossenen Beton mit Eiseneinlage angewendet werden.

Ist die Gesamtwassermenge festgelegt und der Wassergehalt der Zuschläge durch Trocknungsprobe oder Schätzung ermittelt, so läßt sich die Zugabe der Restwassermenge im Betriebe leicht regeln. Hierzu wird der Mischer zweckmäßig mit einem Vorratsbehälter und zwei Meßkasten ausgestattet. Die letzteren haben einstellbare Schwimmer, die den Zulauf aus dem Vorratsbehälter sperren, sobald die für eine Mischung nötige Wassermenge zugelaufen ist. Während sich der eine Meßkasten in die Mischtrommel entleert, füllt sich der andere aus dem Vorratsbehälter.

Die Amerikaner haben zur genauen Innehaltung des Wasserzementfaktors auch bei wechselndem Feuchtigkeitsgehalt der Zuschläge ein besonderes Verfahren ausgebildet, das sogen. Inundationsverfahren[1]). Bisweilen scheint dieses Verfahren freilich eine unliebsame Verlangsamung des Betoniervorganges zur Folge zu haben und infolgedessen mindestens zeitweise wieder verlassen zu werden[2]). Es geht aus von der Beobachtung, daß das Raummaß des Sandes durch den Gehalt an Feuchtigkeit nicht vergrößert wird. Man tränkt daher zunächst in einem Meßbehälter den Sand mit Wasser bis zur Sättigung und gibt dann noch so viel freies Wasser zu, wie der vorgeschriebene Wasserzementfaktor erfordert. Der Wassergehalt des gesättigten Sandes wird vorher durch Versuch bestimmt.

Das Mischen des Betons erfolgt heute auch bei kleineren Ausführungen meist mit Maschinen, die der Handmischung nicht nur in den Kosten, sondern auch in der Güte der Leistung überlegen sind. Der Mischvorgang ist zweistufig: Es wird erst trocken vorgemischt und dann unter Zugabe des Wassers weitergemischt. Die Mischdauer beträgt je nach der Bauart der Maschine und der Art der Zuschläge 1 bis 3 Minuten, sie kann für flüssigen Beton kürzer bemessen werden als für erdfeuchten.

Das für den Gegenstand in Frage kommende überaus umfangreiche Schrifttum ist ersichtlich aus der Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin) unter den Stichworten:

VIv Verarbeiten von Beton sowie
VIv Versuche und Beobachtungen.

F. Das Fördern des Betons.

Um das im Mischer hergestellte Betongemenge an den Verbrauchsort zu bringen, sind in der Regel nur mäßige Entfernungen zurückzulegen, wobei aber oft bedeutende Höhenunterschiede überwunden werden müssen. Anzustreben sind kürzester Weg, möglichst ohne Umladung, und gute Anpassung an die Leistung des Mischers, die wiederum in Einklang stehen muß mit dem Bedarf an der Einbaustelle. Eine gut durchdachte Förderanlage empfiehlt sich nicht nur aus Gründen der Wirtschaftlichkeit, sondern auch wegen der Wichtigkeit, die dem raschen Verlauf der Betonierungsarbeit und der Vermeidung von Anschlußfugen beizumessen ist.

[1]) S. a. Die gleichmäßige Bemessung des Wasserzusatzes zum Beton. B. u. E. 1925, Heft 14. — Kleinlogel, Amerikanische Betonkontrolle B. u. E. 1926, Heft 11.

[2]) Vom Bau des Oakland-Tunnels. B. u. E. 1927, Heft 6.

I. Die Fördergefäße.

Bei kleinen Arbeiten ist die alte hölzerne oder eiserne Schubkarre von 75 l Fassung allgemein gebräuchlich, da man mit ihr auf beengtem Raum bequem arbeiten und sie mit einfachen Hilfsmitteln auch zur Hebung durch Winde und Schwenkarm verwendet werden kann. Allerdings leiden die Karren hierbei sehr und das An- und Ablegen der dreiteiligen Kette ist recht umständlich für flotten Betrieb. Auch erfordern

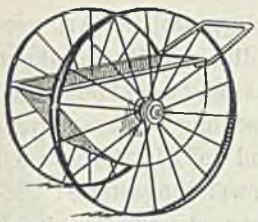


Abb. 13. Betonkarren.

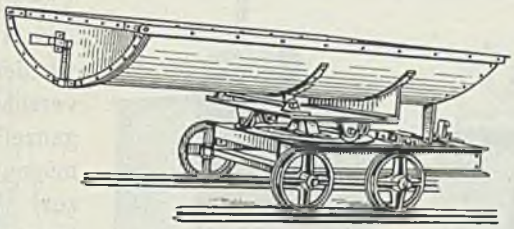


Abb. 14. Rundkipper.

Abb. 15. Kippkasten.

sie, da Betonmischer unter 100 l Trommelfüllung kaum gebaut werden, besonderes Einschaufeln des zunächst auf eine Holzpritsche entleerten Betons.

Dieser Nachteil entfällt bei den neuerdings auf den Markt gekommenen zweirädrigen Betonkarren von 150 l Inhalt, bei denen durch die hohen Räder und die günstige Schwerpunktlage der Bewegungswiderstand so verringert ist, daß sie durch nur einen Mann auch auf unebener Bahn verfahren werden können (Abb. 13).

Anpassung an die Trommelfüllung des Mischers läßt sich sonst nur durch Fördergefäße erreichen, die auf Gleisen bewegt werden. Der eiserne Muldenkipper gewöhnlicher Bauart erfordert meist die Hochstellung des Mischers, damit dieser in die Mulde entleeren kann. Empfehlenswert sind daher flache Rundkipper mit Drehgestell (Abb. 14), Inhalt meist 0,35 bis 0,50 m³. Sie können den Beton auch aus niedrig gebauten Mischern meist ohne weiteres aufnehmen und ermöglichen, da sie auch nach vorn kippen können, vielfach eine Vereinfachung der Gleislage, insbesondere eine Verringerung der Zahl der stets recht lästigen Drehscheiben.

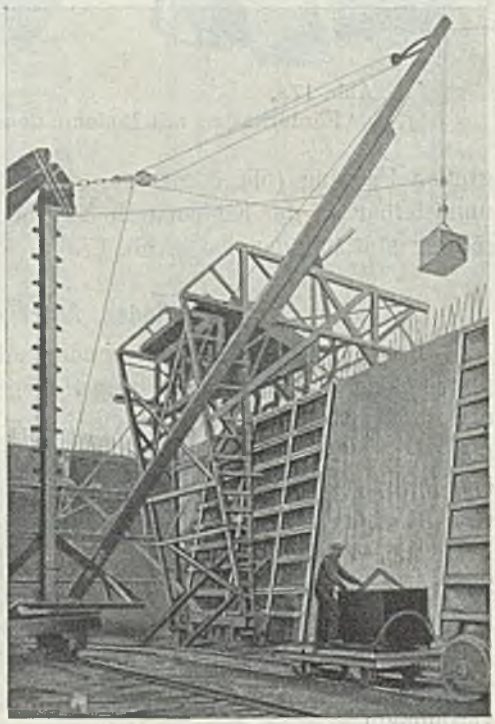


Abb. 16. Amerikanischer Kran mit großem Förderkübel.

Ist senkrechte Hebung des Betons nötig, so können die gefüllten Mulden der Kippwagen u. U. für sich allein gehoben, oben auf ein anderes Fahrgestell gesetzt und auf diesem ans Ziel gebracht werden. Das setzt jedoch ein ziemlich schweres Windwerk voraus. Bei kleineren Bauten, für die nur eine leichte Winde in Betracht kommt, nimmt man oft den Nachteil einer zweimaligen Umladung in Kauf, verringert ihn aber durch Förderkasten mit Klappboden, so daß die Umladung ohne Schaufel-

arbeit vor sich geht (Abb. 15). Besser noch als Kasten mit Bodenklappe, die große Unterhaltung erfordern, sind die labil aufgehängten Förderkasten (Abb. 16), die nach Lösung der Verriegelung leicht kippen. Kann man dem Fördergefäß eine feste Führung geben, so läßt sich diese auch so einrichten, daß der Kasten am Endpunkt seines Weges zwangsläufig eine Kippbewegung macht.

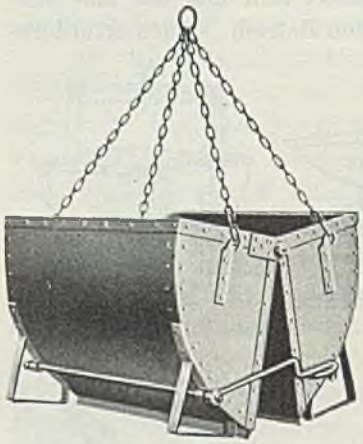


Abb. 17a.

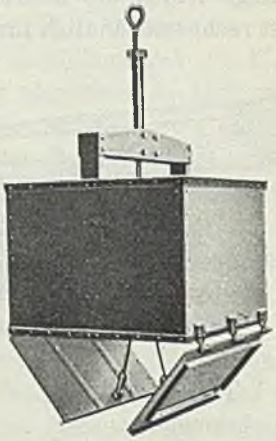


Abb. 17b.

Förderkasten mit Bodenentleerung.

In Amerika werden mit Vorteil Förderkübel der in Abb. 11 dargestellten Art verwendet, die mit Bodenklappe versehen sind, zweckmäßig eine ganze Mischung zu fassen vermögen und auf Plattformwagen zur Verwendungsstelle gelangen, von denen sie durch einen Kran abgehoben und in die Schalung gekippt werden[1]).

Bei Verarbeitung großer Betonmassen, die durch Dreh- oder Kabelkrane gehoben werden, wendet man Förderkasten großer Fassung (bis 3 m³) an, die ihren Inhalt durch Seiten- oder Bodenklappen unmittelbar an der Einbaustelle abgeben, so daß dort nur noch eine angemessene Verteilung stattzufinden hat (Abb. 17a u. 17b).

II. Winden, Aufzüge, Drehkrane, Kabelkrane.

Bei kleinen Bauten, insbesondere städtischen Hochbauten mit beschränktem Arbeitsplatz, pflegt man die Winde zum Heben des Betons mit dem Mischer zusammenzubauen und beide Maschinen von einem Motor anzutreiben, so daß nur ein Bedienungsmann nötig ist. Handelt es sich um Betonverarbeitung in größeren Einheiten, so wird aber ein derartiger Maschinensatz zu schwerfällig, so daß man für die Betonförderung besser eine besondere Winde mit eigenem Motor aufstellt.

Die Winden sind meist mit Reibungskupplung, Bandbremse und selbsttätiger Sperrung ausgestattet, so daß man die Last in jedem Punkte anhalten und das leere Fördergefäß mit großer Geschwindigkeit senken kann. Der Arbeitsbedarf beträgt annähernd 1 PS für je 100 kg Nutzlast bei 30 m Hubgeschwindigkeit in der Minute. Durch Einschaltung einer losen Rolle läßt sich die Nutzlast auf Kosten der Geschwindigkeit verdoppeln.

Das einfachste Aufzugsgerüst ist der hölzerne Mast mit einem oberen Schwenkarm. Wegen ihrer meist großen Länge und Schwere sind solche hölzernen Maste recht unhandlich und unbequem beim Versand und bei der Aufstellung. Man ersetzt sie daher auch wohl durch Eisen und gewinnt dadurch die Möglichkeit, sie aus einzelnen Stücken zusammenzusetzen und nach Bedarf zu verlängern. Eine derartige Vorrichtung besteht aus zwei **U**-Eisen mit den nötigen Querverbindungen, erhält durch Abspreizung gegen die Gebäudewände ausreichende Steifigkeit und wird oben durch einen Bock nach rück-

[1]) S. a. Gründungsarbeiten und Bauplatzeinrichtung für ein amerikanisches Hochhaus, B. T. 1924, Heft 43; ferner Bau eines Hochbehälters in Eisenbeton, Eng. News Rec. 1925, Bd. 94, Heft 15; (s. a. B. u. E. 1925, Heft 22, S. 311 sowie La Technique des Travaux 1926, Heft 2).

wärts verankert. Sie kann nicht nur als feste Führung eines Aufzugkastens, sondern auch als Träger eines oberen Schwenkarms dienen.

Für Förderkasten von etwa 300 l Füllung an aufwärts sind erheblich stärkere Aufzugsgerüste aus Holz oder Eisen nötig, die für sich allein standfest sind oder auch durch Abspannseile gehalten werden (Abb. 18a u. 18b, Bauart Hüttenamt Sonthofen). Gerüste ähnlicher Art dienen auch für fahrstuhlartige Anlagen, um Muldenkipper auf ihrem Fahrgestell zu heben und sie oben auf einem Gleis weiter zu befördern (Abb. 18c).

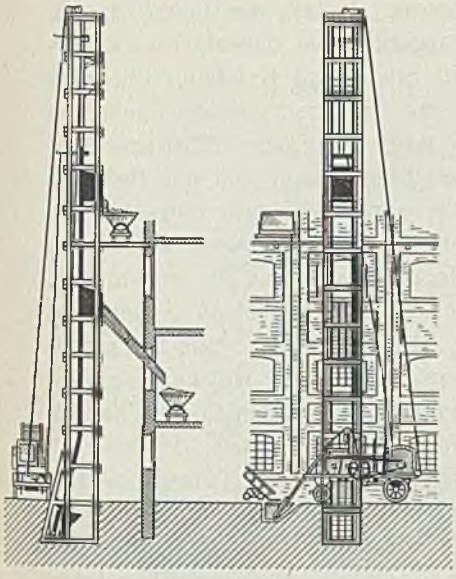


Abb. 18a.
Kippkastenaufzug.

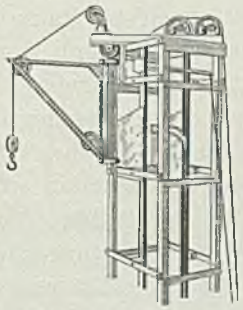


Abb. 18b.
Kopf des Kippkastenaufzuges.

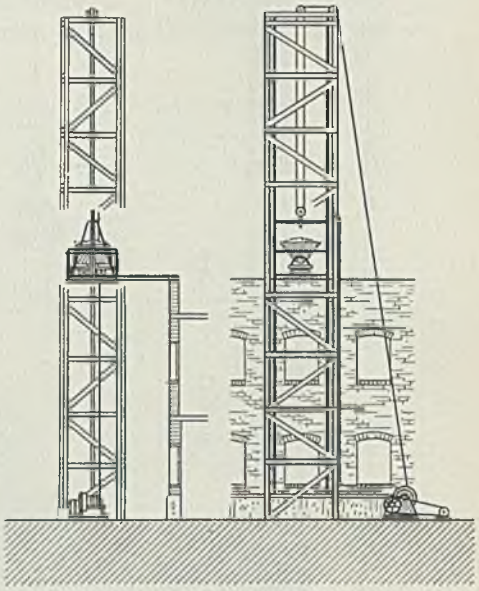


Abb. 18c.
Plattformaufzug.

Derartige Aufzüge können mit Gegengewicht ausgestattet werden, um die Hubarbeit für die tote Last annähernd zu sparen, doch verzichtet man meistens darauf, um beim Niedergehen des leeren Gefäßes die Fallgeschwindigkeit ausnutzen zu können.

Sind neben der Hebung des Betons auch noch andere schwere Lasten zu bewegen, so findet zweckmäßig der Drehkran Verwendung. Er ist als vielseitig verwendbares Hebezeug bei größeren Bauten sehr beliebt. Mit Klappkasten oder Selbstgreifer ausgerüstet, dient er bei der Ausschachtung, er hebt schwere Werksteine bis auf ihr Lager, fördert Ziegelsteine, Mörtel und Beton, Rüstzeug, Träger und ganze Dachbinder, kurz, er ist für alle Arbeiten des Rohbaues das nie versagende Hilfsgerät. Seine Hauptvorzüge sind, daß er neben der Hub- und Drehleistung die Fähigkeit der Längsbewegung in weiten Grenzen besitzt, daß er auch schon ohne Längsbewegung einen seiner Ausladung entsprechenden Arbeitsraum bestreicht und daß er dabei für die bei Bauten üblichen größten Lasten eingerichtet werden kann, ohne schwerfällig zu werden.

Eine besonders ausgedehnte Verwendung haben sie beim Bau der Kensico-Staumauer in Amerika gefunden, bei dem Betonmassen von 1 Mill. m^3 ausschließlich mit ihrer Hilfe eingebracht und wobei von zehn gleichzeitig arbeitenden Kranen, denen der Beton in Kübeln zugefahren wurde, Monatsleistungen bis zu 55 000 m^3 erzielt wurden[1]).

[1]) S. a. Gaye, Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — Enzweiler, Über die neuesten Erfahrungen im Gußbetonbau. B.-I. 1923, Heft 6.

Der gewöhnliche niedrig gebaute Drehkran, meist mit Dampfbetrieb, hat sein Hauptanwendungsgebiet bei Tiefbauten. Er kann auf fester oder schwimmender Unterlage aufgestellt werden, in leichter Ausführung aber auch auf hohen Gerüsten, so daß er dann auch für Hochbauten dienlich ist.

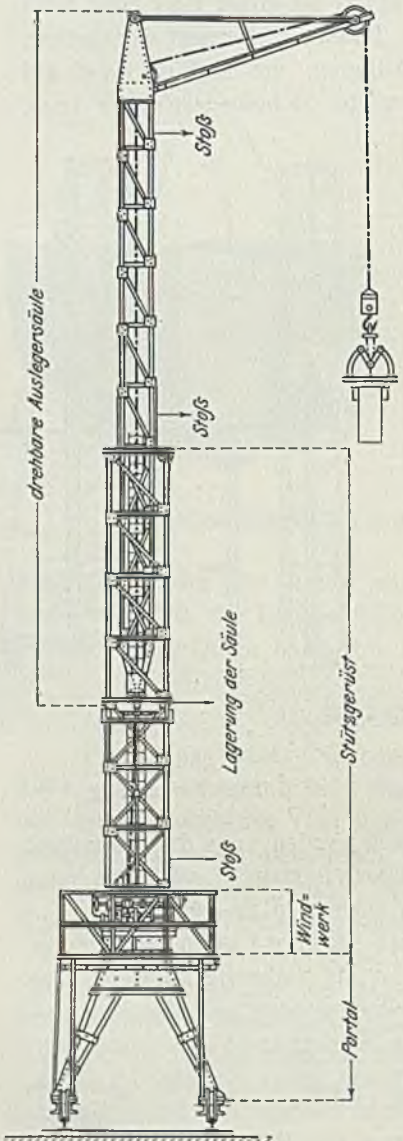


Abb. 19. Turmdrehkran.

Für letztere hat sich allerdings in neuerer Zeit der Turmdrehkran immer mehr durchgesetzt, weil er die Einrüstung hoher Bauten fast vollständig entbehrlich macht. Er besteht (Abb. 19) aus einem auf breitspurigem Gleise fahrbaren Untergestell, auf dessen Plattform sich ein Stützgerüst aus Eisenfachwerk aufbaut. In diesem ist mit Spur- und Halslager die hohe Kransäule gelagert, welche an ihrem oberen Ende den verstellbaren Ausleger trägt. Auf der Plattform sind ferner das Windwerk mit Führerstand und der Behälter zur Aufnahme des Gegengewichtes untergebracht, wodurch die Standfähigkeit des Krans gesichert wird. Um bei etwaigem Radbruch das Umkippen zu verhindern, werden gewöhnlich noch besondere Stützen neben den Laufrädern angebracht. Der Kran fährt völlig frei neben dem zu errichtenden Bauwerk. Krane, welche eine Verankerung an besonderen Stützgerüsten oder bereits fertigen Bauteilen erfordern, sind veraltet.

Der Antrieb des Windwerks der Turmdrehkrane erfolgt elektrisch, und zwar entweder durch einen oder durch drei Motoren, so daß in letzterem Falle für das Lastheben, das Drehen und das Fahren je ein besonderer Motor vorhanden ist. Das Senken der Last geschieht entweder frei unter Regelung durch die Bandbremse oder, wenn eine abgegrenzte Bewegung nötig ist, durch das Triebwerk der Lastwinde, deren Übersetzung für schwere und leichte Last einstellbar ist.

Die Auslegerweite ist in der Regel veränderlich, und es kann die Einrichtung getroffen werden, daß die Verstellung durch das eigene Windwerk erfolgt. Das Drehen des Krans kann auch von Hand geschehen, was bei kleinen Drehwinkeln vorteilhaft ist.

Für die Abmessungen und Leistungen gewöhnlicher Turmdrehkrane gelten etwa folgende Grenzzahlen: Gesamthöhe bis 30 m, Ausladung 5 bis 10 m, Tragkraft 1,5 bis 3,0 t, Motorenleistung 8 bis 15 PS, Hubgeschwindigkeit 9 bis 20 m, Fahrgeschwindigkeit 30 m in der Minute.

Bei der Ausbildung der Krangerüste ist auf die Zerlegung in einzelne nicht zu schwere Teile Bedacht genommen, so daß der Auf- und Abbau unter Verwendung leichter Hilfsrüstungen in wenigen Tagen erfolgen kann. Es empfiehlt sich, den Turmdrehkran wegen seiner ungemein vielseitigen Verwendbarkeit gleich beim ersten Beginn des Baues aufzustellen, da er schon die Ausschachtungs-, Abbruchs- und Gründungsarbeiten sehr erleichtern kann. Bei Bauten von einigem Umfange werden aber die Vorteile der mechanischen Förderung dann am besten in die Erscheinung treten, wenn

man mehrere — wenigstens zwei — Krane gleichzeitig verwendet. Erst dann kann ein richtiges Ineinandergreifen der gleichzeitig auszuführenden verschiedenartigen Bauarbeiten erwartet werden. Dazu kommt, daß ein Um-die-Ecke-Fahren mit Hilfe von Drehscheiben oder Schiebebühnen zwar nicht ausgeschlossen ist, daß derartige Einrichtungen aber so verwickelt und so wenig leistungsfähig sind, daß auch aus diesem Grunde bei größeren Bauten die Verwendung mehrerer, auf die verschiedenen Seiten des Gebäudes verteilter Krane geboten ist (Abb. 20).

Hingewiesen sei an dieser Stelle auch auf die in Fußnote 1, S. 144, angeführte Beschreibung des Baues der hohen Eisenbetonwände eines großen Hochbehälters, bei

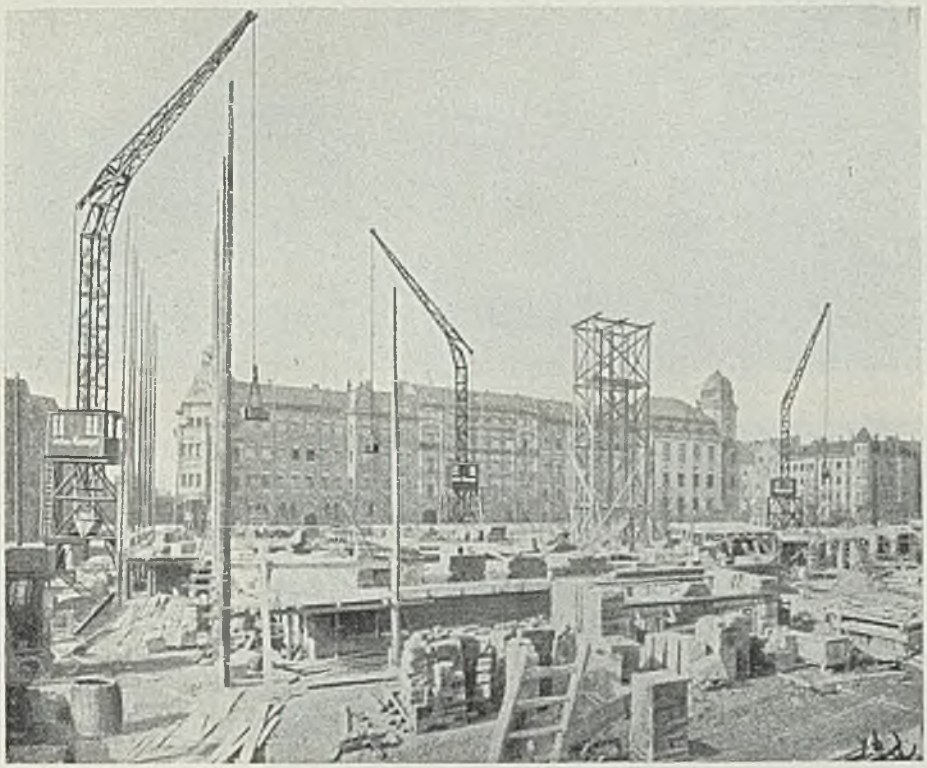


Abb. 20. Baustelle mit Turmdrehkranen.

denen zum Einbringen des Betons wie zum Aufstellen der Schalung besondere Portalkrane eine ausgedehnte und umfangreiche Verwendung fanden (Abb. 16).

Eine ähnliche Rolle wie der Turmdrehkran im Hochbau spielt der Kabelkran bei der Ausführung größerer Tiefbauarten. Auch er gestattet in weitem Maße eine Befreiung der Baustelle von den früher unentbehrlichen Hilfsgerüsten, Förderbrücken, Gleisanlagen usw., die den Betrieb behindern und mit dem Fortschreiten des Baues oft umgeändert und erweitert werden müssen. Er ist ebenso vielseitig in seiner Arbeitsleistung und besitzt eine ungemeine Anpassungsfähigkeit an die jeweiligen örtlichen Verhältnisse. Er führt zu einer wirtschaftlich vorteilhaften Zusammenfassung der gesamten Förderarbeit in wenigen Händen und damit zu einer wesentlichen Ersparnis an menschlicher Arbeitskraft und ermöglicht Leistungen, welche mit den älteren Betriebseinrichtungen auch nicht annähernd erreicht werden konnten.

Eine Kabelkrananlage (Abb. 21) besteht aus dem Tragkabel mit den Endböcken, der auf dem Kabel fahrenden Laufkatze mit Fahr- und Hubseil und der Winde. Das Tragkabel besteht aus hochwertigen Stahldrähten und ist auf den aus Eisen- oder Holzfachwerk bestehenden turmartigen Endböcken gelagert und mit beweglichen Spanngewichten versehen. Die Höhe der Böcke richtet sich nach der Höhe des noch zu erreichenden höchsten Bauwerksteils und dem von der Spannweite und der größten Last abhängigen Durchhang des Kabels. Die Laufkatze ist zur Verringerung des toten

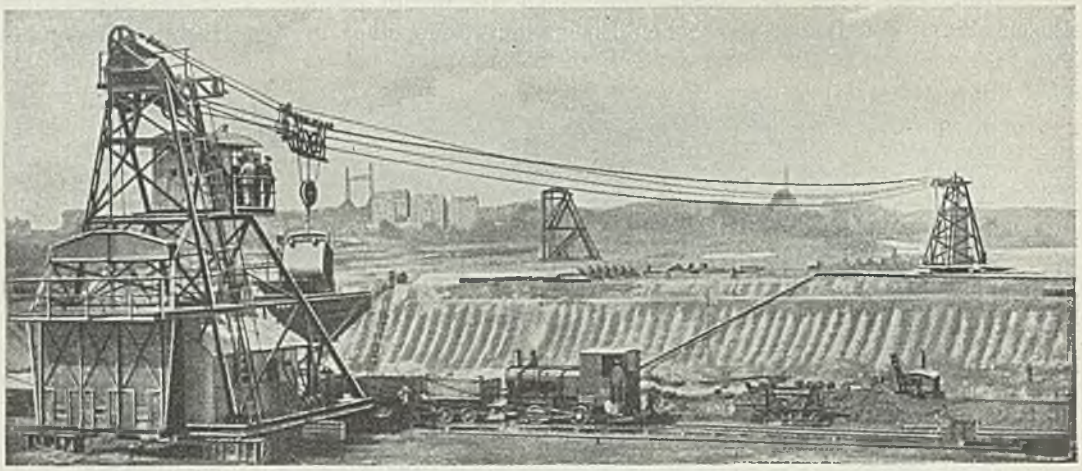


Abb. 21. Kabelkrananlage (Holtenauer Schleuse).

Gewichtes aus hochwertigem Stahl hergestellt und mit einer selbsttätigen Einrichtung zum Reinigen und Schmieren des Kabels versehen. Die Winde hat zwei Trommeln für das Fahr- und das Hubseil und ist mit stoßfrei arbeitenden Reibungskupplungen ausgestattet. Die Reibungsverluste der Anlage müssen so niedrig sein, daß die unbelastete Lastrolle ohne Strom gesenkt werden kann. Die Winde ist in der Regel in dem einen Endturm so untergebracht, daß der Führer das ganze Arbeitsfeld frei übersehen kann. Damit auch bei unsichtigem Wetter genaues Arbeiten möglich ist, wird durch ein Zeigerwerk im Führerstand die jeweilige Stellung von Laufkatze und Last genau angegeben. Auch wird der Kranführer meist mit dem Arbeitsfeld durch Fernsprecher verbunden.

Ein Nachteil der Kabelkrane sind die großen Schwankungen, die durch die Änderung des Seildurchhangs bei Abgabe der Last entstehen.

Die Spannweite üblicher Anlagen bewegt sich zwischen 120 und 350 m, die Tragkraft zwischen 2 und 5 t. Für die beim Bau einer Sperrmauer in Brüx (Böhmen) verwendeten Bleichertschen Kabelkrane werden beispielsweise folgende Angaben gemacht: Spannweite 256 m, Tragkraft 3 t, Motorenleistung 60 PS, stündliche Fördermenge 37,5 m^3 bei 60 m Hub- und 180 m Fahrgeschwindigkeit in der Minute. Die beim Bau der Schwarzenbachtalsperre verwendeten vier Kabelkrane hatten 450 m Spannweite, 80 m Hubhöhe, je 6 t Tragfähigkeit. Sie vermochten zusammen je Schicht rd. 1000 t zu fördern. Die Stützen waren um 50 m verfahrbar[1]).

Der Wirkungsbereich eines Kabelkrans beschränkt sich auf die Ebene des Kabels. Er läßt sich aber dadurch wesentlich vergrößern, daß die Endtürme quer zu dieser Ebene fahrbar gemacht werden, entweder alle beide oder nur einer von ihnen. Im

[1]) B.-I. 1925, Heft 11 u. 12.

letzteren Fall wird also die Lastebene zu einer Drehung um den festen Turm als Mittelpunkt befähigt. Diese Anordnung empfiehlt sich besonders beim Bau von Sperrmauern und Brücken, während bei Bauwerken mit großer Längenausdehnung, welche von dem Kabel quer überspannt werden, z. B. Schleusen, die Fahrbarkeit beider Türme

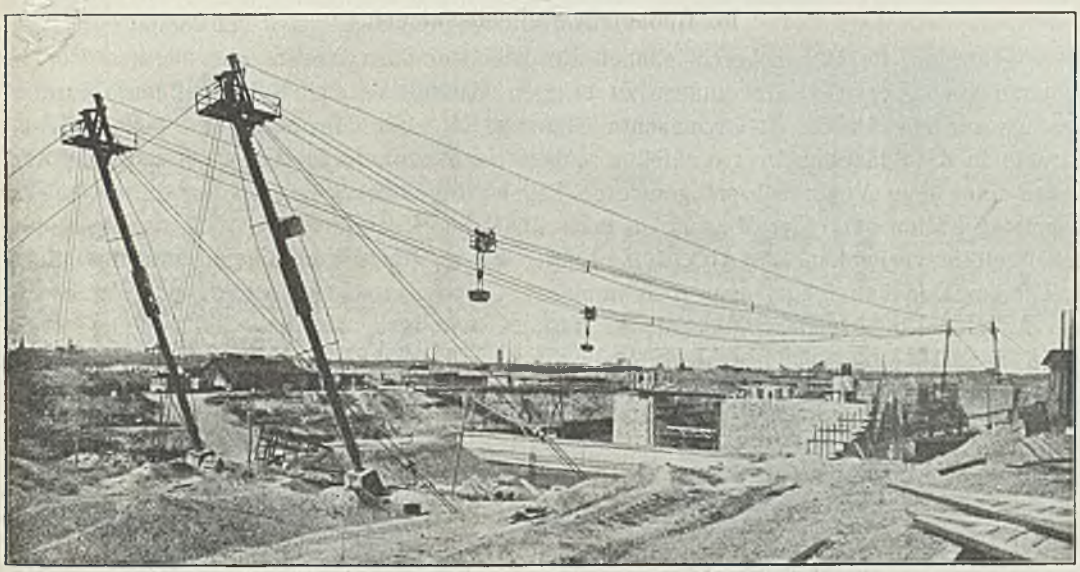


Abb. 22. Schwenkbare Kabelkrane für einen Schleusenbau. Spannweite 310 m.

unerläßlich ist. Überspannt beim Bau von Kaimauern und Schleusen das Kabel die Baugrube in der Längenrichtung, so hat sich auch die der Firma Bleichert & Co. patentierte Anordnung der an die Stelle der Türme tretenden seitlich schwenkbaren Maste bewährt, wodurch die Lastebene um etwa 6 m seitlich verschoben werden kann und besondere Einrichtungen für die Querförderung der Lasten entbehrlich werden (Abb. 22). Endlich sei noch auf den Kuppelbau der Jahrhunderthalle in Breslau verwiesen, wo zwei in einem vollen Kreis fahrbare sogenannte Karussell-Kabelkrane mit gemeinschaftlichem Mittelturm verwendet worden sind[1]).

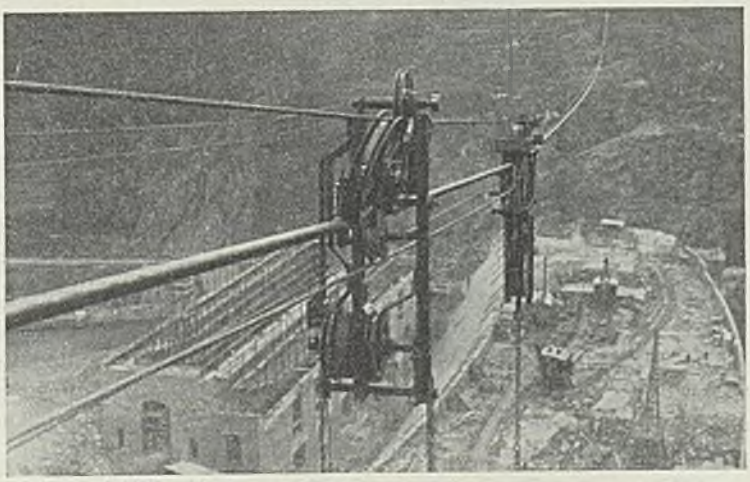


Abb. 23. Kabelkrananlage (Eguzan-Talsperre).

Abb. 23 zeigt die Kabelkrananlage beim Bau der Eguzan-Talsperre in Frankreich, Bauart Heckel-Saarbrücken[2]).

[1]) S. a. B. u. E. 1913, Heft 3, S. 61.
[2]) S. a. B. T. 1926, Heft 11, S. 149.

Auch von den Kabelkranen gilt, daß ihre außerordentlichen Vorteile bei großen Bauten erst dann voll zur Geltung kommen, wenn gleichzeitig mehrere Verwendung finden. Es ist bedenklich, einen großen, vielseitigen Betrieb von einem einzigen Fördermittel abhängig zu machen, mag dieses an sich auch noch so leistungsfähig sein[1]).

III. Gußbetonverteilungsanlagen.

Während die bisher beschriebenen Fördermittel dazu dienen, abgemessene Betonmengen von einem Ort zum andern zu bringen, handelt es sich beim Gußbeton darum, das bis zur Dickflüssigkeit angemachte Gemenge in mehr oder weniger gleichmäßigem Strome in die Schalungsform einfließen zu lassen. Dazu muß der Beton in ausreichender Höhe über dem Verbrauchsort geneigten Rinnen zugeführt werden. Nur in besonders gearteten Fällen steht der Mischer so hoch über dem Verbrauchsort, daß ausreichendes Fließgefälle vorhanden ist (Abb. 24). In der Regel reicht der Höhenunterschied nicht aus, beim Hochbau liegt sogar fast immer die Arbeitstelle über dem Mischer, so daß dann zunächst eine entsprechende Hebung des Betons erfolgen muß (Abb. 25).

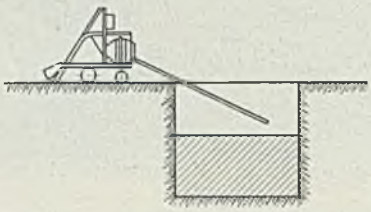


Abb. 24.

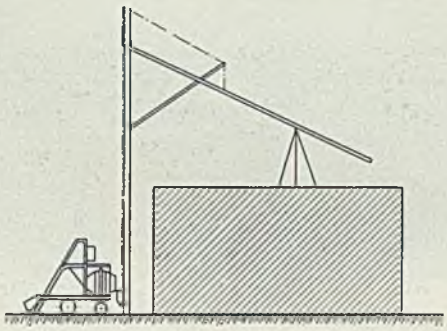


Abb. 25.

Eine Gußbetonanlage besteht daher in ihrer allgemeinen Form aus der Einrichtung zum Mischen des Betons, dem Gießturm mit Aufzug und der Rinnenanlage.

Über die Einrichtungen zum Mischen des Betons sei an dieser Stelle nur gesagt, daß man sie möglichst nahe an den Gießturm heranlegt, um wagerechte Zwischenförderung zu vermeiden. Man ist in diesem Bestreben sogar so weit gegangen, daß man den Mischer im Gießturm oberhalb des Rinneneinlaufs aufstellt, so daß der Beton nur noch seinen Fließweg zurückzulegen hat. Man läßt sich dabei von der Befürchtung leiten, daß die Hochförderung des Betongemenges die Entmischung begünstige. Die Erfahrung lehrt aber, daß das Fließen des Betons in einer richtig angeordneten Rinnenanlage einer erneuten Durchmischung gleichkommt und eine etwaige geringe Entmischung, die vorher im Fördergefäß eingetreten war, wieder ausgleicht. Deshalb verzichtet man neuerdings meistens auf die Hochstellung des Mischers, weil sie eine erheblich schwerere Ausbildung des Turmgerüstes bedingt. — Natürlich wird man danach trachten, die Mischanlage mit Bunkern und selbsttätigen Abmeß- und Wägevorrichtungen so auszustatten, daß weitgehende Ersparnis an Arbeitskraft und scharfe Überprüfung des Stoffverbrauchs erreicht wird.

Für die Ausbildung des Gießturms sind bestimmend die Höhe und der Grundriß des herzustellenden Bauwerks oder Bauwerkabschnitts. Sie ergeben die Reichweite der Anlage und damit unter Berücksichtigung der erforderlichen Rinnenneigung die größte nutzbare Turmhöhe. Da nun bei höheren Bauwerken im Verlauf der Ausführung

[1]) S. a. Nipkow, Gießrinnen oder Kabelkrane für Staumauern aus Gußbeton. Schw. Bztg. 1926. Bd. 88, Heft 10 u. 12.

die Arbeitsebene sich ständig ändert[1]), während die Rinnenneigung im allgemeinen unverändert beizubehalten ist, so muß der Rinneneinlaufpunkt anfänglich tiefer angeordnet und mit dem Emporwachsen des Baues nach oben verschoben werden können. Dies geschieht am besten durch einen am Gießturm verstellbaren Schlitten, der den Rinneneinlauf trägt und dessen Stand durch eine besondere Winde geregelt werden kann.

Die Bauart des Turmes richtet sich nach den Beanspruchungen, denen er als Führungsgerüst für den Betonförderkasten und als Träger der Rinnenanlage ausgesetzt ist. Bei Anlagen geringerer Leistung, Kasteninhalt etwa bis 0,4 m³, genügt ein einfacher eiserner Gittermast, der aus einzelnen Stößen von etwa 4 m Länge zusammengesetzt, in einem Betonfundament verankert und mit Drahtseilen abgespannt ist. Das erste Rinnenstück, das am Schlitten gelenkig gelagert ist, wird dann meist am freien Ende durch einen Flaschenzug nach dem Mastkopf hin aufgehängt und zur Aufnahme der ihm zufallenden achsialen Kraft druckfest ausgebildet (Abb. 26). Bei größeren Anlagen ist ein prismatischer Turm erforderlich, in dessen Innerem der Förderkasten geführt wird und an dem ein starker Derrick zum Aushängen der Rinne befestigt ist.

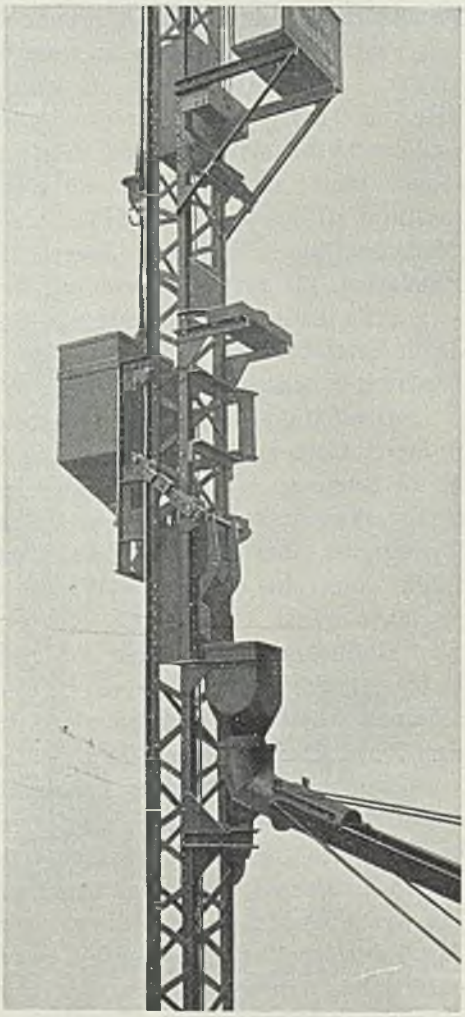


Abb. 26. Gußbeton-Gießturm der Ibag.

Die Rinnen erhalten halbkreisförmigen oder halbelliptischen Querschnitt von 300 bis 400 mm Breite[2]). Sie bestehen aus kräftigem Eisenblech. Die Ränder werden mit Winkeleisen besäumt und durch Flacheisenlaschen gegen größere Formänderungen gesichert. Die Lebensdauer der Rinnen kann durch Einlegung auswechselbarer Schleißbleche erhöht werden. Die einzelnen Schüsse von etwa 2 m Länge werden durch Verschraubung zu Gliedern von 4 bis 10 m Länge verbunden, und diese Glieder werden gelenkig aneinander angeschlossen, so daß eine in weiten Grenzen bewegliche und verstellbare Kette entsteht. Die Gelenke sind entweder kurze Rohrstutzen, an welchen das untere Rinnenstück mit kurzem Gehänge befestigt ist, oder sorgfältiger durchgebildete Kugelgelenke. In den Gelenken muß die Rinne unterstützt werden. Dies geschieht bei nicht zu langer Rinnenkette durch unmittelbare oder derrickartige Aufhängung am Gießturm, wobei Rinnenträger mit Gegengewichtsarm zu Hilfe genommen werden, von denen u. U. zwei hintereinander angeordnet werden können. Bei längerer Rinnenkette werden die weiteren Gelenke meist durch Dreiböcke nach unten abgestützt, jedoch wird dadurch ein Vorzug des Gießverfahrens, die Freihaltung

[1]) S. a. Die Talsperre von Montejaque in Andalusien. B. T. 1925, Heft 20, S. 272.

[2]) S. a. Gaye, Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen, S. 50. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

des Arbeitsfeldes von Hilfsgerüsten, beeinträchtigt. In manchen Fällen läßt sich dieser Übelstand vermeiden durch Aufhängung der Gelenke an Drahtseilen, die außerhalb des Arbeitsfeldes gestützt und verankert werden.

Der Beton soll durch die Rinnen in gleichmäßigem Strom so abfließen, daß keine Entmischung eintritt. Die Fließfähigkeit hängt ab vom Mischungsverhältnis, der Kornzusammensetzung und dem Wasserzusatz, und zwar derart, daß größerer Gehalt an Bindemitteln, feinem Sandkorn und Wasser das Fließen erleichtert. Man muß daher von Fall zu Fall die dem zu verarbeitenden Beton angemessene Rinnenneigung ausproben. Sie liegt zwischen 18 und 30°, entsprechend einer mittleren Fließgeschwindigkeit von 0,8 m/Sek. Senkrechter Absturz des Betons soll möglichst vermieden werden. Ist dies ausnahmsweise nicht möglich, so kann man durch Einschaltung einer Bremsklappe hinter dem Fallrohr die Geschwindigkeit abmindern. Am Auslauf gilt senkrechter Fall bis zu 1,5 m Höhe als zulässig, jedoch wird dort dann ein sogenannter Gießrüssel angeordnet, der dauernd hin und her geschwenkt wird, und es wird durch Handarbeit für richtige Verteilung der Masse gesorgt.

Alle Teile der Rinnenanlage müssen leicht zugänglich und reinigungsfähig sein, damit Verstopfungen vermieden oder rasch behoben werden können. Bei Arbeitsunterbrechungen müssen alle Teile mit Wasser gründlich ausgespült werden.

Die Zufuhr des Betons erfolgt durch einen Förderkasten, der seinen Inhalt zunächst in einen kleinen Silo entleert. Aus diesem fließt der Beton durch eine regelbare Klappe in die Rinne ab. Für die Hebung des Förderkastens werden meist Winden mit großer Hubgeschwindigkeit ($v = 1{,}0$ bis 2,5 m/Sek.) benutzt. Zur Verstellung des Schlittens am Turmgerüst, der den Rinnenkopf mit Silo und gegebenenfalls den Derrickausleger trägt, dient eine besondere Winde, die bei großen Anlagen ebenfalls elektrisch angetrieben wird.

Gußbetonanlagen dieser Art gestatten Stundenleistungen bis zu 30 m³ zu erreichen. Dabei ist Voraussetzung, daß die Zufuhr der Baustoffe gut geregelt ist und die Einschalungsarbeit so betrieben wird, daß stets ausreichender Gießraum bereitsteht. Es sind Turmhöhen von über 100 m und Rinnenlängen von 150 m Länge angewendet worden.

Bei manchen Bauten von großer Längenausdehnung empfiehlt sich an Stelle des ortsfesten der fahrbare Gießturm. Hierbei wird die Standsicherheit durch druck- und zugfeste Streben erreicht und der Turm samt Streben auf einem breiten Unterwagen aufgebaut, der dann zweckmäßig auch den Betonmischer aufnimmt (Abb. 27). Da das Verschieben der Anlage immer nur in größeren Zeitabständen erfolgt, wird der Turm in der Zwischenzeit gewöhnlich noch durch Abspannseile gesichert. Für das Gießen einfacher Kaimauern mit geringer Breitenabmessung kann die Turmhöhe sehr eingeschränkt werden, und man gelangt dann zu Gießgerüsten von mäßiger Höhe, die bei voller Standsicherheit leicht fahrbar gemacht werden können.

Je nach den besonderen örtlichen Verhältnissen der Baustelle erfährt natürlich die vorbeschriebene allgemeine Form der Gießanlage mancherlei Abwandlungen. Insbesondere wird der Gießturm entbehrlich, wenn der Mischer in ausreichender Höhe über dem Verbrauchsort steht. Dieser Fall liegt oft vor bei Sperrmauern und Talbrücken, wenn die Zufuhr der Baustoffe hoch am Talhang erfolgt. Es können dann mindestens die großen Massen der unteren Bauwerkteile mit einer Rinnenanlage gegossen werden, der der Beton unmittelbar vom Mischer zufließt. Erst wenn für die oberen Bauwerkteile kein ausreichendes Gefälle mehr möglich ist, wird Hebung mit Turm erforderlich. Die Rinne wird bei solchen Bauten mit großer Längenausdehnung meist an einem das Tal überquerenden Tragseil mittels verstellbarer Flaschenzüge auf-

gehängt (Abb. 28)[1]). Sie ist dann allerdings schwer zugänglich, und ihre Unterhaltung und Umstellung erfolgt gewöhnlich von den Kabelkranen aus, die bei solchen Bauten für andere Zwecke — Versetzen von Steinblöcken, Schalungstafeln u. dergl. — ohnehin erforderlich sind. Man kann aber auch, unter Verzicht auf einen Gießturm, den Beton vom Mischer mit dem Kabelkran einem über der Verbrauchstelle ortsveränderlich aufgehängten Füllrumpf zubringen und ihn vom letzteren mit einer kleinen Rinnenanlage quer zur Arbeitsebene des Kabelkrans verteilen. Endlich kann der Gußbeton

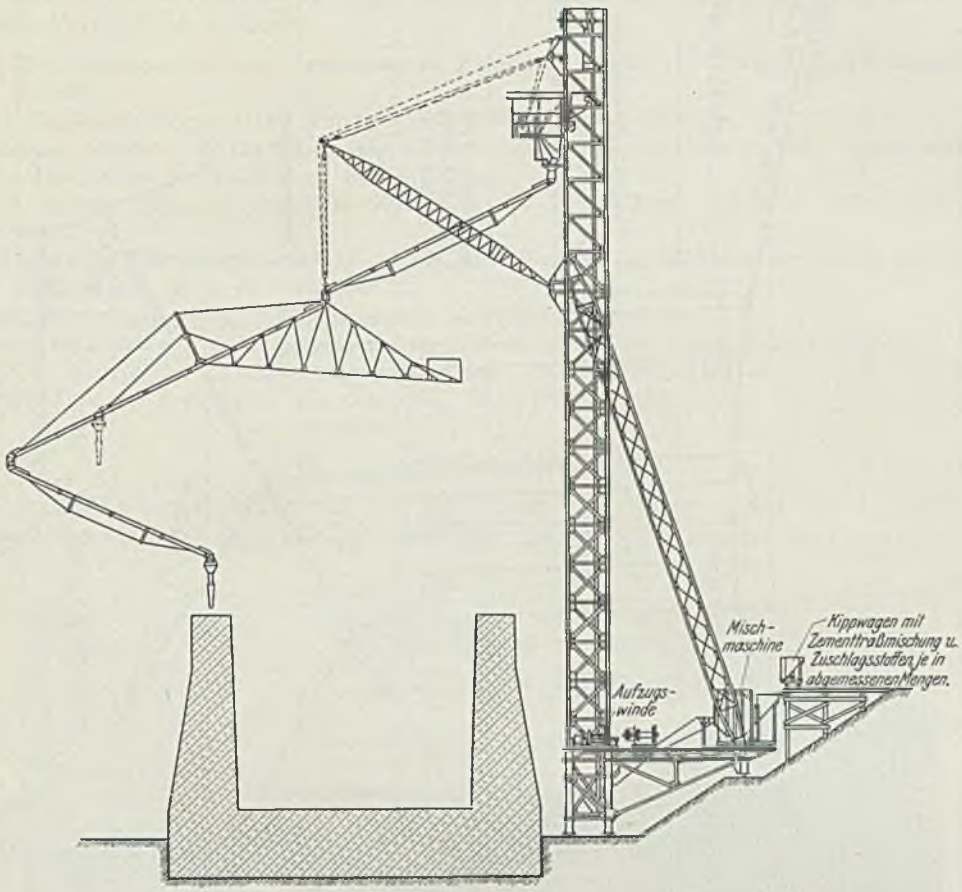


Abb. 27. Fahrbare Gußverteilungsanlage der Ibag (Schleuse Flaesheim).

auch im Kasten des Kabelkrans unmittelbar zum Verbrauchsort gebracht werden, wie es z. B. bei der Schwarzenbachtalsperre zu sehen ist, wobei allerdings das sogenannte Streuen des Stoffes bei der Entleerung eine unangenehme Begleiterscheinung ist.

Nachdem man erkannt hat, daß der Entmischung des flüssigen Betons durch geeignete Verarbeitungsmaßnahmen begegnet werden kann, scheut man auch vor wagerechter Förderung nicht mehr zurück. Man verfährt den Gußbeton wie andere Betonsorten in Förderwagen und läßt ihn dann durch Rutschen oder geneigte Rohre und Rinnen in die Schalung fließen. Ob ein solches gemischtes Verfahren dem reinen Gießen im Einzelfalle vorzuziehen ist, richtet sich nach den besonderen örtlichen Verhältnissen und nach wirtschaftlichen Erwägungen.

[1]) B. u. E. 1925, Heft 4.

Das Gießen ermöglicht eine sehr viel weitergehende Einschränkung der menschlichen Arbeitskraft auf der Baustelle als jedes andere Arbeitsverfahren. Hierauf sowie

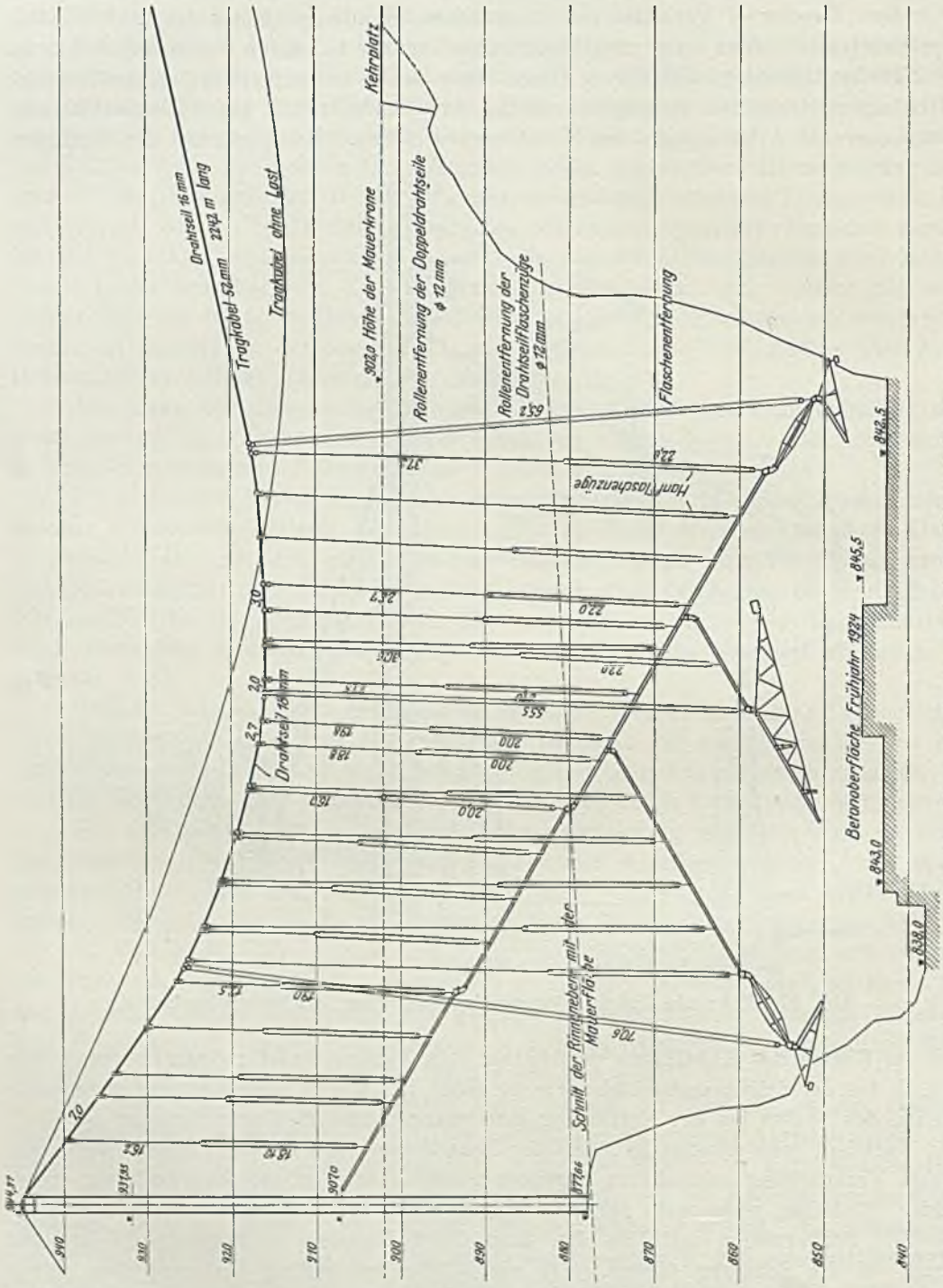


Abb. 28. Rinnenaufhängung bei der Wäggitalsperre.

im Wegfall der lästigen Hilfsgerüste im Arbeitsfelde beruht sein wirtschaftlicher Vorteil. Es gestattet zudem eine solche Steigerung der Schichtleistungen, wie sie auf keinem anderen Wege zu erreichen ist, und scheint auch aus diesem Grunde berufen, ins-

besondere bei Großbauten — Sperrmauern, Schiffahrtschleusen, Kraftwerksbauten und dergl. — alle anderen Arbeitsweisen zu verdrängen.

Die Förderung des Gußbetons konnte hier nur in großeu Zügen behandelt werden. Näheres darüber bieten die zahlreichen neueren Veröffentlichungen, von denen im nachstehenden eine Anzahl genannt sei, sowie insbesondere das auf S. 145 u. 151 bereits erwähnte Werk von Gaye, das als ein Kompendium der heutigen Gußbetontechnik anzusehen ist. Bei der verhältnismäßigen Neuheit des Verfahrens sind seine Einrichtungen noch sehr in der Entwicklung begriffen und werden in der Zukunft zweifellos noch manche Fortbildung erfahren.

Gaye, Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.
Haves, Gußbeton. Berlin 1916. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.
Stadelmann, Gußbeton, Erfahrungen beim schweizerischen Talsperrenbau, 2. Aufl. Zürich 1926.
Bethke, Das Wesen des Gußbetons. Berlin 1924.
Escher, Neuere Kohlenlagerhäuser in Eisenbeton der Firma Rank. B. u. E. 1921, Heft 12/13 und 17/18.
Sturm u. Rank, Das Gußbetonverfahren und seine Entwicklung während der letzten 10 Jahre in Deutschland. B. u. E. 1923, Heft 20.
Heintze, Anwendung des Gußbetonverfahrens. B. u. E. 1923, Heft 24.
Randzio, Gußbeton und Schüttbeton bei neueren Kraftwerksbauten. B. u. E. 1925, Heft 4.
Emperger, Die richtige Zusammensetzung des Betons. B. u. E. 1925, Heft 7.
— *Wirtschaftliche Verwendung von Gußbeton. B. T.* 1924, Heft 51.

IV. Sonstige Betonfördermittel.

Bandförderer finden für die Förderung von Massengütern schon lange vielseitige Verwendung. Man hat sie daher auch im Betonbau benutzt, und zwar zunächst

Abb. 29. Bandförderung beim Kaimauerbau im Berliner Westhafen.

hauptsächlich zur Förderung der Bindemittel Zement und Traß in Säcken oder in losem Zustande. Neuerdings finden Bandförderer aber auch Eingang zum Transport des Betons in wagerechter oder schwach geneigter Richtung. Sie bilden in manchen Fällen eine sehr zweckmäßige Ergänzung einer Gußbetonverteilungsanlage. Als Beispiel sei an-

geführt der Bau der Hafenmauern des Berliner Westhafens[1]). Dort war der Mischer am Rande der geböschten Baugrube fahrbar aufgestellt. Der Beton wurde durch ein Förderband von 12 m Länge zur Mauer gebracht, fiel dort in einen Trichter und wurde dann durch bewegliche Rohrstücke verteilt (Abb. 29). Es wurde so das Fahrgerüst gespart, das man sonst an der Mauer entlang hätte errichten müssen. Die Anlage leistete bis zu 10 m³ in der Stunde, das Band zeigte nach 6000 m³ Förderung noch keinen Verschleiß.

Bei langgestreckten Hochbauten von mäßiger Breite kann das Förderband in der Weise benutzt werden, daß es an dem Tragwerk eines das ganze Bauwerk quer überspannenden Portalkrans gelagert wird. Der Beton wird ihm durch Aufzugskübel zu-

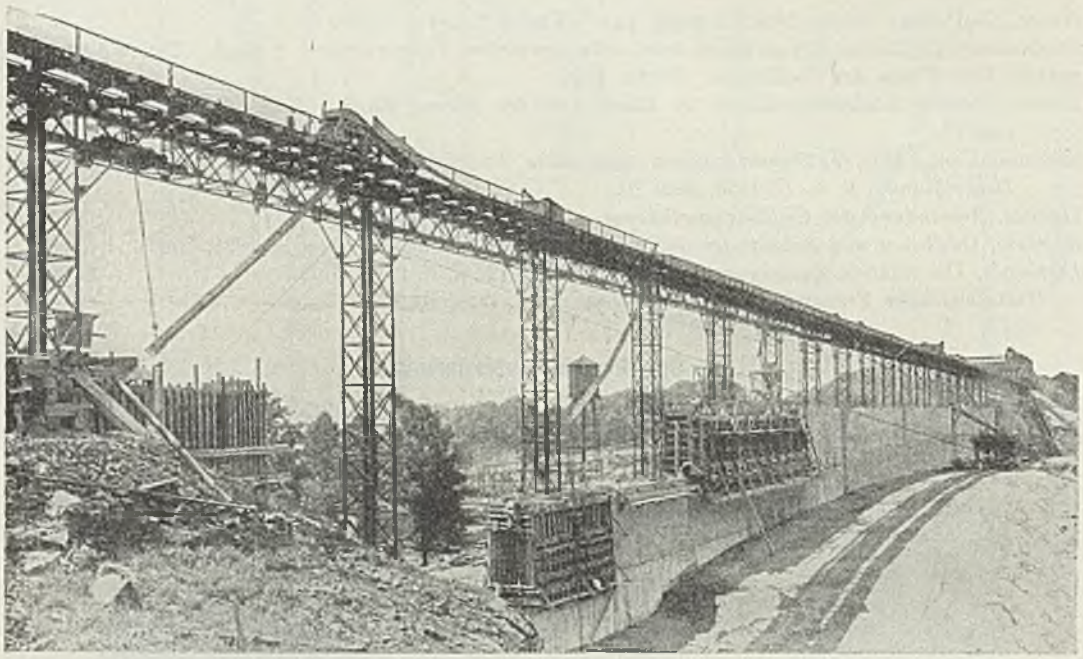


Abb. 30. Amerikanische Förderbandanlage.

gebracht und kann durch verstellbare Abstreicher an beliebiger Stelle entnommen und durch kurze Rinnen zur Verbrauchstelle geleitet werden. Es entfällt dann vollständig das lästige Umstellen der langen Rinnenanlage und ihre mehrfache Unterstützung vom Arbeitsboden aus, was bei der Anwendung eines ortsfesten Gießturms unvermeidlich wäre.

Abb. 30 zeigt die Förderung des Betons für die Kernmauer des Wanaque-Staudammes[2]) in New Jersey, bei dem sowohl die Zuschlagstoffe wie der fertige Beton, aber auch Dichtungs- und Füllerde in großen Massen auf mehre hundert Meter langen und 50 m breiten Förderbändern bewegt wurden. Das Einbringen des Betons in die Schalung erfolgte durch Schüttrinnen.

Abb. 31 gibt die Verwendung einer auf einfachen, in Längs- und Querrichtung verschiebbaren Böcken gelagerten Gurtförderanlage für ein Elektrizitätswerk in Buffalo wieder[3]), die aus einem 180 m langen Haupt- und einem rechtwinklig dazu angeordneten 60 m langen Querförderband bestand.

[1]) Randzio, Guß- und Schüttbeton bei neueren Kraftwerksbauten. B. u. E. 1925, Heft 6, S. 96.
[2]) Eine Verwendung des Gurtförderers im großen Stil. B. T. 1926, Heft 1.
[3]) Gaye, Der Gußbeton. S. 65 u. f. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Als besonderer Vorteil der Bandförderung sei vor allem festgestellt, daß die oft lästig empfundene und seine Festigkeit beeinflussende starke Fließ- und Gießfähigkeit des Betons, die eine Voraussetzung des Rinnen-Gießverfahrens bildet, durch eine beliebige, bis zur Erdfeuchtigkeit gesteigerte Konsistenz ersetzt werden kann[1]).

Während die bisher betrachteten Förderungsarten den Beton in einem bewegten Gefäß oder durch die Wirkung der Schwerkraft ans Ziel bringen, wird bei der Druckluftförderung das Gemenge durch die lebendige Kraft strömender Druckluft fortbewegt. Das Verfahren hat seinen Ausgang genommen von den Versuchen, Zementmörtel mit Druckluft aufzutragen, um dadurch eine besonders dichte und gut haftende Putzschicht zu erzielen. Hierbei zeigte sich, daß es möglich ist, Mörtel und Feinbeton

Abb. 31. Amerikanische Förderbandanlage.

im trockenen Gemenge auf erhebliche Entfernungen und Höhen in Schläuchen zu fördern.

Der durch einen Druckluftstrom aus enger Düse gegen eine feste Wand (Schalung, Betonwand, Mauerwerk, Eisenteile) geschleuderte Zementmörtel oder Feinbeton bildet dort eine so feste, dichte und gut haftende Kruste, wie sie durch kein anderes Verfahren hergestellt werden kann. Durch Wiederholung des Vorgangs und Bildung mehrerer Lagen übereinander, die sich innig miteinander verbinden, lassen sich auch größere Wandstärken herstellen. Eine etwaige Bewehrung wird in vollkommener Weise umhüllt.

Die zu verkleidenden Flächen müssen vorher nicht nur angenäßt, sondern auch gründlich gereinigt werden, wozu der Spritzapparat als Sandstrahlgebläse benutzt werden kann. Von dem angespritzten Mörtel prallen, besonders anfänglich, viele Sandkörner wieder von der Spritzfläche zurück, so daß der haftende Mörtel gewissermaßen mit Zement angereichert wird. Der zurückprallende Sand kann ohne weiteres wieder zur Mörtelbereitung verwendet werden. Infolge der sehr dichten Lagerung übertrifft der Spritz-

[1]) S. a. Agatz, Erfahrungen mit Gußbeton beim Bau der Nordkaje des Hafens II in Bremen. B.-I. 1926, Heft 34, 36 u. 37 (s. a. B. u. E. 1926, Heft 7). — Gußbeton und Gurtförderung. Bauwelt 1926, Heft 28.

beton den gewöhnlichen Beton um ein Mehrfaches an Druck-, Zug- und Haftfestigkeit. Auch zeigt er sich widerstandsfähiger gegen chemische Angriffe. Infolge dieser wertvollen Eigenschaften, der Entbehrlichkeit schwerer Arbeitsgerüste und der leichten und raschen Ausführung ist der Spritzbeton ein unentbehrliches Hilfsmittel zur Sicherung und Ausbesserung schadhafter Bauten aus Mauerwerk, Beton, Eisen und Holz, zur Herstellung wasser- und luftdichter Abschlüsse im Bergbau, aber auch zur Herstellung dünnwandiger Bauteile aller Art geworden.

Die dazu erforderlichen Einrichtungen sind in der Hauptsache von der amerikanischen Cement-Gun Co. entwickelt und werden in Deutschland durch die Torkret-Gesellschaft m. b. H. Berlin gebaut, so daß das Wort Torkretierung Fachausdruck für die pneumatische Betonierung geworden ist.

Das trockene Betongemenge erhält seine Beschleunigung in der sogenannten Zementkanone oder dem „Tektor", der im II. Kapitel dieses Bandes, S. 125, dargestellt ist.

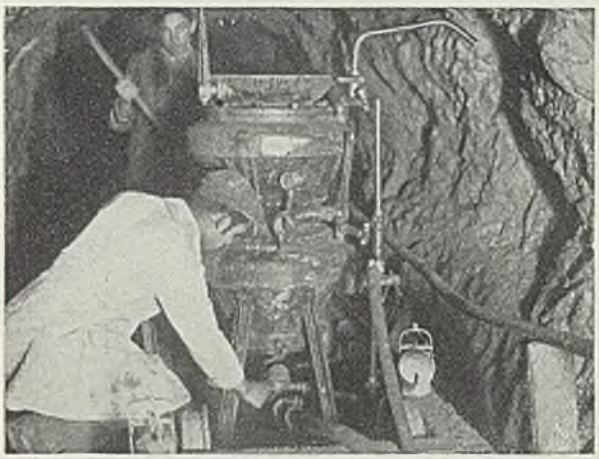


Abb. 32a.

Abb. 32b.

Mörteleinpressungen mit dem Torkretapparat.

Der Förderschlauch besteht aus Gummi mit Gewebeeinlagen. Das Wasser wird in besonderer Leitung geführt und muß einen etwas größeren Druck als der Luftstrom am Schlauchende haben, damit dort die Mischung in der Mischdüse in richtiger Weise erfolgen kann. Die pneumatische Förderung nassen Betons hat sich nicht bewährt, weil hierbei die Schläuche verkleben und sich verstopfen. Ein geringer natürlicher Feuchtigkeitsgehalt des Sandes ist aber nicht schädlich. Völlig trockener Sand wird sogar vor der Verwendung etwas angefeuchtet, damit sich nachher das in der Mischdüse zugeführte Wasser gleichmäßig mit der Masse verbindet. Zwischen Kompressor und Zementkanone wird zweckmäßig ein Wasserabscheider eingeschaltet, um den unter Umständen erheblichen Feuchtigkeitsgehalt der Preßluft zu verringern.

Die kleineren Anlagen dieser Art haben für das Anspritzen von Mörtel große Verbreitung gewonnen. Es können damit Förderweiten von über 200 m und Höhen von über 100 m erreicht werden. Neuerdings ist man nun auch mit Erfolg dazu übergegangen, die Einrichtung in vergrößerten Abmessungen zur Betonförderung durch Rohrleitungen auf große Entfernungen zu benutzen, wobei Reichweiten bis zu 1000 m erzielt werden. Ein Bedürfnis dafür liegt vor im Bergbau, bei der Auskleidung von Druckstollen und Untergrundbahnen, bei der Böschungsbefestigung von Triebwerkkanälen u. dergl. Bei dieser Anwendung strömt der Beton am Ziel frei aus der

Leitung entweder in einen Vorratsbehälter oder gleich auf die Verbrauchsstelle und wird dann wie sonst durch Stampfen oder Rühren verarbeitet, wobei man den Wasserzusatz nach den jeweiligen Bedürfnissen beliebig abstufen kann.

Die Zusammenstellung auf S. 126 des II. Kapitels enthält Angaben über die Maschinen der Torkret-Gesellschaft.

Es geht daraus hervor, daß der Kraftbedarf sehr erheblich ist, wie denn überhaupt der Druckluftbetrieb in jeder Anwendungsform bekanntlich recht teuer ist. Er bietet aber auch bei der Betonförderung in manchen Fällen so bedeutende Vorteile anderer Art, daß die hohen Betriebskosten dadurch mehr als ausgeglichen werden.

Das Anwendungsgebiet des Torkret- oder Spritzbetons ist ein sehr vielseitiges. Mit in erster Linie kommt er — wie bereits bemerkt — im Berg- und Tunnelbau in Frage, u. a. bei der Auskleidung und Dichtung von Schächten, Stollen, Förderstrecken. Besonders wertvolle Dienste hat er ferner geleistet bei der Ausbesserung und Wiederherstellung beschädigter Beton- und Mauerwerksbauten. Abb. 32 zeigt Mörtelhinterpressungen mit dem Injektionsapparat der Torkret-Gesellschaft Berlin beim Bau des Stollens für das Strubklammwerk[1]). Abb. 33 ist eine Aufnahme der Wiederherstellungsarbeiten an der Eisenbetonbrücke über den Kymenfluß[2]), bei der infolge Hochwasser das Lehrgerüst fortgerissen und ein Widerlager aus der Schale gerutscht war. Die Schrägfläche des Widerlagers wurde durch Rundeisenbewehrung und Torkretbeton verbreitert und dadurch die kostspielige Wiederhebung des Bogens und die überaus schwierige Errichtung eines neuen Lehrgerüstes erspart. Das Bild zeigt das Auspressen der Ankerlöcher des Widerlagers mit Zementmörtel mittels Torkretinjektor.

Abb. 33.
Torkretierung bei der Wiederherstellung der Kymenbrücke.

Das Einführen von Zement in kiesigen Boden, die sogenannte künstliche Versteinerung, ist ein Verfahren des Grundbaues, mit dem dort schöne Erfolge erzielt sind. Es wird Zementmörtel mit einer Druckpumpe durch eingerammte Rohre in den Kies eingepreßt und dieser dadurch zu einer betonähnlichen Masse von ziemlicher Dichtigkeit und vergrößerter Tragfähigkeit umgewandelt. Der Zementbedarf ist je nach der Beschaffenheit der zu versteinernden Kiesschichten sehr verschieden.

Unter Preßbeton versteht man einen Beton, der im flüssigen Zustande mit der Druckpumpe in auszufüllende Hohlräume oder zwischen dichte und ausreichend wider-

[1]) S. a. Randzio, Neue Stollenbauten. B. T. 1925, Heft 26.

[2]) S. a. Kleinlogel, Die Wiederherstellungsarbeiten an der verunglückten Eisenbetonbrücke über den Kymenfluß. B. u. E. 1926, Heft 18. — Möller, Vortrag auf der 28. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins B. T. 1925, Heft 11.

standsfähige Schalungen gepreßt wird. Der flüssige Beton dringt infolge des Druckes, unter dem er steht, auch in enge Klüfte und Spalten ein, verbindet sich gut mit deren Wandungen und erlangt eine hohe Festigkeit und Dichtigkeit. Das Verfahren eignet sich besonders zur Ausbesserung beschädigter oder zur Verstärkung ungenügend tragfähiger Bauten.

Die Erfahrungen der letzten 15 Jahre haben gezeigt, daß es möglich ist, tieferliegende Bodenschichten durch das Verfahren in eine Art festen Beton zu verwandeln, ohne daß wie vorher eine Ausschachtung erforderlich wird. Freilich bieten sich hierbei große Überraschungen: Erdschichten aus Steingeröll, Kies und Sand, eignen sich in mehr oder weniger hohem Maße dazu, nach völliger Sättigung der Hohlräume mit Zement druckfeste Körper zu bilden, während dies bei Lehm, Lette, Sumpf, Treibsand und Schwimmsand nicht oder wenigstens nicht ohne weiteres der Fall ist. Bei den hierzu nicht geeigneten Bodengattungen aber muß man sich darauf beschränken, einzelne feste Auflagerstützen zu gewinnen. Hier kommt die Herstellung von Grundpfählen nach dem Verfahren der August Wolfsholz Preßzementbau A.-G. in Berlin (D. R. P. 286 333 und 417 327) in Frage, bei der zunächst das mit Futterrohr gebohrte Bohrloch nach Einbringung einer beliebig starken Eisenbewehrung durch Einführung von Druckluft wasserfrei gemacht wird; alsdann wird der flüssige Beton eingepreßt und dieser durch hochgespannte Druckluft verdichtet, wobei das oben geschlossene Futterrohr aufsteigt, der flüssige Beton aber teilweise in das Erdreich eindringt und ein Pfahl mit klumpigen Wulsten entsteht, der sowohl als Druck- wie als Zugpfahl sehr wirksam ist.

Eine große Rolle spielt hierbei der mehr oder weniger große Grad der Hohlräume in den einzelnen Bodenmassen. Während grobkörniger Boden allein schon durch Eingießen flüssigen Zementes durch eingetriebene Rohre in Beton verwandelt werden kann, wie seinereit bei den Wehrbauten bei Assuan am Nil[1]) und der Brücke bei Ehingen[2]), reicht bei Bodenarten aus feineren Bestandteilen, bei denen die Hohlräume zwischen den Kieseln durch Sandkörnchen bis zur Mehlfeinheit ausgefüllt sind, das bloße Einfüllen der Zementmilch nicht mehr aus, um auf größerem Umkreis eine Durchdringung mit Zement zu erzielen. Das Bindemittel muß hier vielmehr unter Druck eingetrieben werden. Zu diesem Zwecke werden an Stelle der früher gebrauchten Kolbenpumpen besondere Zementpreßvorrichtungen angewendet, indem neben dem in den Boden getriebenen, mit der Druckpumpe verbundenen Einpreßrohr ein oder mehrere Rohre niedergebracht und an eine Saugpumpe angeschlossen werden, um durch die Saugwirkung das Eindringen der Zementmilch zu fördern. Statt dessen versenkte man bisweilen auch sogenannte Grundbaurohre, d. s. mit Lochungen versehene Bohrrohre, durch Eindrehen in den Boden, wobei die festgelagerten Bodenschichten gelockert und aufgerissen wurden, um so der eingepreßten Zementmilch besseren Eingang zu verschaffen. Dem neuen Verfahren liegt jetzt der Gedanke zugrunde, die Bodenschichten vor der Durchtränkung mit Zement planmäßig von losen Einlagerungen zu reinigen und auszuwaschen, indem man gruppenweise eiserne Rohre durch Einspülen oder Rammen niederbrachte unter gleichzeitigem Einpressen von Wasser in eines oder mehrere dieser Rohre. In Abb. 34 ist ein Rohr R in der Mitte einer Gruppe von weiteren sechs Rohren an eine Druckpumpe oder an den Presser angeschlossen, an dessen Fuß die Wasserdruckstrahlen austreten, welche die Bodenschichten durchdringen und ausspülen. Bei den anderen Rohren, welche ebenso wie R an ihren Köpfen Absperrhähne besitzen, können diese nacheinander geöffnet werden, wodurch planmäßig ein Abströmen nach

[1]) D. Bztg. 1905, S. 483. — [2]) D. Bztg. 1901, S. 455.

den betreffenden oben geöffneten Rohren stattfindet, so daß nach und nach der ganze Bodenbereich der Gruppe in gewünschter Weise ausgespült und die verstopfenden Einlagerungen aus den Bodenschichten entfernt werden. Hat man dieses Verfahren bis auf tragfähigen Boden durchgeführt, wird mit der Mörteleinpressung unter gleichzeitigem Hochziehen der Gruppenrohre begonnen, wobei wiederum die Hähne planmäßig wechselweise geöffnet und geschlossen werden, damit auch in allen Höhenschichten eine möglichst gleichmäßige Durchdringung der durch die Ausspülung gewonnenen Hohlräume mit Mörtel stattfindet. Hierbei ist die mehr oder weniger fein- oder grobkörnige Beschaffenheit der Bodenschichten maßgebend für die Zusammensetzung des einzubringenden Zementmörtels. In reinem Kies hat sich ein Mischungsverhältnis von 1 T. Zement zu 3 bis 4 T. Sand als richtig erwiesen, bei Kies mit Sandeinlagerungen dagegen ein solches aus 1 T. Zement und 1 T. Sand, während in reinem Sandboden nur dünnflüssige reine Zementmilch verwendet werden kann.

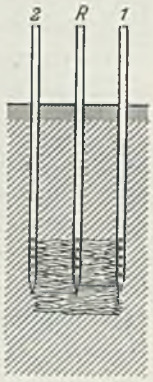


Abb. 34.

Ein frühes Beispiel für die Herstellung von geschlossenen Betonkörpern in grobem Bachgeröll ist die Ausführung der Gründungsarbeiten für die Sperrmauer in der Saalach bei Bad Reichenhall im Herbst 1912. Hier wurden die Felstrümmer und Blöcke für die Aufnahme der Mörteleinpressungen zweckentsprechend vorbereitet und in Feinschlag verwandelt, wie er etwa zu gewöhnlichen Betonbauten verwendet wird. Es war dort möglich, Geröllschichten selbst zu einer Mächtigkeit von 40 bis 50 m in einheitliche dichte Blöcke mit sicherem Anschluß an den gewachsenen Felsboden umzuwandeln, indem man das in der vorgesehenen Breite im Flußbett von Ufer zu Ufer sich erstreckende Arbeitsfeld in Abständen von 1 bis 2 m mit 4 bis 5 cm weiten Bohr- oder Rammrohren besetzte und diese Rohre zunächst nur 1 bis 2 m tief in das Geröllbett eintrieb. Hierauf wurden Sprengkörper (s. a. IV. Bd., I. Kapitel, Grundbau[1]) in die Rohre hinabgelassen, diese ein wenig emporgezogen und alsdann die Sprengkörper zur Zündung gebracht. Dadurch wurden die Felsblöcke zertrümmert und in Feinschotter verwandelt, das weitere Vortreiben der Bohrrohre erleichtert. Durch Wiederholung des Verfahrens wurden die Bohrrohre bis auf den festen Untergrund, gegebenenfalls noch in den Felsboden selbst hineingeführt, um einen dichten Anschluß des Grundmauerwerks an den gewachsenen Felsen zu erzielen, und die gesamte Grundfläche sowie die Ufer mit Rohren besetzt. Hierauf wurde die Mörteleinpressung durch die Rohre unter Überdruck vorgenommen, die aus mehr oder weniger feinem oder grobem Schlag bestehenden Schichten wurden von dem Mörtel durchdrungen und zu einheitlichen Betonblöcken verkittet[2]). Erwähnt seien ferner die Instandsetzungs- und Verstärkungsarbeiten des Trockendocks der Stadt Gent mittels Einbringens von flüssigem Zement in die ausgewaschene und gerissene Betonsohle[2]).

Das Verfahren hat weiter sehr wirksam Abhilfe geschaffen bei Schäden an Eisenbahntunneln, von denen damit eine größere Zahl wieder betriebsfähig gemacht wurde. Hierbei wird von der zugänglichen Seite aus das Mauerwerk mit Bohrlöchern in abgemessenen Abständen besetzt, welche nicht bis zur Rückseite des Mauerwerks bezw. bis zur Sohle durchgetrieben wurden, sondern tot im Mauerwerk verlaufen. Diese Bohrlöcher werden gerade an den offenen Rißfugen angeordnet, solange nicht die ganze Mauer oder Betonmasse dermaßen durchlässig und mörtelaufnahmefähig geworden ist, daß sie in ihrer ganzen Flächenausdehnung behandelt werden muß. Zunächst wird zwecks Ausspülung

[1]) In 3. Aufl. III. Bd. — [2]) S. a. D. Bztg. 1915, Zementbeilage 8 u. 9.

alter Mörtelreste und loser Steinbrocken Druckwasser in jedes dieser Bohrlöcher geleitet, wobei die benachbarten Bohrungen und Rissefugen offen bleiben, um dem Ausspülwasser wieder den Austritt zu gestatten. Dann werden die Bohrlöcher mittels Holzpfropfen und die offenen Fugen durch Kalfaterung geschlossen und mit der Mörteleinpressung von einem Bohrloch aus begonnen. An diesem werden Absperrhähne eingedichtet, welche geschlossen werden, sobald es sich zeigt, daß sämtliche Höhlungen und Adern des Mauerwerks im Bereich dieses Bohrlochs mit Mörtel angefüllt sind. In gleicher Weise werden die weiteren Bohrlöcher in Angriff genommen, bis sämtliche Hohlräume mit Mörtel vollkommen gesättigt sind und wieder ein einheitlicher Baukörper zusammengekittet worden ist Ob hierbei reine Zementmilch oder dünnflüssiger Zementmörtel zur Einpressung gelangt, hängt von der Größe der Risse und der Weite der Adern des Innengefüges ab.

Ebenso wie das Torkretverfahren wird auch das Preßbetonverfahren nach Wolfsholz für Dichtungs- und Ausbesserungsarbeiten im Hoch- und Brückenbau verwendet. Dazu wird bei kleinerem Umfang der Arbeit durch einen Arbeiter mittels einer Luftpumpe im Druckluftbehälter ein Überdruck von 2 bis 3 at erzeugt und flüssiger Zementmörtel oder, je nach Art der Arbeit, Zementmilch durch einen mit Siebeinsatz versehenen Einfülltrichter in den geneigten Preßkessel eingefüllt. Nach Schließen des Einfüllhahns und Öffnen des Druckluftthahns, welcher den Übertritt der Druckluft aus dem Luftkessel durch die Schlauchleitung nach dem Preßkessel frei macht, wird der Mörtel nach Öffnen des Auswurfhahns unter Einwirkung des Luftdrucks in den Auswurfschlauch gedrückt, der denselben seinem Bestimmungsort, beispielsweise einer im hohlen Mauerwerk angebrachten Bohrung, zuführt. Während anfangs nur kleinere Apparate in Gebrauch waren, stellte sich später das Bedürfnis nach größeren Anlagen heraus, welche auf demselben Grundgedanken beruhen, jedoch Mörtelmengen von 1 bis 10 m³ stündlich unter einem Luftdruck von 10 at und darüber hinaus fortdrücken können.

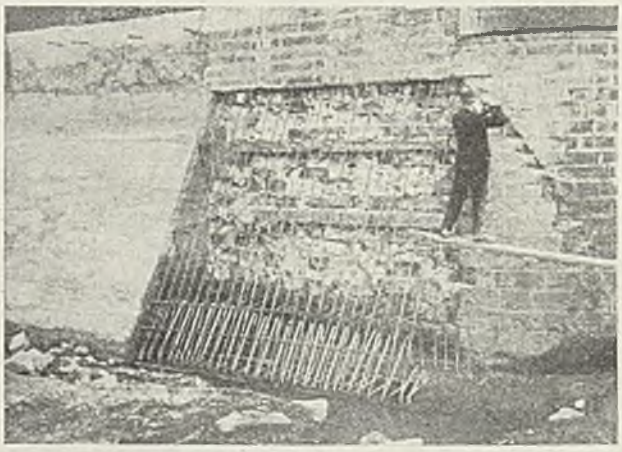


Abb. 35.
Pfeilerverstärkung an der Siegbrücke bei Fürthen.

Eine erfolgreiche Anwendung fand das Verfahren 1915 an einem Pfeiler der ehemaligen Eisenbahndrehbrücke über den Kaiser-Wilhelm-Kanal bei Rendsburg, der durch den Anprall eines Dampfers in zwei Stücke gespalten und im oberen Teil um 30 cm verschoben wurde[1]). Hier ist mittels des Preßzements der abgeschorene Pfeilerkopf in kurzer Zeit auf seinen Stumpf wieder aufgekittet und fest mit ihm vereinigt worden, indem durch Taucher der 3 m unter Wasser liegende kräftige Riß mit Segeltuch und Seilen abgedichtet, die Bruchfuge durch Einführung von 15 m³ Zementmörtel satt ausgefüllt und ein verstärkender Wulst unter der Segeltuchverkleidung über die ganze Rißstelle des Pfeilers hin betoniert wurde, während andernfalls umfangreiche und langwierige Spundwand- und Trockenlegungsarbeiten erforderlich gewesen wären.

[1]) S. a. D. Bztg. 1915, Zementbeilage, Heft 8 u. 9.

Abb. 35 u. 36 zeigen ausgeführte Wiederherstellungsarbeiten an der Eisenbahnbrücke über die Sieg bei Fürthen, bei welcher der Scheitel eines Bogens um etwa 40 cm abgesackt war und die angrenzenden Pfeiler zum Teil gerissen und schadhaft geworden waren und die gleichzeitig für die Aufnahme der neuen, schwereren Lastenzüge verstärkt werden sollte. Wie aus Abb. 36 ersichtlich ist, erfolgte die Ausführung in der Weise, daß die Pfeilergründungen Verbreiterungen von etwa 2 m erhielten und ein Verstärkungsgewölbe in Eisenbeton unterhalb des bestehenden Gewölbes unterzogen wurde. Abb. 36 stellt die Bewehrung des unter dem bestehenden gemauerten Bogen vorgesehenen Verstärkungsgewölbes dar.

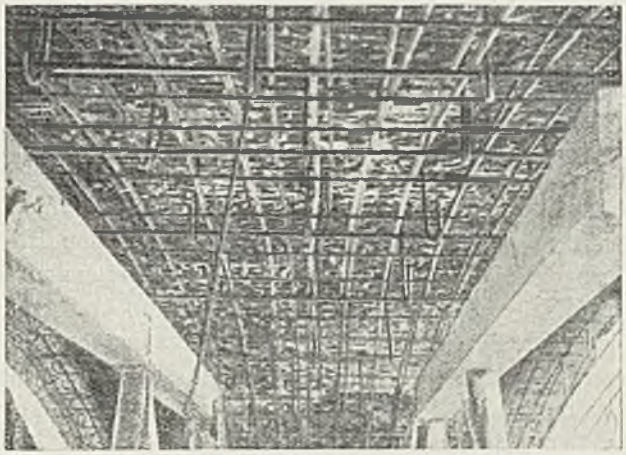


Abb. 36.
Fahrbahnverstärkung an der Siegbrücke bei Fürthen.

Ferner sei hier auf die nach dem Wolfsholzschen Verfahren erfolgte Neugründung eines Eisenbahnbrückenpfeilers in der Mulde in Canitz bei Wurzen verwiesen[1]).

Abb. 37 gibt die Wiederherstellung des Eisenbahnviaduktes Kläham bei Landshut wieder und bietet eine Teilansicht des Viaduktes während der Sanierungsarbeiten, Aufrauhen der Pfeilerwände, Anbringen von Keilnuten sowie Einpressen der vorstehenden Eisenanker zur festen Verbindung der Bewehrung der beiderseitigen Betonschalen.

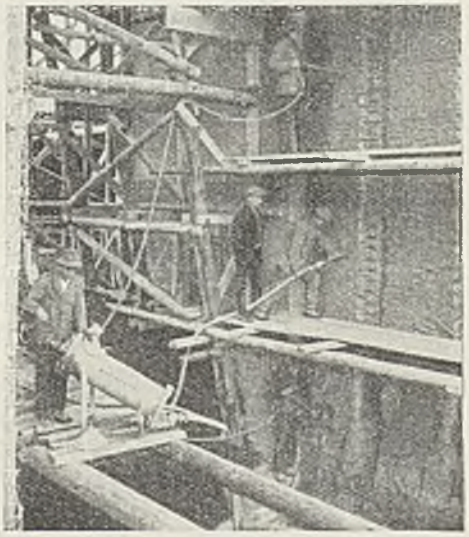


Abb. 37. Wiederherstellung des Eisenbahnviaduktes Kläham bei Landshut.

Eines der bekanntesten und bedeutendsten Beispiele für die erfolgreiche Anwendung des Verfahrens ist die Sicherung und Verstärkung der gerissenen und zu schwachen Pfeilerfundamente am Straßburger Münster[2]).

Das Schütten von Beton unter Wasser, aus dem Grundbau bekannt, ist eine der ältesten Anwendungen des Betonbaues. Der fett gemischte Beton wird durch bewegliche Trichter oder Kasten mit Bodenklappe versenkt, wobei dafür zu sorgen ist, daß keine stärkere Entmischung oder Ausspülung des Zementes eintritt und daß die einzelnen Lagen in guten Verband miteinander kommen. Die Festigkeit des Schüttbetons ist trotz des hohen Zementaufwandes mäßig. In neuerer Zeit ist das Verfahren durch die Einführung der Grundwasserspiegelsenkung, durch verbesserte Baugrubenumschließungen und Vervollkommnung der Druckluftgründung etwas in den Hintergrund getreten.

[1]) S. a. Thiele, Veränderung der Gründung eines Eisenbahnbrückenpfeilers infolge Tieferlegung der Sohle des durchgeführten Mühlgrabens unter Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes. B.-I. 1926, Heft 35.

[2]) S. a. Kittel, Die Wiederherstellung der Pfeilergründung am Straßburger Münster. B. T. 1926, Heft 12. — Bernhard, Deutsche Ingenieurarbeit am Straßburger Münster. B.-I. 1926, Heft 16 u. 18.

Eine Fülle verschiedenartiger Arbeitsverfahren hat die Zementwarenfabrikation entwickelt: das Stampfen von Rohren mit Stampfmaschinen, die Erzeugung von Kabelsteinen auf der Formmaschine, die Herstellung von Platten mit hydraulischen Pressen und Schlagwerken, die Anfertigung von Masten und hohlen Umdrehungskörpern aller Art mit Schleudermaschinen u. a. Alle diese Verfahren sind zwar nur im Fabrikbetrieb denkbar, sie können aber auch für die Technik des Bauens befruchtend wirken, da man neuerdings in manchen Fällen mit großem Erfolge dazu übergegangen ist, fabrikmäßig hergestellte Bauteile aus Beton auf der Baustelle zu einheitlichen Tragwerken zusammenzusetzen[1]).

Die Möglichkeiten, welche die Maschinentechnik für die Ausführung von Betonbauten bietet, sind, wie der vorstehende kurze Überblick zeigt, sehr groß. Welche man zu wählen hat und wie die einzelnen Hilfsmittel miteinander in Beziehung zu bringen sind, um einen organisch arbeitenden Baubetrieb von höchster Leistung zu schaffen, erfordert eingehende Erwägung und große Sachkenntnis und Erfahrung. Bei den sich häufig wiederholenden Bauaufgaben kleineren Umfangs und alltäglicher Art wird natürlich der jeweilig verfügbare Gerätebestand des Unternehmens das Vorgehen bestimmen. Bei großen Sonderaufgaben dagegen, die ohnehin nur mit einem entsprechend großen Kapitalaufwand durchgeführt werden können, müssen alle Möglichkeiten der Technik geprüft und gegenüber den besonderen Bedingungen des jeweiligen Falles sorgsam abgewogen werden. Die Größe der insgesamt und in der Zeiteinheit zu bewältigenden Massen, Form und Gliederung des zu errichtenden Bauwerks, Geländegestaltung und Höhenverhältnisse spielen dabei die entscheidende Rolle und ergeben ein sehr mannigfaltiges Bild derartiger Großbetriebe. Beispiele dafür sind in der neueren Zeitschriftenliteratur enthalten[2]).

S. a. Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin) unter den Stichworten: IIp Preßluftgerät und -arbeiten, VIg Gußbeton, VIs Spritzbeton, VIu Umbau, Abbruch und Wiederherstellung von Eisenbetonbauten, VIv Verarbeiten von Beton, VIIv Verstärkungen, Umbauten und Wiederherstellungen von Brücken, XIu Unterfangungen, XIIu Umbau- und Wiederherstellungsarbeiten.

G. Das Einbauen des Betons.

Vor Beginn der Betonierung sind die Schalungen nachzuprüfen und zu richten und etwa hineingeratene Fremdkörper, Holzstücke, Schmutz u. dergl. zu entfernen. Alsdann ist das Holz der Schalung gründlich anzunässen. Auch die Bewehrung muß auf Übereinstimmung mit dem Entwurf, richtige Lage und gute Verbindung geprüft und nach Bedarf ergänzt und ausgerichtet werden. Nunmehr kann mit dem Einbringen des Betons begonnen werden, wobei die Behandlungsweise nach dem Wassergehalt verschieden ist.

I. Der stampffähige Beton.

Bei Bauteilen kleinerer Abmessung wird der Beton zunächst neben der Verbrauchstelle auf einem Holzboden gelagert und alsdann mit der Schaufel eingefüllt. Hierbei läßt sich am besten eine gute Verteilung der gröberen Bestandteile in der Masse erreichen. Wird der Beton etwas gegen die Schalungswand geworfen, so erhält man schöne dichte Ansichtsflächen, weil die gröberen Steine unter dem Anprall mehr nach der Mitte rollen. Sind größere Körper herzustellen, so wird der Beton aus dem Förder-

[1]) S. a. Kleinlogel, Fertigkonstruktionen aus Eisenbeton B. u. E. 1925, Heft 10. — Fertigkonstruktionen aus Eisenbeton. Ebenda 1926, Heft 5, S. 107.

[2]) Betreffend die Entwicklung des pneumatischen Betontransportes vergl. u. a. den Vortrag von Fraenkel auf der 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (B. T. 1927, Heft 16).

gefäß unmittelbar in die Schalung gekippt. Dabei ist freier Fall bis zu 2 m unbedenklich, bei größeren Fallhöhen sind Sturztrichter oder Rutschen anzuwenden. Der herabstürzende Beton lagert sich fest und dicht zusammen, jedoch findet immer eine gewisse Entmischung statt, indem sich die gröberen Steine teilweise aus der Masse lösen und für sich lagern. Sie müssen daher mit der Schaufel wieder so verteilt werden, daß keine mörtelarmen Steinnester entstehen.

Der Vorgang des Einbringens verlangt auf jeden Fall Sorgfalt und Gewissenhaftigkeit. Er ist für die Gleichmäßigkeit des Gefüges und die Dichtigkeit, Ansehnlichkeit und Wetterbeständigkeit der Ansichtsflächen von ebenso großer Bedeutung wie die Stampfarbeit.

Nachdem eine Schicht von 20 bis 30 cm Höhe eingebracht ist, beginnt das Stampfen. Hierzu werden bei erdfeuchtem Beton am besten hölzerne Stampfer mit starkem Eisenbeschlag verwendet, Gewicht 12 bis 17 kg, Seitenlänge 12 bis 16 cm. Durch das Stampfen wird die lose Masse um etwa $^1/_4$ ihrer Höhe zusammengerammt, das Maß ist für Kiesbeton größer als für Schotterbeton. In den Ecken und Winkeln und an der Schalungswand entlang ist mit leichten eisernen Stampfern von kleiner Grundfläche sorgfältig nachzustampfen, um scharfe Kanten und dichte Ansichtsflächen zu erzielen.

Bei weicherem Beton werden vielfach etwas leichtere Stampfer verwendet, auch kann die Stampfarbeit nicht solange fortgesetzt werden, da die Oberfläche bald suppig wird. Die Zusammenlagerung der Teile erfolgt hier wegen der breiigen Beschaffenheit des Mörtels auch leichter. Trotzdem darf das Stampfen auch hier nicht vernachlässigt werden, zumal dadurch ein Teil des überschüssigen Wassers ausgetrieben werden muß.

Da richtiges Stampfen eine saure Arbeit ist, bei der es sehr auf den guten Willen der Arbeiter ankommt, verwendet man bei wichtigeren Bauten auch wohl Preßluftstampfer. Diese arbeiten mit mäßig schwerem Stößel und großer Hubzahl, so daß ein Preßluftstampfer, von einem Manne geführt, die Leistung von drei bis vier Handstampfern, und zwar in größerer Güte zu ersetzen vermag. Trotzdem bürgern sich diese Werkzeuge im Baubetriebe nur langsam ein, was wohl hauptsächlich ihrer verwickelten und empfindlichen Bauart und den hohen Unterhaltungskosten zuzuschreiben ist. Dagegen werden sie in den Zementwarenfabriken, wo eine pfleglichere Behandlung des Werkzeugs durchführbar ist, ziemlich häufig benutzt.

Die Stampfschichten[1]) sollen im allgemeinen senkrecht zur Richtung des Druckes stehen, dem der fertige Bauteil ausgesetzt ist, die Stampfrichtung muß daher parallel zur Drucklinie sein. Ist das, wie z. B. in der Nähe der Kämpfer eines Gewölbes, nicht mehr ausführbar, so soll parallel zur Drucklinie geschichtet und senkrecht dazu gestampft werden. Spitze Winkel zwischen Schichtfuge und Drucklinie sind ein grober Fehler und können insbesondere bei Gewölben und Widerlagern zum Einsturz führen.

Man darf nämlich nicht verkennen, daß bei Stampfbetonbauten eine völlige Gleichartigkeit des Gefüges sich insofern niemals erreichen läßt, als in gewissem Sinne der Wechsel von Schicht und Lagerfuge, der den Mauerwerkskörper kennzeichnet, auch hier vorhanden ist. Deshalb muß man bestrebt sein, die daraus sich ergebenden Mängel unschädlich zu machen. Dazu dient die obige Regel über die Lage der Schichten zur Druckrichtung. Außerdem muß angestrebt werden, daß die Fugen keine schwachen Stellen des Körpers bilden und benachbarte Schichten gut miteinander verbunden werden. Es müssen daher die Schichten möglichst frisch auf frisch eingebracht werden, nachdem die Oberfläche der vorhergehenden Schicht mit dem Stahlbesen gut aufgerauht

[1]) S. a. Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom 9 September 1925 2. mit amtlichen Berichtigungen versehene Auflage. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

ist. Wird die Betonierung unterbrochen und erst nach erfolgtem Abbinden des fertigen Teilstücks fortgesetzt, so ist die Oberfläche der letzten Schicht vor Beginn der Pause ebenfalls gut aufzurauhen. Vor der Weiterarbeit ist die Fläche dann zu reinigen und gründlich anzunässen, und unmittelbar vor dem Einlegen der neuen Schicht ist sie mit flüssigem Zementmörtel gut einzuschlämmen. Daneben muß für eine zweckmäßige Gliederung der Schichten durch Abtreppung und dergl. gesorgt werden.

Der Stampfbeton ist diejenige Ausführungsform des Betonbaues, die die weitaus sorgfältigste Behandlung erfordert. Wird ihm diese zuteil, so lohnt er durch hohe Druckfestigkeit bei verhältnismäßig geringem Zementverbrauch. Jede Nachlässigkeit in der Verarbeitung rächt sich aber durch Ungleichmäßigkeiten im Gefüge des Baukörpers, die unter Umständen bedenkliche Folgen haben können.

II. Der Gußbeton.

Der Gußbeton erfordert nach dem Einbringen in die Schalung, das ja in der Regel ein Einfließen ist, nur verhältnismäßig wenig Nacharbeit. Abgesehen davon, daß zur Überwachung der Rinnenanlage eine Arbeitskraft nötig ist, werden in der Regel am Auslauf nur zwei Arbeiter benötigt, die durch Verschwenkung des Gießrüssels die Verteilung der Masse regeln und ferner mit Schaufel oder Stange den Betonbrei so durcharbeiten, daß er alle Ecken und Winkel restlos ausfüllt und daß Luftblasen möglichst entweichen. Auch sind gröbere Steine, die sich aus der Masse getrennt haben — die Neigung hierzu ist bei Schotterbeton größer als bei Kiesbeton —, wieder so zu verteilen, daß keine Steinnester entstehen. Bei nicht zu großen Baukörpern, z. B. Decken, Stützen, dünneren Wänden, wird man durch Klopfen an der Schalung einen Teil des überschüssigen Wassers entfernen können, was sehr erwünscht ist. Auch soll man freies Wasser, das etwa an der Oberfläche der Gießschicht sich sammelt, durch Ausschöpfen beseitigen. Bildet sich Schaum, so muß er sorgfältig entfernt werden, da er sonst, von neu zufließendem Beton überdeckt, zur Bildung einer porigen Fuge Anlaß geben kann. Auch die schleimige Zementhaut, die sich bei längerem Stehen auf der Oberfläche bildet, ist vor dem Weitergießen zu beseitigen, um Ungleichmäßigkeit und Schichtbildung im Gefüge zu verhindern. Kann ein Bauteil nicht gleich in ganzer Höhe betoniert werden, so tut man gut, die Oberfläche der unteren Schicht, sobald sie etwas abgebunden ist, kräftig aufzurauhen, auch kann man durch Einlassen von Bruchsteinen oder senkrecht gestellten Rundeisen für eine besondere Verdübelung der Schichten sorgen.

Der Einschalung[1]) von Gußbetonbauten, insbesondere der Wände und Stützen, ist erhöhte Sorgfalt zuzuwenden, da der Seitendruck des flüssigen Betons sehr viel größer ist als der des stampffähigen Betons und zudem die Betonierung in der Regel auch in kürzerer Zeit erfolgt. Man muß daher für durchaus sichere Verspannung, Verstrebung und Abstützung sorgen und unter Umständen auch größere Holzstärken anwenden als für Stampfbeton. Gespundete Schalung zu nehmen, ist nicht zweckmäßig, weil das Entweichen überschüssigen Wassers dadurch verhindert wird. Die Schalungskerne für Mauerdurchbrüche, Ankerlöcher u. dergl. müssen so verankert werden, daß sie durch den Auftrieb der flüssigen Masse nicht verschoben werden können. Näheres hierzu siehe im Kapitel V dieses Bandes.

Ist die Schalung ausreichend widerstandsfähig, so wird man bei aufgehenden Bauteilen möglichst große Gießhöhen in einer Schicht anstreben. Das hat den Vorteil,

[1]) S. a. Gaye. Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — Das am Schluß von Abschnitt F III (S. 155) verzeichnete Schrifttum.

daß sich die unteren Teile unter dem Druck der oberen stark verdichten und daß die Zahl der Schichtfugen, die auch bei Gußbeton schwache Punkte sein können, auf ein Mindestmaß eingeschränkt wird. Schichthöhen von 4 m und darüber sind gut ausführbar.

Allgemein läßt sich sagen, daß die Verarbeitung des Gußbetons recht einfach ist und die Güte eines daraus hergestellten Bauteils in geringerem Maße von der Geschicklichkeit und Zuverlässigkeit der beteiligten Arbeitskräfte abhängt als beim Stampfbeton. Dagegen ist beim Gußbeton besondere Sorgfalt auf die richtige Handhabung und Unterhaltung der Betriebseinrichtungen und auf die zweckmäßige Wahl der Zuschläge und die Festsetzung des Mischungsverhältnisses zu verwenden. Es ist schon an anderer Stelle hervorgehoben, daß dem hohen Wasserzusatz ein entsprechend hoher Zementgehalt gegenüberstehen muß. Man wird aber der Festigkeitsminderung auch teilweise durch sorgfältige Wahl der Kornzusammensetzung der Zuschläge begegnen können. Zementgehalt und Kornzusammensetzung sind anderseits auch von Einfluß auf die Fließfähigkeit. Diese läßt sich verbessern durch Steigerung des Wasser- und des Sandgehaltes, wodurch jedoch die Festigkeit leidet. Die Vergrößerung der Rinnenneigung steigert die Entmischungsgefahr. Vergrößerung des Bindemittelanteils begünstigt ebenfalls das Fließen, ist jedoch ein kostspieliges Mittel, ebenso der Zusatz von Traß. Man muß daher beim Gußbeton gerade der Zusammensetzung der einzelnen Bestandteile erhöhtes Augenmerk zuwenden, um den richtigen Mittelweg zwischen den Erfordernissen der Festigkeit und Dichtigkeit und denjenigen der Wirtschaftlichkeit und der glatten Betriebsabwicklung zu finden.

III. Der bewehrte Beton.

Bauteile mit Bewehrung werden nur in Ausnahmefällen aus erdfeuchtem Beton hergestellt, wenn auf ganz besondere Druckfestigkeit Wert gelegt wird. Der Beton soll dann nur in Schichten von 15 cm Höhe eingelegt werden, weil die Eiseneinlage das Stampfen behindert und daher bei höheren Schichten keine nachhaltige Stampfwirkung erzielbar ist. Die Eisen selbst werden zweckmäßig mit dünnem Zementmörtel eingeschlämmt, um Haftung und Rostschutz zu sichern.

Die Regel ist jedoch, daß bewehrte Bauteile weich oder flüssig hergestellt werden, da bei einigermaßen dichter Bewehrung die sichere Umhüllung der Eisen nur durch eine geschmeidige Masse, wie sie der Beton mit höherem Wasserzusatz bildet, möglich ist. Das Einbringen des Betons wird durch das Vorhandensein der Eisen natürlich erschwert. Es ist nötig, die Masse mit leichten eisernen Stößeln gut durchzuarbeiten, damit sie in alle Ecken und Winkel eindringt, die oft sehr engen Zwischenräume zwischen den Eisen ordentlich ausfüllt und die Eisen lückenlos umhüllt. Wo an Stellen mit enger Bewehrung die gröberen Steine beim Durchfließen des Betons gewissermaßen ausgesiebt werden, müssen sie wieder richtig verteilt und mit Mörtel umhüllt werden. Bei der Arbeit ist aber darauf zu achten, daß die gegenseitige Lage der Eisen und ihr Abstand von der Schalung nicht verändert wird.

Wird bei der Durcharbeitung des eingebrachten Betons erreicht, daß ein Teil des überschüssigen Wassers durch die Schalungsfugen abfließt, so ist das vorteilhaft. Förderlich in dieser Hinsicht können auch Erschütterungen und Schwingungen sein, denen frisch betonierte Bauteile etwa durch Maschinenbetrieb in benachbarten Räumen ausgesetzt sind[1]). Sie fördern gleichzeitig die dichte Lagerung der Masse und erhöhen

[1]) S. a. Die Anwendung des Vibrations- oder Rüttelverfahrens beim neuzeitlichen Betonstraßenbau: Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn) und das Stichwort „Straßenbau" X s 122, 174 u. 219.

die Festigkeit und Dichtigkeit, auch wenn sie über die Abbindezeit hinaus andauern[1]).

Der Rostschutz erfordert bekanntlich eine gewisse Mindestmenge an Mörtel im Beton (in 1 m³ Beton etwa ½ m³ Mörtel). Ist sie vorhanden, so kann damit gerechnet werden, daß bei guter Durcharbeitung der Masse alle Eisen rostsicher umhüllt werden. Trotzdem empfiehlt es sich, bei dichter und verwickelter Bewehrung die Eisen unmittelbar vor der Betonierung mit Zementbrühe zu schlämmen, wodurch die Sicherheit gewonnen wird, daß ihre ganze Oberfläche lückenlos mit einer Zementhaut gedeckt ist.

Der Rostschutz erfordert ferner eine gewisse Mindeststärke der Betondeckung, die je nach den Verhältnissen 1 bis 4 cm beträgt. Diese Mindestdeckung erzielt man bei Platten dadurch, daß man die auf der Schalung verlegte Eiseneinlage nach dem Einbringen eines Teils des Betons mit Haken anhebt und rüttelt, wobei der Beton die Eisen auch von unten her umfließt. Bei der Balkenbewehrung werden die Eisen gewöhnlich nach oben aufgehängt, sicherer ist es jedoch, sie mit kleinen Betonklötzchen von entsprechender Höhe zu unterlegen, die sich mit der eingefüllten Betonmasse einheitlich verbinden.

Soweit größere zusammenhängende Bauteile nicht in einem Zuge fertig betoniert werden können, müssen die einzelnen Abschnitte so eingeteilt werden, daß die ihnen entsprechenden Arbeitsfugen unschädlich bleiben. Die Stützen werden in der Regel bis zum Ansatz der Balken für sich hergestellt, und die Betonierung ruht dann, bis die Deckenbewehrung eingebaut ist. Hier kann der Anschluß immer einwandfrei hergestellt werden, da die Längseisen der Stützen auf volle Höhe der Balken durchgehen.

Für den Plattenbalken, die wichtigste Bauform des Eisenbetonbaues, ist vorgeschrieben, daß Balken und Platte gewöhnlich in einem Arbeitsgang betoniert werden sollen. Der Plattenbalken ist ein so sehr auf völlig sicheres Zusammenwirken von Steg und Platte angewiesenes Gebilde, daß man auf seine Herstellung „aus einem Guß" nicht verzichten mag. Man muß daher die Arbeitsfugen in die Zwischenfelder verlegen, und zwar möglichst an die Stellen geringster Beanspruchung, also etwa an die Wendepunkte der elastischen Linie[2]). Hier werden Absperrungen hergestellt, die vor der Weiterarbeit beseitigt werden, worauf man durch Aufrauhen, Nässen und Schlämmen der Grenzfläche den neuen Beton an den alten anschließt. In gleicher Weise verfährt man, wenn Anschlußfugen in längeren Balkenzügen nötig sind. Auch hier sowie bei der Betonierung von Rahmenträgern wird man die Anschlußfuge an eine Stelle geringster Beanspruchung legen und ihr eine zur Hauptkraftrichtung günstige Neigung geben.

Ist unter besonderen Umständen die gleichzeitige Herstellung von Platte und Steg beim Plattenbalken nicht durchführbar und kann der Steg zunächst nur bis Unterkante Plattenschräge betoniert werden, so muß bei sorgfältigster Behandlung der wagerechten Anschlußfuge auch durch reichliche Bemessung der Balkenbügel für eine sichere Verankerung zwischen Steg und Platte gesorgt werden.

Die richtige Einteilung der Arbeitsabschnitte ist jedenfalls eine sehr wichtige Sache und erfordert volles Verständnis auch für die statischen Verhältnisse des Bauteils. Man wird sie daher in allen wichtigeren Fällen nicht der örtlichen Bauleitung überlassen dürfen, sondern wird schon im Entwurf Angaben dafür machen müssen.

Im Vorhergehenden sind die wichtigsten allgemeinen Regeln für die Einbringung des Betons kurz zusammengestellt, die der ausführende Fachmann beherrschen und auf

[1]) Bach, Mitt. über Forschungsarbeiten 1905, Heft 22. — D. Aussch. f. Eisenbeton, Heft 40. Berlin 1918. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) S. a. Hoffmann, Ratgeber für Bauführer und Poliere im Eisenbetonbau. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — Löser, B.-K. 1927, Bd. II, Kapitel Bauausführung. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

die Besonderheiten des einzelnen Baues richtig anwenden muß. Die Fülle und Mannigfaltigkeit der zu lösenden Aufgaben ist aber so groß, daß oft besondere Wege beschritten werden müssen, um zu einer befriedigenden Lösung zu gelangen. Zu den dabei in Frage kommenden besonderen Betonierungsverfahren s. a. Abschnitt F IV, S. 155.

H. Maßnahmen gegen Frost, Sonnenbestrahlung und Schwinden.

Für die Einleitung und den Verlauf des chemischen Vorgangs der Mörtelerhärtung ist eine gewisse Mindestwärme erforderlich. Ist sie nicht vorhanden, so unterbleibt die Erhärtung oder erfolgt nur sehr langsam und unvollkommen. Sinkt die Wärme unter den Gefrierpunkt, so ist das Abbinden unmöglich, weil das dazu nötige Wasser erstarrt. Gleichzeitig wird durch die Raumvergrößerung des gefrorenen Wassers das Gefüge des frischen Betons gelockert, so daß sich bei solchem Beton, auch wenn er nach Eintritt des Tauwetters nachträglich erhärtet, verringerte Festigkeit und Haftung am Eisen ergibt. Deshalb ist bei Ausführung von Betonbauten in der kühlen Jahreszeit Vorsicht geboten[1]).

Bei Wärmegraden über 5° verläuft die Erhärtung regelrecht. Bei 5 bis 0° treten zwar noch keine unmittelbaren Schäden auf, jedoch wird die Erhärtung verlangsamt. Auch Frost, der zwei bis drei Trage nach dem Betonieren eintritt, schadet nicht, wohl aber verlangsamt er die Nacherhärtung noch stärker. Man tut daher gut, bei Temperaturen unter 5° die Ausschalungsfrist bis zum $1^1/_2$fachen der sonst üblichen Zeit zu verlängern und die Frosttage überhaupt nicht in Anrechnung zu bringen.

Ferner empfiehlt sich für die Übergangszeiten die äußerste Verringerung des Wasserzusatzes und die Verwendung von Zementen mit kurzer Bindezeit und großer Anfangserhärtung, damit bei plötzlichem Frosteintritt ein möglichst großer Teil des Wassers schon chemisch gebunden ist.

Bei leichtem Frost bis — 3° kann nur unter besonderen Vorsichtsmaßregeln noch betoniert werden. Vor allem dürfen keine gefrorenen Zuschläge verwendet werden, Eiskrusten und Frostklumpen sind auszusondern. Das Anmachwasser ist anzuwärmen, darf jedoch nur mit höchstens 40° in den Mischer gelangen, damit der Zement nicht zum Schnellbinder wird. Der eingebaute Beton muß durch Bretter, mehrfache Lagen von Papiersäcken oder Stroh frostsicher abgedeckt und durch Schutzwände gegen kalte Zugluft geschützt werden.

Bei stärkerem Frost unter — 3° versagen auch diese Schutzmaßnahmen, und das Betonieren muß eingestellt werden. Ist in besonderen Fällen die Fortsetzung der Arbeit unerläßlich, so bleibt nichts übrig, als die Baustelle zu umschließen und regelrecht zu heizen. Derartige weitreichende Maßregeln werden sich in Deutschland nur höchst selten rechtfertigen, können aber in Ländern, deren Klima lang ausgedehnte Frostzeiten bedingt, sehr wohl am Platz sein und sind auch unter den besonderen wirtschaftlichen Verhältnissen Nordamerikas vielfach angewendet worden[2]).

Zusätze von Kochsalz, Soda und Kalziumchlorid erniedrigen den Gefrierpunkt des Wassers und beschleunigen gleichzeitig in mehr oder weniger hohem Maße das Abbinden des Mörtels. Sie werden deshalb hier und da als Frostschutzmittel verwendet. Auch die im Handel unter verschiedenen Namen angebotenen Mittel gehen meist auf

[1]) S. a. Frost und kühle Witterung in Kleinlogel, Graf u. Hundeshagen, Einflüsse auf Beton. Neubearbeitete Auflage. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) S. a. Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin) unter dem Stichwort „Verarbeiten von Beton" VIv.

Kalziumchlorid oder Magnesiumchlorid zurück. — Vor der Anwendung derartiger Zusätze ist aber zu warnen, da sie einen erheblichen Festigkeitsabfall, Rosterscheinungen am Eisen und häßliche Ausblühungen auf den Ansichtsflächen herbeiführen können. Man sollte zu solchen Mitteln nur in Notfällen und nicht ohne vorherige eingehende Prüfung greifen.

Soll bei leichtem Frost oder kurz nach Eintritt von Tauwetter betoniert werden, so ist darauf zu achten, daß nicht an gefrorene Bauteile angeschlossen wird. Vielmehr müssen die Anschlußstellen vorher mit heißem Wasser od. dergl. gut aufgetaut und frostbeschädigte Teile beseitigt werden. Auch beim Ausschalen ist erhöhte Vorsicht geboten und die ausreichende Erhärtung durch gründliche Untersuchung zu prüfen. Bloßes Abklopfen genügt dabei nicht, da gefrorener Beton ebenso hell klingt wie gut erhärteter.

In der warmen Jahreszeit bildet zu schnelles Austrocknen eine Gefahr für den frischen Beton. Beim Austrocknen verkürzt sich der Beton, anfangs schneller, dann langsamer, aber noch über viele Jahre hin feststellbar[1]). Das Maß der Schwindung ist abhängig vom Zementgehalt, dem Wasserzusatz und den Eigenschaften der Zuschläge. Zementreicher Beton schwindet stärker als magerer, auch verhalten sich die verschiedenen Zementsorten verschieden. Flüssiger Beton schwindet beim Abbinden mehr, nachher aber weniger als Beton mit kleinerem Wasserzusatz. Da die Austrocknung von außen nach innen fortschreitet, schwindet die Außenhaut stärker als die benachbarte Innenschicht, die Außenhaut wird dadurch an der Schrumpfung gehindert und kann dann Risse bilden (Schwindrisse). Ist der Beton mit Eisen bewehrt, so leistet dieser der Zusammenziehung Widerstand, wird also gedrückt, während in den benachbarten Teilen Zug entsteht. Diese Vorspannung kann bei gebogenen Bauteilen die Bildung statischer Risse auf der Zugseite erleichtern und ist daher zu bekämpfen.

Das geschieht, indem man den frischen Beton vor unmittelbarer Sonnenbestrahlung und starker Zugluft möglichst schützt und ihn vor allem recht lange in den Außenflächen durch Begießen mit Wasser feucht hält. Dadurch wird erreicht, daß die Austrocknung und damit die Schwindung in den äußeren und inneren Teilen einigermaßen gleichmäßig vor sich geht und Nebenspannungen aus ungleicher Schrumpfung vermieden, jedenfalls aber so lange hinausgezögert werden, bis die wachsende Betonfestigkeit ausreicht, sie ohne Schaden aufzunehmen.

Die künstliche Feuchthaltung des Betons findet regelmäßig ihr Ende spätestens bei Vollendung und Inbetriebnahme des Gesamtbaues, während die Schwindung noch lange Zeit fortschreitet. Da nun im Eisenbetonbau die steife Verbindung aller Glieder miteinander der Eigenart des Baustoffes am besten entspricht und daher die Regel ist, können auch nachher noch durch das Schwinden Nebenspannungen von solcher Größe entstehen, daß sie für sich allein oder in Verbindung mit den Lastspannungen zur Rißbildung führen. Diesem Umstande muß schon bei der Entwurfsaufstellung Rechnung getragen werden durch angemessene Gestaltung und Verteilung der Eiseneinlagen und durch Herabsetzung der zulässigen Beanspruchungen oder bei allen wichtigeren statisch unbestimmten Tragwerken durch rechnerische Ermittlung der zusätzlichen Schwindspannungen, die z. B. nach den Deutschen Vorschriften der Wirkung eines Temperaturabfalls von 15° gleichgesetzt werden. Bei Gewölben hat man in der streifenweisen Betonierung ein gutes Mittel zur Einschränkung der Schwindverkürzung. Man stellt sie aus einzelnen Querstreifen parallel zum Kämpfer her, deren Größe, Lage und Reihenfolge nach Rücksichten auf die Belastung und Formänderung des Lehrgerüstes

[1]) D. Aussch. f. Eisenbeton, Heft 13, 23, 25, 42. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

gewählt wird (s. a. Bd. XI, Gewölbe und Bogenbrücken[1]). Die zuerst betonierten Streifen haben sich um das auf die Abbindezeit entfallende verhältnismäßig große Schwindmaß bereits verkürzt, wenn die Zwischenräume ausbetoniert werden, so daß die Gesamtverkürzung entsprechend ermäßigt wird.

Von gleichartiger Wirkung wie die Schwindung sind Wärmeänderungen für den Beton, nur erzeugen natürlich Wärmeerhöhungen eine Verlängerung. Auch die Wärmespannungen müssen bei der Querschnittsbemessung berücksichtigt werden. Das allein sichert aber noch nicht in allen Fällen gegen schädliche und unschöne Risse, sondern man muß darauf bedacht sein, durch Anordnung von Dehnungsfugen das Gesamtmaß der inneren Spannungen infolge des physikalischen Vorgangs der Schwindung und Dehnung einzuschränken.

Die zweckmäßige Lage solcher Dehnungsfugen ergibt sich vielfach aus der Grundrißgestaltung des Baues. Jedenfalls sollte man schon von vornherein bei der Felderteilung darauf Rücksicht nehmen, damit sie sich zwanglos und ohne Künstelei dem Ganzen einfügen. Verdopplung der Stützen und Balken, Auskragungen und Einlegung von Zwischengliedern mit Gleitlagern sind die zur Herstellung freier Beweglichkeit gewöhnlich angewendeten Mittel. Zur Überbrückung und Dichtung der Fugen werden Schleppbleche oder federnde Bleche, Ausfüllung mit Dachpappe, Filz, Korkplatten oder bituminösem Kitt angewendet.

Der Abstand der Dehnungsfugen voneinander wird nach Erfahrungsgrundsätzen unter Berücksichtigung der jeweiligen Verhältnisse bestimmt und wird 30 m meist nicht überschreiten dürfen, wenn der angestrebte Zweck erreicht werden soll. Bei Bauteilen, welche besonders starken Wärmeschwankungen ausgesetzt sind, z. B. freistehende Mauern, Geländer u. dergl. muß man unter Umständen bis auf 5 m heruntergehen.

Die Frage der Schwindung und Dehnung und der darauf zurückgehenden Neigung zur Rißbildung ist von außerordentlicher Tragweite für den Eisenbeton. Es sei hier nur hingewiesen auf Bauten, die Rauchgasen ausgesetzt sind, und auf den Betonstraßenbau. Jeder Riß kann hier das Anrosten der Eiseneinlagen oder die mechanische Zerstörung einleiten. Es ist außer Frage, daß man durch sehr sorgsame Behandlung des Betons und Anwendung der vorher besprochenen Maßnahmen diesen Gefahren vorbeugen kann. Es würde jedoch einen großen Fortschritt bedeuten und die Anwendung des Betonbaues für viele Aufgaben außerordentlich fördern, wenn es gelänge, einen Zement von ausgeprägt kleiner Schwindung zu erzeugen. Die darauf abzielenden Bestrebungen sind leider bislang erfolglos geblieben.

J. Das Ausschalen und Nachbehandeln.

Die Frist bis zur Ausschalung des Betons richtet sich nach den jeweiligen Umständen[2]). Sind die Bauteile nicht durch äußere Lasten, auch nicht in erheblichem Maße durch Eigengewicht beansprucht, so kann die Schalung beseitigt werden, sobald dies ohne Verletzung des Betonkörpers möglich ist, also unter Umständen schon wenige Stunden nach der Anfertigung. In der Zementwarenfabrikation werden erdfeucht gestampfte Rohre sogar unmittelbar nach der Stampfung entformt. Hat der Bauteil aber gleich Kraftwirkungen zu widerstehen, so muß mit der Ausschalung gewartet werden, bis ausreichende Erhärtung eingetreten ist. Der Zeitpunkt der Ausschalung ist daher abhängig zu machen einerseits von der Wirkung des Eigengewichts und

[1]) In 3. Aufl. VI. Bd.

[2]) S. a. Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom 9. September 1925 (§ 11). Dritte, mit amtlichen Berichtigungen versehene Auflage. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

etwaiger Nutzlasten sowie von der Stützweite, anderseits von der Witterung, welche den Verlauf der Erhärtung erheblich beeinflußt. Da die meisten Unfälle im Eisenbetonbau auf vorzeitige Ausschalung zurückzuführen sind und in vielen Fällen die Gewähr für gewissenhafte Berücksichtigung der vorgenannten Umstände auf der Baustelle nicht gegeben ist, schreiben die Bestimmungen wohl aller Staaten Mindestfristen für die Ausschalung vor, die aber an die Voraussetzung geknüpft sind, daß eine vorherige Prüfung ausreichende Erhärtung des Bauteils ergibt. Andernfalls muß die Frist verlängert werden.

Die Ausschalung muß vorsichtig und stoßfrei geschehen, der Übergang vom spannungslosen zum gespannten Zustande darf nicht ruckweise, sondern nur allmählich erfolgen. Der entschalte Bauteil ist vor groben Erschütterungen und übermäßigen Belastungen durch aufgestapelte Baustoffe, Hilfsgerüste u. dergl. zu schützen.

War die Herstellung sachgemäß und einwandfrei, so werden Nachbesserungen im allgemeinen nicht nötig werden. Dagegen rächen sich Nachlässigkeiten immer durch Mängel, deren Beseitigung oft mühevoll und kostspielig ist. Am häufigsten und unangenehmsten ist das Abbröckeln der Kanten von Balken und Stützen beim Ausschalen. Es ist meist zurückzuführen auf ungenügendes Annässen der Schalung vor und nach dem Betonieren in Verbindung mit unzureichender Betondeckung der Randeisen und mangelhafter Bügellage. Vorbeugend wirkt das Brechen der Kanten durch Dreieckleisten. Die Ausbesserung erfolgt durch vorsichtiges Anwerfen von Zementmörtel auf die angenäßte Bruchfläche und Abziehen mit der Latte. In dieser Weise müssen auch unganze Stellen und Steinnester in den Außenflächen nachgebessert werden. Sind freiliegende oder unvollkommen gedeckte Eisen sichtbar, so sind sie nachträglich sorgfältig mit reinem Zementmörtel zu decken.

Im übrigen wird bei reinen Nutzbauten auf einen Verputz der Betonflächen meist verzichtet. Man begnügt sich damit, die unvermeidlichen Schalungsgrate abzustoßen und die Flächen allenfalls mit Kalkmilch zu weißen. Soll aber geputzt werden, so ist es geboten, die Betonflächen nach dem Ausschalen kräftig aufzurauhen, um die Haftung des Putzes zu sichern. Trotz dieser Vorsicht besteht bei Bauten im Freien, die allen Unbilden der Witterung ausgesetzt sind, die Gefahr, daß die Putzschicht mit ihren anders gearteten elastischen Eigenschaften sich ablösen kann Bei derartigen Putzbauten ist daher immer mit einer gewissen Unterhaltung zu rechnen Viel günstiger verhält sich in dieser Hinsicht der Vorsatzbeton, der durch die Art seiner Herstellung mit dem Betonkörper so innig verbunden ist, daß ein Ablösen nicht erfolgen kann. Durch geeignete Wahl der Zuschlagstoffe und die spätere steinmetzmäßige Bearbeitung lassen sich damit die mannigfaltigsten Wirkungen in bezug auf Farbe, Korn und Formgebung erzielen. Näheres über Vorsatzbeton vergl. 4. Aufl. XIV. Bd.[1]).

Aller Beton ist an sich mehr oder weniger wasserdurchlässig. Ist Wasserdichtigkeit erforderlich, z. B. bei Kellern im Grundwasser oder bei Flüssigkeitsbehältern, so muß sie durch besondere Maßnahmen hergestellt werden. Man kann dazu bituminöse Stoffe verwenden, die durch Anstrich aufgetragen oder besser, an Pappe, Filz oder Jute gebunden, aufgeklebt werden (s. a. 4. Aufl. IV. Bd., I. Kap. Grundbau[2]). Isolierungen dieser Art haben den Vorzug, daß sie noch dicht bleiben können, wenn die Betonwand geringe Bewegungen ausführt oder gar reißt. Liegt keine Rißgefahr vor, so führt man einen wasserdichten Putz aus. Ein solcher wird in Mischung 1 Zement zu 1 bis 1,5 Sand hergestellt, in zwei Lagen aufgetragen und mit reinem Zement geglättet. Die Dicke

[1]) In 3. Aufl. X. Bd.
[2]) In 3. Aufl. III. Bd.

des Putzes genügt stets mit $1^1/_2$ cm, größere Putzstärken sind keineswegs günstiger. Erforderlich ist jedoch sorgfältige und gewissenhafte Herstellung durch geschulte Handwerker. Es ist ratsam, die Haftung des Putzes auf den Betonflächen durch kräftiges Aufrauhen der letzteren zu erhöhen. Dies ist besonders beim Eisenbeton wichtig, dessen Flächen infolge des hohen Zementgehaltes, der nassen Betonierung und der feinkörnigen Zuschläge meist eine etwas glasige Beschaffenheit haben.

Neuerdings werden zur Herstellung wasserdichten Putzes und wasserdichten Betons wasserabweisende Stoffe empfohlen, die unter verschiedenen Namen im Handel vorkommen. Viele davon haben sich bewährt und erfüllen ihren Zweck, ohne gleichzeitig die Eigenschaften des Betons ungünstig zu beeinflussen. Auch kann durch Beimischung porenfüllender Stoffe, z. B. feiner Steinmehle, Traß u. dergl., die Dichtigkeit des Betons und Mörtels wirksam gesteigert werden.

Zum Schutz des Betons gegen chemische Angriffe[1]) werden Anstriche aus natürlichen und künstlichen Kohlenwasserstoffen und Fluaten, ferner Bekleidungen aus glasierten und gesinterten Platten, Glas und Metallen verwendet. Die Fülle der Aufgaben, die in dieser Hinsicht besonders der Industriebau stellt, ist sehr groß, und es bedarf vielseitiger Erfahrung und meist auch sorgfältiger Vorversuche, um in jedem Falle das zweckmäßige Abhilfsmittel zu treffen. Näheres hierüber ist in den Teilen dieses Handbuches gesagt, welche die verschiedenen Anwendungsformen des Eisenbetons behandeln.

[1]) Kleinlogel, Graf u. Hundeshagen, Einflüsse auf Beton. Neubearbeitete Auflage. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

IV. Kapitel. Das Eisen und seine Verarbeitung.

Bearbeitet von H. Schluckebier, Regierungsbaumeister a. D., Köln-Mülheim.

A. Das Eisen.

I. Aufgabe des Eisens.

Die Stärke des reinen Betons liegt in seiner Druckfestigkeit, während seine Zugfestigkeit nur gering entwickelt ist. Er ist daher der zweckmäßige Baustoff für Bauteile, die ausschließlich oder in überwiegendem Maße auf Druck beansprucht sind. Treten aber Druck- und Zugspannungen nebeneinander auf, wie bei der Biegung, so muß der Beton durch ein zugfestes Element ergänzt werden, er ist gegenüber der ihm gefährlichen Spannungsart zu „bewehren". Hierzu wird das Eisen benutzt, das hohe Zugfestigkeit und gleichzeitig alle diejenigen Eigenschaften aufweist, die zu einem richtigen Zusammenwirken mit dem Beton nötig sind.

Die Zugspannungen in einem Betonkörper können statischer Art sein, also hervorgerufen durch irgendwelche äußere Belastung. Sie können aber auch physikalische Ursachen haben, z. B. Längenänderung durch Wärmewechsel oder Schwindung infolge des Versteinerungsvorgangs. Sobald sie einen Betrag erreichen können, der schädliche Zugrisse im Beton erzeugen würde, ist Bewehrung durch Eisen geboten.

Geringere Bedeutung hat die Druckbewehrung durch Eisen, die aber auch in vielen Fällen nicht entbehrt werden kann. Sie gestattet, die Bauhöhe oder die Querschnittsabmessungen einzuschränken, ist jedoch meist ein recht teures Aushilfsmittel, da die Druckfestigkeit des Eisens nicht voll ausgenutzt werden kann. Eine besondere Druckbewehrungsform bildet die Spiralumschnürung, wobei aber das Eisen auf Zug beansprucht wird.

Bei reinen Zuggliedern endlich, die im Eisenbetonbau auch hier und da vorkommen, fällt dem Eisen die Aufgabe der Kraftübertragung vielfach allein zu, während der Beton nur die mehr untergeordnete Rolle der Schutzummantelung übernimmt.

Daß das statisch richtige Zusammenwirken von Beton und Eisen, der sogenannte Verbund, hergestellt werden und dauernd erhalten bleiben kann, hat gewisse Beziehungen in den Eigenschaften beider Stoffe zur Voraussetzung:

a) Damit eine Wechselwirkung der Spannungen in beiden Elementen stattfinden kann, müssen beide so fest aneinander haften, daß keine gegenseitige Verschiebung eintreten kann — Haftfestigkeit oder Gleitwiderstand.
b) Die Wärmedehnung beider Stoffe muß übereinstimmen.
c) Das Eisen muß gegen Rost geschützt sein.

Zu a) Die Haftfestigkeit (Ausführliches dazu s. 4. Aufl. I. Bd. II. Kapitel, Theorie[1]) zwischen Beton und Eisen ist bei der grundlegenden Bedeutung der Sache Gegenstand zahlreicher Forschungsarbeiten[2]) gewesen. Indem der Beton bei der Erhärtung das Eisen fest umklammert, entsteht eine mechanische Verbindung beider Stoffe. Die

[1]) In 3. Aufl. I. Bd.

[2]) D. Aussch f. Eisenbeton, Heft 1, 2, 3, 7, 9, 12, 20. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. Ferner Arbeiten von Mörsch, Kleinlogel, Saliger u. a.

Festigkeit dieser Verbindung läßt sich auf dem Versuchswege unmittelbar messen durch die Kraft, die erforderlich ist, um den eingebetteten Eisenstab herauszuziehen oder durchzudrücken. Dabei ergibt sich in letzterem Falle ein etwas größerer Wert, der durch die Stauchung des Stabes zu erklären ist. Die spezifische Haftspannung, das ist die Haftfestigkeit bezogen auf die Einheit der Staboberfläche, verteilt sich zudem beim unmittelbaren Versuch nicht gleichmäßig auf die Stablänge, sondern ist nach dem Kraftangriff hin infolge der Längenänderung des Stabes größer. Genaueren Einblick gewinnt man daher auf mittelbarem Wege durch den Biegeversuch, indem der Beginn des Gleitens sich durch Rißbildung im Beton der Zugzone scharf kennzeichnet. Aus der dem Auftreten der Risse entsprechenden Laststufe läßt sich die Größe der Haftfestigkeit berechnen.

Die Haftfestigkeit wird durch mancherlei Umstände beeinflußt. Geglättete Oberfläche liefert einen geringeren Wert als die natürliche Walzhaut. Rostnarben oder wulstartige Verdickungen und Einkerbungen wirken günstig. Rundeisen ist dem Flacheisen und den meisten Walzprofilen überlegen, große Durchmesser den kleinen. Vorheriges Einschlämmen der Eisen mit Zementbrühe wirkt verbessernd. Auf seiten des Betons erhöhen Güte und Menge des Zementgehalts, geringer Wasserzusatz, gutes Durcharbeiten der Masse und Erschütterungen während der Abbindezeit, endlich fortschreitendes Alter die Haftfestigkeit. Von großer Bedeutung ist auch die Lage und Verteilung des Eisens im Gesamtquerschnitt. Reichliche Überdeckung und großer gegenseitiger Abstand der Stäbe voneinander sind günstig, und im gleichen Sinne wirken das Vorhandensein von Bügeln sowie besonders die Aufbiegungen und die Endhaken.

Bach (Ausführliches dazu s. 4. Aufl. I. Bd. III. Kapitel, Versuche[1]) fand aus zahlreichen Versuchen mit Rundeisen und verschiedenen Betonsorten für die Haftfestigkeit die Grenzwerte

$$\tau_1 = 11{,}0 \text{ bis } 34{,}8 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\frac{\text{Haftfestigkeit}}{\text{Würfelfestigkeit}} = 0{,}06 \text{ bis } 0{,}14,$$

$$\frac{\text{Haftfestigkeit}}{\text{Zugfestigkeit des Betons}} = 1{,}0 \text{ bis } 1{,}8.$$

Versuch und Erfahrung haben dazu geführt, daß in den Deutschen Eisenbetonbestimmungen vom September 1925 die zulässige Haftspannung τ_1 auf 5 kg/cm² begrenzt wird, womit sich unter Wahrung eines ausreichenden Sicherheitsgrades technisch und wirtschaftlich günstig entwerfen läßt. Da die Endhaken die Gleitsicherheit bedeutend erhöhen, wird sogar beim Vorhandensein runder oder spitzwinkliger Haken, falls die Eisenstärke 25 mm nicht überschreitet, also in den weitaus meisten Fällen, von dem Nachweis der Haftspannungen ganz abgesehen.

Zu b) Die lineare Wärmedehnungszahl für Stabeisen beträgt etwa 0,00001235. Für Beton schwankt sie nach Alter, Mischungsverhältnis und Art der Zuschläge. Keller[2]) ermittelte für Rheinkiesbeton innerhalb des Spielraums von 16 bis 72°

für Mischung 1 : 0 = 0,0000126
1 : 1 = 0,0000110
1 : 2 = 0,0000101
1 : 4 = 0,0000104
1 : 6 = 0,0000092
1 : 8 = 0,0000095.

[1]) In 3. Aufl. I. Bd. — [2]) T. I. Z. 1894. Nr. 24.

Rudeloff[1]) gibt nach Versuchen an dem Beton eines Bauwerks als Mittelwert $\varepsilon_t = 0{,}0000108$ an. Versuche an Probekörpern 1 Zement : 3 Rheinsand ergaben im Alter von 3 Monaten beim Erhitzen auf $+50°$ $\varepsilon_t = 0{,}0000115$ bis 0,0000124. Als guter Mittelwert kann der in den Deutschen Eisenbetonbestimmungen aufgenommene Wert $\varepsilon_t = 0{,}00001$ gelten.

Die Übereinstimmung in den Wärmedehnungszahlen für Eisen und Beton ist demnach zwar nicht vollkommen, aber doch so weitgehend, daß Nachteile nicht bekanntgeworden sind. Selbst bei umfangreichen Brandproben und Schadenfeuern[2]) sind niemals Beobachtungen gemacht worden, die auf eine Trennung beider Stoffe bei starker Erwärmung schließen ließen. Die Feuersicherheit des Eisenbetons kann daher als gesicherte Tatsache gelten, falls die Betonzuschläge selbst feuersicher und die Eisen so umhüllt sind, daß sie nicht bei starker Erhitzung ihre Eigenfestigkeit verlieren.

Zu c) Das Eisen ist nach allen vorliegenden Erfahrungen und Versuchen[3]) im Beton vor Rost geschützt. Der Grad des Schutzes hängt allerdings von der Beschaffenheit des Betons ab. Dichter Beton verhindert das Rosten und hemmt das Weiterrosten angerosteten Eisens unbedingt. Insbesondere wird durch gut haftende sogenannte Zementhäute der Rostbildung vorgebeugt. Bei porigem Beton ist der Rostschutz geringer. Daher ist derartiger Beton nur in trockenen Innenräumen verwendbar, auch muß bei porigem Beton die Stärke der Deckung größer gewählt werden. Bei der Wichtigkeit des Rostschutzes sollte der Zementgehalt der Betonmischung nie weniger als 1 : 6 betragen.

Reißt der umhüllende Beton, so rostet das Eisen im Riß, falls Wasser, Rauchgase oder sonstige schädliche Gase zutreten können. Die Anrostung setzt sich seitlich vom Riß gewöhnlich nicht fort, wenn der Beton gut ist. Trotzdem muß natürlich der Rißbildung mit allen Mitteln (gute bauliche Durchbildung, sorgfältige Ausführung, Feuchthaltung nach dem Ausschalen) vorgebeugt werden. — Stoffe, welche das Rosten befördern, dürfen selbstverständlich im Beton nicht enthalten sein. Aus diesem Grunde sind z. B. die Kohlenschlacken als Zuschlagstoff für Eisenbeton nicht verwendbar.

Die allgemeinen Voraussetzungen für eine dauernd wirksame Verbindung von Beton und Eisen sind also erfüllt. Die besonderen Eigenschaften der Festigkeit und Formänderungsfähigkeit, welche im Rahmen des Verbundes von dem Eisen verlangt werden müssen, finden sich bei dem kohlenstoffarmen, also schmiedbaren Eisen. Gußeisen wird nur in der patentierten Bauart v. Emperger für Druckglieder verwendet, jedoch handelt es sich bei diesem Verfahren nicht um Eisenbeton im eigentlichen Sinne, d. h. um bewehrten Beton, sondern um bewehrtes Gußeisen. Härtbarer Stahl wird bei Eisenbetonbauten nur zur Ausbildung von Gelenken verwendet, bildet dann aber ein selbständiges Bauglied und tritt nicht in Verbund mit dem Beton.

II. Einteilung und Bezeichnung der Eisenarten.

Das zur Bewehrung des Betons dienende Eisen wird, seitdem die Erzeugung von Schweißeisen im Puddelofen bedeutungslos geworden ist, in flüssigem Zustande teils nach dem Thomas-, teils nach dem Siemens-Martin-Verfahren, also als basisches Eisen hergestellt. Bessemereisen spielt in Deutschland keine Rolle. Das Thomaseisen und das Siemens-Martin-Eisen sind in ihren hier in Betracht kommenden Eigenschaften als gleichwertig zu bezeichnen. Das Thomaseisen soll allerdings in feuchter Luft (also vor der Verarbeitung) leichter rosten, auch schließt es infolge der Eigenart seines Her-

[1]) Arm. B. 1911, Heft 5 u. 6.
[2]) D. Aussch. f. Eisenbeton, Heft 11, 26, 33, 41, 46. — [3]) Ebenda, Heft 31.

stellungsverfahrens mehr Luftblasen ein, jedoch wird dieser Umstand bei dem in kleinen Kalibern ausgewalzten Rundeisen nicht mehr schädlich wirken können.

Bekanntlich ist das technisch verwendete Eisen niemals chemisch rein, sondern mit zahlreichen anderen Stoffen hauptsächlich Kohlenstoff, Silizium, Mangan, Schwefel, Phosphor legiert. Am wichtigsten ist der Kohlenstoffgehalt, da er die für die Verarbeitung maßgebenden Eigenschaften der Schmelzbarkeit, Schmiedbarkeit, Schweißbarkeit und Härtbarkeit bestimmt und deshalb auch die Grundlage für die Einteilung der verschiedenen Eisensorten abgibt.

Das Roheisen mit einem C-Gehalt von 2,5 bis 5%, daneben mit erheblichen Beimengungen von Si, Mn, S und P, ist leicht schmelzbar, hart, spröde, druckfest, wenig zugfest. Es findet als Gußeisen nur beschränkte Verwendung. Durch Weiterbehandlung in der Thomasbirne oder dem Siemens-Martin-Ofen kann der C-Gehalt in beliebigem Maße verringert und auch der Gehalt an den übrigen Beimengungen herabgesetzt werden.

Ist der C-Gehalt $< 0{,}5\%$, so wird das Eisen weicher, formänderungsfähiger, schmiedbar und schweißbar. Seine Zugfestigkeit ist bedeutend gesteigert und kann 50 kg mm² erreichen. Man nennt solches Eisen schmiedbares Flußeisen oder kurz Flußeisen.

Steigt der C-Gehalt über 0,5 bis 2,3%, so wächst die Härte und die Zugfestigkeit, während die Schweißbarkeit sinkt. Dagegen wird die Eigenschaft der Härtbarkeit gewonnen. Sie besteht darin, daß der Stoff durch plötzliche Abkühlung nach vorgenommener Erhitzung eine Härte gewinnt, die weit über seiner natürlichen Härte liegt. Der Vorgang läßt sich auch umkehren, d. h. die künstlich gewonnene Härte läßt sich wieder beseitigen durch langsame Erhitzung, sogenanntes Anlassen. — Derartiges hochgekohltes, härtbares Eisen von einer Zugfestigkeit über 50 kg/mm² nennt man Flußstahl.

Die Grenze zwischen Flußeisen und Flußstahl ist nun nicht scharf zu ziehen, vielmehr bestehen allmähliche Übergänge, welche die Einteilung erschweren. Hierin liegt eine Quelle ständiger Mißverständnisse und Streitigkeiten. Es kommt hinzu, daß im angelsächsischen Schrifttum mit „steel“ alles im flüssigen Zustande erzeugte schmiedbare Eisen bezeichnet wird, wodurch die Verwirrung weiter gesteigert wird. Um dem abzuhelfen, hat der Werkstoffausschuß für Eisen und Stahl im Normenausschuß der Deutschen Industrie im Einverständnis mit dem Deutschen Verband für die Materialprüfungen der Technik und dem österreichischen Normenausschuß festgelegt:

Alles auf flüssigem oder teigigem Wege erzeugte, schon ohne Nachbehandlung schmiedbare Eisen wird Stahl genannt, mit der Unterteilung „Flußstahl“, „Schweißstahl“, „Puddelstahl“. Unter Benutzung der Bezeichnungsweise des deutschen Normenausschusses[1]) kommt also zur Betonbewehrung hauptsächlich zur Verwendung: „Flußstahl gewalzt“ (allgemeiner Baustahl in der Form von Stabeisen, Rundeisen, daneben seltener Flach-, Vierkant-, Winkeleisen). Die Markenbezeichnungen sind St 37,12 (Normalgüte) bezw. St 00,12 (Handelsgüte), daneben noch St 48. Für manche Zwecke werden wohl auch noch besondere Formeisen gebraucht, die weiter unten noch behandelt werden.

III. Elastizitäts- und Festigkeitsverhältnisse des Baustahls.

Die Formänderung, die ein Stahlstab unter der Wirkung einer Belastung erfährt, steht anfänglich im geraden Verhältnis zur auftretenden Spannung (Hookesches Gesetz).

[1]) DIN 1000 und 1612.

Von einem gewissen Punkt, der sogenannten Proportionalitätsgrenze, an wachsen die Formänderungen rascher als die Spannungen, bleiben aber noch elastisch, d. h. sie gehen beim Aufhören der Belastung wieder vollständig zurück. Erst bei Überschreitung einer noch höheren Spannungsstufe, der sogenannten Elastizitätsgrenze, treten auch bleibende Formänderungen auf. Die Proportionalitäts- und die Elastizitätsgrenze liegen nahe beieinander, und da diese in scharfer Weise weit schwieriger als jene festzustellen ist, pflegt man oft beide Begriffe einander gleichzusetzen.

Wird nach Erreichung der Elastizitätsgrenze die Last weiter gesteigert, so wird schließlich ein Punkt erreicht, wo die Längenänderung sehr rasch wächst, während die Spannung unverändert bleibt. Man nennt diesen Punkt die Streck- oder Fließgrenze. Bei weichen Eisensorten zeigt sich sogar vielfach ein Abfall der Spannung, so daß man eine obere und eine untere Streckgrenze unterscheidet. Die Streckgrenze kennzeichnet sich an der Versuchsmaschine sehr klar dadurch, daß der Zeiger der Kraftmeßvorrichtung plötzlich absinkt, obwohl der Krafterzeuger gleichmäßig weiterarbeitet. Die in diesem Abschnitt auf den Versuchsstab übertragene mechanische Arbeit wird also vollständig in Formänderungsarbeit umgesetzt. Die Moleküle des Stoffes fließen aneinander vorbei, ohne in ihre Anfangslage zurückkehren zu können.

Erst nachdem der Zustand des Fließens beendet ist und sich ein neuer Gleichgewichtszustand eingestellt hat, läßt sich die Stabspannung wieder steigern, und zwar noch um ein beträchtliches Maß bis zu einer Höchstspannung σ_B, der Bruchspannung. In diesem Abschnitt ist die Längenänderung weiterhin so groß, daß sie schon mit einem einfachen Maßstab gemessen werden kann. Jenseit der Bruchspannung wächst sie bei gleichzeitigem allmählichen Spannungsabfall im allgemeinen weiter, bis schließlich volle Trennung des Stabes erfolgt.

In Abb. 1 ist der Verlauf eines Zugversuches mit Flußstahl Normalgüte dargestellt. Die Arbeitslinie erscheint bis zur Streckgrenze als Gerade, weil die Dehnungen so klein sind, daß die Krümmung jenseit der Proportionalitätsgrenze nur bei starker Verzerrung des Maßstabes erkennbar werden würde. Die Streckgrenze — es ist hier nur die obere dargestellt — ist scharf ausgeprägt. Es gibt aber auch Sorten (z. B. harten Stahl), wo die Dehnungen bis zu hohen Spannungsstufen elastisch bleiben und Streck- und Bruchgrenze nahe beieinander liegen. In diesem Falle ist die klare Ermittlung der Streckgrenze schwierig, und man behilft sich damit, als Streckgrenze diejenige Spannungsstufe zu bezeichnen, bei welcher eine Dehnung von 0,2 % der Meßlänge festgestellt wird.

Das Verhalten des Baustahls unter Druckbelastung kann hinsichtlich des Elastizitätsmaßes und der Bruchfestigkeit ebenso angenommen werden wie unter Zugbelastung.

Die Güte des Baustahls beurteilt man allgemein nach der Bruch (= Zerreiß-) festigkeit in kg/mm² und der Bruchdehnung in % der Meßlänge. Zuweilen wird auch die Summe aus Bruchfestigkeit und Bruchdehnung als Güteziffer bezeichnet, oder man nimmt als Maßstab wohl auch die Formänderungsarbeit bis zum Bruch in kgcm, bezogen auf die Raumeinheit (vergl. Abb. 1, Arbeitslinie).

Die Bruchfestigkeit des Eisens ist für den Eisenbetonbau jedoch von nachgeordneter Bedeutung, da richtig gebaute Eisenbetonbalken, sofern die Bruchursache überhaupt beim Eisen liegt, fast nie durch Überwindung der Zugfestigkeit, sondern wohl immer durch Überschreitung der Streckgrenze des Eisens zerstört werden. Die starke Längenänderung des Eisens an der Streckgrenze verursacht eine so große Steigerung der Druckspannung im Beton, daß dieser zerdrückt wird, außerdem müssen im Beton der Zugseite starke Risse entstehen.

Dieser Tatsache tragen die schwedischen Eisenbetonvorschriften vom 27. März 1924 (s. a. 3. Aufl. IX. Bd. und 4. Aufl. II. Bd., I. Kapitel, Amtliche Bestimmungen) dadurch Rechnung, daß sie die zulässige Eisenbeanspruchung auf 40 % der Spannung an der Streckgrenze einschränken. Auch die französischen Bestimmungen verfahren ähnlich. Die Bestimmungen der übrigen Staaten geben allerdings für die zulässige Beanspruchung feste Zahlen, die jedoch von der erfahrungsgemäß durchschnittlich erreichten Streckgrenze des handelsüblichen Eisens abgeleitet sind.

Die Streckgrenze ist nun nichts Unveränderliches, sondern jede Bearbeitung des Eisens bei einem unterhalb der Rotglut liegenden Wärmegrade (Hämmern, Biegen, Ziehen, Verdrehen, Walzen u. dergl.) bewirkt, sobald dabei die ursprüngliche Streckgrenze überschritten wird, eine Erhöhung der letzteren, und zwar bis annähernd zu dem Spannungsbetrage, der bei jener Bearbeitung erzeugt wurde. Mit einer derart künstlich erzeugten hohen Streckgrenze darf der Eisenbetonbau aber nicht rechnen, denn sie sinkt ganz von selbst, allerdings sehr langsam (viele Jahre hindurch) wieder ab. Außerdem ist die unvermeidliche Begleiterscheinung einer sehr hohen Streckgrenze eine geringe Bruchdehnung, also eine gewisse Sprödigkeit, was zur Folge hat, daß solche kalt bearbeiteten Stäbe z. B. unter stoßweiser Belastung und starken Erschütterungen plötzlich brechen können und überhaupt in ihrem Verhalten unzuverlässig werden. Aus dem gleichen Grunde ist es auch nicht wünschenswert, wenn die Streckgrenze zu nahe an die Bruchgrenze rückt, denn auch diese Erscheinung geht stets mit geringer Bruchdehnung Hand in Hand. Bei dem Stabeisen dünnen Querschnitts ist aber der Fall leicht möglich, daß der letzte Teil des Walzvorgangs sich vollzieht, nachdem der Stab sich bereits bis unter Rotglut abgekühlt hat, so daß die künstliche Erhöhung der Streckgrenze nebst Herabminderung der Dehnung gewissermaßen fabrikationsmäßig erzeugt wird. Deshalb soll die Spannung der Streckgrenze etwa nur das 0,6- bis 0,75fache der Bruchspannung betragen.

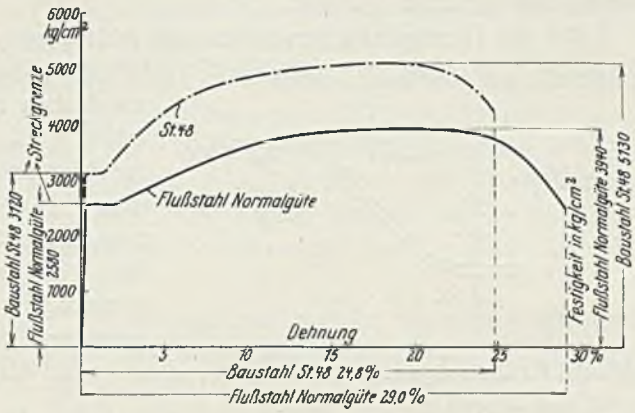


Abb. 1.

Die Wichtigkeit ausreichender Bruchdehnung wurde bereits gestreift. Ein Stab mit großer Bruchdehnung vermag plötzlichen Spannungs-„Stößen" größeren elastischen Widerstand zu leisten und ist daher vertrauenswürdiger in seinem Verhalten. Außerdem ist die Dehnungsfähigkeit von Bedeutung für die Formgebung des Eisens auf der Baustelle, wovon unten noch die Rede sein wird.

Sehr wichtig für den Eisenbetonbau ist ferner die Zähigkeit des Eisens. Sie läßt sich beurteilen aus der Bruchdehnung im Verein mit der gleichzeitig auftretenden Querschnittsverminderung, wird aber auch unmittelbar festgestellt durch Biege-, Schmiede- und Stauchproben. Hinsichtlich der Biegeprobe, die für den Eisenbetonbau ausreicht, verlangen die „Vorschriften für die Lieferung von Eisen und Stahl", aufgestellt vom Verein Deutscher Hüttenleute 1911, für Bauwerkeisen, d. i. Handelseisen oder St 37, daß ein Stab, nachdem er aus dem kirschrotwarmen Zustande in Wasser von 28° abgeschreckt und zu einer Schleife, deren Weite gleich der Stabdicke ist,

zusammengebogen ist, keine Risse zeigen soll. Nach DIN 1612 soll beim Faltversuch die lichte Weite der Schleife bei 180° Biegewinkel gleich der halben Stabdicke sein. Demgegenüber verlangen die Deutschen Eisenbetonbestimmungen nur, daß beim Kaltbiegeversuch der lichte Durchmesser der Schleife an der Biegestelle gleich dem doppelten Durchmesser des zu prüfenden Rundeisens (bei Flacheisen gleich der doppelten Dicke) sein soll. Auf der Zugseite dürfen dabei keine Risse entstehen. Diese Probe gewährleistet im allgemeinen, daß die übliche Kaltbearbeitung der Eisen auf der Baustelle vorgenommen werden kann, ohne daß dabei schädliche Überanstrengungen eintreten, jedoch ist Voraussetzung, daß sich die Krümmungshalbmesser der Biegungen in angemessenen Grenzen bewegen.

Bei der Herstellung der Haken und Aufbiegungen der Bewehrungseisen im kalten Zustande wird nämlich stets die Streckgrenze überschritten. Wollte man dabei im elastischen Bereich der Dehnung bleiben, so müßte z. B. bei einem Stab von der Dicke d, der Elastizitätsgrenze 2100 und der Elastizitätsziffer $E = 2\,100\,000$ der Krümmungshalbmesser $\varrho > 500\ d$ sein, also eine unausführbare Größe haben. Die Deutschen Bestimmungen schreiben die in Abb. 2, 3 u. 4 angegebenen Mindestkrümmungen vor. Ist der mittlere Krümmungshalbmesser $\varrho = n\ d$, so ergibt sich die Dehnung der äußeren Faser in % der ursprünglichen Länge zu

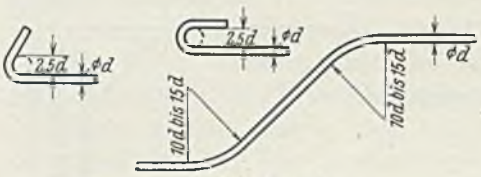


Abb. 2, 3 u. 4.

$$\delta = \frac{50}{n}.$$

Daher ist bei den Aufbiegungen nach Abb. 4

$$\varrho \geqq 10\ d + 0{,}5\ d \geqq 10{,}5\ d, \quad \delta \leqq \frac{50}{10{,}5} \leqq 4{,}76\ \%.$$

Bei den Haken nach Abb. 2 u. 3 ist

$$\varrho = \frac{2{,}5\ d + d}{2} = 1{,}75\ d, \quad \delta = 28{,}6\ \%.$$

Bei der für den Eisenbeton vorgeschriebenen Kaltbiegeprobe endlich ist

$$\varrho = \frac{2\ d + d}{2} = 1{,}5\ d, \quad \delta = 33{,}3\ \%.$$

Es geht daraus hervor, daß das Eisen bei derartigen Biegungen außerordentlich große Dehnungen (die natürlich nicht mit der Dehnung beim reinen Zugversuch verwechselt werden dürfen) erfährt, neben gleichzeitigen Stauchungen von entsprechender Größe auf der hohlen Seite des Bogens. Dadurch ändern sich die Festigkeitsverhältnisse an der Biegestelle dergestalt, daß die Fließgrenze entsprechend nach oben rückt, die Dehnbarkeit sich vermindert und das Eisen hart und spröde wird. Durch Ausglühen läßt sich der ursprüngliche Zustand wieder herstellen, jedoch wird hiervon wohl kaum Gebrauch gemacht, da die Biegungen meist an Stellen geringerer Beanspruchung liegen und die Gefahr des Bruches unter Stößen daher nicht groß ist.

Die Deutschen Eisenbetonbestimmungen[1]) verlangen, daß das Eisen den Mindestforderungen genügen muß, die in den Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken, Normblatt 1000 des Normenausschusses der Deutschen Industrie, enthalten sind. Die Mindestforderungen sind:

[1]) Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom 9. September 1925. Dritte, mit amtlichen Berichtigungen versehene Auflage. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

bei Stärken von 7 bis 28 mm:
Zugfestigkeit 3700 bis 4400 kg/cm², Dehnung mindestens 20 %,
bei Stärken von 4 bis unter 7 mm:
Zugfestigkeit 3700 bis 4600 kg/cm², Dehnung mindestens 18 %.

Die Festlegung einer oberen Grenze für die Zugfestigkeit soll die Verwendung harten Materials mit übermäßig hoch liegender Streckgrenze verhindern. In der Regel beträgt bei dem hier behandelten Baustahl die Spannung an der Streckgrenze das 0,65fache der Bruchspannung. Stärken über 28 mm haben für den Eisenbau keine Bedeutung, kommen aber im Eisenbetonbau ziemlich häufig vor. Daher enthalten die Bedingungen in ihrer Anwendung auf den Eisenbetonbau in dieser Hinsicht eine Lücke, wenn man nicht die Stärkengrenze nach oben einfach erweitern will.

Die Normalbedingungen enthalten ferner genaue Bestimmungen über die Abnahmeproben sowie über die oben schon erwähnte Kaltbiegeprobe. Hinsichtlich der äußeren Beschaffenheit schreiben sie vor, daß das Eisen glatt gewalzt sein und keine Schiefer, Blasen oder Kantenrisse aufweisen soll. Hierzu ist zu bemerken, daß Unregelmäßigkeiten der Walzform im Eisenbetonbau zugelassen werden können, da sie den Gleitwiderstand erhöhen, daß damit aber keinesfalls eine Querschnittsverringerung verbunden sein darf.

Abnahmeproben werden für das Bewehrungseisen nur in besonders wichtigen Fällen verlangt. Erfahrungsgemäß weist das Handelseisen die für die gewöhnlichen Bauten erforderlichen Eigenschaften in genügender Gleichmäßigkeit auf. Für den Baustahl St 00,12 verlangt auch die DIN 1612 nur, daß er sich in kaltem Zustande bis zum rechten Winkel biegen lassen muß bei einer Ausrundung, deren Halbmesser gleich der zweifachen Probendicke ist, was also einigermaßen mit den Deutschen Eisenbetonbestimmungen übereinstimmt.

Neben dem weichen, kohlenstoffarmen Baustahl ist neuerdings in Deutschland der hochwertige Baustahl St 48 in Aufnahme gekommen[1]). Er ist mit Bezug auf C-Gehalt und hohe Bruchfestigkeit durchaus als ein Stahl im Sinne der früheren Bezeichnungsweise anzusprechen, erfüllt jedoch hinsichtlich der Bruchdehnung und der Lage der Streckgrenze alle Forderungen, die an Bauwerkseisen gestellt werden müssen. In Abb. 1 ist auch die Arbeitslinie für einen Zugversuch mit einem Stab aus Baustahl St 48 dargestellt. Die Streckgrenze ist gegenüber derjenigen des gewöhnlichen Baustahls um etwa 30% erhöht und beträgt etwa das 0,61fache der Bruchspannung. Die Lieferwerke gewährleisten eine Bruchfestigkeit, die zwischen 4800 und 5800 kg/cm² liegt, und eine Bruchdehnung von mindestens 18%, jedoch ist die Dehnung meist höher. Die Deutschen Eisenbetonbestimmungen lassen für St 48 eine Erhöhung der sonst zulässigen Beanspruchung um 25% zu, allerdings nur in Verbindung mit hochwertigem Zement und vorläufig auch nur für die Plattenbewehrung. Versuche mit St 48 in Verbindung mit hochwertigem Zement sind eingeleitet, aber noch nicht abgeschlossen. Um Verwechslungen vorzubeugen, ist vorgeschrieben, daß Stäbe aus hochwertigem Stahl durch eine eingewalzte Marke gekennzeichnet sein müssen. Dem

[1]) S. a. Schaper, Hochwertiger Stahl für eiserne Brücken- und Ingenieurhochbauten. B. T. 1924, Heft 22. — Bohny, Die Verwendung hochwertiger Stähle. Ebenda 1924, Heft 28. — Schmuckler, Hochwertiger Stahl für eiserne Brücken- und Ingenieurhochbauten. Ebenda 1924, Heft 29. — Friedrich u. Scharff, Hochwertiger Stahl für eiserne Brücken- und Ingenieurhochbauten. Ebenda 1924, Heft 31. — Erlinghagen, LHL-Hochbaustahl und Schaper, Hochwertiger Baustahl. Ebenda 1924, Heft 45. — Pieper, LHL-Hochbaustahl. Ebenda 1924, Heft 49. — Erlaß der Deutschen Reichsbahngesellschaft betreffend hochwertigen Baustahl. Ebenda 1924, Heft 55. — Erlinghagen, Hochwertiger Baustahl. Ebenda 1924, Heft 52 und 1925, Heft 7. — Gehler, Einige Leitsätze über das Wesen und die Bedeutung des hochwertigen Baustahls. B.-I 1924, Heft 19.

Stahl St 48 in seinen Festigkeitseigenschaften nahe verwandt ist der F-Stahl[1]) (Erzeugnis der Berliner Aktiengesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation vormals J. C. Freund & Co.). Er ist im Gegensatz zu St 48 kein hoch gekohlter, sondern ein hoch silizierter Stahl. Nach den bisher vorliegenden Mitteilungen beträgt die Bruchfestigkeit 4800 bis 6000 kg/cm², die Bruchdehnung 20 bis 30%, die Streckgrenze liegt etwa bei 4000 kg/cm². Auch dieser hochwertige Stahl würde demnach für den Eisenbetonbau in Betracht kommen.

B. Grundformen der Bewehrung.

In den Anfängen des Eisenbetonbaues herrschte in den Bewehrungsformen eine bunte Mannigfaltigkeit. Neben dem Rundeisen spielten Flacheisen, glatt oder gedreht, gekerbt, geschlitzt, Vierkanteisen mit Wulsten und Rillen und vielfältige Sonderprofile eine Rolle. Seitdem aber die wissenschaftliche Forschung die Einsicht in das Wesen der Verbundkörper vertieft hat, hat sich das Bild wesentlich vereinfacht.

Man kann die Bewehrungsformen unterscheiden in solche mit steifen Querschnitten und solche, die aus Rundeisen hergestellt werden.

Die steife Bewehrung findet nur Anwendung für Rippen, Balken, Rahmen- und Bogenbinder und Gewölbe, nicht aber für Platten. Ihr Wesen besteht darin, das die Eiseneinlage für sich allein, also schon vor der Betonierung, befähigt ist, gewisse Belastungen ohne unzulässige Verbiegungen zu übernehmen. Diese Eigenschaft benutzt man meist dazu, die Betonschalung an der steifen Bewehrung aufzuhängen. Dadurch erspart man nicht nur die besondere Abstützung der Schalung, sondern gewinnt auch den Vorteil, daß das Eigengewicht der Konstruktion voll von der Eiseneinlage aufgenommen wird, während der Beton nur von den nach seiner Erhärtung noch aufgebrachten Lasten beansprucht und verformt wird.

Als steife Bewehrung werden verwandt Walzprofile von I- und [-Form, Eisenbahnschienen, auch sogenannte Bulbeisen (Abb. 5). Bei größeren Spannweiten benutzt man gegliederte Fachwerkträger, deren Stabwerk nicht nur nach den Beanspruchungen im fertigen Bauwerk, sondern auch nach den während der Betonierung auftretenden Spannungen zu bemessen ist. Bei der Wahl der Gliederung wird auf bequeme Aufstellbarkeit des Trägers besondere Rücksicht genommen. Die Stabverbindungen können durch Verschraubung erfolgen, bei zusammengesetzten Gurtquerschnitten ist darauf zu achten, daß keine engen Schlitze entstehen, in die der Beton nicht eindringen kann. Große glatte Knotenbleche und Stehbleche sind zu vermeiden, und es ist in jeder Weise darauf hinzuarbeiten, daß die Umhüllung aller Trägerteile mit Beton völlig lückenlos und einwandfrei erfolgen kann.

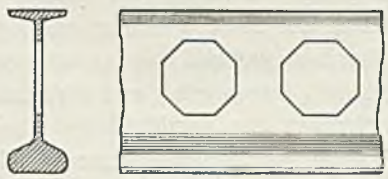


Abb. 5.

In manchen Fällen ergänzt man auch die steife Eiseneinlage durch Hinzufügung von Rundeisen, z. B. dann, wenn vorhandene alte Träger verwendet werden sollen, deren Querschnitt allein nicht ausreicht. Auch bei der Verstärkung alter eiserner Fachwerkbrücken durch Ummantelung mit Eisenbeton werden vielfach die Gurtquerschnitte durch zugelegte Rundeisen ergänzt.

[1]) S. a. Schaper, Ein neuer deutscher Stahl. B. T. 1925, Heft 45. — Schaper, F-Stahl. Ebenda 1926, Heft 17. — Silizierter Baustahl. Ebenda 1926, Heft 31. — Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin) unter den Stichworten IIIs Stahl und IIIe Eisen.

Die steife Bewehrung hat ihre umfassendste Anwendung bei der Bauweise Melan gefunden, die besonders in Nordamerika weit verbreitet ist[1]). Neuerdings hat Spangenberg[2]) sehr beachtenswerte Vorschläge zur Fortentwicklung dieser Bauweise und ihrer Verwendung beim Bau weitgespannter Gewölbe gemacht.

Die von der Reichsbahn für kleinere Brücken vielfach angewendeten Überbauten mit einbetonierten Walzträgern sind nicht als Eisenbetontragwerke im eigentlichen Sinne anzusehen, weil dabei die Kraftübertragung in der Hauptrichtung den eisernen Trägern allein zugewiesen wird und der Beton lediglich zur Umhüllung und zur Herabminderung der Schwingungen dient. Es hat sich aber bei dieser Bauweise gezeigt, daß die Haftung des Betons an den glatten Stegen der Träger und damit der Rostschutz nur dann von Dauer ist, wenn mit hohen Zementzusätzen gearbeitet und der Beton mit größter Sorgfalt eingebracht wird.

Wie schon unter I. hervorgehoben wurde, ist die Haftfestigkeit des runden Eisenstabes im Beton am größten. Dieser Umstand im Verein mit einer Reihe von anderen Vorzügen hat die Rundeisenbewehrung an die erste Stelle gerückt und zur Regelform für den Eisenbetonbau erhoben, während die steife Bewehrung immer nur auf Sonderfälle beschränkt bleiben wird. Der Gleitwiderstand eines Eisenstabes läßt sich natürlich durch eingewalzte Wülste u. dergl. steigern, jedoch können solche Verdickungen bei hoher Belastung zu örtlichen Absprengungen des Betons Anlaß geben, sie verteuern überdies den Preis und erschweren die Beschaffung. Demgegenüber zeichnet sich das glatte Rundeisen aus durch billigen Preis und leichte Beschaffungsmöglichkeit in beliebigen Mengen und Kalibern. Sein Gleitwiderstand ist für alle vorkommenden Aufgaben ausreichend. Es ermöglicht beim Entwerfen eine sparsame Anpassung des gewählten Querschnitts an den rechnungsmäßig erforderlichen und eine zweckmäßige Verteilung der Eisenmenge im Gesamtquerschnitt. Endlich läßt es sich leicht und mit einfachen Hilfsmitteln bearbeiten und verbinden.

Als Hilfsbewehrung finden für manche Zwecke Drahtgewebe, Drahtgeflechte und Streckmetall (Abb. 6) Verwendung. Sie dienen entweder nur als reine Mörtelträger bei der Ummantelung glatter Flächen (Trägerflanschen u. dergl.) oder werden in dünne Wände zur Verminderung der Rißgefahr eingelegt. Zur Aufnahme von Belastungspannungen zieht man sie in der Regel nicht heran.

Zu erwähnen sind schließlich noch die Schienen, die bei Industriebauten in die Balken eingelassen werden, um die Transmissionslager daran zu befestigen. Sie dürfen

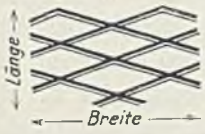


Abb. 6.
Streckmetall.

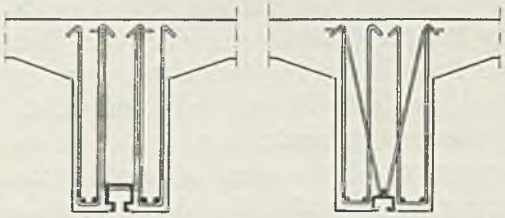


Abb. 7.
Kahn-Schienen zur Transmissionsbefestigung.

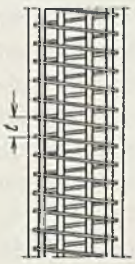
Abb. 8.
Dübelhülse.

zur Spannungsübertragung mit herangezogen werden, nach den Deutschen Bestimmungen allerdings rechnungsmäßig nur bis zur Hälfte ihres Querschnitts. Bewährte Formen solcher Schienen zeigt Abb. 7. Daneben finden für die Transmissionsbefestigung auch

[1]) S. a. Entwurf und Ausführung einer weitgespannten Eisenbeton-Bogenbrücke. B. u. E. 1927.
[2]) S. a. Spangenberg, Eisenbetonbrücken für große Spannweiten. B.-I. 1924, Heft 15 u. 16.

Einzelhülsen nach Abb. 8 Verwendung, die aber natürlich nur Befestigungsmittel und nicht Bestandteil der Bewehrung sind.

Die Herstellung steifer Bewehrungen in Form gegliederter Träger erfolgt nach den Grundsätzen des Eisenbaues. Dagegen sind die Rundeisenbewehrungen eine Besonderheit der Eisenbetontechnik und müssen für sich behandelt werden.



$t < \frac{1}{3} D$ und $t \leq 8$ cm

Abb. 9. Stützen mit Bügelbewehrung.

$e' \leq b$ und $e' \leq 12 d$

Abb 10. Stützen mit Spiralumschnürung

Die Grundformen der Rundeisenbewehrung sind

Stützenbewehrung

a) mit Längseisen und Bügeln (Abb. 9)

b) mit Längseisen und Spiralumschnürung (Abb. 10)

Balkenbewehrung mit geraden und aufgebogenen Längseisen und Bügeln (Abb. 11)

Plattenbewehrung mit geraden und aufgebogenen Längseisen und Verteilungseisen (Abb. 11).

Der Entwurf muß die Einzelheiten der Bewehrung in Werkzeichnungen festlegen, und der Baubetrieb hat danach die Formgebung und den Einbau zu bewerkstelligen[1]).

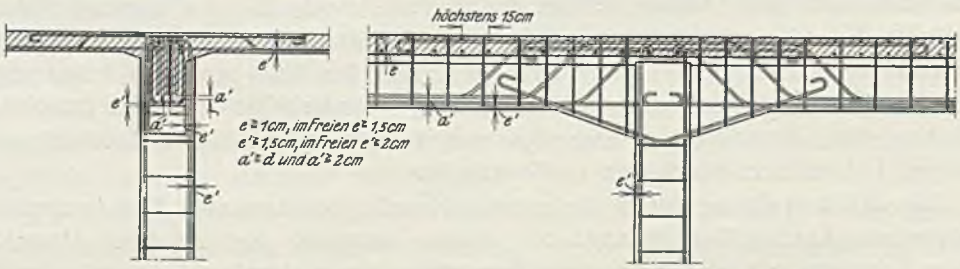


Abb. 11. Allgemeine Form der Platten- und Balkenbewehrung.

C. Die Verarbeitung des Eisens.

I. Die Werkzeichnungen.

Die Werkzeichnungen stützen sich auf die statischen Berechnungen und müssen alles für die Ausführung Erforderliche unzweideutig und übersichtlich zum Ausdruck bringen. Die Größe der Darstellung ist dementsprechend zu wählen. Im Hochbau genügt in der Regel eine Grundrißzeichnung 1 : 50, in welcher alle Raummaße, Auflagerbreiten und Balkenteilungen eingeschrieben werden (Abb. 12). In einem in den Grundriß selbst eingetragenen, schwarz angelegten Querschnitt werden alle auf die Plattenstärke und Plattenbewehrung bezüglichen Angaben gemacht. Neben dem Grundriß werden alle Balken in der Seitenansicht unter Weglassung des Plattenquerschnitts dargestellt und darunter die untere, darüber die obere Bewehrung Stab für Stab herausgezeichnet. Quer zu diesen Ansichten werden die Querschnitte der Balken gezeichnet, und zwar in doppeltem Maßstabe, damit die Form der Bügel und die Lage der Längseisen im Querschnitt genau veranschaulicht werden kann. Ähnlich werden die Stützen behandelt, die auch in Ansicht und Schnitt dargestellt werden. Jeder Bauteil — Platten-

[1]) S. a. Bodemann, Ankerschienen als Bewehrungseisen. B. u. E. 1924, Heft 13. — Schweppe, Ankerschienen als Bewehrungseisen. Ebenda 1924, Heft 16.

feld, Balken, Unterzug, Stütze usw. — erhält eine Nummer, die sich mit derjenigen in der statischen Berechnung deckt, daneben wird jedes Eisen des Bauteils mit einem Buchstaben bezeichnet. Schwierige, verwickelte Knotenpunkte, Auskragungen, Gelenkbildungen u. dergl. sind natürlich besonders zu behandeln und so eingehend darzustellen und zu erläutern, daß die Baustelle den Entwurfsgedanken in richtiger Weise verwirklichen kann.

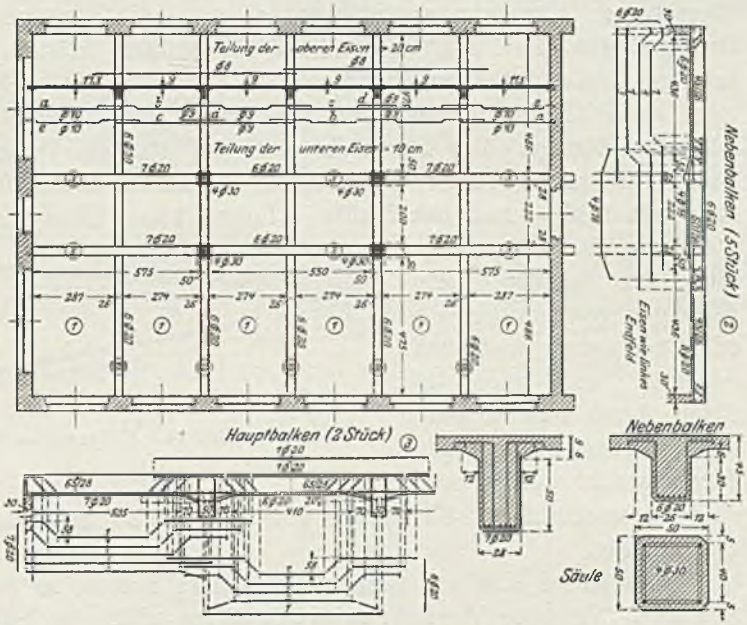


Abb. 12. Bewehrungsplan.

Sehr zweckmäßig ist es, schwierige Bewehrungsformen, besonders wenn sie in großer Stückzahl auszuführen sind, durch Modell darzustellen (Abb. 13)[1]). Die Genauigkeit und Schnelligkeit der Arbeit auf der Baustelle wird dadurch sehr gefördert, und es wird Fehlern vorgebeugt, deren Berichtigung meist sehr kostspielig ist.

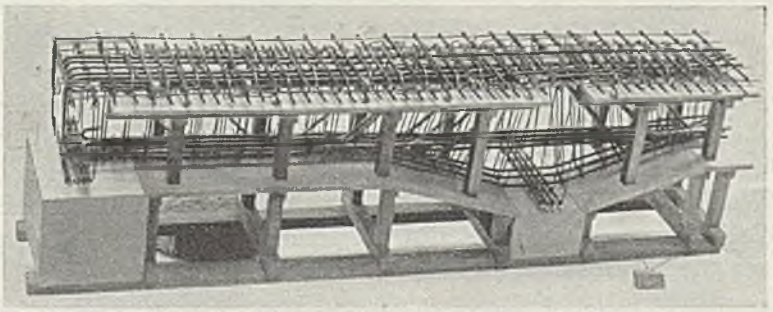


Abb. 13. Bewehrungsmodell.

Ergänzt wird der Ausführungsplan durch die Eisenliste, die in Tafelform so neben die Zeichnung gesetzt wird, daß sie für sich zum Gebrauch bei der Beschaffungsstelle und auf dem Biegeplatz vervielfältigt werden kann.

Es sei an dieser Stelle noch darauf hingewiesen, daß die Rundeisen durch DIN 488 folgendermaßen genormt sind:

Durchm. in mm .	5	6	7	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Querschn. in cm^2 .	0,20	0,28	0,39	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	2,54	3,14	3,80	4,91	6,16	8,04	10,18	12,57
Gewicht in kg/m .	0,15	0,22	0,30	0,39	0,62	0,89	1,21	1,58	2,00	2,46	2 98	3,85	4,83	6,31	7,99	9,86

Es empfiehlt sich, grundsätzlich nur diese Stärken zu verwenden, da die frühere Mannigfaltigkeit, die teilweise sogar Abstufungen von 0,5 mm aufwies, wirtschaftlich höchst unzweckmäßig war.

[1]) Schaechterle, Die Gewährleistung der Güte der Ausführung von Eisenbetonbrücken bei der Deutschen Reichsbahn. B. u. E. 1926, Heft 20.

II. Das Schneiden und Biegen der Eisen.

Zum Ablängen der Stäbe dienen Scheren mit Exzenter-, Hebel- oder Zahnradübersetzung. Für geringere Stärken haben sie die Form eines Handgeräts (sogenannte Bolzenscheren, Abb. 14), während sie für größere Stärken auf einem kräftigen Untergestell aufgebaut werden (Abb. 15). Das Gestell wird wohl auch fahrbar gemacht, um die Schere am Lagerplatz entlangfahren zu können. Die Schneidbacken, die starkem Verschleiß ausgesetzt sind, müssen leicht auswechselbar sein und so zusammen arbeiten, daß kein Einklemmen des Stabes erfolgen kann. Das Einlegen des Stabes in das Scherenmaul muß der leichten Handhabung wegen von der Seite oder von oben geschehen; Scheren, bei denen das Eisen durch eine allseitig umschlossene Öffnung hindurchgesteckt werden muß, sind unzweckmäßig. Für größere Betriebe sind Scheren mit elektrischem Antrieb zweckmäßig.

Abb. 14. Bolzenschere.

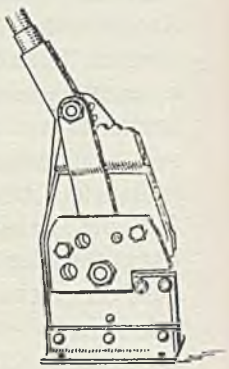


Abb. 15. Schere mit Untergestell.

Handelt es sich um Verlängerung eines Stabes, so hat man die Wahl zwischen Schweißung oder Verschraubung, sofern nicht der Stoß durch Übergreifung in Frage kommt.

Das Anschweißen[1]) ist deshalb beliebt, weil es keine oder nur eine geringe Verdickung der Stoßstelle ergibt, so daß man den Eisenabstand nicht über das Regelmaß zu vergrößern braucht. Die Schweißarbeit erfordert aber große Sachkenntnis und Sorgfalt, und auch dann wird die Festigkeit der Schweißstelle höchstens 80 % der Festigkeit des ungeschweißten Stabes erreichen, vielfach aber noch geringer sein. Bei der Handschweißung werden die zu verbindenden Stabenden im Schmiedefeuer bis zur Weißglut erhitzt und dann auf dem Amboß mit dem Hammer bearbeitet. Da an der Berührungstelle rein metallische Flächen vorhanden sein müssen, muß jede Oxydation verhütet werden. Dies kann geschehen durch Schweißpulver (Schweißsand, Borax, Blutlaugensalz), wodurch eine leichtflüssige Schlackenhaut entsteht, die dann durch das Hämmern herausgedrückt wird. Bei härterem, stahlartigen Eisen darf die Schweißhitze nicht so hoch genommen werden, weil es sonst verbrennt. Deshalb und wegen der an sich geringeren Schweißbarkeit des Stahles fallen Schweißungen bei Baustahl St 48 schlechter aus als bei St 37.

Die autogene Schweißung mit Azetylen-Sauerstoff oder Azetylen-Luft, ferner die elektrische Widerstands- und die elektrische Lichtbogenschweißung (Gleichstrom 18 bis 20 V Spannung) sind Stumpfschweißungen, wobei das Eisen bis zum Schmelzpunkt (bei Flußeisen etwa 1600°) erhitzt wird und die Stabenden miteinander verschmelzen. Auch diese Verfahren erfordern große Übung und Vorsicht, soll das Eisen nicht durch falsche Wärmebehandlung leiden. — Wegen der unvermeidlichen Festigkeitsminderung an der Schweißstelle fordern die Deutschen Bestimmungen eine Zusatzsicherung durch Zulageeisen, die mit Endhaken versehen und allseitig eingebettet sein müssen.

Größere Sicherheit läßt sich durch Verschraubung erreichen. Dabei werden die Stabenden mit Rechts- und Linksgewinde versehen und durch eine spannschloßartige

[1]) Baumann, Schweißen und Schneiden. B. u. E. 1925, Heft 4. — Burghardt, Schweißbarkeit und Schweißen des Eisens für den Eisenbetonbau. B.-I. 1926, Heft 11.

Muffe verschraubt. Die Stabenden müssen zur Wahrung des erforderlichen Querschnitts unter Umständen zunächst um ein der Gewindetiefe entsprechendes Maß aufgestaucht werden. Ein derartiger verschraubter Stoß ist natürlich in der Herstellung recht teuer und erfordert überdies reichlich bemessene Querschnittsbreiten des Betons, damit eine einwandfreie Umhüllung erfolgen kann.

Man wird deshalb Stöße in den Zugeisen nach Möglichkeit zu vermeiden trachten. Sind sie nicht zu umgehen, so müssen sie jedenfalls an Stellen mit geringer Beanspruchung verlegt und überdies so verteilt werden, daß in einem Balkenquerschnitt nur ein Stoß liegt.

Der geschweißte oder verschraubte Stoß wird nur in reinen Zuggliedern und bei Zugeisen größeren Durchmessers in Balken angewendet, während bei den Druckeisen der Stützen und der Bewehrung gebogener Platten der Stoß durch Übergreifen die Regel ist[1]).

Die erforderliche Überdeckungslänge l bestimmt sich aus der Beziehung

$$\tau_1 \, l \, d \, \pi = \sigma_e \cdot \frac{d^2 \pi}{4},$$

$$l = \frac{\sigma_e}{\tau_1} \cdot \frac{d}{4} = \frac{1200}{5} \cdot \frac{d}{4} = 60 \, d.$$

Dabei ist angenommen, daß die Kraftübertragung allein durch die Haftspannungen erfolgt. Da aber die Enden stets mit Haken versehen werden, lassen die Deutschen Bestimmungen schon Überdeckungslängen von $40 \, d$ zu.

Den Übergreifungsstoß pflegt man unter Umständen auch bei reiner Zugbeanspruchung für dünnere Eisen anzuwenden, z. B. bei den Ringeisen zylindrischer Behälterwände, doch wird hier aus Ersparnisgründen wohl auch die Verbindung durch Verhakung ausgeführt (Abb. 16). In diesem Falle muß dafür gesorgt werden, daß im Haken Eisen auf Eisen liegt und der Berührungsdruck nicht zu groß wird. Findet keine unmittelbare Berührung in den Haken statt, so kann nach Zerdrückung der weniger widerstandsfähigen Betonfüllung unter Umständen ein Nachgeben an der Stoßstelle stattfinden.

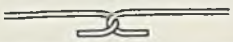


Abb. 16. Einfache Verhakung.

Nachdem die Eisen auf richtige Länge gebracht sind, erhalten sie auf dem Biegeplatz die entwurfsmäßige Form. Hierbei handelt es sich um das Herstellen der Endhaken und der Aufbiegungen, das Formen der Bügel und — für umschnürten Beton — die Wicklung der Spiralen.

Da Endhaken meistens nötig, niemals schädlich sind, sollte schon aus erzieherischen Gründen kein Eisen ohne Endhaken im Bau verwendet werden. Die Endhaken erhöhen die Bruchgrenze und verzögern die Rißbildung in allen Fällen, wo der Gleitwiderstand der schwächste Punkt im Bauteil ist[2]).

Bei den am einfachsten herzustellenden rechtwinkligen oder spitzwinkligen Haken (Abb. 2) kann bei Überanstrengung ein Aufbiegen und im Zusammenhang damit ein Absprengen der deckenden Betonschicht in der Stirnfläche der Balken eintreten. Wirksamer und daher für stärkere Eisen heute meistens üblich sind die halbkreisförmigen Bogenhaken (Abb. 3), bei denen erst unter viel größerer Last bei übermäßigem Anwachsen des Leibungsdrucks ein Zersprengen des Balkenendes stattfinden kann. Die Rücksicht auf den Leibungsdruck und auf die Anstrengung, der das Eisen beim

[1]) D. Aussch. f. Eisenbeton, Heft 14 u. 37. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.
[2]) Ebenda, Heft 9. Berlin 1911. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Kaltbiegen ausgesetzt wird, verlangt eine gewisse Höchstgrenze der Hakenkrümmung, und zwar soll der Halbmesser mindestens gleich dem 1,75fachen Stabdurchmesser sein. Die Wirkung der Haken kann durch Einschieben von Quersplinten noch erhöht werden.

Für die Auf- und Abbiegungen zur Aufnahme der schiefen Zugspannungen und zur Anpassung an den Momentenwechsel, die meist unter 45° gegen die Hauptrichtung geneigt sind, soll der Krümmungshalbmesser mindestens 10,5 d betragen. Es empfiehlt sich, hier sowohl wie bei den Endhaken, möglichst weiche Formen, also so große Halbmesser zu wählen, wie die Verhältnisse es irgend gestatten.

Das Biegen erfolgt bis auf seltene Ausnahmen im kalten Zustande. Für dünne Eisen der Plattenbewehrung kann man dabei die einfache Handbiegeklaue (Abb. 17) benutzen, um die bereits auf der Schalung verlegten Stäbe in die richtige Form zu bringen. Genaue entwurfsmäßige Form erreicht man aber nur auf dem Biegetisch mit besonderen Vorrichtungen. Sie sind in einfachster Form nach Abb. 18 eingerichtet: 1 ist der Biegebolzen, gleichzeitig Drehzapfen des Biegehebels, 2 die Biegerolle, 3 der Anschlagzapfen. Durch Aufsetzen von Ringen verschiedener Stärke auf 2 und 3 läßt sich die Vorrichtung für verschiedene Eisendurchmesser und für die gewünschte Krümmung abändern. Biegebolzen und Biegezapfen müssen oberhalb des Hebels liegen, um den Stab bequem von oben einlegen zu können.

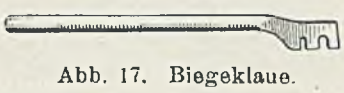


Abb. 17. Biegeklaue.

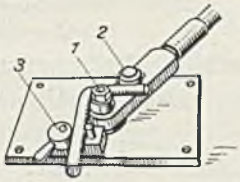


Abb. 18.
Biegehebel mit Platte.

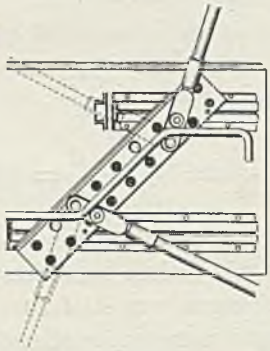


Abb. 19.
Zwillingsbieger.

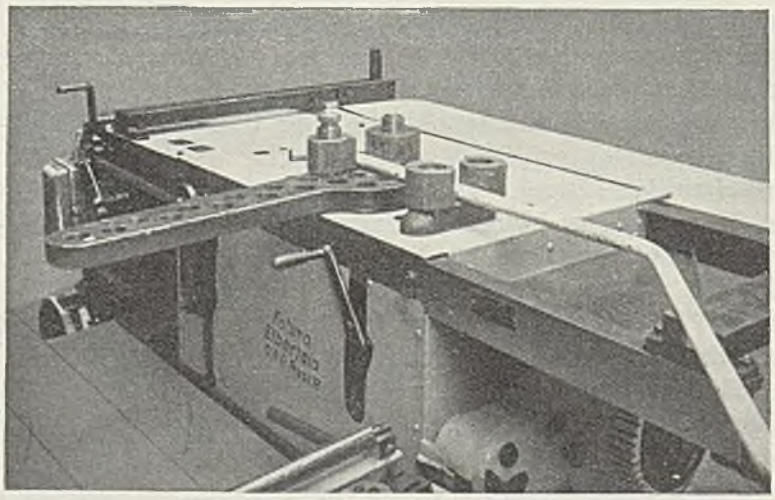


Abb. 20. Biegemaschine „Rekord".

Abb. 19 zeigt einen Zwillingsbieger der Firma J. J. Jens Söhne in Altona: zwei Biegehebel arbeiten auf gemeinsamer gelochter Grundplatte, die auf zwei parallelen Führungsschienen des Biegetisches verstellbar festgeklemmt ist. Es läßt sich mit dieser Vorrichtung jede gewünschte Neigung und Länge der Aufbiegungen recht genau herstellen. Mit derartigen Handgeräten lassen sich Rundeisen bis zu 30 mm Durchm. biegen. Bei größeren Durchmessern bis zu 40 mm muß die Hebelarbeit durch ein Zahnradvorgelege übersetzt werden. Bei geringen Stärken können auch mehrere Stäbe gleichzeitig gebogen werden.

Erheblich größere Leistungen als mit diesen Handgeräten lassen sich mit elektrisch angetriebenen Biegemaschinen erzielen, die dabei größere Genauigkeit der Biegung ergeben als die Handarbeit. Als Beispiel sei die Biegemaschine „Rekord" der Maschinenfabrik Futura, A. Wagenbach & Cie. in Elberfeld, angeführt[1]). Abb. 20 zeigt die Biegemaschine mit seitlich angebrachter Schneidemaschine im Lichtbild. Unterhalb der Tischplatte ist der Motor mit Getriebe eingebaut. Auf der Tischplatte liegt der gelochte Bieghebel, der versteckbare Niederhalter und eine Zwangsanschlagschiene. Soll ein Endhaken gebogen werden, so wird der Stab auf dem Tisch so unter den Niederhalter geschoben, daß sein Ende um die Hakenlänge über den Biegebolzen vorsteht. In ein entsprechendes Loch des Biegehebels wird eine Exzenterklemme als Biegerolle eingesteckt und dann der Hebel durch Einrücken der Kupplung um 180° gedreht so daß ein voller Bogenhaken entsteht. Die beiden Knicke einer Aufbiegung werden durch eine Hebeldrehung nach Abb. 21 hergestellt: auf dem Hebel wird die Biegerolle an einer der Länge der Aufbiegung entsprechenden Stelle eingesetzt und an der Zwangsanschlagschiene ein sogenannter Spannungsausgleicher angesteckt, der die Höhe der Aufbiegung begrenzt. Es läßt sich dadurch volle Parallelität der wagerechten Stabteile erreichen, was bei Handbiegung nicht mit gleichem Genauigkeitsgrade möglich ist. Zieht man den Stab nach rechts weiter, so läßt sich mit derselben Stellung der Biegerolle durch umgekehrte Drehung des Hebels die zweite Abbiegung in genau gleicher, symmetrischer Form herstellen. Der Krümmungshalbmesser der Biegungen läßt sich durch die Wahl der Rollenstärke abstufen. Die Maschine biegt Eisen bis zu 60 mm

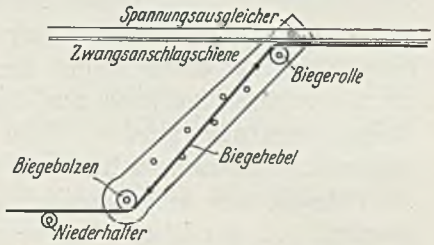


Abb. 21. Ausführung einer Doppelbiegung auf der Biegemaschine.

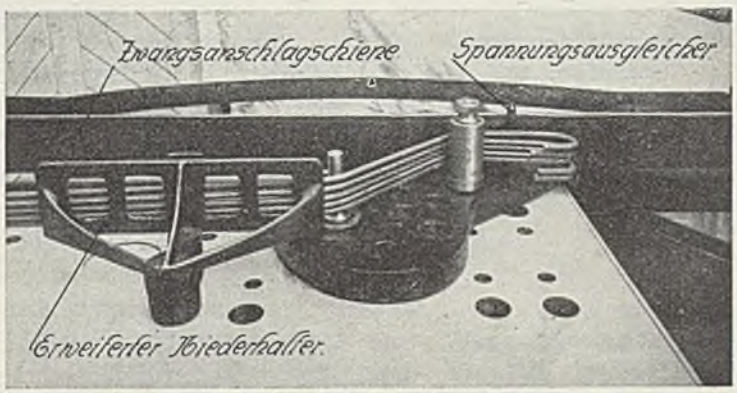


Abb. 22. Gleichzeitiges Biegen mehrerer Stäbe.

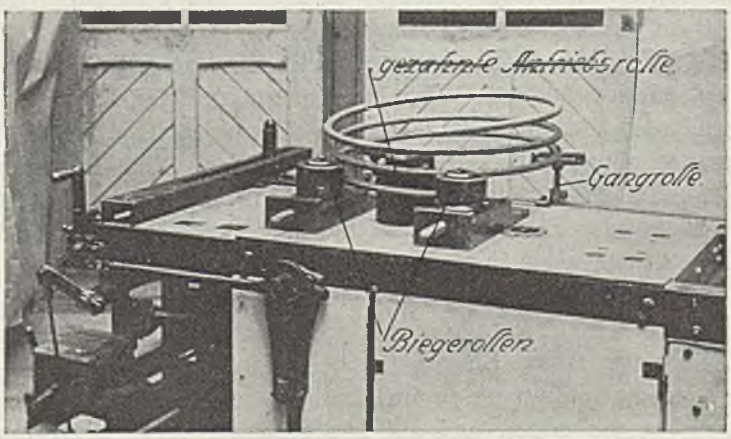


Abb. 23. Biegen der Spiralen.

[1]) Loew, Maschinelle Arbeitsmethoden im Eisenbetonbau. B. T. 1923, Heft 29. — Lange, Neuerungen auf dem Gebiete der Betoneisen-Bearbeitung. B. u. E. 1925, Heft 16.

Durchm. Von dünneren Eisen kann gleichzeitig eine größere Zahl gebogen werden, wobei der sogenannte erweiterte Niederhalter benutzt wird (Abb. 22).

Für die Herstellung der Spiralen für umschnürte Druckglieder verwendet man Wickelmaschinen mit Hand- oder mechanischem Antrieb. Meist wird dabei der Rundeisenstab auf eine Trommel aufgewickelt, deren Durchmesser nach der Stärke des zu umschnürenden Kerns unter Berücksichtigung der Ganghöhe bemessen wird. Auch die Rekordmaschine kann zum Biegen von Spiralen und von kreisförmig geschlossenen Ringen verwendet werden. Dazu wird auf die Mittelwelle eine gezahnte Antriebsrolle eingesetzt, und zwei im Teilkreis zu der Antriebsrolle verstellbare Biegerollen bewirken die Biegung des eingeführten geraden Eisens. Zwei in der Höhe und im seitlichen Abstand von der Biegeachse verstellbare Gangrollen regeln die Ganghöhe der Spirale (Abb. 23).

III. Das Einbauen der Bewehrung.

Die Grundregeln, die bei der Gestaltung der Eiseneinlagen beachtet werden müssen, sind folgende (vergl. die Deutschen Eisenbetonbestimmungen).

Geknickte und gebogene Zugeisen, durch deren Beanspruchung ein Absprengen der Betonumhüllung eintreten kann, sollen vermieden werden; sie sind durch sich kreuzende gerade Eisen zu ersetzen. In Abb. 24 (Firstpunkt eines Dachbinders) ist also die gestrichelte Führung der Eisen im Bogen zu verwerfen, da die Eisen in dem Bestreben, sich zu strecken, die untere Betonschale absprengen können. Durch fest anliegende radiale Bügel ließe sich dem vielleicht vorbeugen, jedoch ist die gerade Führung der Eisen sicherer. Ähnlich liegt die Sache beim Anschluß der Balkenschrägen.

Abb. 24. Zugeisen im Firstpunkt.

Alle Eisen müssen genügende Betondeckung haben, um gegen Rost und sonstige schädliche Einflüsse gesichert zu sein. Als geringste Deckungsstärke gilt für Platten 1,0 cm in Gebäuden, 1,5 cm im Freien, für Balken (bis Unterkante Bügel) 1,5 cm in Gebäuden, 2,0 cm im Freien. Diese Mindestdeckungen sind überall da zu vergrößern, wo mit ungünstigen Einwirkungen zu rechnen ist, die das Eisen oder den Beton gefährden können, z. B. dauernder Wasserzutritt, Rauchgase, Säuredämpfe, hohe Hitzegrade, abnutzende Wirkung des Verkehrs. Eine Deckung von 4 cm Stärke gewährleistet nach vorliegenden Erfahrungen bei gutem und dichtem Beton den dauernden Bestand der Eiseneinlage auch bei recht ungünstigen äußeren Einflüssen. Ein guter Zementputz oder Zementestrich wird in vielen Fällen die Sicherheit erhöhen können.

Der rechnerisch erforderliche Eisenquerschnitt ist so zu verteilen, daß eine einheitliche, gleichmäßige und klare Spannungsverteilung im Verbundquerschnitt eintritt. Zahlreiche dünne Eisen sind daher im allgemeinen günstiger als wenige dicke von gleichem Gesamtquerschnitt. In Platten sollen die Trageisen höchstens 15 cm Abstand voneinander haben und auf 1 m Feldtiefe durch wenigstens drei Verteilungseisen von 7 mm Stärke miteinander verbunden sein. Bei Balken sollen nicht mehr als zwei Lagen von Eisen übereinander angeordnet werden. Der Abstand der Stäbe voneinander soll in der Regel mindestens gleich der Stabdicke, aber nicht kleiner als 2 cm sein, damit eine gute Betonumhüllung erfolgen kann. In den Knotenpunkten, wo sich oft zahlreiche Stäbe kreuzen und übergreifen, wird die Befolgung dieser Regel nicht immer ausführbar sein. Man muß dann durch gutes Einschlämmen der Eisen, Verwendung feinkörnigen Betons und sorgfältiges Durcharbeiten der Masse auf Sicherung der Verbundwirkung und Hintanhaltung der Rostgefahr bedacht sein.

Die feste Verbindung von Steg und Platte muß durch genügend viele Bügel, deren freie Enden in die Platte abzubiegen sind, gesichert werden. Verlaufen die Trageisen der Platte parallel zum Steg, wie meistens bei den Hauptunterzügen, so sind quer zum Steg besondere Eisen, sogenannte Konsoleisen, in der Druckplatte zu verlegen.

Im übrigen sind beim Entwurf der Eiseneinlage natürlich die statischen Verhältnisse sorgfältig zu berücksichtigen, und es ist Sorge zu tragen, daß überall dort, wo das Auftreten von Zugspannungen denkbar ist, ein ausreichender Zugeisenquerschnitt vorhanden ist, auch wenn die statische Berechnung infolge vereinfachender Annahmen vielleicht nicht darauf eingegangen ist. Auch ist der Bewehrung gegen Scherspannungen besondere Aufmerksamkeit zu widmen.

Schon beim Entwurf ist anzustreben, daß die fertig zusammengebaute Eiseneinlage ein einigermaßen steifes und unverschiebliches Gerippe ergibt. Dadurch ist die Gewähr geboten, daß die gegenseitige Lage der einzelnen Stäbe auch bei der Betonierung gewahrt bleibt. Es läßt sich dann auch die vorgeschriebene Lage der Bewehrung im Beton mit einfachen Mitteln erreichen.

Die Verbindung der Stäbe an den Kreuzungstellen erfolgt durch weichen, geglühten Bindedraht von 1 bis 2 mm Stärke. Dieser wird um die Kreuzung diagonal herumgelegt, mit der Flechtzange mehrmals zusammengedreht und dann abgeknipst. Diese Verbindung, richtig ausgeführt, hält die Stäbe gut zusammen und sichert sie auch einigermaßen gegen Längsverschieblichkeit. Man gebraucht durchschnittlich für 1 t Bewehrungseisen 4 kg Bindedraht.

Bei den Stützen ergibt die Verbindung der Längseisen mit den Umfangsbügeln meist ein recht steifes Gerippe. Durch Einfügung einzelner Diagonalbügel läßt es sich noch verbessern. Es ist daher zweckmäßig, die Stützenbewehrung auf dem Werkplatz zu flechten und sie dann fertig in die Schalung einzusetzen, besonders wenn zu dieser Arbeit ein Kran zur Verfügung steht. Um die Verbindung zwischen Stütze und Fundament zu sichern, werden in das letztere Stoßeisen (an Zahl und Stärke mit den Längseisen der Stütze übereinstimmend) eingelassen, die mit den Längseisen verbunden werden.

Der Zusammenbau der Eisen zu einem in sich steifen Gerippe auf dem Werkplatz ist auch bei freiaufliegenden Balken anwendbar. Man ergänzt dann die Eiseneinlage im Mittelteil des Balkens durch ein oder mehrere Zulageeisen, um auch hier eine obere Gurtung zu schaffen, und führt die Bügel so, daß sie, an den Kreuzungstellen mit den Längseisen durch Bindedraht verbunden, die Längseisen in ihrer gegenseitigen Lage unverschieblich festhalten.

Bei durchlaufenden Balken, Rahmenriegeln u. dergl. ist das Verfahren dagegen nicht anwendbar, weil sich hier in den Auflager- und Eckpunkten die Eisen aus den verschiedenen Bauteilen übergreifen und kreuzen. In diesen Fällen müssen die Eisen in der Schalung zusammengebaut werden. Dabei muß ebenfalls auf die Einhaltung der entwurfsmäßigen Lage und auf Unverschieblichkeit während des Betonierens der größte Wert gelegt werden.

Die Eiseneinlage der Platten wird auf der Schalung zusammengebaut und durch Verknüpfung mit den Balkeneisen sowie mit den stets in ausreichender Zahl anzuordnenden Verteilungseisen ebenfalls unverschieblich gemacht. Eine gut verlegte Plattenbewehrung muß so widerstandsfähig sein, daß sie während des Betonierens auch durch darübergelegte Karrbahnen nicht in Unordnung gebracht wird.

Zur Erzielung der richtigen Lage der Bewehrung im Betonquerschnitt brauchen bei den Platten keine besonderen Maßnahmen getroffen zu werden. Es genügt, das auf die Schalung verlegte Gerippe während des Betonierens etwas anzuheben und zu rütteln, wobei der breiige Beton die Stäbe umfließt und umhüllt. Bei den Balken werden zuweilen kurze Quereisen von der Stärke der beabsichtigen Betondeckung untergelegt. Dies Verfahren ist jedoch fehlerhaft, weil diese Quereisen selbst keine Deckung erhalten und den Beton der Zugseite in bedenklicher Weise durchschneiden. Besser ist es, kleine, vorher angefertigte Betonklötzchen unterzulegen, die sich mit dem eingegossenen Beton zu einheitlicher Masse verbinden. Auch kann man — bei hohen und schweren Querschnitten — das Eisengerippe an Kanthölzern aufhängen, die quer zum Balken auf der Plattenschalung aufliegen und mit dem Fortschreiten der Betonierung herausgenommen werden. Es sind auch Abstandhalter aus Rundeisen oder Eisenblech in verschiedenen Formen auf den Markt gekommen, die sich aber im Gebrauch doch nicht befriedigend bewährt haben.

Vor dem Einbau muß das Eisen von allen Verunreinigungen, Schmutz, Fett, losem Rost u. dergl. befreit werden, damit die Haftung am Beton nicht beeinträchtigt wird. Ein bloßer Rostanflug, der nicht schon schalenartig abblättert, ist unbedenklich. Lagert das Eisen nach der Zurichtung noch einige Zeit im Freien, so muß es gut abgedeckt werden, damit es nicht zu stark anrostet.

Ein Anstrich der Eisen mit Zementschlämme ist in manchen Fällen zweckmäßig, besonders an den Knotenpunkten, wo die dichte Lage der Stäbe deren satte Umhüllung erschwert, ferner wenn aus besonderen Gründen der Beton ziemlich trocken eingebracht werden soll. Der Anstrich muß dann aber erst während der Betonierung vorgenommen werden. Vorher aufgebrachte Zementhäute haben oft Neigung zum Abplatzen, können sich schalenartig lösen und dann sogar schädlich wirken.

V. Kapitel. Schalung und Rüstung.

Bearbeitet von Otto Rappold, Baurat in Stuttgart.

1. Allgemeines.

Die Schalung gemeinhin zerfällt in die eigentliche Schalung (Verschalung, Einschalung) oder die Form und in deren tragenden Teil, die Rüstung oder Einrüstung, bei Brücken Stützgerüst und Lehrgerüst genannt. Die Verschalung dient dazu, dem vor seiner Erhärtung formlosen Beton die ihm zugedachte Form zu geben, während die Rüstung den Zweck hat, die Last des Betons so lange aufzunehmen und auf feste Stützpunkte zu übertragen, als derselbe noch nicht genügend erhärtet ist und sich noch nicht selbst zu tragen vermag. Die Möglichkeit, dem Beton durch die Schalung jede beliebige Gestalt zu verleihen, ist einer seiner Hauptvorzüge.

Die Bedeutung, welche der Schalung zukommt, hat ihren Grund zunächst darin, daß die Schalungsarbeiten zu den schwierigsten und zeitraubendsten während der Ausführung eines Bauwerks zählen und einen sehr erheblichen Bruchteil an den Gesamtkosten ausmachen. Sie ist weiter dadurch gerechtfertigt, daß von der sachgemäßen Planung und Ausführung der Schalung eines Bauwerks in hohem Maße dessen Sicherheit und Güte abhängig ist. Zu schwache und fehlerhaft auf- und abgebaute Schalungen können bleibende Schädigungen des Bauwerks nach sich ziehen und sind bis jetzt noch die Ursache der meisten im Eisenbetonbau vorkommenden Bauunfälle gewesen.

In Würdigung dieser Sachlage sind daher in den „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“[1]) vom September 1925 in den Paragraphen 10 u. 11 eingehende Vorschriften und Verhaltungsmaßregeln gegeben, welche sich auf die Herstellung der Schalungen, die Schalungsfristen und das Ausschalen beziehen. Die beste Gewähr dafür, Gefahren durch schlecht ausgeführte Schalungen zu entgehen, besteht in der Ablehnung leichtsinniger, ungenügend vorgebildeter Unternehmer.

2. Das Material der Schalung.

Zu den Schalungen wird meist Holz (Tannen-, Fichten- oder Kiefernholz) verwendet. Für besondere Zwecke — Keile, Dübel, Unterlagshölzer usw. — wird Hartholz (Eichen- oder Buchenholz) benutzt. In den Vereinigten Staaten von Nordamerika finden auch eiserne Schalungen häufiger Anwendung, während solche bei uns nur in einzelnen Fällen gebraucht werden und sich die Verwendung des Eisens in der Hauptsache auf die Verbindungsmittel für die Hölzer, wie Nägel, Schrauben, Klammern, Bänder, Platten, Schuhe usw., beschränkt.

In einzelnen besonderen Fällen werden im Hochbau bei der Einschalung von Decken Draht- und Rohrgewebe oder Formstücke aus Beton, Eisenbeton, Hohlziegeln, Terrakotta- und Gipshohlsteinen und anderen Stoffen benutzt, die meist gleichzeitig noch anderen Zwecken dienen.

Für die Formen aus Holz werden besäumte Bretter von meist 20 bis 30 mm Stärke verwendet. Bei stark und insbesondere ungleichmäßig gekrümmten Bauteilen,

[1]) Zweite, mit amtlichen Berichtigungen versehene Auflage. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

wo eine mehr oder weniger starke Biegung der Bretter notwendig wird, kann deren Stärke bis auf 10 mm herabgehen, während bei massigen Baukörpern, wie Mauern und Brückengewölben, Schalbohlen bis zu 100 mm Stärke verwendet werden. Beim Gebrauch einer stärkeren Schalung hat man im allgemeinen den Vorteil, daß dieselbe öfter benutzt werden kann und daß die Unterstützungen in größeren Abständen gestellt werden können.

Für die Rüstungen werden Rund- und Kanthölzer verwendet. Die Rundhölzer werden in ihren kleineren Querschnittsabmessungen hauptsächlich zu Sprießen für die Abstützung von Decken im Hochbau benutzt, während sie in den mittleren und größeren Querschnitten hauptsächlich zu Hilfsgerüsten aller Art, zu Untergerüsten für Lehrgerüste und als Halbrundholz für Verstrebungen Anwendung finden. Den Kanthölzern ist mehr das Gebiet der abgebundenen Gerüste vorbehalten.

Der weitgehenden Verwendung von Rundholz ist zwar aus wirtschaftlichen Gründen das Wort zu reden, es ist dabei jedoch stets zu beachten, daß das Zusammenpassen der Hölzer in den Verbindungsstellen nicht mit der gleichen Genauigkeit möglich ist wie bei Kanthölzern. Abgebundene größere Gerüste sollten daher tunlichst aus Kanthölzern hergestellt werden.

Da frisches Holz schwindet, ist altes Holz vorzuziehen, doch darf es nicht zu trocken sein, weil es sonst infolge der Wasseraufsaugung quillt und sich wirft.

Erhalten die Sichtflächen des Betons einen Verputz, so kann man ungehobelte Bretter verwenden, weil eine rauhe Oberfläche des Betons das Anhaften des Putzes begünstigt. Doch läuft man dabei Gefahr, daß Teile des Betons beim Ausschalen an der rauhen Schalung hängenbleiben, wodurch das Bauwerk notleiden kann und Nacharbeiten erforderlich werden können. Bleiben die Sichtflächen — abgesehen von Anstrichen — so, wie sie aus der Schalung kommen, so werden die Schalbretter auf einer, besser aber auf beiden Seiten gehobelt. Hierdurch wird auch der Vorteil erreicht, daß die Bretter öfter wiederverwendet werden können, indem die dichte und glatte Oberfläche derselben kein solches Verfilzen mit dem Beton zuläßt, als dies bei den ungehobelten Brettern mit deren abstehenden Fasern möglich ist[1]).

Der Fugen wegen und um ein noch besseres Ablösen zu ermöglichen, werden zuweilen auf die Schalung noch Auflagen von Papier, Pappe, Leinwand, Jute oder Blech gegeben. Mit Erfolg wird das Anhängen auch durch Bestreichen der Schalung mit Seife, Fetten, Ölen oder Mischungen dieser Stoffe verhindert. Eine derartige Behandlung dient gleichzeitig der Konservierung des Holzes, verlängert dessen Lebensdauer und erleichtert die Reinigung der Schalung nach Gebrauch.

Zuweilen verbleiben Teile der Schalung dauernd an ihrem Platz — Füllstücke zur Herstellung einer ebenen Untersicht von Decken oder zur Verminderung von deren Wärme- und Schalldurchlässigkeit —, in solchen Fällen ist eine rauhe Oberfläche derselben da, wo sie mit dem Beton in Berührung kommen, von Nutzen, weil die Füllstücke am Beton gut haften.

Für Gußbeton, wie er in Amerika mit Vorliebe verwendet wird, aber auch in Europa mehr und mehr Eingang findet, ist eine dichtgefügte Schalung vonnöten, um das Entweichen des Zementwassers zu verhüten. Es werden dann bei amerikanischen Ausführungen mit Nut und Feder versehene Schalbretter verwendet. Solche Schalungen geben eine glatte Oberfläche und erweisen sich auch gegen die Folgen des abwechselnden Quellens und Schwindens des Holzes ziemlich widerstandsfähig.

Eiserne Schalungen und Rüstungen sind in der Anschaffung wohl teurer als hölzerne, sie ermöglichen aber eine viel öftere Verwendung und geben glatte Beton-

[1]) S. a. B. u. E. 1923, S. 21.

flächen[1]). Ein Nachteil ist der, daß dünnere Blechplatten leicht Einbeulungen davontragen, weil sie nicht genügend elastisch sind. Da die eisernen Schalungen vermöge ihrer Dichtigkeit für gegossenen Beton besonders geeignet sind, so ist ihr Gebrauch in den Vereinigten Staaten von Nordamerika weit stärker als bei uns, wo sie nur vereinzelt zur Anwendung kommen.

3. Grundlagen der Berechnung der Schalungen.

a) Belastungen.

Auf die Schalungen und Rüstungen der Betonbauten können senkrechte und wagerechte Lasten wirken.

α) Senkrechte Belastung. Als senkrechte Belastung kommt neben dem Eigengewicht der Schalung und Rüstung selbst das Eigengewicht des Betons sowie dasjenige der auf den Schalungen verkehrenden Arbeiter und Geräte in Betracht. Des weiteren sind dabei die durch den Arbeitsbetrieb und das Abwerfen des Betons hervorgerufenen Erschütterungen in Betracht zu ziehen.

Das Eigengewicht des Holzes ist von dem Gesichtspunkt aus anzunehmen, daß das letztere mehr oder weniger der Durchfeuchtung ausgesetzt ist, so daß zweckmäßig für Nadelholz 700 kg/m³ und für Buchen- und Eichenholz 900 kg/m³ angenommen wird. In den angegebenen Gewichten sind die Zuschläge für Nägel, Schrauben und sonstige kleinere Eisenteile inbegriffen, während schwerere Glieder, wie Zugstangen, Laschen, Knotenbleche u. dergl., besonders in Rechnung zu stellen sind.

Das Eigengewicht unbewehrten Betons wird gewöhnlich mit 2200 kg/m³, dasjenige bewehrten Betons mit 2400 kg/m³ eingesetzt.

Die Belastung infolge des Baubetriebs und die dadurch sowie durch das Stampfen und Abwerfen des Betons hervorgerufenen Erschütterungen werden gewöhnlich durch Ansetzen einer Stoßzahl berücksichtigt, mit welcher das Gewicht des Betons zu multiplizieren ist.

Bei kleineren Eisenbetonkonstruktionen mit geringen Betongewichten ist eine verhältnismäßig große Stoßzahl von 2 oder 3 gerechtfertigt, während bei stärkeren Hochbaukonstruktionen und im Brückenbau meist eine solche von 1,25 bis 1,5 angenommen wird. Wird der Beton aus größerer Höhe geschüttet, so können größere Stoßzahlen am Platze sein, ebenso kann es beim Verkehr besonders schwerer Geräte angezeigt sein, dieselben besonders in Rechnung zu stellen.

β) Seitliche Belastung. Außer von den senkrechten Lasten werden die Schalungen und Rüstungen noch in seitlicher Richtung durch den Seitendruck des frischen Betons sowie durch Wind beansprucht.

Dem seitlichen Druck des Betons ist erst seit der Einführung des Gußbetons mehr Aufmerksamkeit geschenkt worden, nicht zuletzt wohl auch deshalb, weil der Druck flüssigen Betons den praktischen Versuchen und ihrer rechnerischen Auswertung besser zugänglich war als bei Stampfbeton, wo die Drücke hauptsächlich durch die Stampfstöße hervorgerufen werden. Es sind demgemäß auch die ersten Messungen der seitlichen Drucke von Beton von amerikanischen Ingenieuren vorgenommen worden[2]).

Da beim Druck frischen Betons auf die ihn umgebenden Schalwände zweifellos ähnliche Verhältnisse vorliegen wie bei dem Druck von Schüttgütern auf die Wände von Silos, so liegt es nahe, die Berechnungsweise des Seitendrucks auf Silowände auch auf die Berechnung des seitlichen Druckes von Beton auf Schalungen an-

[1]) B. u. E. 1912, S. 36. — Ztrlbl. d. Bauv. 1925, S. 455.
[2]) Eng. News, 9. September 1909, S. 288 und 30. Juni 1910, S. 748. — Eng. Rec., 15. Januar 1910, S. 71.

zuwenden. Hiernach wird bei Schalzellen von verhältnismäßig großem Querschnitt der Seitendruck nach den für den Erddruck gültigen Formeln berechnet, indem die Reibung des Betons an der Schalwand vernachlässigt werden kann. Bei verhältnismäßig kleinem Zellenquerschnitt kann die Reibung des Betons an der Schalwand in Rechnung gestellt werden, welche mit Fortschreiten der Höhe so lange zunimmt, bis sie gleich dem Gewicht des Betons wird und von da an konstant bleibt.

Im übrigen hängt der seitliche Druck des Betons hauptsächlich von den nachstehenden Faktoren ab:

1. von dem Ausmaß der Schalzelle d. h. der Grundfläche zwischen den Schalwänden,
2. von der Füllgeschwindigkeit,
3. von der Abbindezeit des Betons und daher von der Temperatur und der Art des Zementes,
4. von dem Wasserzusatz,
5. von dem Zementgehalt,
6. von der Art der Zuschlagstoffe.

Auf Grund systematischer Versuche hat Noack die nachstehende Formel abgeleitet[1]):

$$p = \frac{\gamma}{f\,c}\,(1 - e^{-k\,c\,h}),$$

worin bedeuten:

p den wagerechten Seitendruck des frischen Betons in t/m²,

γ das Raumgewicht des frischen Betons in t/m³ (Mittelwert 2,1),

$f = \operatorname{tg}\varphi'$ die Reibungszahl zwischen Beton und Schalwand (0,85 für erdfeuchten, 0,70 für plastischen und 0,64 für flüssigen Beton),

$c = \frac{U}{F}$ den Quotienten aus dem Umfang der Schalzelle und deren Grundrißfläche,

e die Basis der nat. Logarithmen = 2,718,

k eine Konstante, und zwar:

für erdfeuchten Beton = 0,401,
„ plastischen „ = 0,380,
„ flüssigen „ = 0,375,

h die Druckhöhe in m, das ist diejenige Höhe des Betonkörpers, welche zu einem bestimmten Zeitpunkt noch Druck auf die Schalung ausübt und daher noch nicht abgebunden hat.

Die Höhe h richtet sich nach der Abbindezeit des Betons und der Füllgeschwindigkeit, welch letztere hinwiederum von der Leistung der Misch- und Förderanlage und der Grundrißfläche der Schalzelle abhängig ist. Wenn also beispielsweise ein rechteckiger Pfeiler von 10,00 m Länge, 2,50 m Breite und 8,00 m Höhe zu betonieren ist, die Abbindezeit des Betons durch Vorversuche zu $t = 10$ Stunden gefunden worden ist und stündlich 15 m³ Beton beigebracht werden können, so beträgt die Füllgeschwindigkeit

$$v = \frac{L}{F} = \frac{15}{25{,}0} = 0{,}60 \text{ m in der Stunde}$$

und damit die Druckhöhe

$$h = 10{,}0 \cdot 0{,}6 = 6{,}0 \text{ m}.$$

[1]) S. a. die Dissertation: „Ergebnisse neuerer Forscherarbeiten über die Eigenschaften des Zementbetons und Versuche zur Bestimmung seines Seitendruckes", sowie Schw. Bztg., 1. September 1923, S. 109 und Ztrlbl. d. Bauv. 1926, S. 164 u. 171. — Die Formel deckt sich mit derjenigen, welche von Janssen für den Getreidedruck in Silozellen abgeleitet wurde (Z. d. V. D. I. 1895, S. 1046).

Für den praktischen Gebrauch hat Noack graphische Tafeln hergestellt[1]), aus denen der Betondruck für die gegebenen Verhältnisse entnommen werden kann. Nach denselben beträgt der Seitendruck im ungünstigsten Falle, also bei Vernachlässigung der Reibung zwischen Beton und Schalwand:

bei erdfeuchtem Beton $p = 0{,}99\ h$,
„ plastischem „ $p = 1{,}14\ h$,
„ flüssigem „ $p = 1{,}23\ h$,

also bei Gußbeton rd. $^1/_4$ mehr als bei Wasser[2]).

Was den Seitendruck durch Wind anbelangt, welcher insbesondere bei hohen und schmalen Gerüsten berücksichtigt werden muß, so wird derselbe zu 100 bis 150 kg/m² der windgetroffenen Fläche in wagerechter Richtung wirkend angenommen und dabei verlangt, daß das unbelastete Gerüst noch eine mindestens 1,5fache Sicherheit gegen Umkippen hat.

b) Zulässige Beanspruchungen.

Als zulässige Beanspruchungen des Holzes können auf Grund der neueren Versuchsergebnisse die nachstehenden angenommen werden[3]):

α) auf Biegung und Zug in der Faserrichtung:
bei Nadelholz . . . . . 100 kg/cm²
„ Buchen- und Eichenholz . 110 „

β) auf Druck in der Faserrichtung:
bei Nadelholz . . . . . 80 kg/cm²
„ Buchen- und Eichenholz . 100 „

γ) auf Druck senkrecht zur Faserrichtung auf ganzer Breite (Schwellendruck):
bei Nadelholz . . . . . 15 kg/cm²
„ Buchen- und Eichenholz . 30 „

δ) auf Druck senkrecht zur Faserrichtung auf einem Bruchteil der Breite (Stempeldruck):
bei Nadelholz . . . . . 25 kg/cm²
„ Buchen- und Eichenholz . 50 „

ε) auf Abscherung parallel zur Faser:
bei Nadelholz . . . . . 12 kg/cm²
„ Buchen- und Eichenholz . 25 „

Wird gebrauchtes Holz verwendet, so ist die zulässige Spannung entsprechend dem Zustand des Holzes zu vermindern.

Besondere Beachtung muß der Beanspruchung des Holzes senkrecht zur Faserrichtung geschenkt werden, da — wie aus obigen Zahlen hervorgeht — das Holz hierbei nur bis zu einem Bruchteil derjenigen Spannung in Anspruch genommen werden darf, welche in anderen Richtungen zugelassen wird[4]). Es ist also überall da Vorsicht geboten, wo Pfosten, Streben usw. mit Querhölzern (Schwellen usw.) zusammenstoßen. Falls sich bei Nadelholz hierbei der spezifische Druck quer zur Faser größer als 15 bezw. 25 kg/cm² ergibt, sind druckverteilende Zwischenlagen aus Blechen, ⊔-Eisen oder Hartholzplatten vorzusehen, deren Länge so groß sein muß, daß obengenannter Druck auf das Querholz nicht überschritten wird.

[1]) Dieselben sind in Schw. Bztg., 1. September 1923, S. 109 abgedruckt.

[2]) Bei verschiedenen großen Mauerbauten in Deutschland ist der Druck zu $^3/_4$ des Wasserdrucks angenommen worden, wobei man befriedigende Ergebnisse erzielt hat.

[3]) S. a. das Buch: Die Grundlagen des Ingenieurholzbaues von Dr.-Ing. Hugo Seitz, Berlin 1925, woselbst weitere Literatur angegeben ist, sowie die „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke" der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom Jahre 1926. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[4]) S. a. D. Bztg., Der Holzbau 1921, S. 21.

c) Berechnungsformeln.

Bei den Verschalungen werden im wesentlichen die Schalbretter, bei den Stütz-, Lehr- und Hilfsgerüsten in der Hauptsache Streckbalken und Kranzhölzer auf Biegung beansprucht und je nach der Auflagerung als freiaufliegende oder durchlaufende Balken berechnet, was keiner weiteren Erörterung bedarf. Fast alle übrigen Hölzer werden auf Druck beansprucht und müssen auf Knickung berechnet werden, wobei in der Regel die ungünstige Annahme freier Stabenden gemacht wird. Nur bei eingerammten Pfählen kann wegen deren Einspannung im Boden als Knicklänge $^2/_3$ bis $^3/_4$ der freien Länge angenommen werden.

Bei Abstützung von Zwischenpunkten gedrückter Stäbe gegen festliegende andere Punkte darf die Knicklänge entsprechend verringert werden[1]).

Für schlanke Stäbe mit einem Schlankheitsgrad von $\lambda = \frac{s_k}{i} \geq 100$ $\left(i = \sqrt{\frac{J}{F}},\right.$ $\left. J =$ kleinstes Trägheitsmoment und $F =$ Querschnitt des Stabes$\right)$ erfolgt die Berechnung nach der Eulerformel

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E J}{F s_k^2},$$

worin σ_k die Knickspannung und E den Elastizitätsmodul des Holzes darstellt, welcher zu 100 000 kg/cm² angenommen wird.

Bei Einsetzung dieser Werte erhält man:

für Nadelholz $\sigma_k = \frac{1\,000\,000}{\lambda^2}$ — für Eichen- und Buchenholz $\sigma_k = \frac{1\,000\,000}{\lambda^2}$.

Die Knicksicherheit ν wird hierbei zu mindestens 4,5 bis 5 angenommen.

Für Stäbe mit einem Schlankheitsgrad $\lambda < 100$ erfolgt die Berechnung nach Tetmajer:

für Nadelholz $\sigma_k = 300 - 2\,\lambda$ — für Eichen- und Buchenholz $\sigma_k = 375 - 2{,}75\,\lambda$,

wobei die Knicksicherheit zu mindestens 4 bis 4,5 angenommen wird.

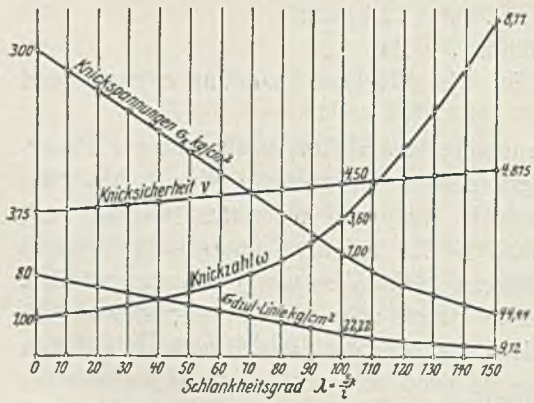


Abb. 1. Linien der Knickspannung σ_k, der zulässigen Druckspannung σ_{dzul}, der Knicksicherheit ν und der Knickzahl ω für Nadelholz.

In der graphischen Darstellung Abb. 1 und der Tabelle Abb. 2 auf nebenstehender Seite, welche den Neuen Bestimmungen für Holztragwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft entnommen sind[2]), die als Ergebnis der neuesten Erfahrungen zur allgemeinen Anwendung empfohlen werden können, sind die Knickspannungen σ_k und reduzierten zulässigen Druckspannungen σ_{dzul} bei verschiedenen Schlankheitsgraden ersichtlich und ist weiter die Knickzahl ω eingeführt, welche den Quotienten aus der zulässigen Spannung nach S. 197 unter b) und der reduzierten Druckspannung ausdrückt. Wenn man daher die errechnete Stabkraft

[1]) Näheres hierüber siehe Schönhöfer, Haupt-, Neben- und Hilfsgerüste im Brückenbau, S. 11. Berlin 1911. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) Vorläufige Bestimmungen für Holztragwerke (BH), herausgegeben von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Knickspannungen σ_K und Knickzahlen ω.

Nadelholz				Eichen- und Buchenholz			
1	2	3	4	1	2	3	4
Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{i}$	Knickspannung σ_K $\lambda \leq 100$; $\sigma_K = 300 - 2\lambda$ $\lambda \geq 100$; $\sigma_K = \frac{1\,000\,000}{\lambda^2}$	Knickzahl $\omega = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{d\,zul}}$	$\frac{\Delta\omega}{\Delta\lambda}$	Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{i}$	Knickspannung σ_K $\lambda \leq 100$; $\sigma_K = 375 - 2{,}75\lambda$ $\lambda > 100$; $\sigma_K = \frac{1\,000\,000}{\lambda^2}$	Knickzahl $\omega = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{d\,zul}}$	$\frac{\Delta\omega}{\Delta\lambda}$
0	300	1,00	0,009	0	375	1,00	0,010
10	280	1,09	0,011	10	347	1,10	0,012
20	260	1,20	0,013	20	320	1,22	0,014
30	240	1,33	0,014	30	292	1,36	0,017
40	220	1,47	0,018	40	265	1,53	0,021
50	200	1,65	0,022	50	237	1,74	0,026
60	180	1,87	0,027	60	210	2,00	0,035
70	160	2,14	0,035	70	182	2,35	0,046
80	140	2,49	0,046	80	155	2,81	0,067
90	120	2,95	0,065	90	127	3,48	0,102
100	100	3,60	0,083	100	100	4,50	0,104
110	83	4,43	0,093	110	83	5,54	0,116
120	69	5,36	0,103	120	69	6,70	0,129
130	59	6,39	0,114	130	59	7,99	0,142
140	51	7,53	0,124	140	51	9,41	0,156
150	44	8,77		150	44	10,97	

Tafel Abb. 2.

mit der entsprechenden Knickzahl ω multipliziert, kann der Stab wie ein dem Knicken nicht ausgesetzter Druckstab behandelt werden, und es muß

$$\omega \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul} \text{ sein.}$$

Zuweilen wird auch nach der in Österreich, Frankreich und England gebräuchlichen Schwarz-Rankineschen Formel:

$$\sigma_k = \frac{\sigma}{1 + 0{,}0002 \cdot \frac{s}{i^2}}$$

gerechnet, wo

σ_k die zulässige Knickspannung,
σ die zulässige Druckspannung,
s die freie Knicklänge und
i den kleinsten Trägheitshalbmesser bedeuten.

Rammpfähle. Die Beanspruchung gerammter Pfähle für Lehr- und Hilfsgerüste auf Druck wird, da dieselben häufig wieder herausgezogen werden müssen und auch wegen deren starker Inanspruchnahme beim Rammen, abgesehen von dem Festsitzen im Boden und der Sicherheit gegen Knicken, zu dem mäßigen Betrage von etwa 20 bis 30 kg/cm² angenommen.

Bei Bestimmung der Tragfähigkeit eines Pfahles hinsichtlich seines Festsitzens im Boden wird von der Verwendung einer der zahlreichen Rammformeln, deren Wert vielfach angezweifelt wird, zweckmäßig Abstand genommen[1]). Man schließt vielmehr aus dem Ziehen eines Pfahles unter den Rammschlägen und dem Verlauf der Abnahme der Eindringungstiefen und insbesondere aus der Eindringung unter der letzten „Hitze" auf seine Tragfähigkeit. Hierzu ist die Führung eines sogenannten „Rammregisters" erforderlich, das neben Angaben über Zeitpunkt des Einrammens, Abmessungen des Pfahles, Gewicht und Fallhöhe des Bären u. a. m. die Eindringungstiefen bei den verschiedenen Hitzen enthält. In vielen Fällen kann ein Pfahl mit 22 bis 25 cm Durchm. für Gerüstzwecke als genügend festsitzend angenommen werden, wenn er unter einem Bär von 600 bis 800 kg Gewicht und 3 m Fallhöhe bei den letzten sechs Schlägen (Hitze) um nicht mehr als etwa 10 bis 20 mm einsinkt.

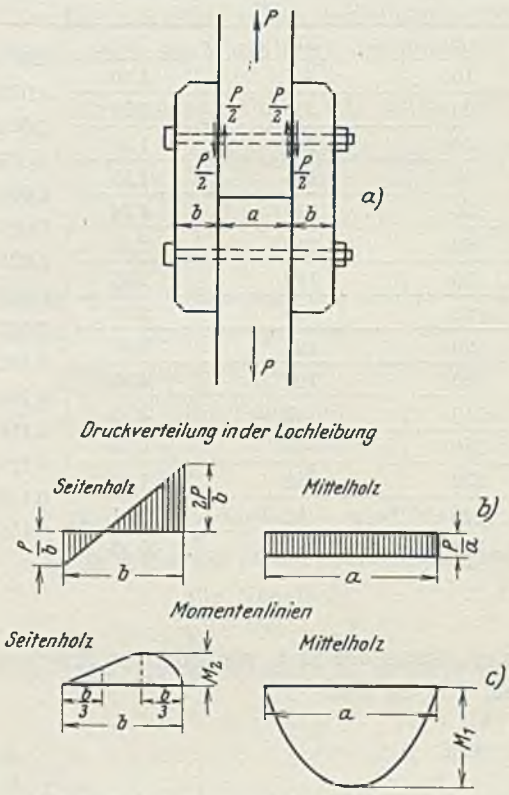


Abb. 3.

Die Berechnung von Schraubenbolzen, die zuweilen bei Lehrgerüsten notwendig wird, geschieht auf Lochleibungsdruck und auf Biegung[2]) und zweckmäßig wieder nach den in der Fußnote auf S. 198 genannten Vorschriften, wobei die Druckverteilung nach Abb. 3 und demnach die Momente zu

$$M_1 = \frac{P\,a}{8}$$

$$M_2 = \frac{2\,P\,b}{27}$$

anzunehmen sind. Die gleichmäßig auf die Lochleibung bezogene Pressung darf betragen

bei Mittelhölzern	100 kg/cm²
bei Seitenhölzern	50 „

Was die Zug- und Biegungsspannungen betrifft, so dürfen dieselben den Betrag von 1200 kg/cm² nicht überschreiten.

Bei kleineren Gerüstungen müssen die Hölzer meist schon aus praktischen Gründen stärker gemacht werden, als es die Rechnung ergibt; insbesondere ist dies bei Versteifungshölzern der Fall, deren Querschnittsabmessungen denjenigen der übrigen Gerüsthölzer angepaßt werden müssen.

Es wird beim Entwurf von Gerüstung und Schalung auch immer so vorgegangen, daß man dieselben zuerst entwirft und erst hernach auf die genügende Bemessung prüft.

4. Erfordernisse der Schalung.

Die Schalung darf nicht allein mit der erforderlichen Sicherheit gegen Bruch, sondern sie muß auch so entworfen sein, daß schädliche Setzungen oder Formänderungen

[1]) S. a. Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau. 4. Aufl., I. Bd., S. 189. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) B.-I. 1922, S. 100 u. 141.

nicht eintreten können. Dabei soll mit einem Mindestaufwand an Material und Arbeit der beabsichtigte Zweck erreicht werden.

Einsenkungen der Schalungen haben unplanmäßige Stärke des Betons zur Folge, was Unzuträglichkeiten und Kosten verursachen und Aufenthalt bringen kann. Die Einsenkung der Schalung an einer Stelle kann je nach den Verhältnissen ein Hochheben an einer anderen Stelle nach sich ziehen, wo dann die rechnungsmäßige Stärke des Betons nicht vorhanden ist, so daß Gefahr besteht und der Bauteil schlimmstenfalls abgetragen und durch eine neue Konstruktion ersetzt werden muß.

Die unangenehmsten Setzungen entstehen durch Nachgeben der Stützen, wenn diese an Zahl zu gering oder unzweckmäßig angeordnet sind oder sich infolge ungenügender Unterlage in den Boden eindrücken.

Es ist aber nicht selten der Fall, daß in den umgekehrten Fehler verfallen und ein Zuviel an Holz aufgewendet wird. So ist manchmal bei Ausführungen zu beobachten, daß Bauteile überstrebt werden, d. h. daß eine unübersichtliche und regellose Anhäufung von Stützen vorhanden ist[1]).

Ganz ausschalten lassen sich die Formänderungen natürlich nicht, dagegen lassen sie sich durch entsprechende Konstruktion der Gerüste (nach Möglichkeit Vermeidung auf Biegung in Anspruch genommener Teile, Anordnung einer möglichst geringen Zahl von Stoß- und Verbindungsstellen usf.) und sorgfältige Ausführung durch gewissenhafte Zimmerleute auf ein erträgliches Maß zurückführen.

Den Gerüsten muß daher eine durch Rechnung bestimmte oder nach ausgeführten Beispielen ähnlicher Art geschätzte Überhöhung gegeben werden, welche eher zu reichlich genommen werden sollte, um den Anschein des Durchhängens des Tragwerks zu vermeiden.

Eine weitere Forderung an eine Schalung ist, daß dieselbe leicht aufstellbar und mit möglichst geringer Erschütterung für den Bauteil auch wieder abnehmbar ist. Man findet in dieser Hinsicht alle möglichen Abstufungen von der einfachen Holzwand bis zur sinnreich durchgebildeten eisernen Schalungsform, welche mit wenigen Handgriffen aufgestellt und nach Gebrauch wieder frei gemacht und beliebig oft verwendet werden kann.

Bei dem Entwerfen von Schalformen sollte fast größere Rücksicht auf die Ausschalung als auf die Aufstellung genommen werden, weil deren Wirtschaftlichkeit hauptsächlich von der Schnelligkeit des Abnehmens und davon abhängig ist, wie oft sie ohne Ausbesserung benutzt werden können. Dazu kommt, daß bei größeren Bauten für die Aufstellung der Schalung Maschinen (Aufzüge, Krane, Kabelluftbahnen usw.) zu Hilfe genommen werden können, mit denen das Versetzen rasch und billig vor sich gehen kann, wogegen die Abnahme der Schalung vielfach von Hand geschehen muß.

Beim Entwurf der Schalung ist weiter darauf zu achten, daß deren einzelne Teile in der Reihenfolge der Ausschalung der Bauglieder abgenommen werden können, also daß z. B. bei Deckenkonstruktionen zuerst die Seitenschalung der Träger und hierauf die Deckenschalung und zuletzt die Bodenschalung der Träger entfernt werden kann.

Damit das Schalungsmaterial möglichst für denselben Zweck wieder verwendet werden kann, ist darauf zu achten, dasselbe tunlichst unversehrt wieder zurückzugewinnen, es soll also weder zerschnitten noch durch Nägel usw. beschädigt sein. Die Verwendung von Nägeln sollte dann auf das allernotwendigste beschränkt, dagegen sollten Schrauben und besonders Bügel oder Schließen mehr verwendet werden.

[1]) B. u. E. 1925, S. 140.

Um das auf den Baustellen anfallende Verschnittholz nutzbringend verwerten zu können, kann es vorteilhaft sein, Schalungsformen zu entwerfen, bei denen solche kurze Brett- und Abfallstücke verwendet werden können.

Damit man die gleiche Schalung (z. B. in den verschiedenen Stockwerken eines Eisenbetonbaues), mehrere Male verwenden kann und daher möglichst wenige Formen abzuändern hat, können Erwägungen wirtschaftlicher Art dazu führen, schon beim Entwurf darauf abzuheben, in den Querschnitten der Säulen und Träger nicht zu viele Abstufungen einzuführen, sondern lieber etwas mehr Beton und Eisen aufzuwenden.

Schließlich sollen bei jeder Schalung Ausrüstungsvorrichtungen vorhanden sein, durch deren Betätigung die Formen nach Gebrauch leicht und ohne Beschädigung der Tragkonstruktion gesenkt werden können, um sie hernach abzunehmen.

5. Das Vorrichten der Schalung.

Neben Lagerplätzen für das Rüstungs- und Schalungsholz ist bei einigermaßen größeren Ausführungen ein gegen Wind und Wetter geschützter Zimmermannswerkplatz einzurichten, dessen Größe sich nach dem Umfang des Baues und der Schnelligkeit richtet, mit welcher derselbe aufgeführt werden soll. Sind Lehrgerüste für Brücken oder Dachbinder herzustellen, so ist ein Reißboden zum Abbinden derselben vonnöten, der mit Vorteil überdacht wird. An die Werkstätte anschließend, ist zweckmäßig ein verschließbarer Werkzeugraum angebaut. Werkstätten für große Anlagen sind mit Kreis- und Bandsäge, Hobel- und Bohrmaschine, Fräsmaschine, Schraubenschneidemaschine, Schleifsteine usw. ausgerüstet, welche von Lokomobilen, Benzin- oder Elektromotoren getrieben werden. Für mittlere und kleinere Bauten ist meist nur eine Kreissäge aufgestellt, die zweckmäßig mit dem Antrieb der Betonmischmaschine gekuppelt ist.

Eine planmäßige Einteilung der Arbeit beim Vorrichten der Schalung ist von großem Einfluß auf die Kosten[1]). Dem Arbeiter muß von vornherein die Möglichkeit zu guter und rascher Arbeit gegeben werden. Neben gutem Handwerkszeug ist vor allem nötig, daß die Werkbank, auf der er arbeitet, zweckmäßig eingerichtet ist, so daß er mit möglichst geringem Aufwand an Zeit die Bretter zu Schaltafeln zusammensetzen kann.

Der Zimmermann arbeitet nach genauer Zeichnung oder Skizze mit eingeschriebenen Maßen, Bezeichnung des Stückes und Angabe der zu fertigenden Zahl. Bei der Einschalung normaler Hochbauten mit Stützen und Decken haben sich bei den Unternehmern gewisse feststehende Ausführungsformen herausgebildet, so daß es genügt, wenn dem Zimmermann ein Plan, der die sämtlichen Abmessungen der einzelnen einzuschalenden Bauteile enthält, geliefert wird. Dieser Plan ist allenfalls durch ein Verzeichnis, welches die Stückzahl oder etwa notwendige Erläuterungen und Skizzen enthält, zu vervollständigen.

Wichtig ist eine Arbeitsteilung, welche beliebig weit getrieben werden kann, je nach der Größe des Baues, der Zahl der vorhandenen Arbeiter und noch anderen Umständen. Ein Arbeiter fertigt beispielsweise nur Tafeln für Säulenschalungen, ein anderer solche für Hauptträgerschalungen, ein dritter setzt diese Tafeln zu Kasten zusammen usf. Hierbei ist auch eine gute Kontrolle der Arbeitsleistungen möglich.

Weiter sollte darauf gehalten werden, daß der Zimmermann nicht für Arbeiten verwendet wird, welche von ungelernten Arbeitern gerade so gut ausgeführt werden können. Der Zimmermann soll vielmehr ständig an seiner Werkbank arbeiten, während

[1]) Über die Anwendung des Taylorschen Verfahrens hierauf siehe Arm. B. 1914, S. 346 u. f.

das Herbeitragen des Holzes und das Wegbringen der fertigen Stücke von Tagelöhnern besorgt wird.

Manche Betonbauunternehmungen führen häufig das Vorrichten der Schalung von Hochbauten in ihrer Fabrikwerkstätte aus und liefern mit der Bahn die fertigen Schalstücke an, die dann nur noch zusammengesetzt zu werden brauchen. Gewöhnlich sind solche Werkstätten mit vollständigen Holzbearbeitungsanlagen und eingeübten Spezialschreinern ausgestattet, so daß die Herstellungskosten geringer werden, als wenn die Schalungen auf der Baustelle angefertigt würden. In solchen Fällen können natürlich die Einrichtungen auf der Baustelle erheblich einfacher sein, da es sich dann bei der Arbeit daselbst in der Hauptsache um die Abänderung der Schalung zum Gebrauch an anderer Stelle handeln wird.

Vor der Wiederverwendung müssen die Bretter sauber von Zement usw. gereinigt und durchgesehen werden und, wo sich Mängel zeigen, deren Ausbesserung vorgenommen werden. Unebenheiten und Löcher werden durch Ausstreichen mit Zement geebnet, Fugen mit Spänen geschlossen.

A. Schalung im Hochbau.

I. Das Aufstellen der Schalung.

Wie bereits oben erwähnt wurde, ist das genaue Vorrichten der Schalung Vorbedingung für eine gute und rasche Aufstellung. Auch bei letzterer ist — wenigstens bei Gebäuden größeren Ausmaßes — eine Arbeitsteilung derart zweckmäßig, daß eine Gruppe von Arbeitern nur Säulenschalungen stellt, eine andere die Schalkasten für die Hauptträger setzt usf.

Das Aufstellen der Schalung beginnt mit dem Errichten der Schalungen für die Säulen, wobei auf das genaue Senkrechtstellen derselben besondere Sorgfalt zu verwenden ist, da davon die richtige Anordnung des ganzen Baues abhängt. Während es früher allgemein üblich war, eine Seite der Säulenschalung offen zu halten, um von dieser aus den Beton stufenweise einzubringen und zu stampfen und sie nach und nach mit dem Hochführen des Betons durch Brettstücke zu schließen, ist dieses Verfahren heute im allgemeinen verlassen und wird nur noch vereinzelt angewendet, insbesondere deshalb, weil eine Gewähr für den genauen Abstand der Bügel, die von oben querschnittweise herabgelassen wurden, nicht gegeben ist. Es wird vielmehr heute die Säulenbewehrung meist in wagerechter Lage geflochten, als ziemlich steifes Gerippe an Ort und Stelle aufgestellt und hernach mit der Schalung umgeben. Bei längeren Gerippen ist eine Aussteifung mit verstellbaren Rahmen Abb. 4 empfehlenswert. Sodann wird der Beton von oben eingefüllt und die Säule bis herauf zum Ansatz der am tiefsten gelegenen Trägerschräge betoniert.

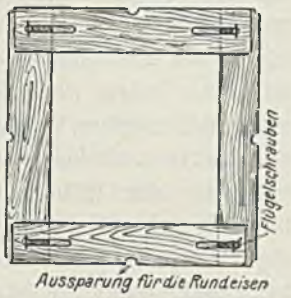


Abb. 4.

In manchen Fällen wird auch die Schalung zuerst aufgestellt und die Säulenbewehrung als fertiges Gerippe von oben hereingestellt. Da es sich hierbei meist um schwere Stücke handelt, so können Hebevorrichtungen nicht leicht entbehrt werden.

Der richtige Abstand der Bewehrung von der Schalung wird zweckmäßig dadurch gesichert, daß an den Längsstangen in geeigneten Abständen Betonklötzchen von entsprechender Stärke festgemacht werden, welche mit einbetoniert werden.

Nachdem die Säulen betoniert sind, erfolgt die Aufstellung der Schalungen für die Hauptträger, hernach derjenigen für die Deckenträger, und schließlich wird die Decke durch Aufbringen der Deckenschalung geschlossen. Nun wird die Bewehrung der Träger verlegt. Hierbei kann so vorgegangen werden, daß zunächst die Bügel in die Formkasten eingesetzt und durch Verknüpfen mit den Montageeisen mittels Bindedraht in Abstand und Lage gehalten werden, worauf die unteren und die abgebogenen Trageisen verlegt werden können. Bequemer ist es jedoch, wenn die Bewehrung über dem Träger auf Böcken zu einem steifen Gerippe geflochten und als Ganzes herabgelassen und in die Schalform versenkt wird.

Bei Einzelträgern, wo die Bewehrungseisen an den Enden gleichmäßig abschließen, kann das Gerippe auch auf dem Werkplatz angefertigt und unter Zuhilfenahme von Hebezeugen an Ort und Stelle gebracht werden.

Die Sicherung des Abstandes der Trägereisen von der Schalung geschieht in ähnlicher Weise, wie dies oben bei den Säulen angegeben worden ist, mit Betonklötzchen.

Bei hohen Trägern hat es sich schon als zweckmäßig erwiesen, das Bewehrungsgerippe von der Seite her einzuschieben und deshalb die eine Seitenschalung wegzulassen und erst nachher anzubringen.

Zuletzt erfolgt die Verlegung der Deckeneisen, deren Abstand durch Verknüpfen mit den Verteilungseisen gesichert wird.

Ehe der Beton in die einzelnen Formen eingebracht wird, müssen dieselben von Sägemehl, Holzspänen, Holzabfällen und Schmutz gereinigt werden. Die Wichtigkeit dieser Arbeit kann nicht überschätzt werden, da deren Unterlassung gefährlich werden kann. Ein verhältnismäßig kleines Stück Abfallholz unterbricht den Beton und beeinträchtigt die Tragfähigkeit des Bauteils.

Zwecks Entfernung der Abfallstoffe aus den Säulenschalungen wird zweckmäßig an deren unterem Ende eine durch ein Brett verschließbare Reinigungsöffnung angebracht, eine solche ist auch an dem Ansatz der Trägerschrägen an die Säulen notwendig, wo sich die Abfallstoffe an der Oberfläche der betonierten Säule sammeln.

Zum Reinigen soll eine genügende Menge unter Druck stehenden Wassers Verwendung finden, das mit einem Schlauch verteilt wird. Man erreicht damit gleichzeitig eine Sättigung zu trockenen Holzes mit Wasser und als Folge ein Zusammenschließen der Fugen zwischen den Schalbrettern.

Bei der früher von Hennebique geübten Arbeitsweise wurde die Schalung allmählich aufgeführt entsprechend dem lageweisen Einbringen des Betons. Sie war auf die Verwendung ziemlich trockenen Betons zugeschnitten, wo ein tüchtiges Stampfen notwendig war. Sie ist bei Deckenbauten fast ganz verlassen, weil dem System Mängel anhaften und weil bei der heute üblichen Verwendung von mit mehr Wasser angemachtem Beton dem Stampfen nicht mehr die frühere Bedeutung zukommt. Der größte Nachteil ist der, daß infolge der Unterbrechungen im Betonieren wagerechte Fugen entstehen, die als schwache Stellen zu bezeichnen sind. Ein weiterer Nachteil ist die Unbequemlichkeit des Verlegens der Eisen während des Betonierens, sowie der Umstand, daß die Arbeit der Zimmerleute, Eiseneinleger und Betonierer mehrere Male unterbrochen wird.

Die Schalungen für Mauern und Wände können vom Boden an mit dem Fortschreiten der Betonierung allmählich aufgeführt oder als fertige Schaltafeln versetzt werden. Wo eine Bewehrung vorgesehen ist, wird meist diese zuerst aufgestellt und hernach die Schalung um dieselbe herum errichtet, es kann auch zuerst eine der beiden Schalwände hergestellt und mit deren Zuhilfenahme die Bewehrung montiert werden.

Hohe Wände werden meist zonenweise hochgeführt und die Schalungen der unteren Zonen nach Gebrauch zum Betonieren der oberen Zonen hochgezogen.

II. Verwendung vorbetonierter Bauteile.

Das Holz ist ein teurer Baustoff. Um die großen Kosten für die an Ort und Stelle hergestellte Schalung zu verringern, liegt es nahe, mit fertigen, zu ebener Erde hergestellten Stücken (Säulen, Trägern, Deckenplatten, Bindern usf.) zu bauen und dieselben mit Hebezeugen an Ort und Stelle zu versetzen[1]). Um an Transportkosten zu sparen, ist es vorteilhaft, wenn der Werkplatz möglichst nahe der Verwendungstelle gelegen ist. Die Monolität wird dadurch zwar mehr oder weniger beeinträchtigt, es gibt aber auch Fälle, wo eine solche nicht einmal erwünscht, vielmehr eine Trennung der einzelnen Teile geboten ist, wenn beispielsweise für spätere Zeit eine Änderung an dem Bauwesen vorgesehen ist und deshalb die Möglichkeit eines leichten Auseinandernehmens der einzelnen Teile offengelassen werden soll.

Stellt man die Säulen liegend her, so erübrigt sich die vierte Schalseite, was bei quadratischem Querschnitt einer Materialersparnis von 25 % gleichkommt. Fertigt man nach Abb. 5 die Säulen Mann neben Mann an derart, daß zuerst die Säulen 1, 3 und 5 und nach Erhärten des Betons und Wegnahme der Laschen und Verspreizungen die Säulen 2, 4 und 6 ausbetoniert werden, so beträgt die Ersparnis 50 %. Auf gleiche Weise können natürlich auch die Träger angefertigt werden. In manchen Fällen kann man auch die Bodenschalung ersparen, indem man auf dem gut geebneten Boden Papier auflegt und darauf den Beton gibt; auf dieseWeise ist bei den Säulen eine Ersparnis an Schalung von 50 %, bei Trägern eine solche von etwa 30 % zu erzielen. Besonders bei Platten mit ihrer großen Bodenfläche kommt die unmittelbare Auflage auf den Boden einer erheblichen Schalungsersparnis gleich. Auch in der Verwendung von Klammern, Schrauben und anderem Eisenzeug, sowie an Arbeitslohn wird eine nicht unerhebliche Ersparnis erzielt. Weiterhin ist zu beachten, daß z. B. die Seitenstücke der Schalungen schon nach 24 bis 48 Stunden, bei Verwendung hochwertigen Zementes noch früher entfernt und daher zwei- bis dreimal benutzt werden können in der Zeit, während der sie bei der Anfertigung an Ort und Stelle hätten am Platze belassen werden müssen[2]).

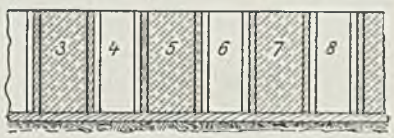


Abb. 5.

Wenn gleiche Stücke in großer Zahl angefertigt werden müssen, so kann man mit Vorteil Metallformen benutzen, welche beliebig oft verwendet werden können.

Besonders vorteilhaft ist aber die Möglichkeit sehr schnellen Bauens, weil man keine Ausschalungsfristen abzuwarten hat. Weiter kann die Herstellung der Bauteile in geschützten Räumen, von Witterungseinflüssen unabhängig, vor sich gehen.

Abb. 6 zeigt eine Ausführung, wo eine Halle von 12 m Weite, deren Stützen und Wände an Ort und Stelle betoniert wurden, mit einem Dach aus vorbetonierten Teilen versehen ist[3]). Die dreieckförmigen Dachbinder mit Zugband, die, wie im Vordergrunde der Abbildung ersichtlich, aufrecht hergestellt worden sind, wurden mittels eines Kranes,

[1]) S. a. B. u. E. 1913, S. 277; 1916, S. 120; 1922, S. 86; 1924, S. 262; 1925, S. 154 u. 218 und 1926, S. 107. B.-I. 1921, S. 100.

[2]) Eng. Rec. vom 4. Dezember 1909, S. 643, enthält vergleichende Tabellen über die Kosten zweier Wagenschuppen von gleichen Abmessungen für die Central Pennsylvania Traction Company in Harrisburg (Pa.), von denen der eine an Ort und Stelle monolithisch hergestellt, der zweite aus einzelnen auf dem Boden gefertigten Stücken zusammengesetzt wurde. Die letztere Bauweise ergab eine Ersparnis von 15 %.

[3]) B. u. E. 1925, S. 218. Weitere Ausführung B. u. E. 1924, S. 121 u. 262.

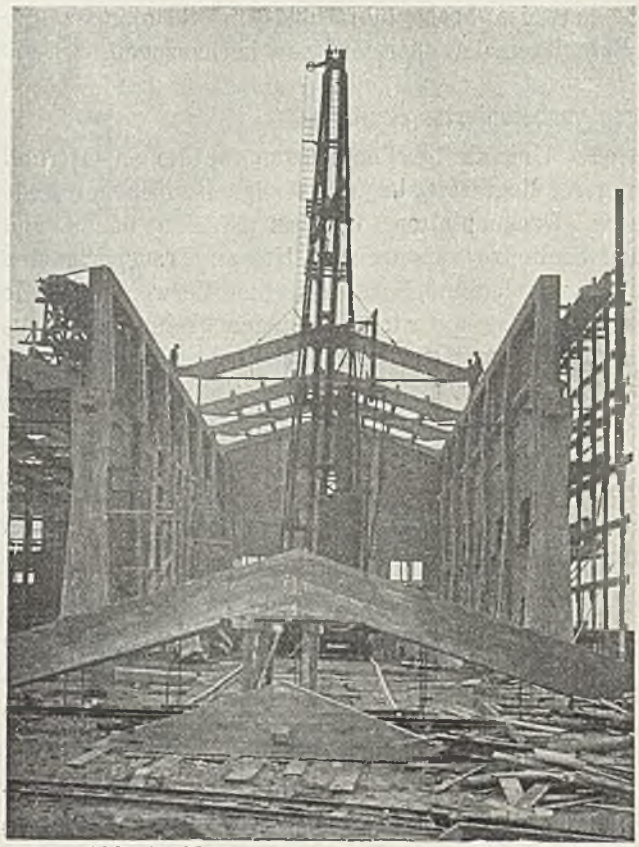


Abb. 6. Versetzen vorbetonierter Stücke für eine Dachkonstruktion.

als welcher eine Dampframme verwendet wurde, versetzt. Diese war bereits auf der Baustelle und zum Einrammen von Eisenbetonpfählen für die Gründung des Gebäudes benutzt worden. Aus der Abbildung ist ersichtlich, wie eben ein Dachbinder versetzt wird, im Hintergrunde sind weiter die Pfetten zu ersehen, welche in die

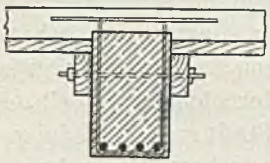


Abb. 7.

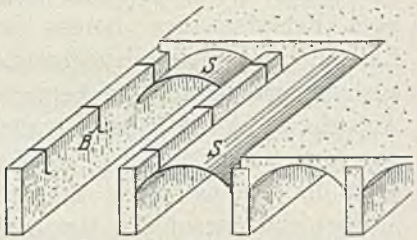


Abb. 8. Schalung der Eisenbetondecke „System Herbst".

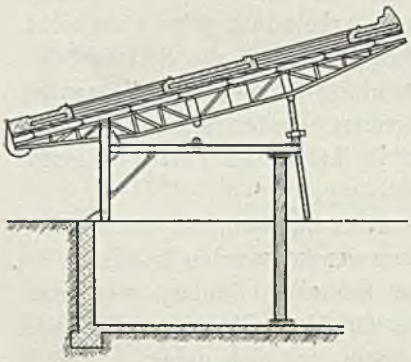


Abb. 9. Vorrichtung zum Aufrichten von Mauern.

Dachbinder eingehängt sind und welche ebenfalls zu ebener Erde angefertigt wurden.

Abb. 7 zeigt eine Ausführungsweise für eine Decke, wo nur die Träger als vorbetonierte Stücke versetzt werden und die Deckenplatte an Ort und Stelle auf eine auf den Trägern aufliegende Schalung aufgestampft wird. Zu diesem Zweck sind oberhalb Trägermitte Löcher für das Durchstecken von Bolzen ausgespart, mit deren Hilfe an den Seitenwandungen Bohlen befestigt werden, auf denen die Schalung aufliegt.

In Abb. 8 ist eine Bauweise dargestellt, wo ebenfalls fertige Rippen verwendet werden, an denen mittels kleiner Bügel *B* Schalbleche *S* aufgehängt sind, auf welche der Beton der Decke aufgebracht wird. Die Schalbleche können nach zwei Tagen entfernt und bei entsprechender Behandlung sehr oft verwendet werden[1]).

In den Vereinigten Staaten von Nordamerika ist man so weit gegangen, ganze Gebäudemauern liegend herzustellen und nach dem Erhärten aufzurichten. Den dies-

[1]) B. u. E. 1926, S. 144.

bezüglichen Bauvorgang bei der Herstellung einer zweistöckigen Speisehalle für die staatlichen Truppen in Camp Perry im Staate Ohio zeigen die Abb. 9 u. 10.

Die Ausführung geschah so, daß zuerst eine hölzerne Plattform hergestellt wurde, welche als Bodenschalung diente. Diese Schalung lag auf parallel zur Mauerrichtung liegenden C-Eisen auf, die ihrerseits wieder auf leichten Fachwerkträgern ruhten, die in einem Abstande von 2,4 m aufgestellt waren. In ihrem unteren Viertel waren die

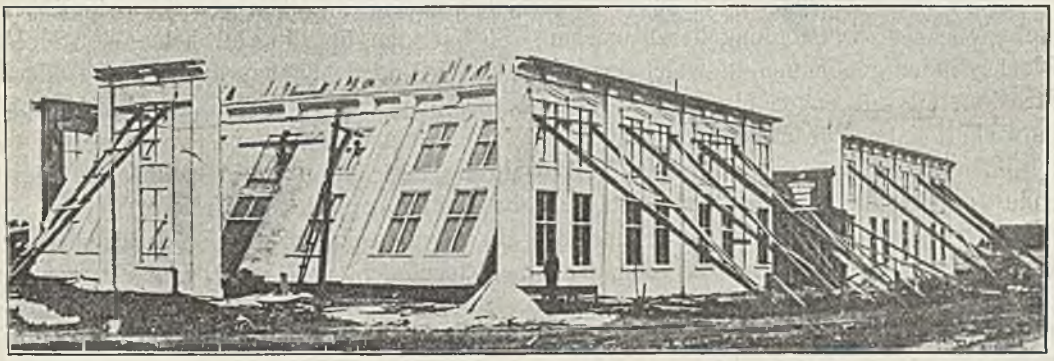


Abb. 10.

Fachwerke gelenkartig drehbar, während an ihrem oberen Viertelpunkt eine Hebeschraube angriff (Abb. 9). Auf die Schalung wurden zunächst die Fenster- und Türgestelle leicht aufgenagelt und sodann der Beton eingegossen. Schon 48 Stunden nach dem Gießen wurde mit dem Aufrichten der Wände begonnen, wozu eine fünfpferdige Dampfmaschine vorhanden war, welche eine sämtliche Hebeschrauben in Bewegung setzende Welle antrieb. Nach der Drehung, wozu vier Stunden benötigt wurden, kam die Mauer auf die zuvor hergestellten Fundamente zu stehen. Die schwerste Wand war 23,1 m lang und 7,3 m hoch und wog 48 t, dabei waren neun Hebeschrauben angesetzt. Nach der Aufstellung wurde die Mauer auf der Außenseite abgesteift und die Schalung auf der Innenseite weggenommen, worauf die Vorrichtung nach deren Abwärtsdrehung zur Herstellung der anliegenden Quermauer verwendet werden konnte[1]).

Eine andere Art, Eisenbetonwände unter Ersparung einer an Ort und Stelle hergestellten Schalung herzustellen, bringt die „schalungslose Bauweise“ unter Benutzung von Formsteinen, wobei Wände für Gebäude, Silos, Kühl- und Kalktürme, Wasserbehälter, Schornsteine usf. in Betracht kommen[2]) (Abb. 11). Hierbei werden die Steine unter Wegfall eines Außengerüstes von einem inneren Arbeitsboden aus über Kopf aufgemauert und die Hohlräume dazwischen mit Beton ausgefüllt.

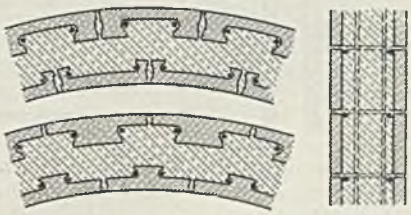


Abb. 11. Schalungslose Bauweise für Wände.

Neben dem Wegfall der Wandschalung und daher Ersparnis an Holz und Arbeitslohn hat man den Vorteil, daß man ungehindert auf den Steinen aufmauern kann, während man bei der Betonierung zwischen Schalungen beim Weiterbauen auf das Abbinden und Erhärten der unteren Betonzone Rücksicht nehmen muß.

[1]) Weitere Ausführungen B. u. E. 1913, S. 444.
[2]) S. a. D. Bztg., Zementbeilage 1923, S. 17 u. 24. — B. u. E. 1922, S. 73, 90 u. 159 und 1924, S. 129, 146 u. 290.

Den vorstehend beschriebenen Ausführungsweisen, welche fertige Stücke verwenden, fehlt mehr oder weniger der Charakter der Monolität, welcher Eigenschaft der Eisenbeton seine Verbreitung mit in vorderer Linie verdankt. Die Bauweise mit vollständig an Ort und Stelle hergestellten Baugliedern ist daher weitaus am meisten in Anwendung.

III. Verwendung der Eiseneinlagen als Schalung.

Um die Schalungskosten zu verringern, hat man auch schon versucht, die Eiseneinlage selbst zur Schalung heranzuziehen. So hat man für die Bewehrung der Säulen Blechzylinder genommen, in welche man den Beton eingegeben hat, oder man hat hierzu Streckmetall mit engen Maschen verwendet, das man zur Sicherheit noch mit Papier umwickelt hat. Für die Decken hat man Wellblech genommen.

Die Bauweise Möller benutzt die Bewehrung ihrer Träger, welche aus am Trägerende verankerten Flacheisen von Trägerbreite besteht, als Bodenschalung.

Von einer Bewehrung im Sinne des Eisenbetons kann jedoch bei allen diesen Bauweisen nicht gesprochen werden, weil das Eisen nicht vom Beton umhüllt, sondern nur auf einer Seite von ihm bedeckt wird. Die andere Seite erhält zwar noch einen Verputz, doch kann dieser nicht als ein mit der übrigen Betonmasse zusammenhängender Teil angesehen werden.

IV. Schalung bei Mauern und Wänden.

Die Schalung von Mauern und Wänden aus Eisenbeton unterscheidet sich wenig von derjenigen für reinen Beton, nur daß sie mit Rücksicht auf die beim Eisenbeton üblichen geringeren Konstruktionsstärken vielleicht mit mehr Sorgfalt herzustellen ist. Die Schalung besteht gewöhnlich aus Holz, in einzelnen Fällen werden eiserne Schalungen verwendet.

Bei der Ausführung werden in manchen Fällen beide Schalwände allmählich errichtet, so daß sie mit dem Fortschreiten der Betonierung in die Höhe geführt werden. Bei dieser Art der Ausführung kann man bequem von beiden Seiten beikommen, so daß die Arbeit eine zuverlässige wird.

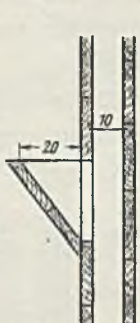


Abb. 12.
„Taschen“ zum Ausgießen der Monierwände.

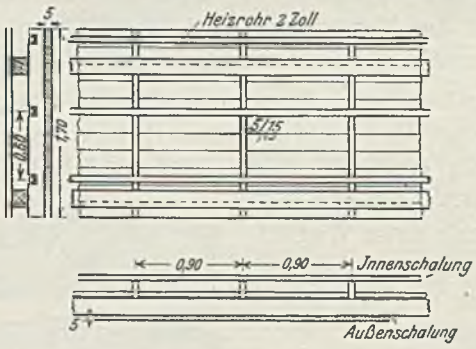


Abb. 13.
Schalung für einen Winterbau.

In anderen Fällen wird eine Schalung auf die ganze Mauerhöhe aufgestellt und die andere mit dem Fortschreiten der Betonierung errichtet. Hierbei kann nur von einer Seite aus gestampft werden. Beide Ausführungsweisen haben den Vorteil, daß der Arbeiter seine Arbeit stets sehen kann.

Bei wieder anderen Arbeitsvorgängen werden beide Schalwände auf ihre ganze Höhe hergestellt; falls hierbei der Beton noch gestampft werden soll, muß die Mauer mehr als 60 cm dick sein, damit ein Arbeiter noch zwischen den Schalwänden stehen kann. Ist die Mauer von geringerer Stärke, so muß Gußbeton zur Verwendung kommen, dessen Dichtigkeit durch Beklopfen der Wände mit einem Hammer sehr befördert wird.

Die „Monierwände“ werden zwischen 6 und 12 cm Stärke ausgeführt. Ihre Herstellung erfolgt so, daß zuerst eine Schalwand errichtet und auf diese die Bewehrung aufmontiert wird. Hierauf wird die zweite Schalwand aufgestellt und der Beton von oben eingegossen. Bei hohen und dünnen Wänden, wo zu befürchten ist, daß der Beton nicht genügend nach unten dringt, bringt man deshalb in der Wandfläche je nach Bedarf noch sogenannte „Taschen“ an, in welche man den Beton für den unteren Wandteil eingießt (Abb. 12).

In manchen Fällen wird die Monierwand nicht ausgegossen, sondern ausgedrückt, dann ist nur eine Schalwand nötig, gegen welche nach erfolgtem Auflegen der Eiseneinlagen der Mörtel in mehreren Lagen aufgeworfen und angedrückt wird.

Eine besondere Schalung für einen Winterbau zeigt Abb. 13, wobei die Ständer an drei Stellen der Höhe nach mit Einschnitten zur Aufnahme von 2 Zoll starken Heizröhren versehen sind, um die Ausführung des Baues in der kalten Jahreszeit zu ermöglichen. Zur Haltung der Wärme mußte außer der eigentlichen Schalwand eine weitere Bretterwand ausgeführt werden.

1. Feste Schalungen.

a) Hölzerne Schalungen.

α) Schalungen mit seitlicher Abstützung.

Ist das Bauwerk nicht zu hoch und stehen sonst keine Hindernisse entgegen, so ist die Abstützung der Schalung gegen den Boden das Gegebene (Abb. 14 u. 15). Für genügende Verteilung des Druckes der Streben auf den Boden durch Unterlage von breiten kräftigen Holzstücken oder durchgehenden Schwellen und bei Stützung auf den Erdboden allenfalls durch vorangehendes Stampfen der Erde ist Sorge zu tragen, weil sonst Ausbauchungen der Mauer eintreten. Zur Sicherung des Abstandes der Schalwände werden zwischen dieselben Spreizen ein-

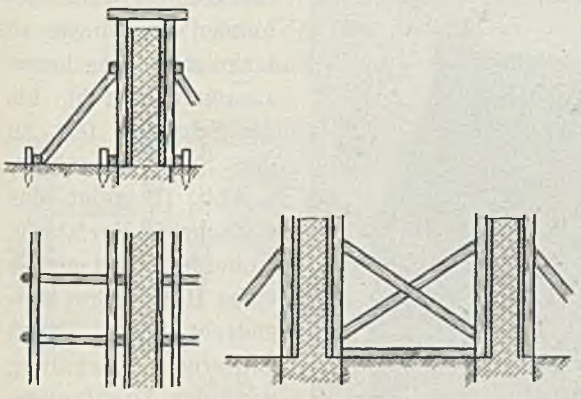


Abb. 14 u. 15.
Abstrebung von Schalwänden.

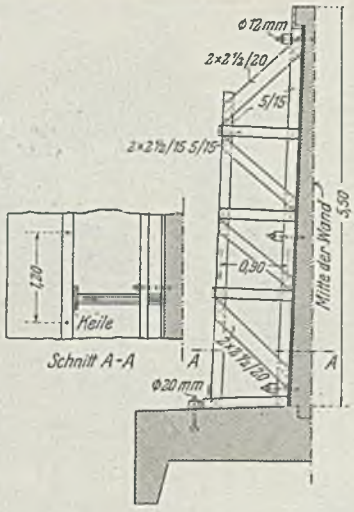


Abb. 16. Abstützung durch Fachwerkträger.

gesetzt, deren Länge gleich der Mauerstärke ist. Dieselben werden herausgenommen, sobald bis auf ihre Höhe betoniert ist.

Ist der Raum zur Anbringung von Streben beschränkt, was besonders bei höheren Wänden der Fall sein kann, oder will man viele Streben vermeiden und auch die gegenseitige Verhängung der Wände nach Möglichkeit nicht anwenden, so kann man die Schalung durch Fachwerkträger abstützen. Abb. 16 zeigt eine derartige

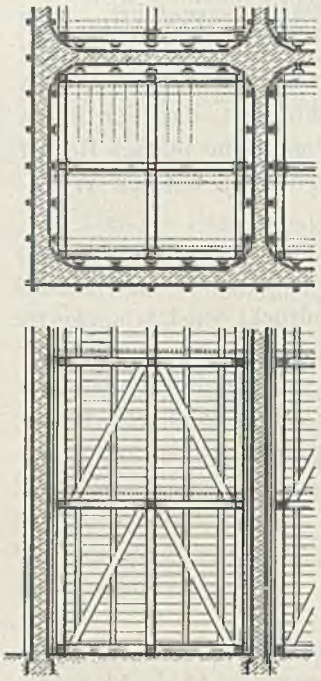


Abb. 17. Einschalen von Silos und ähnlichen Bauten.

Ausführung[1]) unter Benutzung eines hölzernen aus Bohlen zusammengenagelten Trägers, wobei die 5,5 m hohen Wände nur an drei Stellen verhängt sind und im übrigen der Seitendruck des Betons von dem Träger aufgenommen und auf das Fundament übertragen wird. Zu diesem Zwecke sind in Abständen von 1,20 m in das Fundament Ankerbolzen einbetoniert, welche Fußschwellen fassen, gegen welche sich die Träger durch Vermittlung von Keilen legen.

Sind gleichlaufende Wände in mäßiger Entfernung voneinander einzuschalen, so ist es zuweilen möglich, die einander zugekehrten Schalwände gegeneinander zu verspannen. Dieser Fall kommt bei Zellensilos und ähnlichen Bauten vor. Nach Abb. 17 werden hierbei durch Aufstellen von Ständern in den Zellenecken und Rundholzverspannungen wagerechte Geviere gebildet, gegen welche die Schalung festgekeilt wird.

β) Schalungen mit Verspannung der Schalwände.

Manchmal ist eine seitliche Abstützung aus Mangel an Raum oder aber wegen zu großer Mauerhöhe nicht möglich (Abb. 18). Man geht dann so vor, daß man die Schalwände gegeneinander verspannt.

Verspannung mit Drahtschließen. — Hierbei werden die Ripphölzer oder Pfosten durch ausgeglühten Eisendraht meist von etwa 3 mm Stärke miteinander verbunden und dieser so lange angezogen bezw. zusammengedreht, bis die Schalung fest an den Spreizen anliegt.

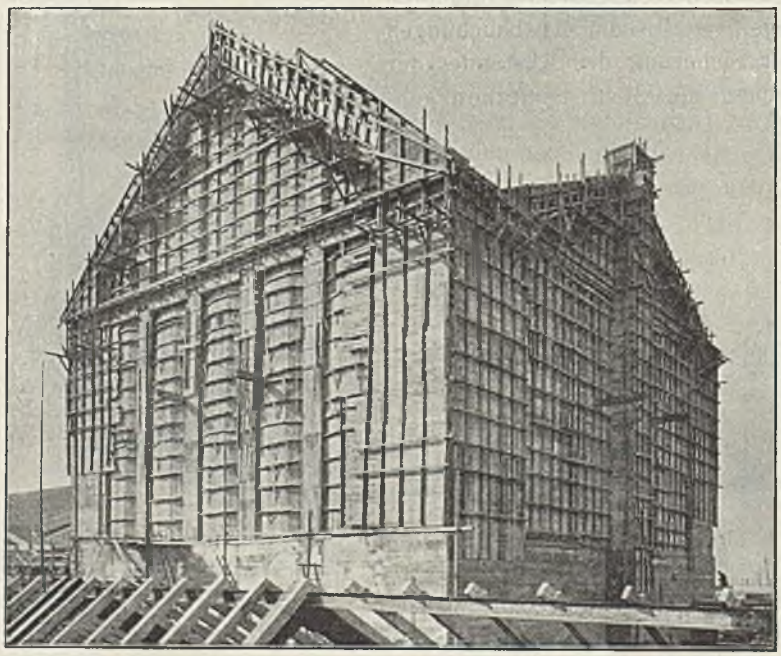


Abb. 18. Bühnenhausgiebel des neuen Stadttheaters in Duisburg während der Ausführung.

Abb. 19 zeigt das einfachste Verfahren, wobei der Draht mittels eines Holzstückes umgedreht wird. Nach Entfernen der Schalung wird der Draht abgeschnitten und verbleibt im Beton.

Da der Draht zu Rostflecken Anlaß gibt und bei unverputzten Mauern sichtbar bleibt, so sind Vorrichtungen ersonnen worden, bei denen der Draht nur bis nahe an die

[1]) Eng. News Rec. vom 20. Mai 1926, S. 810.

Außenseite der Mauer reicht und seine Fortsetzung in einem Schraubenbolzen findet, der an seinem inneren Ende eine besonders geformte Mutter trägt (Abb. 20 u. 21). Hierbei ist der Draht um die Mutter geschlungen, welche auf ihre halbe Tiefe mit

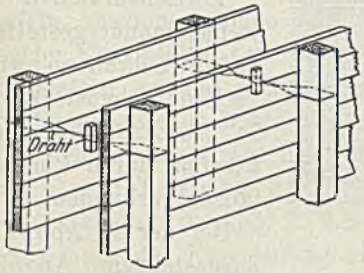


Abb. 19.

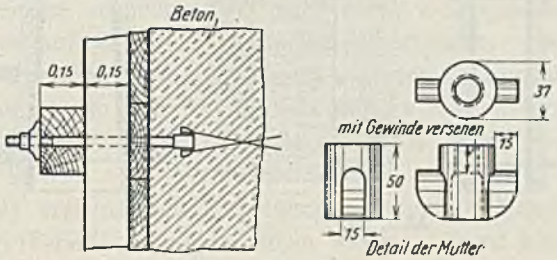


Abb. 20.

Gewinden versehen ist, so daß der Schraubenbolzen aus der Mutter herausgedreht werden kann, worauf der entstandene Hohlraum mit Zementmörtel ausgefüllt wird. Damit der Bolzen ohne Anstand herausgeht, muß der in den Beton eingreifende Teil eingeölt oder eingeschmiert werden. Des weiteren muß der Bolzen 4 bis 5 Stunden nach dem Einbringen des Betons einmal herumgedreht werden. Die Mutter verbleibt im Beton.

Abb. 21.

Bei der in Abb. 21 ersichtlichen Vorrichtung ist angenommen, daß nur eine Seite der Mauer sichtbar ist, weshalb der Schraubenbolzen nur auf der Vorderseite angebracht ist. Der Draht ist durch eine an der Mutter angebrachte Öse durchgesteckt, das Anziehen der Schraube und das Herausnehmen beim Entschalen erfolgt wie bei der Vorrichtung in Abb. 20.

Werkzeuge zum Verspannen. — Um das Anziehen des Drahtes zu erleichtern, können kleine Geräte verwendet werden. In Abb. 22 ist ein kleines Windwerk aufgesetzt, bei welchem der um die Welle laufende Draht durch Drehen mittels einer Ratsche aufgewickelt und damit gespannt wird. In Abb. 23 ist eine Vorrichtung dar-

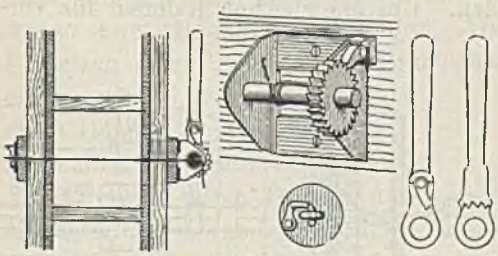


Abb. 22.

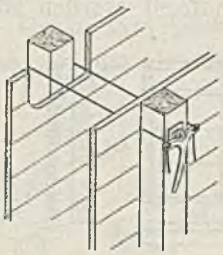


Abb. 23.

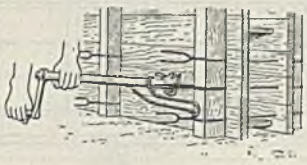


Abb. 24.

gestellt, bei der ein Hebel mit am Ende gespaltenen Armen zum Durchziehen des Drahtes verwendet wird. Vor dem Festlegen ist der Hebel nach aufwärts gerichtet, das Festklemmen und Spannen der Drähte erfolgt durch Herumlegen des Hebels nach unten. Abb. 24 schließlich zeigt ein Gerät, mit dem die Drahtenden außerhalb der Form zusammengedreht werden.

Verspannung mit Rundeisen. — Häufig werden die Schalwände auch unter Zuhilfenahme von Schraubenbolzen verspannt. Abb. 25 bis 31 zeigen derartige Anordnungen. Nach Abb. 25 werden die Bolzen durch den zu lochenden Pfosten gesteckt,

wobei als Spreizen zweckmäßig Gasröhren verwendet werden, worauf die Schraubenbolzen aufgeschoben sind. Will man das Lochen der Pfosten vermeiden, so werden Doppelpfosten mit Zwischenräumen nebeneinandergestellt und die Schrauben zwischendurchgesteckt. In Abb. 26 sind die Pfosten durch Längshölzer verbunden.

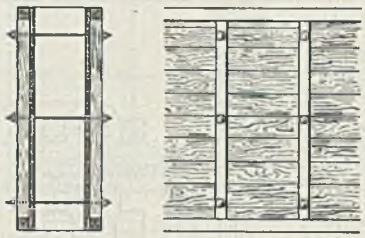


Abb. 25.

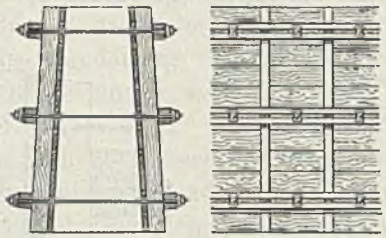


Abb. 26.

Bei der in Abb. 27 dargestellten Anordnung werden die Schaltafeln durch dreiseitige Rahmen zusammen gehalten, deren senkrechte Teile aus doppelten Bohlen gebildet sind. Der Kopf der zwischen den Bohlen durchgesteckten Schraubenbolzen besteht aus einem besonders ausgebildeten Stück, das mit einer Nase zwischen die Bohlen greift. Zur Verhinderung einer Drehung des Bolzens ist oben eine Stellschraube eingesetzt, auch ist die Schraubenmutter zur bequemeren Handhabung mit einem Handgriff versehen. Sobald ein Mauerteil fertig ist, werden die Schrauben durch Drehen der Handgriffe gelöst und die Schalung gelockert, worauf die Brettafeln herausgenommen werden können. Hernach wird die Stellschraube nach oben gedreht, so daß die Schraubenbolzen entfernt werden können. Um die gleichen Rahmen für ver-

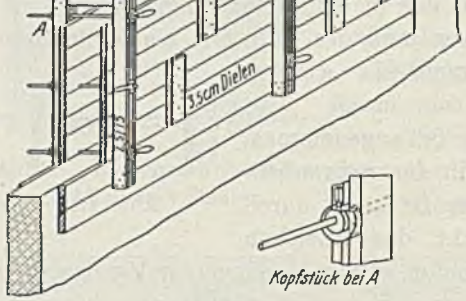


Abb. 27.

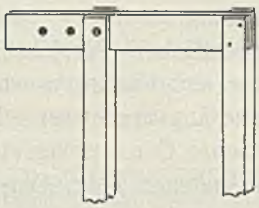


Abb. 28. Verstellbarer Schalrahmen.

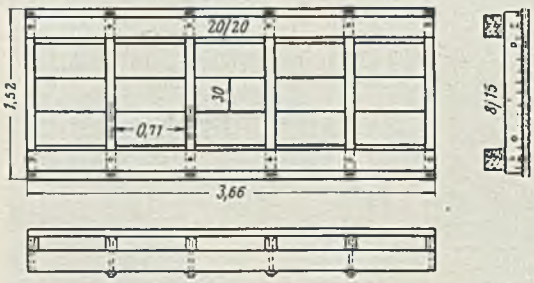


Abb. 29. Schwere Schaltafel.

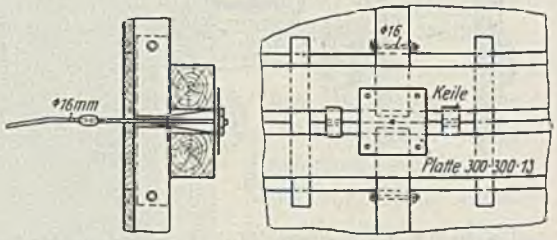


Abb. 30. Einzelheit beim Zusammenstoß der 4 Tafelecken. (Abb. 29).

schiedene Mauerstärken benutzen zu können, wird das obere Querholz zweckmäßig genügend lang gemacht und mit Löchern zum Versetzen und Einstecken von Stiften versehen (Abb. 28).

Eine schwere Konstruktion, bei welcher darauf abgehoben wurde, möglichst wenige Verspannungen zu erhalten, ist in Abb. 29 bis 31 dargestellt. Hierbei

werden Schaltafeln verwendet, welche aus fünf wagerechten Bohlen bestehen, die auf senkrechten Ripphölzern aufgenagelt sind. Diese sind an ihrem oberen und unteren Ende durch ein durchgehendes Längsholz verbunden. Die Verspannung der Wände geschieht durch 16 mm starke Rundeisen, und zwar nur an den Stellen, wo vier Schaltafeln zusammenstoßen. Der vom Rundeisen ausgeübte Zug wird durch eine quadratische Eisenplatte von 30 cm Seitenlänge auf die vier Tafelecken übertragen. Das Rundeisen besteht nicht aus einem Stück, es ist vielmehr 15 cm von der Schalwand nach innen eine hohle Mutter eingeschaltet, so daß das kürzere äußere Bolzenstück für sich herausgedreht und herausgezogen werden kann. Abb. 31 stellt die Anordnung am oberen Tafelende dar.

Bei der in Abb. 25 bis 27 (S. 212) ersichtlichen Anordnung müssen die Rundeisen nach der Entschalung in Höhe der Wandfläche abgenommen werden. Wird kein Verputz aufgebracht, so sind sie daselbst sichtbar und geben im übrigen zu Rostflecken Anlaß. Um diesen Übelstand zu vermeiden, hat man deshalb, wie aus Abb. 30 u. 31 ersichtlich, die Eisen nicht in einem Stück durchgeführt, sondern sie durch Muttern mit Gegengewinden nahe der Schalwand gestoßen, so daß die äußeren Teile beim Entschalen für sich aus der Mutter herausgedreht werden können.

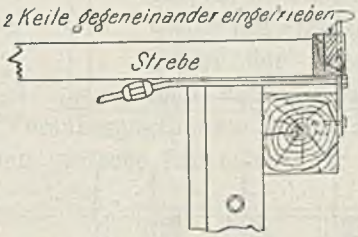


Abb. 31. Einzelheit am oberen Tafelende (Abb. 29).

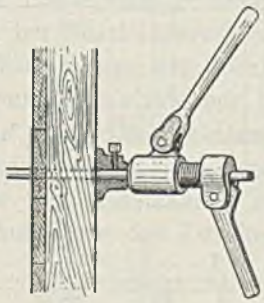


Abb. 32.

Werkzeuge zum Verspannen. — Das Verspannen geschieht gewöhnlich durch Anziehen der an den äußeren Enden der Rundeisen aufgesetzten Schraubenmuttern mittels Schraubenschlüssel oder bei gestoßenen Schraubenbolzen durch Umdrehen der mit Gegengewinden versehenen Muttern zwischen den Schalwänden. Abb. 32 zeigt ein Gerät, mit welchem eine größere Kraft ausgeübt werden kann. Dasselbe besteht aus einer hohlen Schraubenspindel mit aufgesetzter Mutter, woran zwei Hebel befestigt sind. Das Gerät wird nach Einsetzen eines gußeisernen Druckstückes auf das Rundeisen aufgeschoben und mittels eines Hebels an demselben festgeklemmt. Hierauf erfolgt die Verspannung durch Drehen der Mutter mittels des anderen Hebels, worauf eine in dem Druckstück eingesetzte Stellschraube festgezogen wird, so daß das Gerät herausgenommen werden kann.

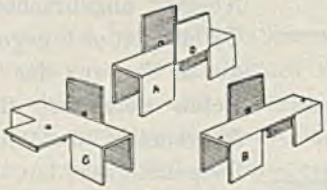


Abb. 34. Dielhalter. Verschiedene Typen.

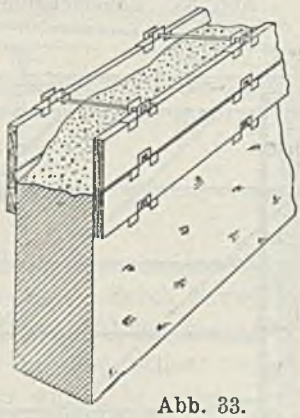


Abb. 33. Verschalung einer Mauer mittels der „Dielhalter".

Die Verschalung einer Mauer unter Verwendung der sogenannten „Dielhalter" zeigt Abb. 33 u. 34. Die Halter bestehen aus Stahlblech und werden in kaltem Zustand in ihre Form gepreßt. Sie werden in drei verschiedenen Sorten hergestellt und vereinfachen die Schalung wesentlich.

Die Spreizen zur Sicherung des Abstandes der Schalwände werden in denjenigen Fällen, wo die Verspannung durch ungestoßene Schraubenbolzen bewirkt wird, zweck-

mäßig aus Gasröhren oder Lochsteinen aus Beton oder Eisenbeton hergestellt, die über die Schraubenbolzen hergeschoben werden können und das spätere Herausnehmen derselben ermöglichen. Die Verwendung von Gasröhren hat den Nachteil, daß die Enden derselben an der Außenfläche der Mauer erscheinen und zu Rostflecken Anlaß geben.

γ) Schalungen mit Abstützung gegen den fertigen Beton.

Bei größeren Mauerstärken werden die inneren Zugglieder zur Verspannung der Wände gegen den seitlichen Druck des Betons sehr lang, was technisch nicht vorteilhaft, aber auch wegen des Verlustes zu bemängeln ist. Außerdem erschweren sie die Zugänglichkeit des Mauerinnern für die Aufstellung der Eisenbewehrung und das Betonieren. Zur Vermeidung oder Abschwächung dieser Mängel kann man die Schalung in dem zuvor fertiggestellten Beton verankern.

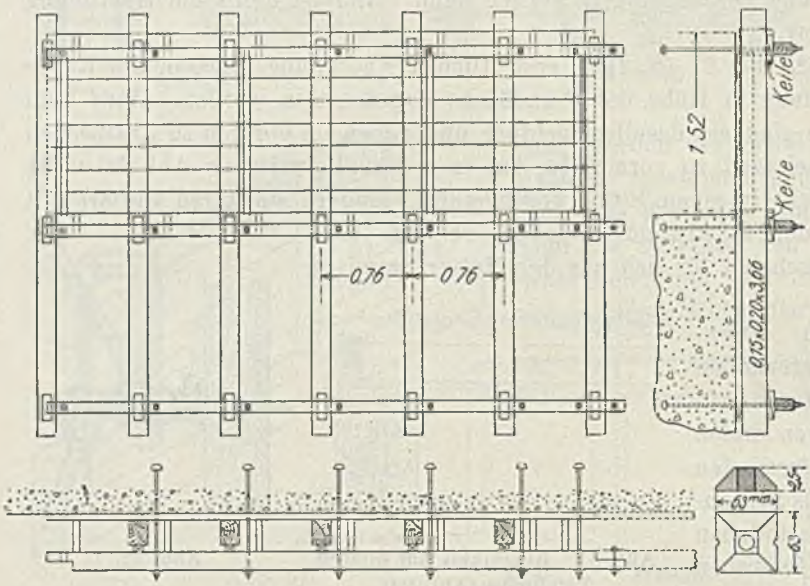


Abb. 35. Mauerschalung mit Hilfe von auskragenden Pfosten.

Abb. 35 zeigt eine solche Ausführungsweise, welche eine nach oben ausladende Kragkonstruktion darstellt, die in dem darunterliegenden Beton verankert ist. Die Schalung besteht aus einer Tafel von $4^1/_2$ m Länge und $1^1/_2$ m Höhe und ist aus 5 cm starken gehobelten und genuteten und gefederten Bohlen hergestellt, die an 5/10 cm starken, außenseitig in $1^1/_2$ m Abstand angebrachten Leisten aufgenagelt sind. Diese Tafel lehnt sich gegen senkrechte Pfosten (Kragbalken), die in der aus der Abbildung ersichtlichen Weise im Beton verankert sind. Die Schalung wird dadurch festgemacht, daß die Pfosten gegen zwei Längshölzer festgekeilt werden, die in den zwei unteren Bolzenreihen verankert sind. Zum Abnehmen der Schalung werden die Keile herausgeschlagen und Längshölzer, Pfosten und Schaltafeln entfernt, worauf in gleicher Weise deren Aufstellung $1^1/_2$ m höher erfolgen kann. Der untere Bolzen kann dann aus seiner Mutter herausgedreht werden, welche allein im Beton verbleibt.

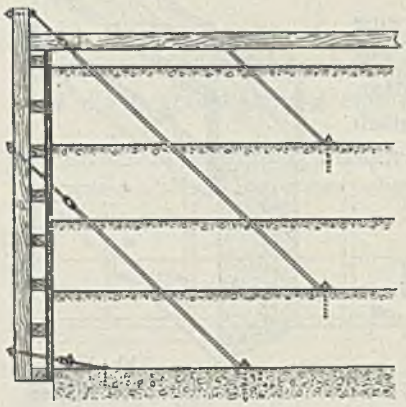
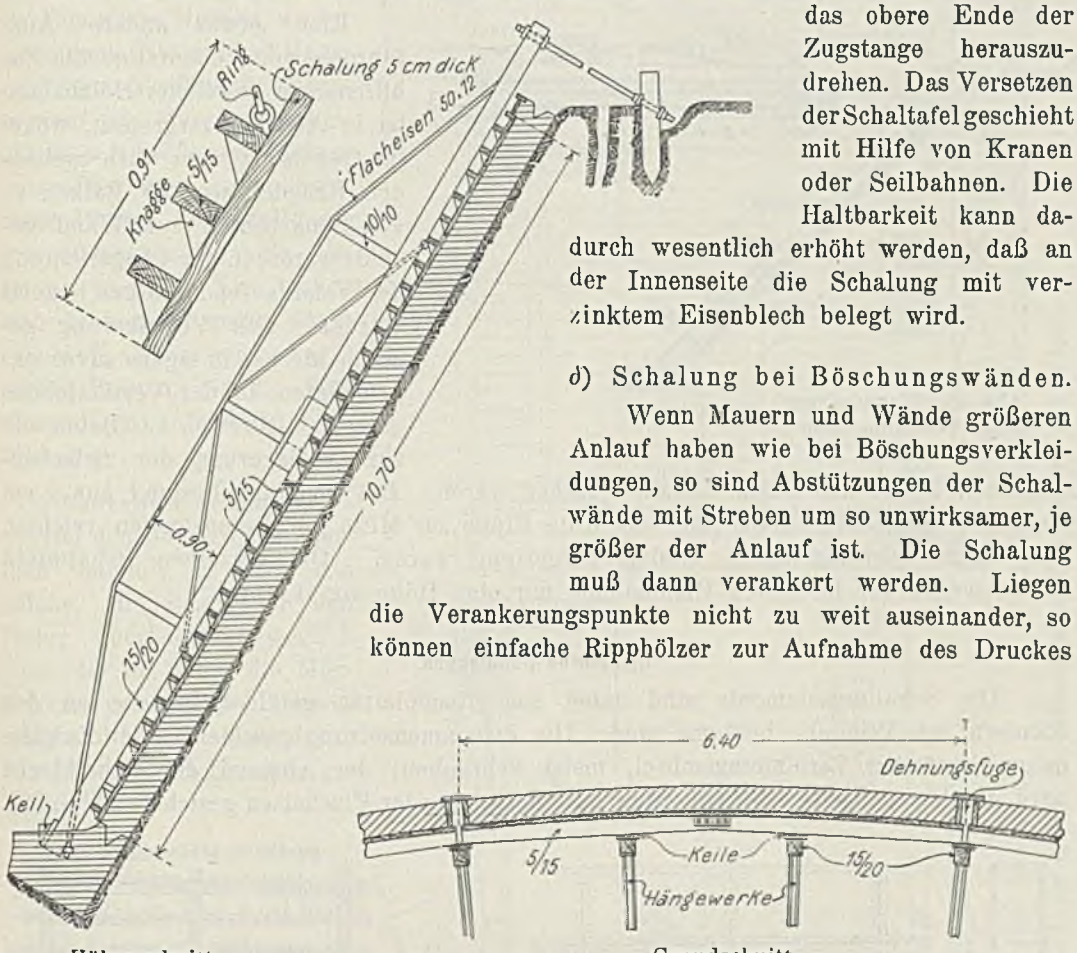


Abb. 36. Mauerschalung mit Zugankern.

Eine andere Ausführung zeigt Abb. 36. Hierbei geschieht die Verankerung der Schalwände durch etwa unter 45° nach unten geführte Winkeleisen, die an ihrem unteren Ende abgebogen und in vorher in die einzelnen Betonschichten eingesetzte Stein-

schrauben verankert sind. Die Zugstangen bestehen aus einem langen unteren und einem kurzen oberen Teil, welche beide durch ein Spannschloß miteinander verbunden sind, das gestattet, die Form in die richtige Lage zu stellen und beim Entschalen das obere Ende der Zugstange herauszudrehen. Das Versetzen der Schaltafel geschieht mit Hilfe von Kranen oder Seilbahnen. Die Haltbarkeit kann dadurch wesentlich erhöht werden, daß an der Innenseite die Schalung mit verzinktem Eisenblech belegt wird.



Höhenschnitt. Grundschnitt.

Abb. 37. Verschalung einer geneigten Wand.

d) Schalung bei Böschungswänden.

Wenn Mauern und Wände größeren Anlauf haben wie bei Böschungsverkleidungen, so sind Abstützungen der Schalwände mit Streben um so unwirksamer, je größer der Anlauf ist. Die Schalung muß dann verankert werden. Liegen die Verankerungspunkte nicht zu weit auseinander, so können einfache Ripphölzer zur Aufnahme des Druckes genügen, bei größerer Entfernung werden bewehrte Balken oder Fachwerkträger nötig.

Abb. 37 zeigt eine Ausführungsweise, wo der Druck des Betons durch bewehrte Holzbalken aufgenommen wird, die am oberen und unteren Ende der Wand verankert sind. Die Auflagerung geschah am unteren Ende so, daß in dem schon vorher betonierten Fuß der Wand für jeden Träger ein Loch ausgespart wurde, in welches die Spannbalken eingestellt und mit Keilen zur festen Anlage an den Beton und gleichzeitigen flüchtigen Lage gebracht wurden. Am oberen Ende war der Spannbalken durch eine starke Schraube gefaßt und nach einem weiter abgelegenen, in den Boden eingeschlagenen Pfahl verankert.

Die Wand war im Grundriß etwas gekrümmt, die Schalung eines Feldes war 6,40 m lang und umfaßte einen zwischen zwei Ausdehnungsfugen gelegenen Abschnitt. Für die Schalung eines Feldes waren vier Binder notwendig, von denen die beiden äußeren auch für die beiden Nachbarfelder dienen mußten. Die beiden inneren Binder wurden schon nach 24 Stunden entfernt, die beiden äußeren wurden zusammen mit

der Schalung weggenommen. Diese bestand aus einzelnen Tafeln von 0,91 m Höhe und 3,2 m Breite (halbe Feldweite), die aus 5 cm starken Dielen zusammengesetzt und zur leichten Handhabung mit einem eisernen Ring versehen waren.

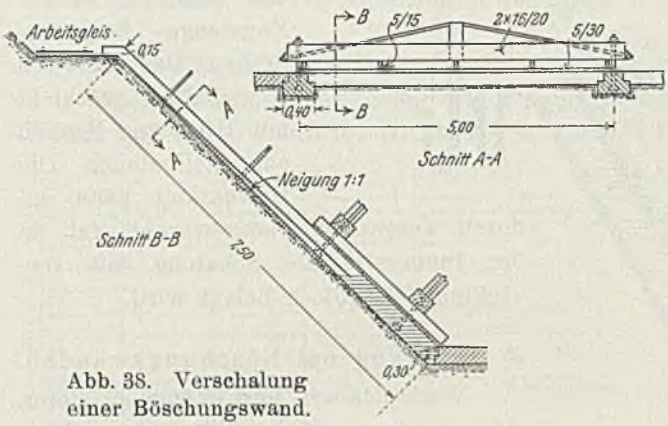


Abb. 38. Verschalung einer Böschungswand.

Eine etwas andere Ausführungsweise ebenfalls mit Zuhilfenahme bewehrter Holzbalken ist in Abb. 38 dargestellt, wobei im Gegensatz zum vorhergehenden Beispiel, wo die Balken in der Senkrechten zur Wand gestellt waren, in der Längsrichtung der Wand laufende Balken benutzt wurden. Die Verankerung geschah hierbei in eigens zuvor angefertigten, in der Vertikalebene gelegenen Streifen aus Beton, die zur Auflagerung der zwischenliegenden Platte mit einem Absatz versehen waren. Die Schalung bestand aus 5 cm starken wagerechten Dielen, die von Mitte Rippe zur Mitte der Betonstreifen reichten und durch aufrechtgestellte Dielen aufgerippt waren. Die einzelnen Schaltafeln hatten wegen der leichteren Handhabung nur eine Höhe von 1,50 m.

b) Eiserne Schalungen.

Die Schalungselemente sind dabei aus Blechplatten gebildet, welche an den Rändern mit Winkeln besäumt sind. Die Zusammensetzung geschieht unter Zuhilfenahme einfacher Verbindungsmittel, meist Schrauben; der Abstand der Schalbleche wird durch gegenseitige Verankerung mittels Rund- oder Flacheisen gesichert (Abb. 39).

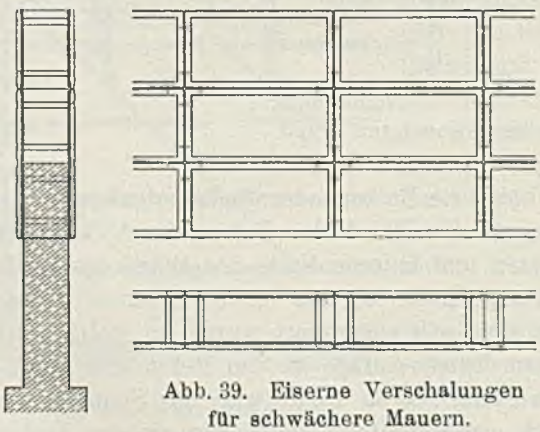


Abb. 39. Eiserne Verschalungen für schwächere Mauern.

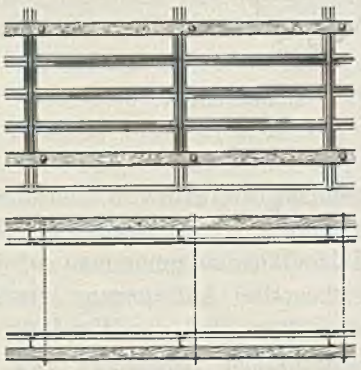


Abb. 40. Eiserne Verschalungen für stärkere Mauern.

Nach genügendem Erhärten des Betons werden die unteren Tafeln weggenommen und weiter oben angebracht.

Die Größe der genannten Schalungselemente hängt von der Stärke der Mauern und Wände und davon ab, ob die Schalstücke von Hand versetzt werden müssen oder mit Kranen oder Aufzügen bewegt werden können.

Bei der Herstellung der Umfassungsmauern eines Wohnhauses sind verzinkte quadratische Blechplatten von 60 cm Seitenlänge verwendet worden, die mit Winkeln 2,5 × 2,5 cm besäumt waren[1]).

Für starke Mauern, wo zur Bewegung in der Regel Hebezeuge zur Verfügung stehen, werden die einzelnen Schalstücke mit größeren Flächenausmaßen und aus schwereren Platten hergestellt, die mit stärkeren Winkeln besäumt werden. Sie lehnen sich dann meist gegen senkrechte ⊏-Eisen und wagerechte Balken, die die Verankerungen aufnehmen (Abbild. 40).

2. Bewegliche Schalungen.

Bei den beweglichen Formen handelt es sich um solche, die gegenüber den festen überhaupt beweglich sind oder bei denen die Möglichkeit der leichten Versetzung und Verschiebung durch besondere Einrichtungen gewährleistet ist.

a) In wagerechter Richtung verschiebbare Schalungen.

Die Schalwand wird hierbei an Gerüsten festgemacht, die auf Gleisen fahrbar angeordnet sind. Diese Gerüste nehmen entweder nur eine Schalwand auf und fahren an einer Seite der Mauer entlang oder sie tragen beide Schalwände und umschließen dann die Mauer portalartig.

Hölzerne Schalungen. — Eine einseitige fahrbare Schalung für eine geneigte Wand zeigt Abb. 41. Der Wagen mit einer Spurweite von 1,50 m besteht aus dem Untergestell eines gewöhn-

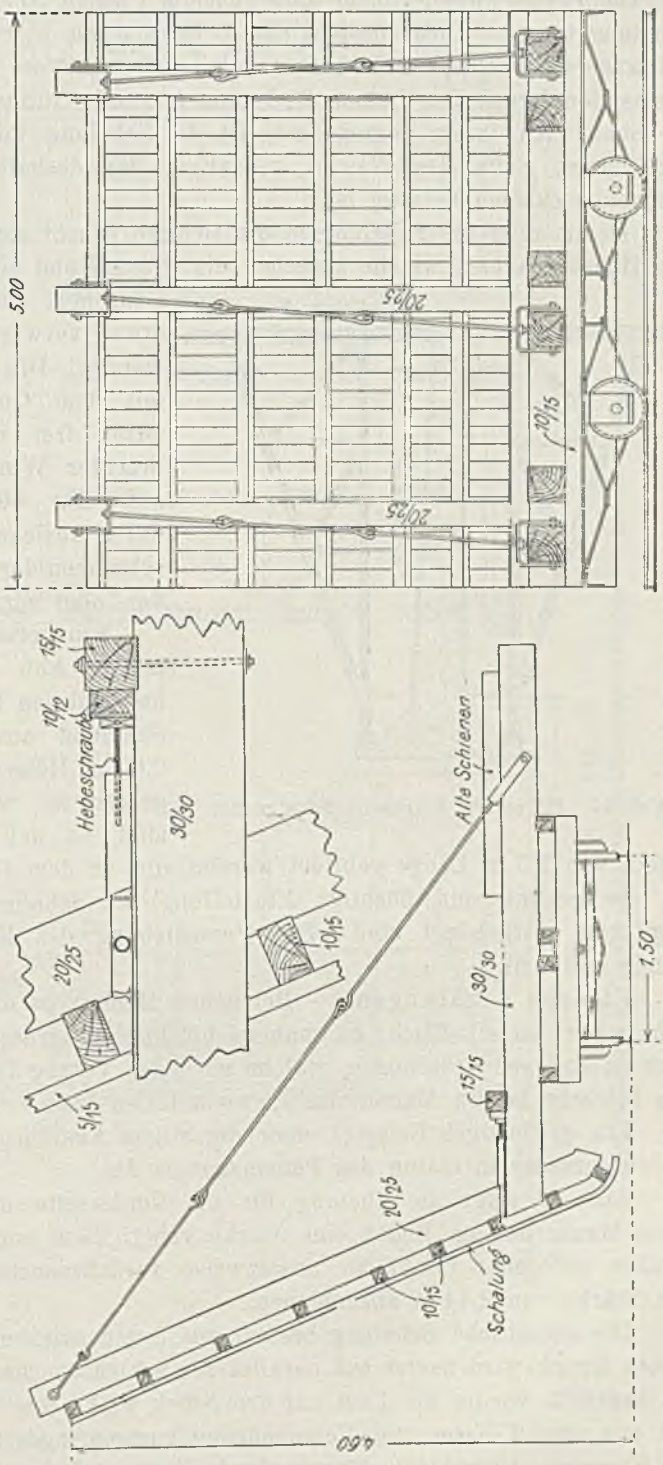


Abb. 41. Fahrbare Form für die Herstellung geneigter Mauern und Wände.

[1]) Eng. News 1911. Bd. 64, Nr. 24. — B. u. E. 1912, S. 36.

lichen Erdtransportwagens. Über dieses, das eine Länge von 5 m hat, sind quer herüber drei Paare von starken Hölzern quadratischen Querschnitts gelegt. Je in die Zwischenräume zweier Hölzer sind geneigte Pfosten 20 × 25 cm eingestellt, welche die Schalung tragen. Diese besteht aus 5 cm starken aufrecht gestellten Bohlen, welche auf wagerechte Ripphölzer aufgenagelt sind. Letztere liegen, dem nach unten zunehmenden Druck des Betons Rechnung tragend (Gußbeton), unten enger zusammen als oben. An ihrem oberen Ende ist die Schalung mit Rundeisenstangen nach der abgelegenen Seite des Wagens verankert, der deshalb auf dieser Seite mit alten Eisenbahnschienen belastet ist.

Damit man die Schalung in die richtige Flucht stellen kann, kann sie mit Hilfe von Hebeschrauben, welche zwischen die Pfosten und ein auf die Querbalken gelegtes Längsholz eingesetzt sind, je nach Bedarf etwas vorwärts oder rückwärts verschoben werden. Die Pfosten sind nämlich nicht fest mit dem Querbalken verbunden, sondern sitzen frei mittels zweier seitlich angebrachter Winkeleisenstücke auf demselben auf. Der obere Teil der Schalung kann durch Anziehen oder Nachlassen der Mutterschrauben der Zugstangen nach Bedarf etwas vor- oder zurückgestellt werden.

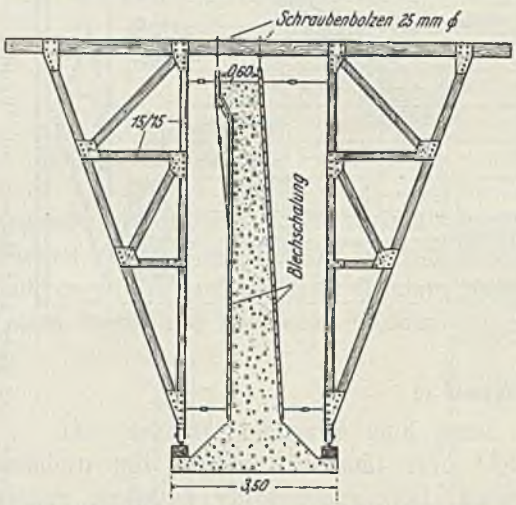


Abb. 42. Hölzernes fahrbares Schalgerüst.

Ein portalartiges fahrbares Schalgerüst ist in Abb. 42 dargestellt. Die Strebekonstruktion besteht aus Holz, während die Schalung aus einzelnen Blechtafeln von 0,60 m Höhe und 1,50 m Länge zusammengesetzt ist, welche miteinander verschraubt sind, so daß auf jeder Seite der Mauer Tafeln von 7,5 m Länge gebildet werden, die an dem Gerüst mittels Spannschrauben, die die genaue und flüchtige Einstellung der Schalung sowie die Ausschalung ermöglichen, aufgehängt sind. Die Verschiebung des Fahrgerüstes geschieht mittels Winde und Seil.

Eiserne Schalungen. — Bei hohen Mauern ist die Anwendung von Holz häufig nicht mehr wirtschaftlich, da man zu blöckische Gerüste erhalten würde. Man greift dann zu eisernen Schalungen, welche auch den Vorzug längerer Gebrauchsdauer haben, was bei sehr langen Mauern ins Gewicht fallen kann.

Ein großartiges Beispiel einer derartigen Ausführung stellt die Schalung für die Schleusenmauer in Gatun des Panamakanals dar.

Abb. 43 zeigt die Rüstung für die Vorderseite der seitlichen Schleusenmauer. Diese Mauer hat am Boden eine Stärke von 15,24 m und beginnt von einem etwa 6 m darüber gelegenen Punkt an absatzweise zurückzuspringen, um schließlich oben auf eine Stärke von 2,44 m abzunehmen.

Die eigentliche Schalung besteht aus 8 mm starkem Eisenblech. Der darauf ausgeübte Druck wird zuerst auf parallel zur Schleusenachse liegende ⊏-Eisen übertragen, die ihrerseits wieder die Last auf drei Stück senkrechte in 3,66 m Entfernung stehende und aus zwei ⊏-Eisen mit Verschnürung zusammengesetzte Träger übergeben. Diese drei Elemente, Eisenblech, längslaufende Eisen und drei Ständer, bilden eine Schaltafel von gegen 24 m Höhe und 11,16 m Breite. Die eben erwähnten Ständer übertragen

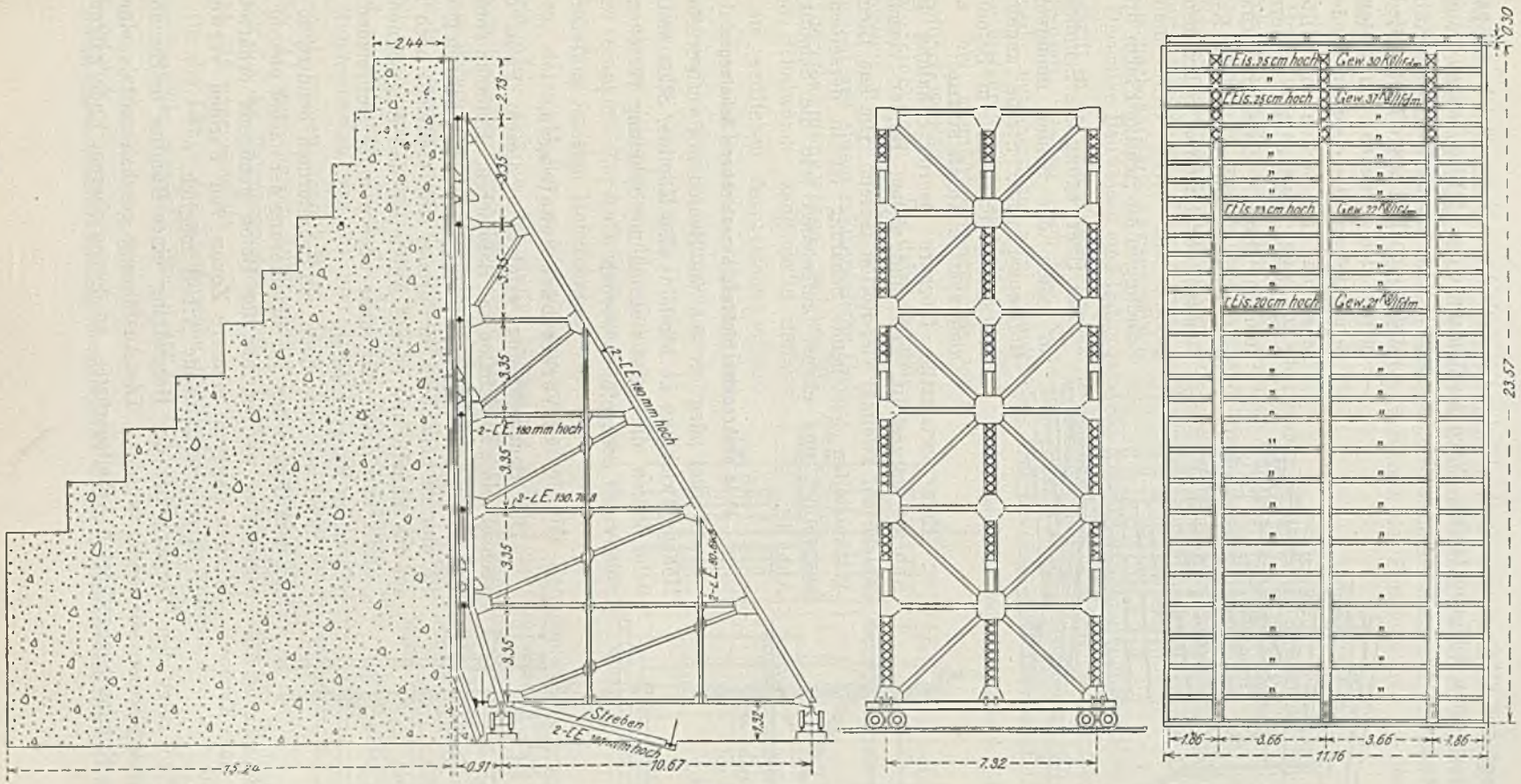


Abb. 43.
Einschalung der Vorderseite der Schleusenmauer des Panamakanals in Gatun.

die Last auf drei Stück eiserne Strebenbinder von dreieckiger Form, welche auf parallel zur Mauer gelegten Schienen laufen. Nach Ausführung eines 11,16 m langen Mauerteils wurde das Stützgerüst auf den Gleisen um dieses Maß verschoben und der daran anstoßende Teil ausgeführt. Die Übernahme des Druckes von seiten der Schaltafel auf die eisernen Binder geschah an drei Stellen mit Hilfe von Kragstücken, die an den Bindern angebracht waren. Zwischen Schaltafel und Binder waren an den Knotenpunkten der letzteren Schrauben eingesetzt, mit deren Hilfe man die Schalung in die richtige Flucht bringen konnte.

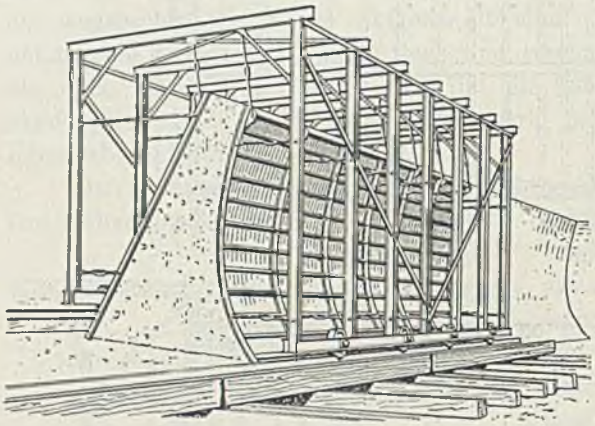
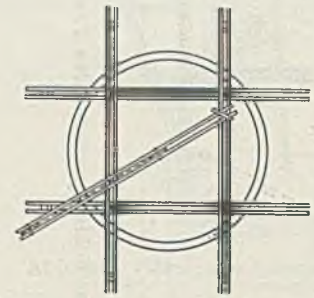


Abb. 44. Eisernes fahrbares Schalgerüst.

Zur Übertragung des Schubes war an jedem der beiden mauerseitigen Rollenpaare eine Strebe angebracht, die sich gegen einen im Betonboden ausgesparten Absatz stützte.

Eine portalartige fahrbare eiserne Schalung ist in Abb. 44 dargestellt. Es sind sieben Binder vorhanden, welche auf zweimal vier Rollen laufen. Die aus Blech mit Winkelsteifen bestehende Schalung ist in derselben Art ausgebildet und ebenso aufgehängt wie die Schalung in Abb. 42.



b) In senkrechter Richtung verschiebbare Schalungen.

Hierbei pflegt es sich um Bauten mit vorherrschender Höhenentwicklung zu handeln, also Kamine, Silos und ähnliche Bauten, die meist ringsum mit Schalung versehen und zonenweise hochgeführt werden.

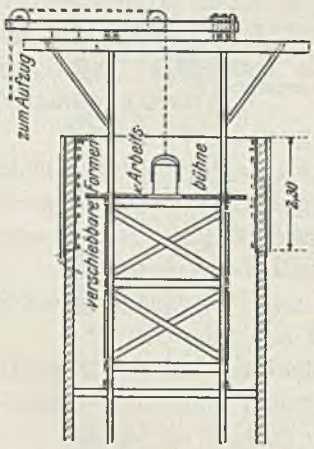


Abb. 45. Schalung bei Ausführung eines Kamins.

α) Versetzbare Schalungen.

Die Bauausführung erfolgt in diesem Falle durch wechselweises Einschalen und Betonieren. Einfache derartige Schalungen haben wir bereits auf S. 214 u. 216 kennen gelernt, die hier zu behandelnden Formen sind vielleicht noch mehr auf das schnelle und leichte Aufstellen und Wegnehmen eingestellt und daher mit mehr oder weniger sinnreichen Vorrichtungen dazu versehen.

Wird nur eine Zone von Schalformen benutzt, so muß mit dem Hochziehen zur Betonierung der nächst oberen Zone zugewartet werden, bis der Beton genügend erhärtet ist. Werden dagegen mehrere Zonen von Formen verwendet, so ist eine fortlaufende Arbeit möglich.

Abb. 45 zeigt den Vorgang bei der Herstellung eines Kamins in Eisenbeton, wobei eiserne Formen verwendet wurden. Die Ausführung geschah mittels eines im Innern des Kamins hochgeführten Arbeitsgerüstes, an dessen oberem Ende galgenartig

auskragende längs- und querliegende Doppelhölzer für das Aufziehen des Betons und Hochziehen der Schalung beim Versetzen angebracht waren, während sich unmittelbar darunter eine Arbeitsbühne für die Ablagerung der Materialien und für den Stand der Arbeiter befand, die von hier aus das Versetzen der Schalung und die Betonierung vornahmen.

β) Gleitende Schalungen.

Diese unterscheiden sich von den bisher betrachteten Schalungen hauptsächlich dadurch, daß beim Ausschalen nicht einzelne Schalstücke weggenommen und höher oben wieder aufgestellt werden, sondern daß die beiden zonenmäßig um den ganzen Bau oder Bauteil gelegten Schalwände in sich und in ihrer gegenseitigen Lage völlig bleiben und nur der Schalgürtel als Ganzes, entsprechend dem Fortschreiten der Betonierung, langsam nach aufwärts bewegt wird.

Derartige Bauweisen sind in Nordamerika im Gebrauch und bedeuten einen weiteren Fortschritt in der Mechanisierung des Bauvorganges[1]) und damit eine weitere Kürzung der Bauzeit. So ist nach Eng. News Rec. vom 4. Februar 1926 ein 24,6 m hoher Zellensilo, bestehend aus zwei zylindrischen Zellen von 9,75 m innerem Durchmesser, in der erstaunlich kurzen Zeit von fünf Tagen bei ununterbrochenem Betrieb hochgeführt worden[2]).

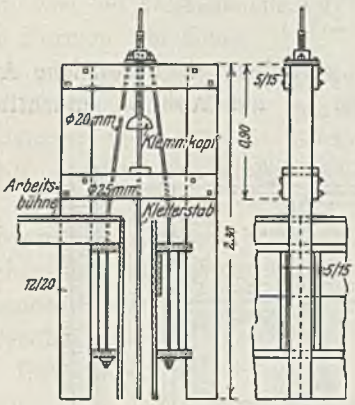


Abb. 46. Gleitende Schalung.

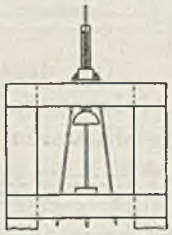


Abb. 47. Anfangsstellung der Schraubenspindel.

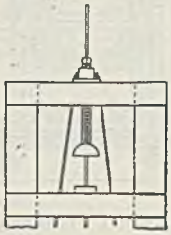


Abb. 48. Endstellung der Schraubenspindel.

Vorrichtung. — Die dabei benutzte Vorrichtung, welche in Abb. 46 dargestellt ist, besteht aus einem rahmenartigen Gestell, der Rahmenzwinge, welches die beiden Schalwände zangenartig umfaßt und am seitlichen Ausweichen infolge des Druckes des Betons verhindert. Das Gewicht der Schalwände ist mittels zweier Hängestangen von 20 mm Durchm. in dem oberen Querholz der Rahmenzwinge verankert. Zur Aufwärtsbewegung der Schalung ist eine Hebeschraube vorhanden, deren Mutter auf dem oberen Querholz der Rahmenzwinge aufsitzt. Die sich in der Mutter bewegende Spindel ist am oberen Ende mit einem Vierkantkopf zum Ansetzen des Schraubenschlüssels und am unteren Ende mit einem halbkugelförmigen Klemmkopf versehen, in welchem sich die Spindel drehen kann. Der Klemmkopf enthält eine Vorrichtung, durch welche er an einen in der Mitte der Wand eingestellten, durch die Höhlung der Schraubenspindel gehenden Rundeisenstab von 25 mm Durchm., den Kletterstab, festgeklemmt werden kann. Wird daher die Schraubenspindel aus der in Abb. 47 gezeichneten Anfangstellung in Drehung versetzt, so wandert die Mutter und mit ihr die Rahmenzwinge samt Schalung in die Höhe nach der Endstellung, die in Abb. 48 angegeben ist.

Da die Länge der Kletterstäbe beschränkt ist, so müssen dieselben bei höheren Bauten gestoßen werden. Sind daher die Hebeschrauben am oberen Ende der Kletter-

[1]) Eng. News Rec., 12. November 1925 und B. u. E. 1926, S. 152; ferner Concrete London 1924, S. 246 u. f. und B. u. E. 1924, S. 166.

[2]) Über eine verschiebbare Schalung für Hohlwände s. a. D. Bztg, Zementbeilage 1914, S. 94.

stäbe angelangt, so werden die Spindeln über dieselben herausgedreht und eine Muffe von 16 cm Länge und 25 mm Durchm. auf das obere Ende des Kletterstabes geschoben, worauf der neu aufzusetzende Kletterstab durch die Höhlung der Spindel in die Muffe gesteckt wird, die in der Mitte mit einer leichten Einbeulung versehen wird, damit die Stabenden je 8 cm tief eingreifen. Die Hebeschraube faßt hierauf den neu aufgesetzten Stab, und die Bedienung der Hebeschrauben kann ihren Fortgang nehmen.

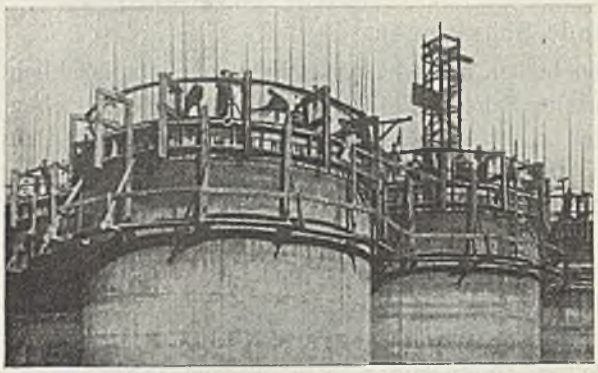
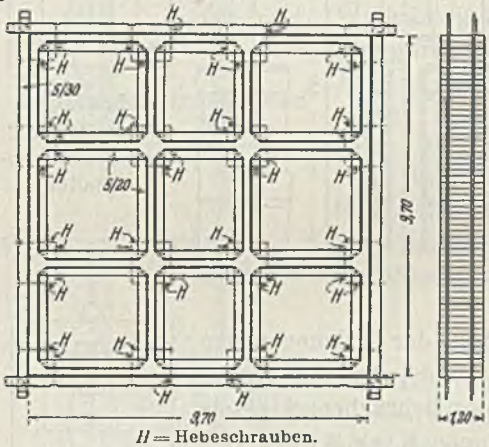


Abb. 49. Gleitende Schalung bei Ausführung runder Behälterwände.

Damit sich die Schalung leichter vom Beton abhebt, erweitert sich der Abstand der Schalwände um ein geringes nach unten.

Allgemeine Anordnung. — Mit Hilfe der vorbeschriebenen Vorrichtungen werden die Wände mit einem geschlossenen Schalungsgürtel umgeben und gleichzeitig und gleichmäßig hochgeführt (Abb. 49).

Die dabei getroffene grundsätzliche Anordnung bei einem Gebäude mit Außen- und Innenwänden ist aus Abb. 50 ersichtlich, wobei 48 Stück Hebeschrauben aufgestellt waren.



H = Hebeschrauben.

Abb. 50. Gleitende Schalung bei Herstellung von Mauern und Wänden eines Gebäudes.

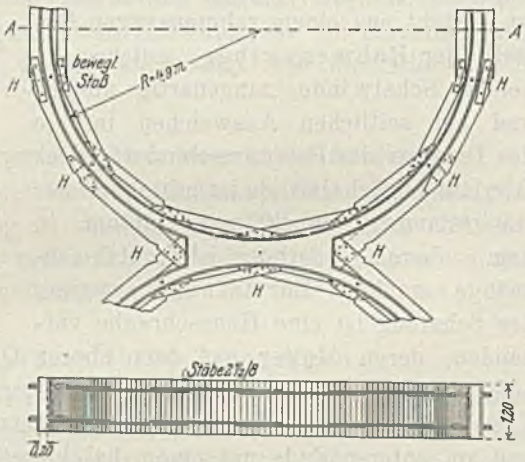


Abb. 51. Anordnung der gleitenden Schalung bei runden Behälterwänden.

Abb. 51 zeigt die Anordnung bei runden Behälterwänden, hierbei sind die Ripphölzer, auf welche die Schalung aufgenagelt ist, nach der Krümmung der Wand ausgeschnitten.

Arbeitsvorgang. — Die erste Aufstellung der Formen erfolgt auf dem ebenen Fundament des Bauwerks, wobei die genaue wagerechte Lage desselben besonders wichtig ist.

Zuerst werden die inneren, dann die äußeren Schalformen aufgestellt und zunächst verstrebt. Hierauf werden die Rahmenzwingen aufgesetzt, die Hebeschrauben auf deren oberen Querhölzern festgeschraubt und die Hängestangen eingesetzt. Dann wird der Kletterstab durch die Höhlung der Schraubenspindel gesteckt und auf das Fundament gestellt.

Damit die Hebeschrauben nicht zu gleicher Zeit an den Kletterstäben auslaufen, werden die ersten Kletterstäbe verschieden lang gemacht. Nachdem der eingegebene Beton genügend erhärtet ist, werden die Verstrebungen am Boden entfernt und die Hebeschrauben langsam bedient. Von da ab wickelt sich der Arbeitsvorgang fortlaufend ab, indem je eine eigene Mannschaft für das Betonieren und eine solche für die Bedienung der Hebeschrauben gleichzeitig tätig ist, so daß also nicht wie bei der sonst geübten Arbeitsweise sich die Arbeit des Betonierens und diejenige der Wiederaufstellung der Schalung in zwei getrennten Arbeitsvorgängen abspielt, sondern daß sich die Schalung in Bewegung befindet, während der Beton eingebracht wird. Nach den in der amerikanischen Literatur gemachten Angaben kann bei warmem Wetter, wo der Beton rasch abbindet, in zwei oder drei Achtstundenschichten für die Betonierer und Zwölfstundenschichten für die Mannschaft an den Hebeschrauben gearbeitet werden, wobei ein täglicher Fortschritt von etwa $2^1/_2$ bis 3 stgd. m erzielt werden kann. Wird nur mit einer einzigen Achtstundenschicht gearbeitet, was bei kälterem Wetter empfehlenswert ist, so werden die Formen am Ende einer Arbeitsschicht bis oben an mit Beton gefüllt, während die Mannschaft an den Hebeschrauben noch 3 bis 6 Stunden länger am Platze bleibt, um die Schalung langsam noch etwas anzuheben. Der tägliche Arbeitsfortschritt beträgt hierbei bestenfalls 1,2 bis 1,8 m (Höhe).

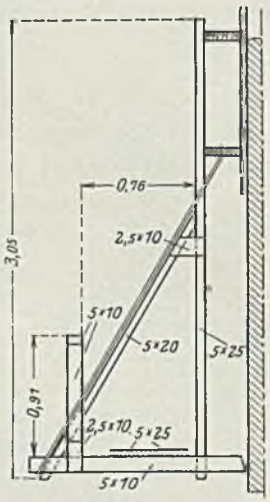


Abb. 52. Hängegerüst an der gleitenden Schalung zur Nachbehandlung des Betons.

Gerüst für Nachbehandlung des Betons. Sobald sich der Schalgürtel hoch genug über dem Boden befindet, wird zur Nachbehandlung des Betons sowohl an der Außen- als an der Innenseite der Wand ein schwebendes Gerüst in der Weise angebracht, daß an die wagerechten Ripphölzer der Schalung senkrechte Dielen festgenagelt werden, die einen Laufsteg tragen (Abb. 52).

V. Schalung bei Säulen und Pfeilern.

Das Schalmaterial für die Säulen und Pfeiler besteht meist aus Holz; um besonders glatte Sichtflächen zu bekommen, werden zuweilen Schalmäntel aus verzinktem

Abb. 53.

Abb. 54.

Schalmäntel aus Terrakottaplatten.

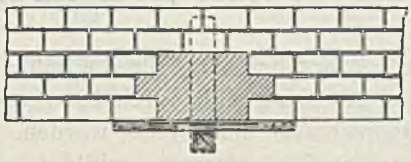


Abb. 55.

Abb. 56.

Verschalen bei Säulen in Mauerwerkswänden.

Eisenblech benutzt. Wenn es auf den beanspruchten Raum weniger ankommt, so können an Stelle der vorübergehenden Schalung auch Röhren mit oder ohne Eiseneinlage, Mauerwerk oder Formsteine zur Verwendung kommen, welche dann an ihrem Platz verbleiben (Abb. 53 u. 54).

Kommen die Säulen als Wandsäulen zum Einbau in Mauerwerk, so kann die Schalung teilweise erspart werden, wenn man die Mauerwerkswand vorher errichtet und für die Säulen Schlitze läßt (Abb. 55 u. 56).

Es ist hierbei anzuraten, den umgebenden Mauerteil in Zementmörtel aufzuführen, auch ist eine Verzahnung von Beton und Mauerwerk empfehlenswert.

a) Schalungen für rechteckige und vieleckige Querschnitte.

Bei freistehenden Säulen besteht die Säulenschalung aus den Schaltafeln der Säulenseiten und den Säulenkränzen oder Schließen, welche dieselben rahmenartig umgeben.

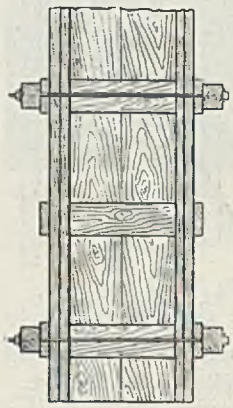


Abb. 57.

Abb. 57 bis 59 zeigen die von der Firma Wayss & Freytag angewendete Bauart von Säulenschalungen. Hiernach bestehen die einzelnen Schaltafeln aus einem Brett von 30 bis 35 mm Stärke oder aus mehreren solchen, welche im Abstand von 80 bis 100 cm durch aufgenagelte Laschen zusammengehalten werden.

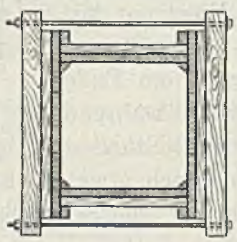
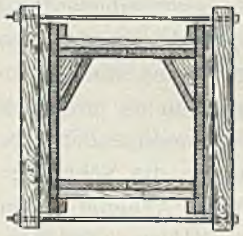


Abb. 58.



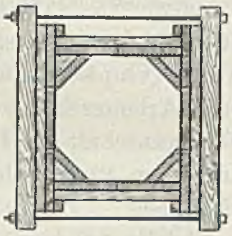


Abb. 59.

Säulenschalungen nach Wayss & Freytag.

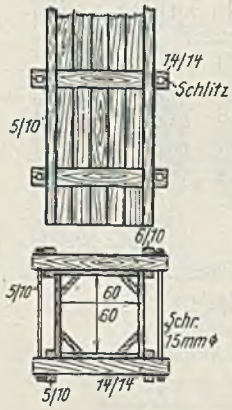


Abb. 60.

Der Säulenkranz besteht aus zwei Rahmschenkelstücken, die an den Enden mit Schrauben verbunden sind und so den Abstand zweier gegenüberliegender Schaltafeln sichern. Die beiden anderen Schaltafeln werden am seitlichen Ausweichen durch Leisten verhindert, welche auf die erstgenannten Tafeln aufgenagelt sind.

Die Dreikantleisten in den Ecken werden an den Seiten festgenagelt und aus dem Grunde angebracht, um das Ausschalen zu erleichtern und das Abstoßen der Kanten der fertigen Säulen zu verhindern. Die Leisten pflegen zur Erzielung einer gefälligen Wirkung auf eine kurze Strecke am oberen und unteren Säulenende weggelassen zu werden.

Abb. 58 gibt den Querschnitt der Schalung für die Säule einer Außenwand, Fensterleibung und Anschlag sind durch entsprechende Auffutterung der Schalung des rechteckigen Querschnitts hergestellt worden. Auf derartige Weise können auch sechs- und achteckige Säulenformen gebildet werden (Abb. 59).

Beim Ausrüsten der vorstehend genannten Säulenschalung müssen die Muttern jedesmal aus den Schrauben herausgedreht werden. Demgegenüber stellt die in Abb. 60 u. 61 dargestellte Anordnung eine Verbesserung dar, bei welcher sich in den Kanthölzern der Kränze Schlitze befinden, in welche die Schraube samt aufgesetzter Mutter eingeschoben wird.

Bei der in Abb. 62 ersichtlichen Vorrichtung treten an Stelle der Schraubenbolzen eiserne Klammern; die Entschalung geschieht in leichter Weise durch Losschlagen der zwischen Klammer und Rahmschenkel eingesetzten Keile.

Bei der Anordnung in Abb. 63 ist der Säulenkranz durch einen aus vier Brettstücken zusammengenagelten festen Rahmen gebildet, und es wird daher der Schluß durch Keile bewirkt, welche zwischen zwei Schalseiten und dem Rahmen eingetrieben werden.

Abweichend davon sind in den Abb. 64 bis 66 die Bretterrahmen in sich mehr oder weniger beweglich angeordnet, so daß der Schluß der Schalung durch Keile bewirkt wird, die in entsprechender Weise in den Bretterrahmen angeordnet sind. Bei der in Abb. 64 ersichtlichen Anordnung ist bemerkenswert, daß die Säulenschalung aus acht Teilen besteht, den vier Eckschalungen *a* und den vier dazwischenliegenden Seiten *b*.

Bei der Konstruktion in Abb. 66 bestehen zwei gegenüberliegende Hölzer

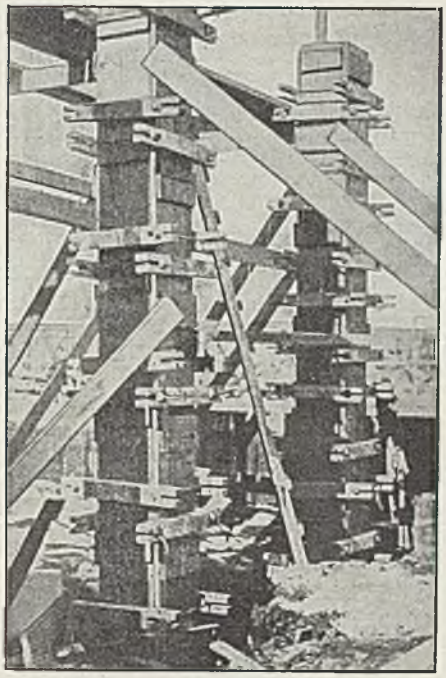


Abb. 61.

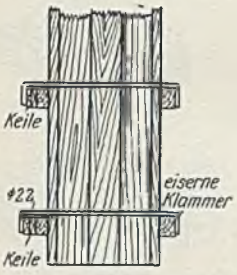


Abb. 62. Säulenschalung mit eisernen Klammern.

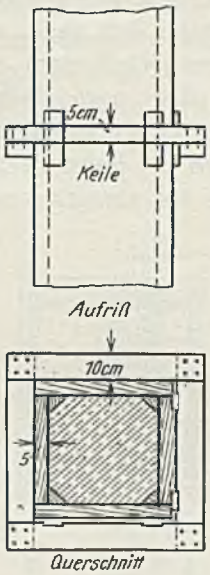


Abb. 63. Säulenschalung mit Brettvierecken.

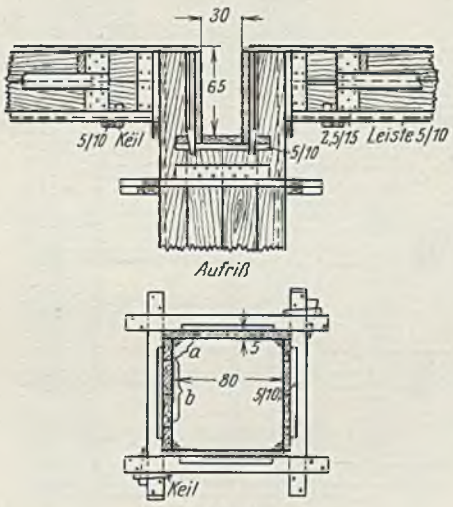


Abb. 64.

des Rahmens aus aufeinandergelegten Brettstücken, in deren Zwischenraum die beiden anderen Hölzer des Rahmens eingeschoben sind. Diese haben an ihrem Ende leichte Einschnitte, in welche die kreuzenden Bretter eingreifen, wodurch ohne die Verwendung von Schrauben eine zugfähige Verbindung hergestellt ist.

Eine sehr vorteilhafte Konstruktion ist in Abb. 67 dargestellt, wobei die Seitenstücke der Schalung durch vier senkrechte Hölzer zusammengehalten werden, welche in die Winkel greifen, die von den äußeren Enden der vier um die Schalung gelegten

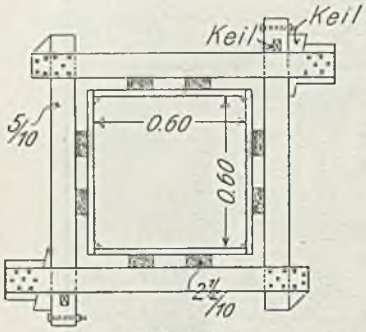


Abb. 65.

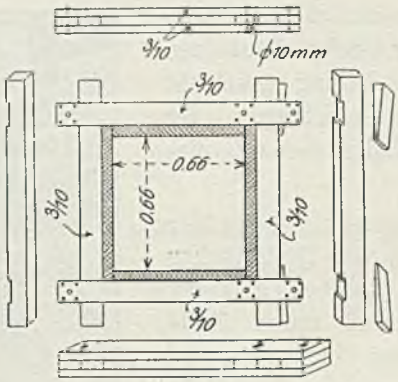


Abb. 66.

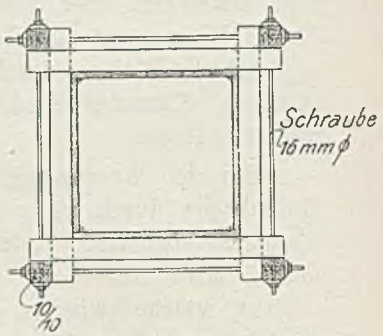
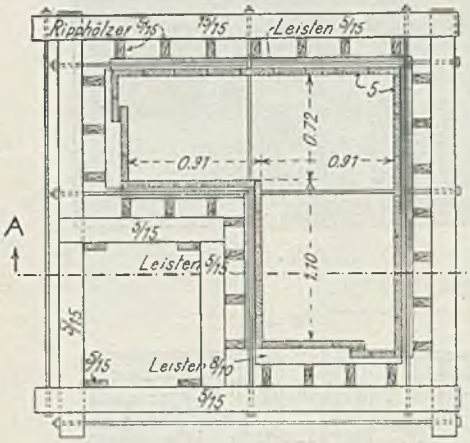


Abb. 67.



Rahmschenkelstücke gebildet werden. Der Seitendruck des Betons wird durch Schraubenbolzen aufgenommen.

Für die Verschalung einer schweren Ecksäule ist in Abb. 68 ein Beispiel gegeben. Der winkelförmige Querschnitt ist in rechteckige Säulenkränze eingeschlossen, deren gegenseitiger Abstand sich — entsprechend dem nach unten zunehmenden Druck des Betons (Gußbeton) — nach unten verringert. Dieser wird nach jeder Richtung von je drei Schraubenbolzen aufgenommen, von denen zwei an den Enden der Rahmenschenkel und der dritte nahe der Seite des einspringenden Winkels durchgesteckt

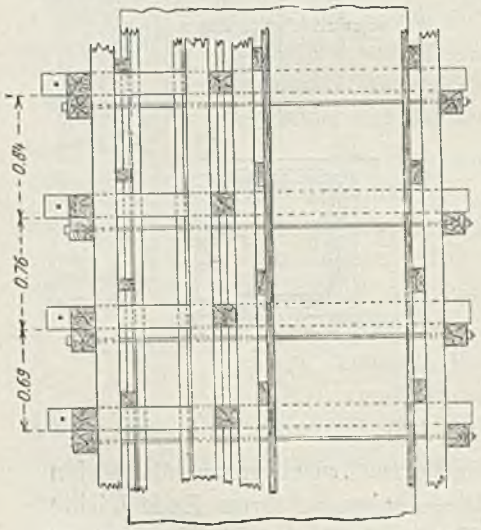


Abb. 68. Verschalung einer schweren Ecksäule.

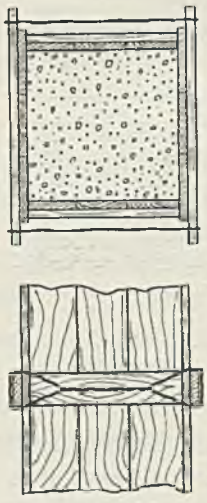


Abb. 69.

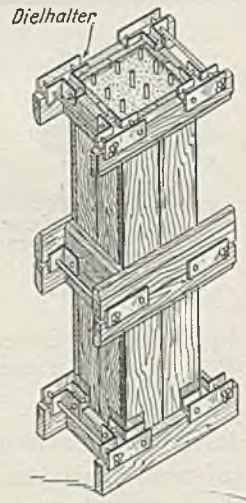


Abb. 70. Einschalung mittels „Dielhalter".

sind. Die aus 5 cm starken Bohlen zusammengesetzten Schaltafeln sind durch senkrechte Ripphölzer versteift, die sich gegen die Rahmen legen.

Abb. 69 gibt eine einfache Ausführung wieder unter Verwendung von Schließen aus ausgeglühtem Eisendraht. Abb. 70 zeigt die Einschalungsweise mit Hilfe der bereits auf S. 213 genannten „Dielhalter".

Einige sinnreiche Ausführungen von eisernen Schließvorrichtungen, welche verstellbar sind und

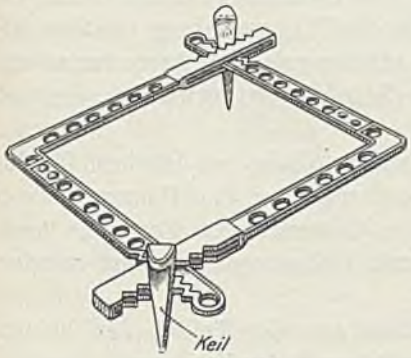


Abb. 71.

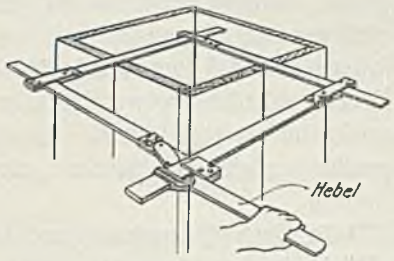


Abb. 72.

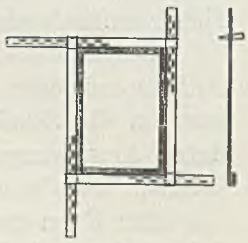


Abb. 73.

Eiserne Schließvorrichtungen.

daher für verschiedene Säulenquerschnitte verwendet werden können, sind in Abb. 71 bis 73 dargestellt.

Zweiteilige Säulenschalungen. — Da die Säulenschalungen, was die Erhärtung des Betons anbetrifft, schon nach wenigen Tagen weggenommen werden können, so wäre allein von diesem Gesichtspunkt aus eine raschere Wiederverwendung derselben möglich als bei der Deckenschalung. Dem steht jedoch der Umstand entgegen, daß die Säule der Höhe nach nur bis zum Ansatz der Trägerschrägen

Abb. 74. Zweiteilige Säulenschalung.

Abb. 75.

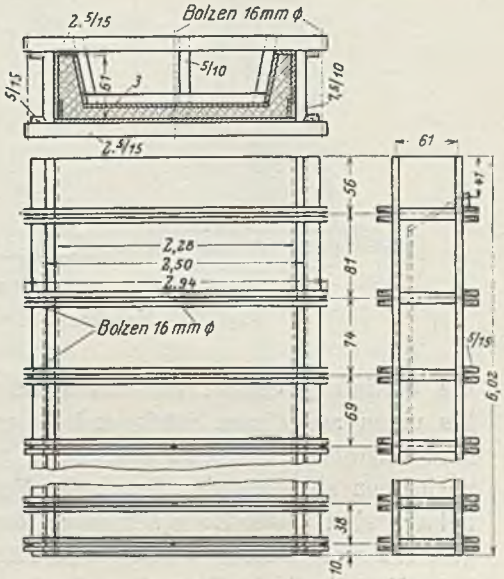


Abb. 76. Verschalung gegliederter Wandpfeiler.

betoniert und der obere Teil erst zusammen mit der Decke ausgeführt wird, und weiter ist das Vorhandensein der Säulenschalung zur Befestigung der Trägerkasten erwünscht.

Um einen Ausweg zu finden, hat man daher schon die Säulenschalungen der Höhe nach in zwei Teilen ausgeführt, einen längeren unteren und einen kurzen oberen Teil, der etwas unter dem Ansatz der Trägerschrägen beginnt[1]) (Abb. 74). Während der obere Teil erst mit der Decke ausgeschalt wird, kann der untere Teil erheblich

[1]) Siehe Mörsch, Der Eisenbetonbau, II. Band, 1. Hälfte, S. 22. Stuttgart 1926. Verlag Konrad Wittwer.

früher weggenommen und wiederverwendet werden. Er ist zu diesem Zwecke in zwei Teilen ausgeführt, die in der aus der genannten Abbildung ersichtlichen Weise durch Drehen um die untere Kante weggenommen werden. Die Säule steht dann so da, wie in Abb. 75 gezeichnet ist, wo auch der Ausschnitt für die Trägerschalung sichtbar ist.

Bei der Einschalung von Pfeilern, insbesondere solchen größeren Querschnitts und nicht gewöhnlicher Form, werden zuweilen schwere Schalstücke verwendet, die mit Maschinenkraft versetzt werden müssen.

Die in Abb. 76 dargestellte Form wurde für die Herstellung von Pfeilern für die Außenwand eines Fabrikgebäudes verwendet[1]), wobei man bei der Planung davon ausging, die Schalungskosten sowohl durch oftmaligen Gebrauch der Form als auch durch Anwendung großer ausgiebiger Stücke, die mit Hebezeugen versetzt werden konnten, niedrig zu halten.

Die Form hat ⌐¬-förmigen Querschnitt und besteht aus vier Teilen, den beiden Seitenteilen und der Rückseite, welche ebene Tafeln sind, und der Vorderseite, welche

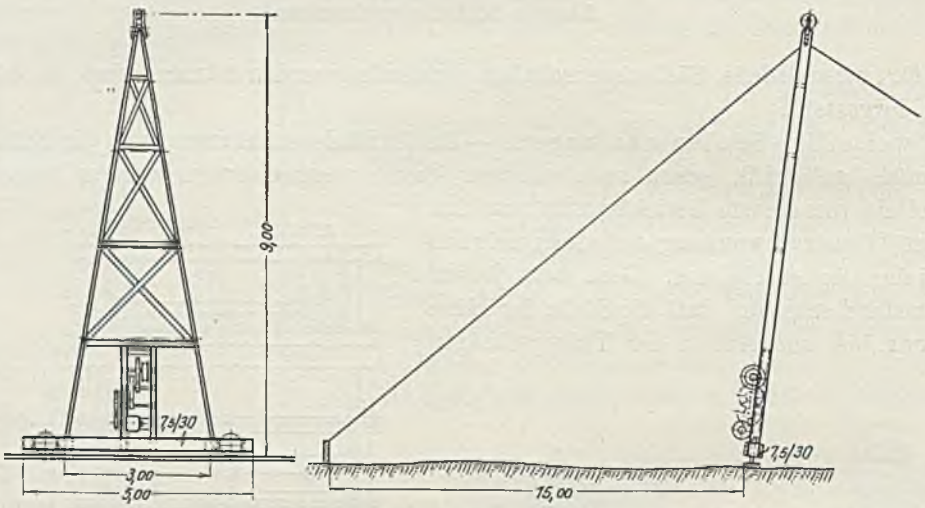


Abb. 77. Fahrbarer Kran zum Versetzen der Schalstücke.

die Vertiefung enthält und daher am schwersten ist. Sämtliche Teile sind von oben bis unten aus einem Stück und daher 6 m lang. Zum Zusammenhalten dieser Teile sind wagerechte doppelte Kanthölzer vorhanden, deren Abstand sich entsprechend dem nach oben abnehmenden Druck des Betons nach oben vergrößert. Zwischen den Kanthölzern sind kleine Zwischenräume, durch welche drei Stück Mutterschrauben hindurchgesteckt sind, welche Vorder- und Rückseite verspannen.

Für die Aufstellung der einzelnen Schalteile und die Wegnahme derselben beim Einschalen wurde ein A-förmiger Kran verwendet, der mit Rollen auf Schienen lief und mit Seilen nach vorn und hinten verankert wurde. Unten war eine elektrische Winde eingebaut (Abb. 77).

Der Kran wurde an den Herstellungsort des Pfeilers herangeführt, zuerst wurde das schwere Stück aufgestellt, dann die Rückseite und zuletzt die Seitenteile, worauf sämtliche Teile durch 16 mm starke Schrauben verbunden wurden.

Für 80 Pfeiler wurden zehn Formen benötigt, so daß also eine Form achtmal verwendet werden konnte.

[1]) Eng. News, Band 57, Nr. 3, S. 58.

Ein Schalverfahren, welches darauf ausgeht, die Materialverluste nach Möglichkeit zu beschränken, ist in Abb. 78 ersichtlich[1]). Das Wesentliche daran ist die Verwendung eines standfesten Gerüstes, zwischen dessen Teilen die Bretter, die den eigentlichen Schalmantel bilden, so gelagert werden, daß sie einen Pfeiler- oder Stützenquerschnitt begrenzen, dessen Form und Größe nur von der Anordnung der Gerustständer abhängt, nicht aber von den Abmessungen der Schalbretter. Wie die schematische Abbildung zeigt, kann man so mit den gleichen Schalungselementen a_1, a_2, a_3, a_4 Betonkörper verschiedener Abmessungen herstellen, indem man nur die Entfernung der Gerustständer s_1, s_2, s_3, s_4 verändert.

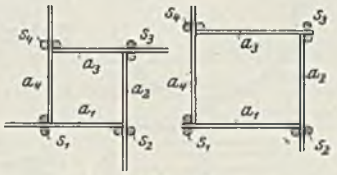


Abb. 78.

Als Hauptvorteil dieser Bauweise wird angegeben, daß ein nennenswerter Materialverlust nicht eintritt, da Gerustständer und Bretter unversehrt zurückgewonnen und für den gleichen Zweck wieder benutzt werden können. Auch können die kurzen Brettstücke, welche sich aus dem Verschnitt der übrigen Schalung ergeben und sonst nicht verwertbar sind, dabei nutzbringend verwendet werden.

b) Schalungen für runde Querschnitte.

Hölzerne Schalungen für runde Säulen werden mit Latten oder schmalen Bohlen hergestellt. In Abb. 79 ist der Schalmantel aus 4 cm starken Riemen gebildet, welche in etwa 60 cm Entfernung durch Holzrahmen, welche entsprechend ausgeschnitten sind, zusammengehalten werden.

Eine Schalung, bei welcher Bohlen verwendet sind, zeigt Abb. 80. Dieselben sind an den Seiten radial zugeschnitten und außerdem unter sich mit Hartholzdübeln verbunden. Der Zusammenschluß der Bohlen wird mit Flacheisenbändern bewirkt, welche an ihren Enden umgebogen und zur Aufnahme einer Mutterschraube durchlocht sind.

Wie begreiflich, geben diese Holzformen, selbst wenn sie genau gearbeitet sind, keine besonders glatte Oberfläche, eine solche erzielt man mehr mit Blechformen.

Bei der in Abb. 81 dargestellten Ausführung[2]) ist der Blechmantel verzinkt und an vier Stellen seines Um-

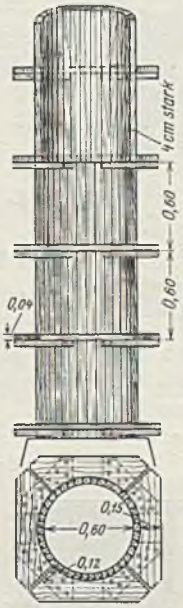


Abb. 79. Runde Säulenschalung mit hölzernen Rahmen.

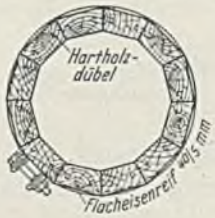


Abb. 80. Runde Säulenschalung mit Schließen aus Flacheisenbändern.

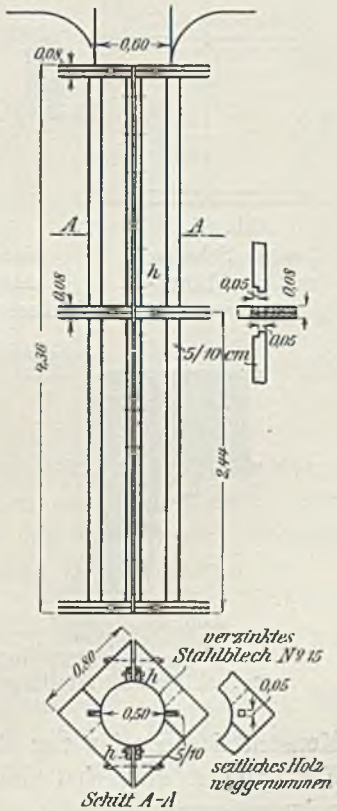


Abb. 81. Runde Säulenschalung mit Blechzylindern.

[1]) D. Bztg, Zementbeilage 1914, S. 4.
[2]) Eng., 16. März 1906, S. 357.

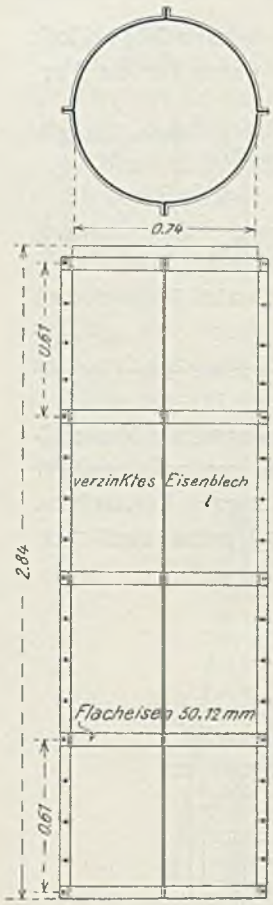


Abb. 82.
Eiserne Schalung aus vier Blechquadranten.

fangs durch senkrechte Hölzer verspannt, welche oben und unten in Holzrahmen eingelassen sind. Die Doppelhölzer *h* werden durch Schrauben zusammengehalten und gehen durch den mittleren Rahmen hindurch, während die beiden anderen Hölzer in denselben eingezapft sind.

Eine etwas andere Anordnung ist in Abb. 82 gezeichnet. Diese Form ist aus vier einzelnen Quadranten zusammengesetzt, welche mit Flacheisenbändern zusammengehalten sind.

Eine wieder andere Art einer Blechverschalung zeigt Abb. 83 im Querschnitt, wobei der Schluß durch vier Flacheisenquadranten erfolgt, welche so ausgebildet sind, daß sie durch Zwischenlegen von hölzernen Futterstücken verschiedener Anzahl oder Stärke an den Stoßstellen für verschiedene Säulendurchmesser Verwendung finden können.

Abb. 83.
Blechform für verschiedene Durchmesser verwendbar.

VI. Schalung bei Balken und Decken mit vollem Querschnitt.

1. Schalung bei Decken zwischen Eisenträgern.

Soll die Eisenbetonplatte über die Walzträger hinweggehen, so werden Kanthölzer auf deren Unterflanschen aufgelegt und hierauf die Schaldielen gebracht. Soll die Deckenplatte auf dem Unterflansch des Walzträgers aufruhen, so werden Rahmschenkel oder Quereisen an denselben aufgehängt. Aus der Menge der verwendeten

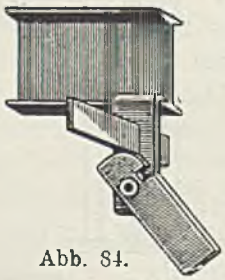


Abb. 84.

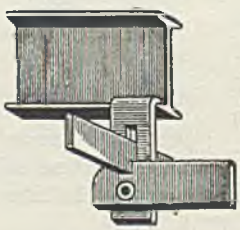


Abb. 85.

Stiepers Gerüsthalter in festgeklemmter Stellung abgelassener Stellung.

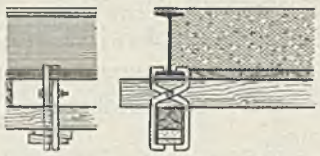


Abb. 86.
Einrüstung mit Hilfe der Scheren oder Krebse.

Konstruktionen seien nur einige genannt, welche in besonders vorteilhafter Weise den Forderungen möglichst vielseitiger Verwendbarkeit und leichten Anbringens und Abnehmens genügen.

Abb. 84 u. 85 zeigen die Einschalungsweise mit Stiepers Gerüsthalter. Abb. 84 zeigt ihn in festgeklemmter Stellung so, wie er die Deckenschalung trägt, während er in Abb. 85 in abgelassener Stellung dargestellt ist, wobei die Falle

gedreht ist, so daß das die Schalung tragende Flacheisen in den Schlitz derselben hereinfallen konnte.

Abb. 86 gibt als Hängeeisen die sogenannten „Scheren“ oder „Krebse“ wieder, bei denen das Ausrüsten durch Lösen der Keile bewirkt wird.

Abb. 87 zeigt die von Peschke erdachte Vorrichtung, die u. a. zur Einschalung von Moniergewölben benutzt werden kann. Das Trageisen *a* ist ein gebogenes Flacheisen und geht durch Schlitze der Hängeeisen *h* hindurch. Das Festlegen der Schalung sowie das Ausrüsten geschieht mit Hilfe des Flacheisenkeils *K*.

Soll die Schalung an die unteren Flanschen der Eisenträger angehängt werden und sollen diese noch genügend von Beton umgeben sein, so ist es häufig unmöglich, die Haken noch herauszubringen, sie müssen bündig mit dem Beton abgesägt werden

Abb. 87. Einrüstung nach Peschke.

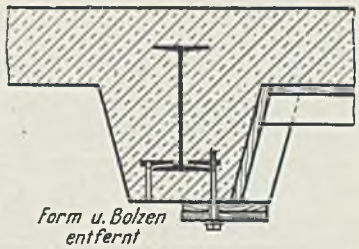


Abb. 88.

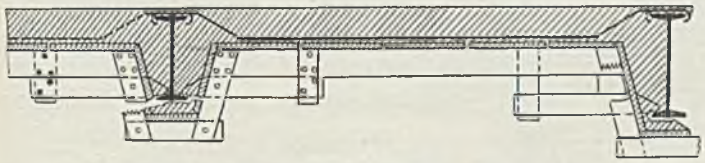


Abb. 89. Lattenwerk als Schalungsträger.

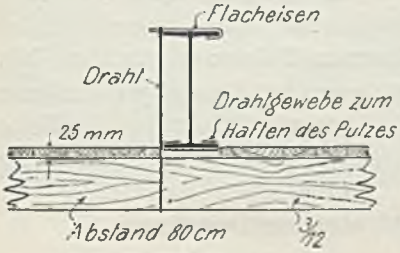


Abb. 91.

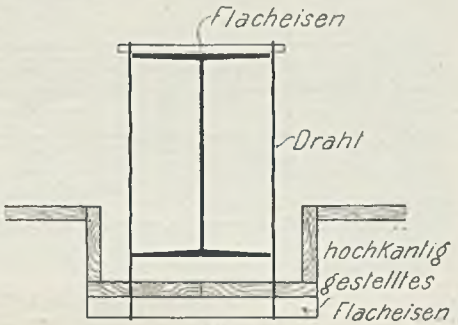


Abb. 90.

und gehen so verloren. Bei der in Abb. 88 gegebenen Vorrichtung wird dieser Mangel vermieden. Die Hängevorrichtung besteht hierbei nämlich aus zwei Teilen, einem gußeisernen Haken mit Gewinde und dem Hängebolzen, der eingeölt oder eingeseift leicht herausgedreht werden kann, so daß nur der gußeiserne Haken verloren ist.

Abb. 89 stellt eine Decke dar, bei welcher die Schalbretter auf einem Tragwerk aufliegen, das aus hochkantig gestellten Latten oder Brettern zusammengesetzt ist und mit nasenartigen Vorsprüngen auf dem Unterflansch der I-Träger aufruht.

Abb. 90 u. 91 zeigen Konstruktionen, wie sie Verfasser bei Herstellung von Betondecken für Wolkenkratzer in Amerika häufig gesehen hat. In beiden Fällen ist die Schalung mittels Draht an dem oberen Flansch des eisernen Trägers aufgehängt.

Zwei für den Eisenskelettbau charakteristische Einschalungsbeispiele sollen nachstehend besprochen werden (Abb. 92 u. 93). Bei der in Abb. 92 gezeichneten Schalung sind die Formen an den Eisenträgern aufgehängt, ohne irgendwelche Abstützung auf den Boden. Die Deckenschalung liegt auf hochkantig gestellten quer zu den eisernen Unter-

zügen gelegten Bohlen auf, welche ihrerseits auf kurzen, von den Unterflanschen der Unterzüge herabgehängten Rahmschenkelstücken aufruhen.

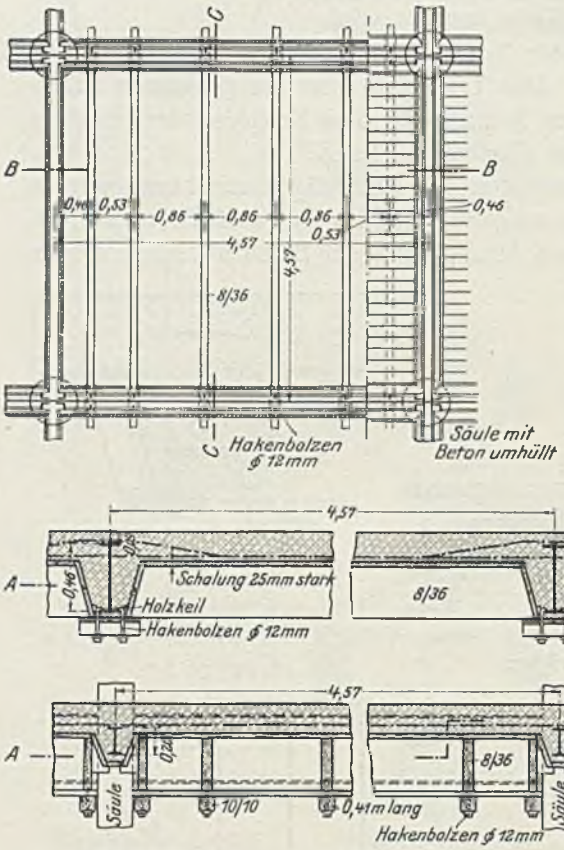


Abb. 92. Deckenschalung im Eisenskelettbau.

Die Schalungen für Boden und Seitenflächen des Betons um die Unterzüge herum sind auf die ebengenannten Rahmschenkelstücke und die Stirnflächen der hochkantig gestellten Bohlen aufgelegt. Zur Aufnahme der Verschalung des Betonmantels um die eisernen Nebenträger sind auf die zunächst gelegenen Tragbohlen in angemessenen Abständen dreieckige, entsprechend zugeschnittene Dielstücke aufgenagelt.

Die Formen wurden abgenommen, indem man die Mutter am unteren Ende der Hakenbolzen herausdrehte. Letztere konnten vom Beton dadurch freigemacht werden, daß man die zwischen sie und die Schalung vor dem Betonieren eingestellten Keile entfernte.

Die Deckenkonstruktion Abb. 93 gehört nicht zu denen, bei welchen, wie bei reinen Eisenskelettkonstruktionen, die Lasten von den eisernen Trägern allein ohne Mitwirkung des Betons aufzunehmen sind, es wird vielmehr der Beton zum Mittragen in Rechnung gezogen, die Eisenträger sind also nur Bewehrung.

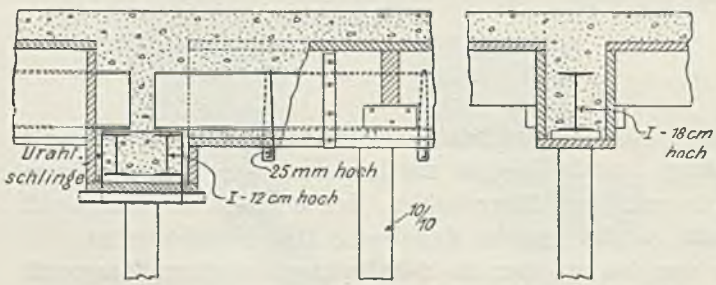


Abb. 93.

Die doppelten I-Träger in den Unterzügen liegen um 8 cm im Lichten auseinander, von ihnen sind doppelte ⊓-förmige Schleifen aus Eisendraht in etwa 1,25 m Abstand herabgehängt, die mit ihren unteren Enden kurze wagerechte Querstücke aus 25 mm hohen kleinen ⊏-Eisen fassen, auf denen die Bodenschalung aufgelegt wird. Senkrechte Dielen von 51 cm Höhe sind an die Enden der Bodendielen angenagelt und bilden die Seitenschalung. Am Querträger tragen sie dessen Bodenschalung, während die zwischenliegenden Teile der letzteren mit doppelten Drahtschlingen und kleinen ⊏-Eisen aufgehängt sind. Die Drahtschlingen zum Aufhängen wurden so lange gedreht, bis die Formen dicht gegen dreieckige Abstandhölzer von 25 mm Stärke zur Anlage kamen, die in 1,80 m Abstand unter die unteren Flanschen der Eisenträger eingelegt worden

waren. Um Durchbiegungen vorzubeugen, wurden die Böden der Trägerschalungen noch mit Stützen auf den Boden abgestrebt.

2. Schalung bei geraden reinen Eisenbetondecken.

a) Mit sichtbaren Balken.

α) Mit ausgesprochener Deckenplatte.

Abb. 94 gibt ein Gesamtbild von der Bauausführung eines größeren Gebäudes aus Eisenbeton und veranschaulicht die verschiedenen Bauzustände während der Herstellung. Wie ersichtlich, sind die beiden untersten Geschosse bereits ausgeschalt, das

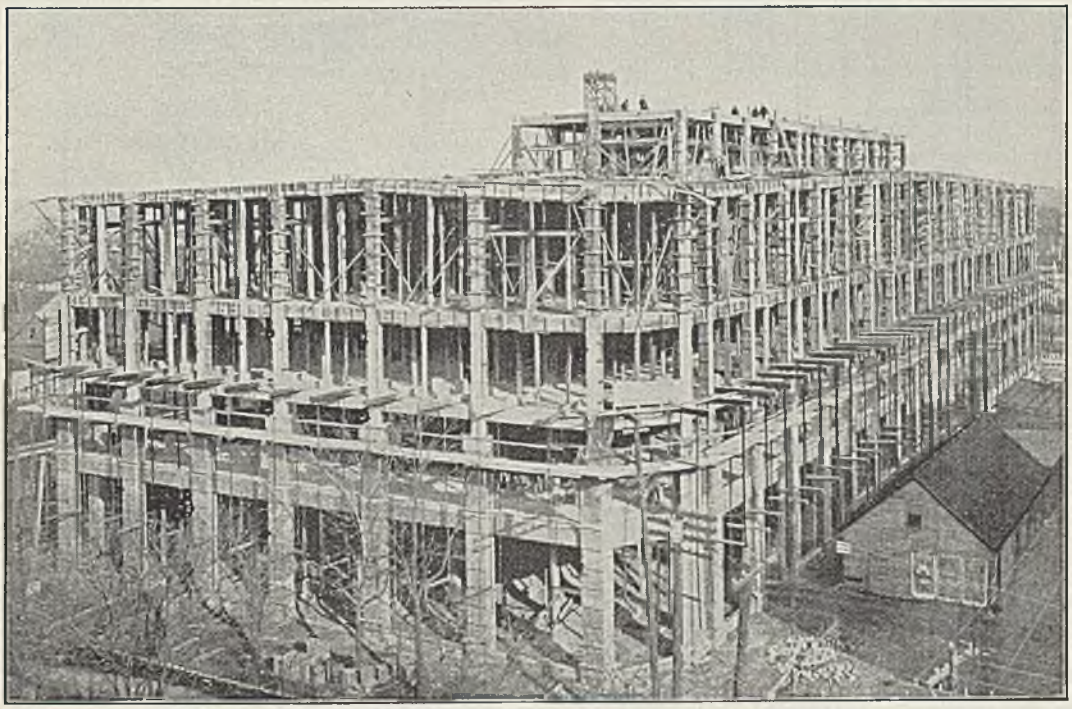


Abb. 94. Fabrikgebäude während der Ausführung.

nächstobere Geschoß ist teilweise ausgeschalt, während das vierte Stockwerk erst kurz mit dem Betonieren fertig geworden ist und noch in voller Einrüstung steht. Beim fünften Stockwerk wird eben die Schalung aufgestellt.

Die Anordnung der Einschalung einer Eisenbetondecke mit Säulen, Haupt- und Nebenträgern sowie Deckenplatte, wie sie bei Wayss & Freytag üblich ist, ist in Abb. 95 geometrisch dargestellt, während Abb. 96 ein perspektivisches Bild von der Ausbildung der Schalung der Haupt- und Nebenträger insbesondere bei ihrer Einmündung in die Säulenschalung gibt.

Die Verschalung der Träger besteht aus den beiden seitlichen Abschlüssen, den Seitenteilen oder Wangen und dem unteren Abschluß, dem Trägerboden, welche beide aus Tafeln bestehen, deren Bretter mit Laschen miteinander verbunden sind.

Handelt es sich um Träger kleineren oder mittleren Querschnitts, so werden die genannten Stücke nach Abb. 97[1]) zu Trägerkasten zusammengesetzt, wobei die Trägerböden zwischen die Seitenteile hineingesetzt sind und auf Längsleisten aufruhen,

[1]) Nach Mörsch, Der Eisenbetonbau, II. Band, 1. Hälfte, S. 24. Stuttgart 1926.

welche auf dem untersten Brett der Seitenschalung aufgenagelt sind. Die Verbindung von Wange und Boden erfolgt hierbei durch Nägel oder Holzschrauben.

Bei größeren Querschnitten ist diese Verbindung gegen den Seitendruck des Betons nicht mehr genügend widerstandsfähig, weshalb man in diesem Falle nach Abb. 98 die Seitenwände auf die entsprechend breitere Bodenschalung stellt und gegen Ver-

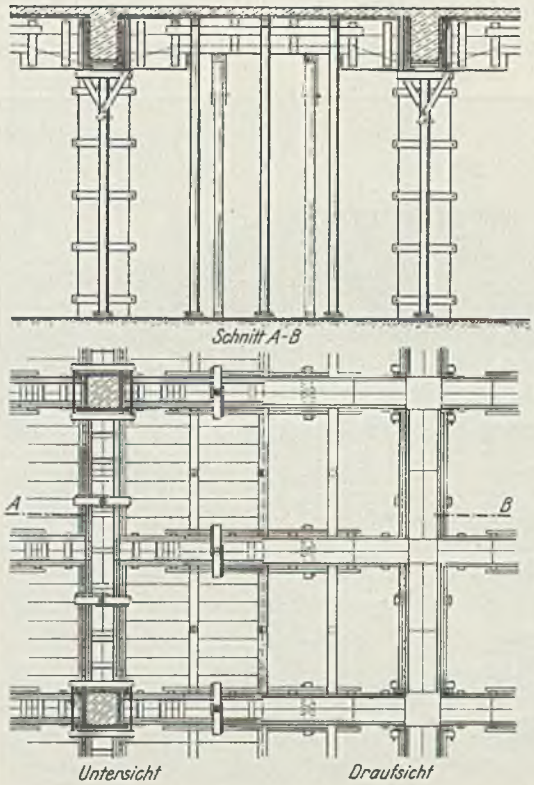


Abb. 95.
Einrüstung einer Eisenbetondecke
nach Wayss & Freytag.

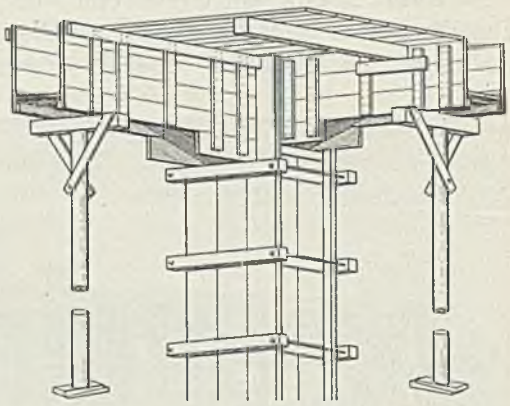


Abb. 96.

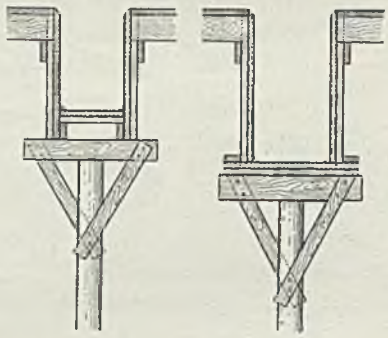


Abb. 97. Abb. 98.
Querschnitte von Trägerschalungen
nach Wayss & Freytag.

schiebung nach außen durch Leisten sichert, welche auf die äußeren Bretter der Bodenschalung aufgenagelt sind.

Werden die Träger an den Enden voutenartig verstärkt, so wird für die Bildung der Trägerschräge das Ansetzen eines Brettstücks oder mehrerer solcher an den Enden der Seitenschalung notwendig.

Die Länge der Trägerkasten ist bei Trägern, welche zwischen Säulen gelegen sind, gleich dem lichten Abstande der Säulen, und bei Nebenträgern, welche in Hauptträger einmünden, gleich dem lichten Abstande dieser vermindert um die doppelte Brettstärke der Seitenschalung des Hauptträgers. An den Stellen, wo Träger in Säulen und andere Träger einmünden, müssen aus letzteren entsprechende Flächen aus der Seitenschalung herausgesägt werden.

Um das Ausschalen zu erleichtern, sind die obersten Bretter der Wangen mit Fasen versehen, durch welche zugleich eine wenn auch kleine, so doch willkommene Verstärkung der Eisenbetonplatte beim Zusammentreffen mit dem Träger erzielt wird.

Da die Bretter durch die Abfasung schnell verbraucht werden, so hat man die Fasen auch schon durch Aufnageln einer besonderen Dreikantleiste gebildet. Aus dem soeben genannten Grunde werden auch die unteren Trägerkanten abgefast und zu diesem Zweck auf der Bodenschalung Dreikantleisten aufgenagelt.

Die Bretter der Deckenschalung werden gleichlaufend mit den Nebenträgern verlegt und liegen an den Enden auf den Seitenteilen der Hauptträger und dazwischen auf Rahmschenkeln auf, die ihrerseits an den Enden auf Brettern gelagert sind, die an die Laschen der Seitenschalung der Nebenträger befestigt sind.

Statt der Rahmschenkel als Auflager für die Schaldielen kann man auch hochkantig gestellte Dielen verwenden, welche eine größere Tragkraft und geringere Durchbiegung haben. Wenn die Deckenplatte an hohe Träger anstößt, so wird sie an den Enden zuweilen mit „Schrägen“ versehen, es müssen dann die Tragbohlen entsprechend zugeschnitten werden.

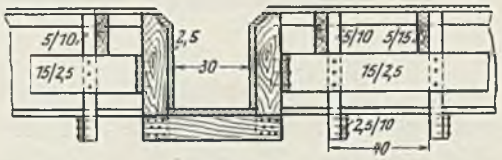


Abb. 99.

Eine bemerkenswerte, etwas andere Art der Balken- und Deckenverschalung ist in Abb. 99 dargestellt, wobei Boden und Seiten der Balkenverschalung von senkrechten Rahmen umfaßt werden. An die senkrechten Hölzer dieser Rahmen sind wagerechte Bretter festgenagelt, auf welchen hochkantig gestellte Bohlen zum Tragen der Deckenschalung aufliegen.

Die Seitenschalungen hoher Träger bauchen sich infolge des bedeutenden Druckes des plastischen oder flüssigen Betons gern aus. In solchen Fällen können die Seiten durch Drahtschließen miteinander verspannt werden, um ein Ausweichen zu verhindern. Zweckmäßig macht man es auch so, wie in Abb. 100 dargestellt ist, wobei die Seitenteile mit Hilfe dreieckig zugeschnittener Brettstücke gegen vorkragende Rahmschenkel abgesteift werden.

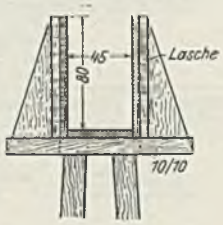


Abb. 100.
Abstützung der Seiten hoher Träger.

Geneigte Decken, wie sie bei Dächern vorkommen, bedürfen unter Umständen einer Gegenschalung, um das Herabgleiten des Betons zu verhindern, die Ausführung ähnelt dann derjenigen einer Wand. Der Grad der Neigung, bis zu welcher ohne Gegenschalung betoniert werden kann, hängt von dem Wasserzusatz des Betons ab.

Unannehmlichkeiten bereitet zuweilen der Umstand, daß trockene Schalbretter das Anmachewasser des Betons oder das Regenwasser aufsaugen, wodurch die Schalung sich wirft, so daß ein Brett herausgenommen und abgeschnitten werden muß. Man hat dem schon dadurch abzuhelfen gesucht, daß man von vornherein zwischen den Brettern einen kleinen Spielraum gelassen hat. Allein die Fugen werden sich oft nicht ganz schließen, so daß ein Durchträufeln der feineren Teile des Betons eintritt und unschöne Grate entstehen, wie man sie oft bei Ausführungen sehen kann. Mit mehr oder weniger Erfolg hat man diesem Übelstande schon dadurch abzuhelfen gesucht, daß man die Bretter an einer Seite abgeschrägt hat, so daß eine freie Bewegung möglich war.

Abb. 101 zeigt eine Vorrichtung, bei welcher die Deckenschalung bequem gesenkt werden kann. Hierbei wird die Last der Decke nicht auf die Balkenschalung, sondern auf eiserne Kragarme an den Sprießen abgestützt. Die Tragbohlen der Deckenschalung ruhen unter Vermittlung eines Zwischenstücks auf Keilen auf, durch welche das Einstellen und Senken der Schalung betätigt wird. Seitlich sind diese Bohlen

durch abgekröpfte Flacheisenlappen geführt, welche unten an den Flanschen der Arme befestigt sind.

Eine ebenfalls praktische Anordnung zeigt Abb. 102, die Trägerseiten werden durch doppelte Bohlenzwingen an den kräftigen Trägerboden herangedrückt, welcher mittels eines Querholzes auf den Stützen aufliegt. Auf diesem Querholz ruhen auch die Seitenteile unter Vermittlung von Keilen sowie die Deckenschalung, deren Traghölzer auf die Laschen der Seitenteile abgestützt sind. Soll ausgeschalt werden, so werden nur die Keile losgeschlagen, worauf sich die Seitenteile der Träger samt der Deckenschalung senken und entfernt werden können.

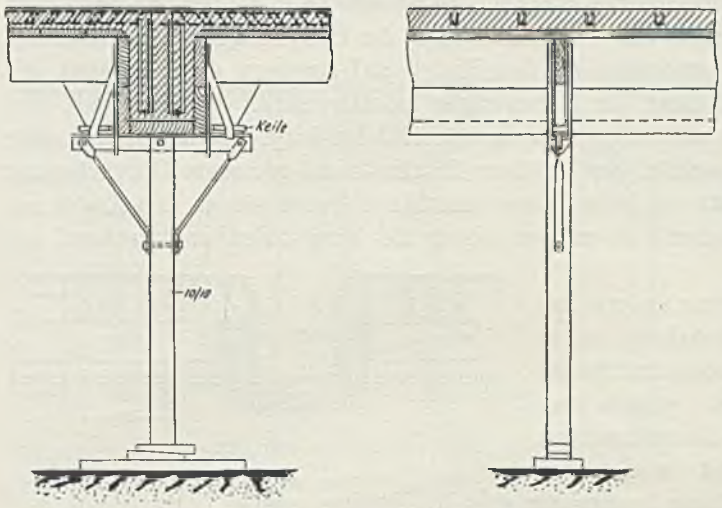


Abb. 101. Absenkbare Schalung.

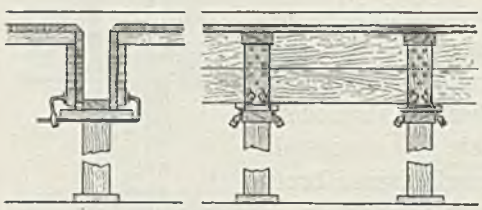


Abb. 102. Schalung mit Bohlenzwingen.

Eine ebenfalls mit Keilen zu bedienende Trägerschalung zeigt Abb. 64 (S. 225) im Aufriß. Hierbei sind neben dem Trägerboden und gleichlaufend mit demselben etwa in 10 cm Abstand davon beiderseitig Leisten aufgelegt, welche unten durch Querhölzer verbunden sind, auf denen auch der Trägerboden aufliegt. In der aus der Abbildung ersichtlichen Weise werden nun die Trägerseiten in die Zwischenräume zwischen Boden und Leiste eingestellt und durch Eintreiben von Keilen gegen die Bodendiele gepreßt. Durch Herausschlagen der Keile können die Seitenteile vom Beton entfernt und abgenommen werden.

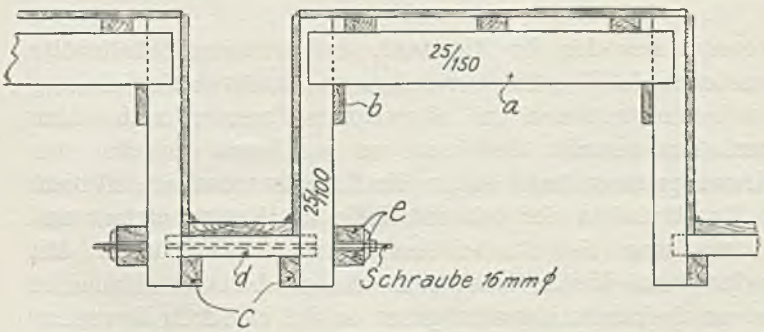


Abb. 103.

Eine praktische Einschalungsweise zeigt Abbild. 103, bei welcher Tiefe und Weite der Balken ohne Verschnitt an Holz leicht verändert werden können. Die Änderung der Weite wird durch Verwendung von Schraubenbolzen möglich, welche längslaufende Hölzer *c* fassen. Der Höhe nach wird eine Veränderung durch Auflegen verschieden starker Stücke *d* erzielt.

Die Verschalung von Balken mit Hilfe der bereits auf S. 213 genannten „Dielhalter“ ist in Abb. 104 dargestellt.

In manchen Fällen ist es wünschenswert, dem „Trägerkasten" besondere Tragfähigkeit zu geben, um an Stützen zu sparen. Dies kann durch Anbringen von Diagonalstreben auf den Außenseiten der Form geschehen, welche von Mitte oben nach den Enden unten verlaufen (Abb. 105).

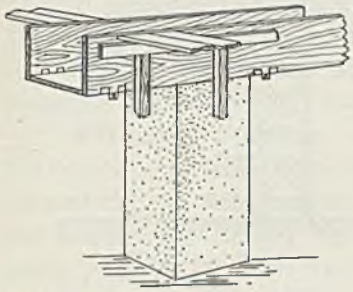


Abb. 104. Balkenverschalung mit Hilfe der „Dielhalter".

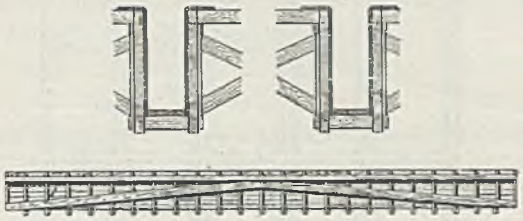


Abb. 105. Verstärkter Trägerkasten.

Verwendung vorbetonierter Schalstücke. — Bei Kassettendecken, die mehr oder weniger reiche Gliederungen erhalten und oft bearbeitet werden, findet man manchmal besondere Ausführungsweisen, von denen eine in Abb. 106 dargestellt ist[1]).

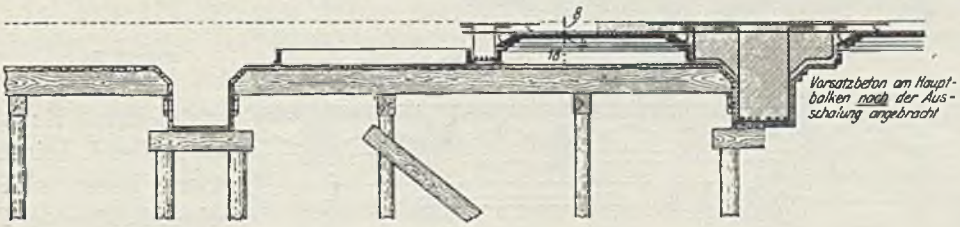


Abb. 106.

Um die Kosten der Schalung und diejenigen der Bearbeitung zu ermäßigen, wurden Seitenteile und Spiegel der Kassetten als dünnwandige Eisenbetonwerkstücke in der Werkstatt hergestellt und bereits bearbeitet an die Baustelle geliefert. Wie aus der Abbildung ersichtlich, wurden die Hauptträger, soweit sie unter die Nebenträger herabgehen, geschalt, dazwischen wurde eine ebene Schalung hergestellt, auf welcher nach genauer Aufschnürung zuerst die vier Seitenwände der Kassetten als fertiges Werkstück verlegt und hernach der Kassettenspiegel aufgesetzt wurde. Aus den Werkstücken standen Eiseneinlagen hervor, die den Verband zwischen denselben und der tragenden Eisenbetondecke sichern sollen. Schließlich werden die Eiseneinlagen verlegt und der Beton eingebracht[2]).

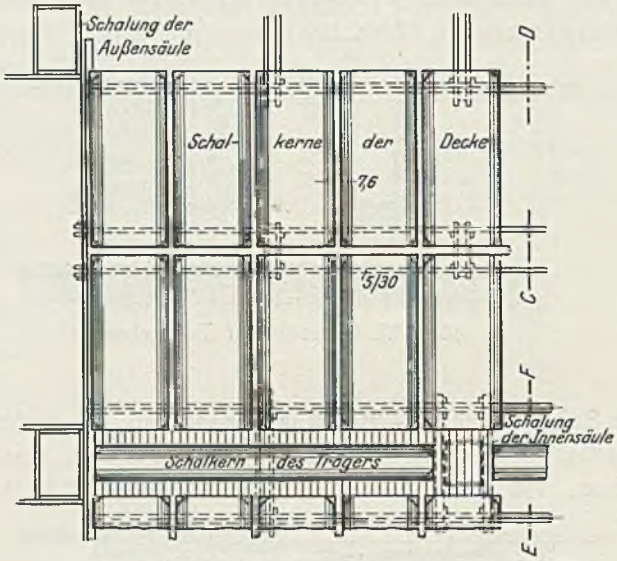
Bewegliche Schalungen. — Solche werden verhältnismäßig selten verwendet und sind jedenfalls nur da wirtschaftlich, wo es sich um umfangreiche Bauten handelt mit möglichst gleichen Abmessungen, was Säulenstellung und Querschnittsabmessungen der Bauteile betrifft, damit die einmaligen größeren Kostenaufwendungen durch die Möglichkeit oftmaliger Verwendung der Formen sich bezahlt machen.

Zusammenlegbare Formen. — Eine derartige sehr sinnreiche Einrichtung ist in Abb. 107 dargestellt. Die umfangreichen Stücke enthalten, wie aus der Abbildung ersichtlich ist, die Unterstützung für den Trägerboden, die zwei Seiten der anschließenden Träger (Nebenträger) sowie die Deckenschalung des Feldes. Die Form ist auf allen

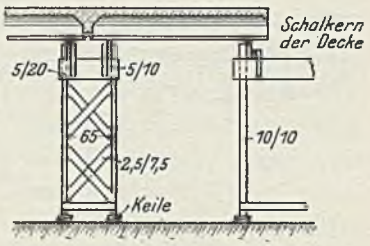
[1]) Arm. B., April 1915, S. 90. Andere Beispiele finden sich in B. u. E. 1911, S. 219 u. 374.

[2]) Über eine weitere Verwendung vorbetonierter Stücke s. D. Bztg., Zementbeilage 1917, S. 77.

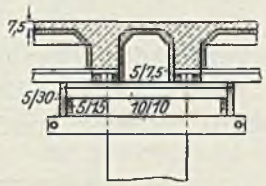
vier Seiten geschlossen und an ihren oberen Ecken abgerundet, sie gibt mit ihren Schmalseiten die Seitenschalung für die Hauptträger ab. Das Festlegen der Form



Grundriß.



Schnitt C–D.



Schnitt E–F.

Abb. 107.

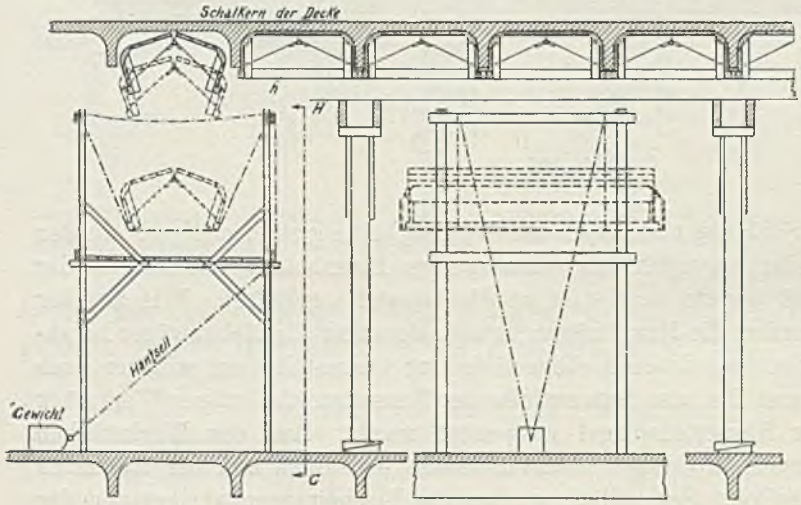


Abb. 108.

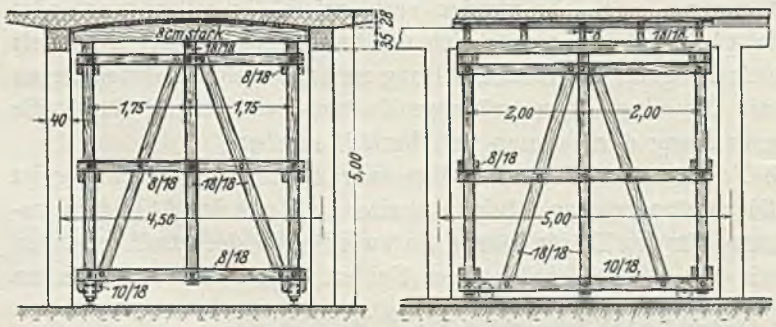


Abb. 109. Fahrbares Schalgerüst für die Herstellung der Deckenplatte.

erfolgt durch Einziehen des Holzes *h*, beim Ausrüsten lassen sich die beiden Hälften der Form nach Entfernen des genannten Holzes um ein in der Mitte angebrachtes Scharnier drehen und zusammenklappen (Abbild. 108).

Derartige Formen besitzen eine ziemliche Tragfähigkeit, es sind deshalb wenige, aber um so stärkere Stützen notwendig.

Zum Abnehmen der Formen beim Ausrüsten war ein vierpfostiges Gerüst mit etwa 2 m im Geviert Grundfläche unter der Stelle aufgestellt, wo die Form abgenommen werden sollte (Abb. 108). Die beiden losen Enden eines Hanfseils waren an dem

oberen Querholz des Gerüstes festgemacht, gingen über das gegenüberliegende Querholz hinweg, dann abwärts durch das Gerüst hindurch und vereinigten sich an einem auf dem Boden liegenden Gewicht. Nachdem das die Form verspannende Holz weggenommen war, klappte die erstere zusammen und fiel auf das gespannte Seil, welches unter der Last langsam zusammensackte, das Gewicht am Boden fortzog und auf einen in Mitte der Gerüsthöhe angebrachten Arbeitsboden niederging. Eine solche Form wog 180 kg, wenn sie recht naß war, und wurde sieben Tage an ihrer Stelle belassen.

Fahrbare Formen. — Bei Decken von großer Längenausdehnung kann es unter Umständen wirtschaftlich sein, auf Schienen fahrbare Schalgerüste zu verwenden. Abb. 109 zeigt ein solches für die Herstellung einer Deckenplatte. Hierbei wurden die Säulen und Balken bis zur Unterkante der Decke vorher hergestellt und nach deren Ausschalung zwischen die Säulenreihen Gleise für das Fahrgerüst gelegt. Solche Gerüste können natürlich auch aus Eisen hergestellt werden.

β) Schalung bei Rippendecken.

Rücken die Nebenträger so nahe zusammen, daß von einer zwischenliegenden Deckenplatte nicht mehr gesprochen werden kann, so entstehen die sogenannten Rippendecken, bei denen in der Regel nur die Rippe eine Bewehrung erhält.

In Abb. 110 ist eine häufig benutzte Schalung für eine solche Rippendecke dargestellt, welche aus Eisenblechformen besteht. Man hat zweierlei Schablonen, solche, welche auf beiden, und solche, welche nur an einem Ende offen sind. Der Abschluß bei den letzteren geschieht durch ein unter 45° aufgenietetes Blech und dient zum Anschluß an die Träger und Tragmauern. Das Anpassen an die Feldweite wird durch entsprechendes Übergreifen der Bleche erreicht. Die Schablonen ruhen auf leichten Rahmschenkeln auf, deren Entfernung durch einen Abstandhalter geregelt wird, welcher aus zwei Flacheisen mit je zwei aufgenieteten Winkelchen besteht, die mit der Schraube *s* gegeneinander festgestellt werden können. Die Rahmschenkel bleiben meist in der Decke, um an ihnen die Lattung oder Rohrung für den Putz befestigen zu können. Zu diesem Zweck werden verzinkte Eisendrähte *e* um die Rahmschenkel herumgelegt oder Schrauben in das Holz eingelassen und deren Enden in den Beton eingebettet. Das Ausschalen erfolgt durch Wegnehmen der Abstandhalter, worauf die Schablonen entfernt werden können.

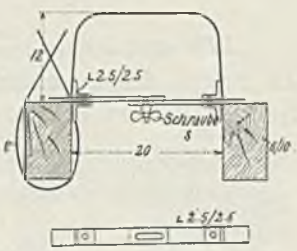


Abb. 110 Blechform zur Verschalung von Rippendecken.

Abb. 111.

Eine praktische Auflagerung der Blechschablonen ist auch in Abb. 111 dargestellt, wo dieselben auf hochgestellten Flacheisen aufsitzen, welche durch die Mitten der Rahmschenkel durchgesteckt sind. Die Wegnahme der Bleche erfolgt sehr einfach durch Durchschlagen der Flacheisen.

Häufig werden auch halbkreisförmige Blechschablonen verwendet, welche jedoch mehr Beton verbrauchen. In anderen Fällen werden die Blechschablonen auf durchgehende ebene Schalungen aufgelegt.

Bei amerikanischen Ausführungen werden die Blechschablonen in der aus Abb. 112 u. 113 veranschaulichten Weise auf ⊔-Eisen aufgestellt, welche auf den Rücken gelegt sind und die Bodenschalung für die Rippen abgeben.

In Abb. 114 ist eine Anordnung gezeigt, bei welcher die Schalung der Rippenseiten von einem Bakulagewebe gebildet wird, dessen freie Enden beim Ausschalen herabfallen und dann miteinander verknüpft werden, so daß ein Putz auf dem Gewebe angebracht werden kann[1]).

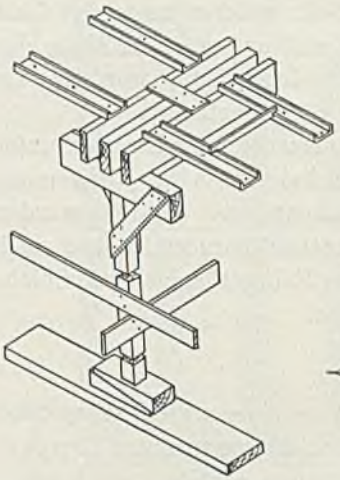


Abb. 112.
Verschalung mit Blechschablonen bei amerikanischen Ausführungen.

Auch Wellblechtafeln hat man schon verwendet, welche es ermöglichen, die Schalung nach allen Seiten hin den jeweiligen Abmessungen des Raumes anzupassen, ohne daß ein Verschneiden von Material nötig wird, so daß dieselbe Schalung, unabhängig von den Raumgrößen, wiederholt verwendet werden kann.

Abb. 113.

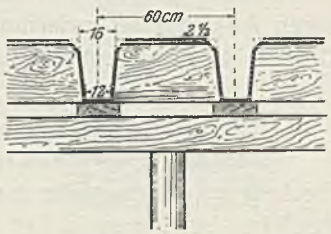


Abb. 114.
Einschalung der „Giesedecke".

Wie aus Abb. 115 ersichtlich ist, werden die Wellblechtafeln in dem Falle, wo die Breite des zu überdeckenden Raumes ein Vielfaches der Tafelbreite ist, mit einfachem Übergreifen aufeinandergelegt. Ist die Raumbreite kein Vielfaches der Tafelbreite, so können sich zwei oder mehr Rippen übergreifen, wie aus Abb. 116 hervorgeht. Der Länge nach werden die Tafeln stumpf aneinandergestoßen und, wo die Länge des Raumes kein Vielfaches der Tafellänge ist, nach Erfordernis übereinandergeschoben. Wenn einzelne Rippen ausfallen sollen, so werden dieselben mit Sand oder Holz ausgefüllt. Zur Befestigung eines Putzes werden in entsprechenden Entfernungen Löcher in das Blech gebohrt, durch welche verzinkte Drähte gesteckt und an den Eiseneinlagen befestigt werden.

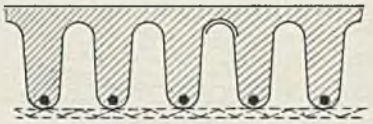


Abb. 115. Schalung mit Wellblechtafeln.

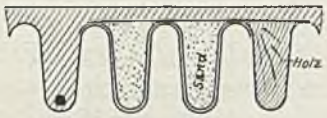


Abb. 116.

Abb. 117.

Abb. 118.

b) Mit ebener Untersicht.

Häufig wird Wert auf eine ebene Untersicht der Decke gelegt, da die hervorstehenden Rippen das Ansetzen von Staub und Ungeziefer befördern und weil derartige Decken einen größeren Schutz gegen Wärme- und Schallübertragung bieten.

Man bildet dann entweder eine untere Platte aus, wobei eine Kernschalung nötig wird, oder man füllt den Raum zwischen den Rippen mit Hohlsteinfüllkörpern

[1]) D. Bztg., Zementbeilage 1917, S. 3.

aus, die für die Tragfähigkeit der Decke belanglos sind und nur als Schalung dienen (Abb. 117 u. 118).

Ausführung mit Kernschalung. — Die Kernschalung, welche zur Herstellung des Hohlraumes benötigt wird, kann aus Holz oder Eisenblech hergestellt werden, Schalungen letzterer Art sind meist zum Zusammenlegen eingerichtet. Die Schalung wird so angeordnet, daß das Material wieder herausgenommen werden kann; wo dies nicht möglich ist, wird die Schalung von vornherein aus wohlfeilen Stoffen hergestellt.

Abb. 119 zeigt eine hölzerne Kernschalung. Bei der Ausführung wird zuerst eine ebene Schalung über dem zu überdeckenden Raum hergestellt und darauf die untere Platte gestampft, wobei auch schon die unteren Eiseneinlagen der Träger samt den Bügeln eingelegt werden, um eine gute Verbindung zwischen Balken und Platte zu haben. Nachdem der Beton abgebunden hat, werden die Bretter für die Seitenschalungen der Balken zwischen Lattengestellen aufgestellt und der Balken betoniert. Nach Erhärten des Betons desselben werden die Bretter weggenommen und für die Herstellung der oberen Platte eine auf kurzen Pfosten stehende Schalung errichtet, wie die rechte Seite der Abbildung zeigt.

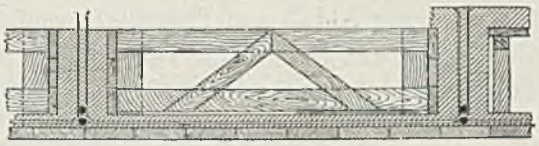


Abb. 119.

In denjenigen Fällen, wo die Hohlräume nicht wenigstens nach der einen Seite hin offen sind, kann das Holz der letzten Aufstellung nicht mehr herausgenommen werden.

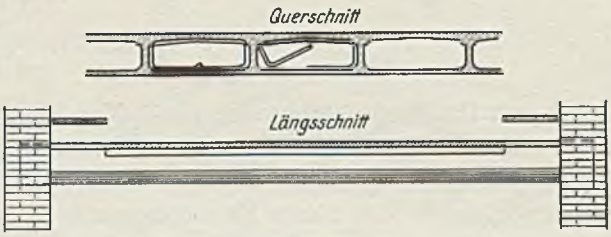


Abb. 120.
Kernschalung mit zusammenlegbaren Blechschablonen.

Bei anderen Bauweisen[1]) verbleibt der Holzkasten, welcher dann aus dünnen Brettchen gebildet ist, in der Decke. Der hierdurch entstehende Verlust kann bei niedrigen Holzpreisen durch die Ersparnisse der schnellen und bequemen Ausführung gedeckt werden.

Eine Herstellungsweise unter Verwendung von Blechschablonen ist in Abb. 120 u. 121 veranschaulicht[2]). Es wird hierbei wieder zuerst eine ebene einfache Schalung aufgestellt und darauf eine durchgehende Betonschicht aufgebracht. Die nun aufzulegenden geölten Blechschablonen bestehen aus drei Teilen, den beiden „Schablonenböden", welche zuerst aufgelegt werden, und den „Schablonendeckeln", welche daraufgesetzt werden.

Damit die Schablonen nach erfolgtem Betonieren herausgenommen werden können, werden sie nicht ganz bis an die Mauer heran verlegt, sondern es wird daselbst ein Zwischenraum von

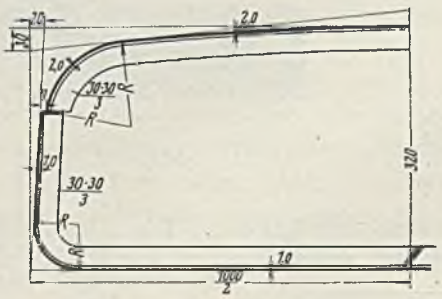


Abb. 121.

[1]) B. u. E. 1911, S. 215 u. 405.
[2]) B. u. E. 1910, S. 119.

etwa 75 cm freigelassen, in welchem die Einschalung der Balkenseiten mit Holz- oder Blechteilen erfolgt.

Die Herausnahme der Schablonen geschieht durch Bekriechen der Hohlräume, indem zuerst die beiden Bodenteile und hernach der Deckel der Schablonen einzeln herausgenommen werden, worauf die offen gebliebenen Teile der Deckenplatte durch fertige bewehrte Betonplatten abgedeckt und mit Zementmörtel vergossen werden.

Ausführung mit Füllkörpern. — Um an Schalung zu sparen, werden die Zwischenräume zwischen den Rippen mit Füllkörpern aus leichten und wohlfeilen Materialien ausgefüllt, welche die Schalung ersetzen und dauernd an ihrem Platze bleiben. Solche Decken sind schall- und wärmedicht, und die Hohlräume können zur Unterbringung von Leitungen aller Art: für Elektrizität, Heizung, Gas, Wasser sowie als Kanäle für Abluft und Frischluft benutzt werden.

In Abb. 122 ist eine Bauweise gezeichnet, bei welcher ein oben offener Füllkörper quadratischen Grundrisses aus Schlacken- oder Bimsbeton verwendet wurde, dessen

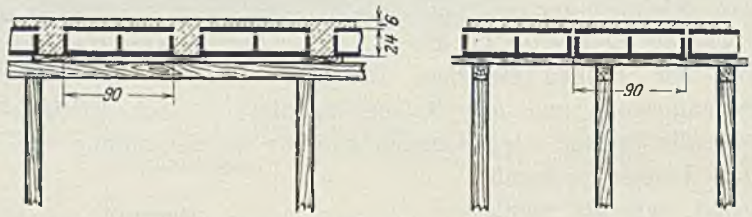


Abb. 122.

Rippen mit Drahtgeflecht bewehrt sind. Man kann dabei die Deckenschalung ersparen, indem man die Körper mit ihren Rändern auf Bohlen auflegt, welche die Bodenschalung der zwischen den Füllstücken liegenden Rippen bilden. Beim Betonieren wird der Füllkörper durch eine dünne Eisenbetonplatte abgedeckt.

Am häufigsten werden aber wohl Hohlsteine aus gebranntem Ton zu Füllkörpern Verwendung finden, die in den mannigfaltigsten Formen auf den Markt gebracht werden (Abb. 123).

Auch Körper aus Gips[1]) und Glas, Pappschachteln usf. werden zu dem genannten Zwecke benutzt.

Abb. 124 stellt eine Ausführung dar, bei welcher zwischen den Rippen Patentgläser enthalten sind, welche eine gute Beleuchtung der unter der Decke liegenden

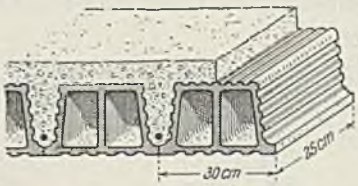


Abb. 123.

Abb. 124.

Räume ermöglichen. Die Gläser sind zur guten Verbindung mit dem Beton leicht konisch ausgeführt und mit Rippen versehen.

[1]) B. u. E. 1907, S. 123. — Die Lehmanndecke (B. u. E. 1910, S. 298) verwendet Leichtsteine aus einem Gemisch von gesiebter Koksasche, Gips und Sägespänen.

Eine Ausfüllung der Räume zwischen den Rippen mit besonders angefertigten Körpern aus Rohrgeflecht, sogenannten „Rohrzellen", verwendet die Rohrzellendecke nach G. A. Wayss[1]). Neben der Begrenzung der Seitenflächen der Balken und der Schalung für die Platte bilden die Rohrzellen zugleich die Berohrung für den Verputz (Abb. 125).

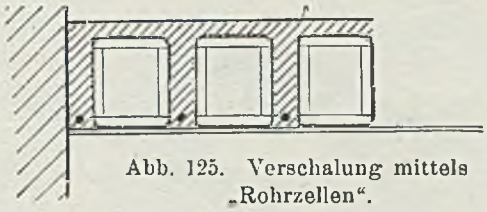


Abb. 125. Verschalung mittels „Rohrzellen".

Die Rohrzelle ist ein 1 m langer Hohlkörper aus Rohrgeflecht, welches über Holzrähmchen gezogen wird, die etwa 25 cm voneinander entfernt sind. Das Rohr wird durch Stahlbänder an die Holzrähmchen gepreßt, so daß jenes die während der Herstellung der Decke erforderliche Tragfähigkeit erhält. Die Körper sind leicht zu handhaben, ihr Gewicht beträgt nur 5 bis 8 kg für 1 m². Die Herstellung geschieht mit einer Maschine, auf welcher ein Arbeiter in 10 Stunden bis 250 Zellen anfertigen soll.

c) Bei trägerlosen Decken (Pilzdecken).

Diese Decken unterscheiden sich von den vorher besprochenen dadurch, daß sie keine hervortretenden Balken und Rippen, sondern nur eine Deckenplatte haben, welche zwischen den zu diesem Zweck verbreiterten Säulenköpfen gespannt ist. Einer der Hauptvorzüge dieser Decke liegt darin, daß die Schalung infolge Wegfalls der Balken wesentlich vereinfacht und daher billiger und rascher herzustellen ist als bei Balkendecken, so daß auch die Möglichkeit der Verwendung größerer Schaleinheiten gegeben ist.

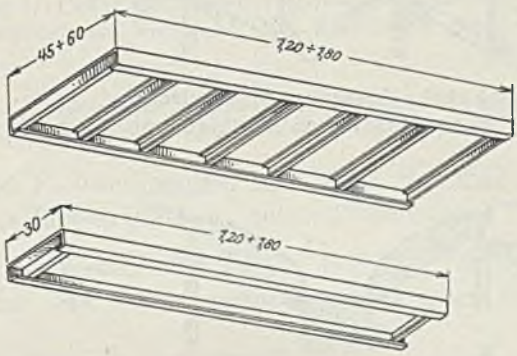


Abb. 126. Schalstücke für die Verschalung von Pilzdecken bei amerikanischen Ausführungen.

Es ist daher nicht von ungefähr, daß dieses Deckensystem, welches die Anwendung rationeller Baumethoden mehr zuläßt als die gewöhnlichen Balkendecken, in den Vereinigten Staaten von Amerika aufkam und sich daselbst seit Jahren großer Beliebtheit erfreut.

Während hierzulande die Decke im allgemeinen immer mit Brettern eingeschalt wird, verwendet man in Amerika vielfach Schalstücke größeren Ausmaßes, welche aus blechbeschlagenen ⊔-Eisen-Rahmen bestehen (Abb. 126), die auf die in Abb. 127 veranschaulichte Weise auf die Unterstützungen aufgelegt werden, wobei nur der vertiefte Teil über der Decke mit Brettern eingeschalt wird.

Die Ausbildung des Säulenkopfes und damit dessen Schalung ist verschieden und richtet sich hauptsächlich nach dem Querschnitt der Säule. Ist dieser vier- oder mehreckig und verbreitert sich der Kopf in gerader Linie nach oben, so erhält derselbe die Form einer abgestumpften Pyramide, und es sind für die Verschalung jeder einzelnen Fläche derselben trapezförmige Schalstücke notwendig[2]). Verläuft der Übergang nach der Decke kelchartig, so müssen zur Bildung der gekrümmten Flächen meist Latten verwendet werden, die auf Aufrippungen festgenagelt sind (Abb. 128).

[1]) B. u. E. 1907, S. 148.

[2]) Über eine Schalung, wo der Kopf durch Aufbringen von Lehm gebildet wurde, s. B. u. E. 1923, S. 290.

Während bei uns die Stützen von Pilzdecken meist vier-, sechs- oder achteckigen Querschnitt haben, werden bei amerikanischen Ausführungen vielfach runde Säulen mit Schalungen aus Eisenblech (Abb. 81 u. 92, S. 229 u. 230) verwendet, wobei als Kopf ein Kegelstumpf von den in Abb. 129 ersichtlichen Formen oder aus Gußeisen (Abb. 130) aufgesetzt wird. Letztere Schalung hat Glockenform und besteht aus vier Stück 3 mm starken Gußstücken, die durch 6 mm starke Rippen verstärkt sind und an den Stoßrippen durch 10 mm starke Schrauben miteinander verbunden sind[1]).

[1]) Über eine besondere Einschalung von Pilzdecken s. B. u. E. 1920, S. 13.

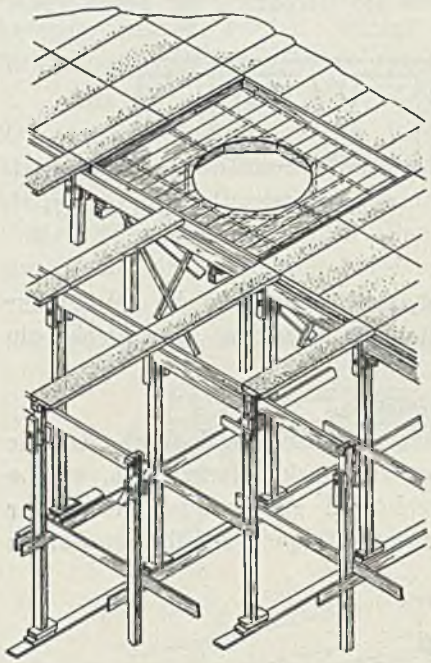


Abb. 127. Schalung von Pilzdecken bei amerikanischen Ausführungen.

Abb. 129. Blechformen für die Köpfe der Säulen bei Pilzdecken.

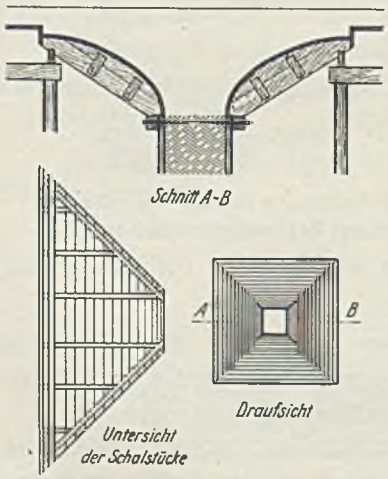


Abb. 128. Verschalung des Säulenkopfes bei einer Pilzdecke.

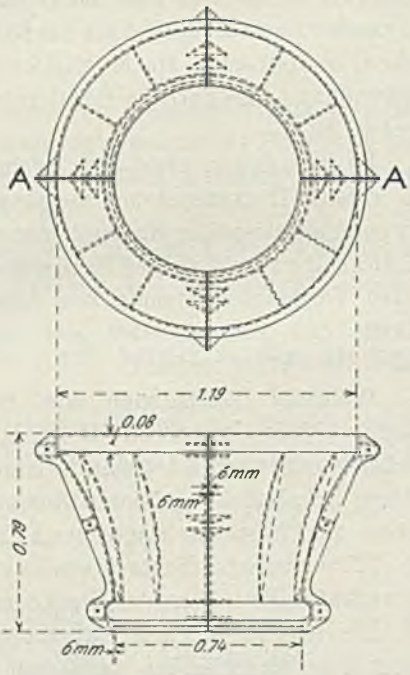


Abb. 130. Kopfform aus Gußeisen.

VII. Schalung bei Fachwerkbalken.

Die Verschalung der Fachwerkträger kann entweder so erfolgen, daß man die Verschalungen der Seitenwände derselben aus durchgehenden Schalwänden bildet, so daß man dann für die Verschalung der Flächen zwischen den Fachwerkgliedern ent-

sprechende Formen zwischen die Wände einzusetzen hat. Dabei ist in dem in den Füllungsflächen angebrachten Schalholz der Wände ein für die unmittelbaren Zwecke der Formbildung nicht dienlicher Mehraufwand an Schalholz vorhanden, wogegen dann anderseits eine Vereinfachung in der Herstellung und damit eine Ersparnis an Arbeitslohn eintritt.

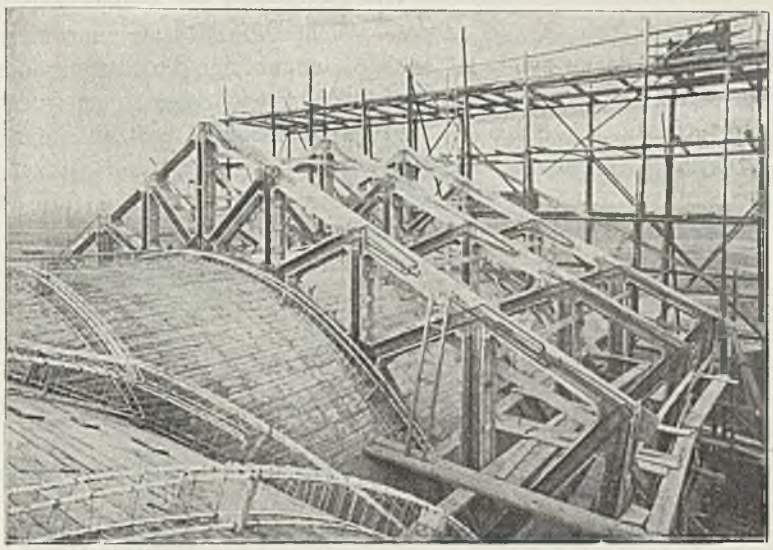


Abb. 131. Verschalung der Fachwerkbinder der Querhalle des Empfangsgebäudes im Hauptbahnhof Karlsruhe i. B. Eine Seite offen.

Haben die Füllungen zwischen den Fachwerkgliedern größere Flächenausmaße, so kann der Gewinn an Arbeitslohn kleiner werden als der Mehraufwand für das Schalholz, und es wird dann zweckmäßig jedes Fachwerkglied für sich eingeschalt. Die Verschalung der geraden und gekrümmten Gurte erfolgt dabei ebenso wie diejenige gerader oder gekrümmter Träger, diejenige der Pfosten und Diagonalen so wie bei den Säulen.

Abb. 131 zeigt die Einschalung eines Fachwerkbinders, eine Seite der Binderschalung ist zum Zwecke des Einlegens der Bewehrungseisen noch offengelassen.

Fachwerkträger nach Visintini. — Dieselben werden in liegender Stellung hergestellt und als fertige Stücke versetzt. Sie haben gerade parallele Ober- und

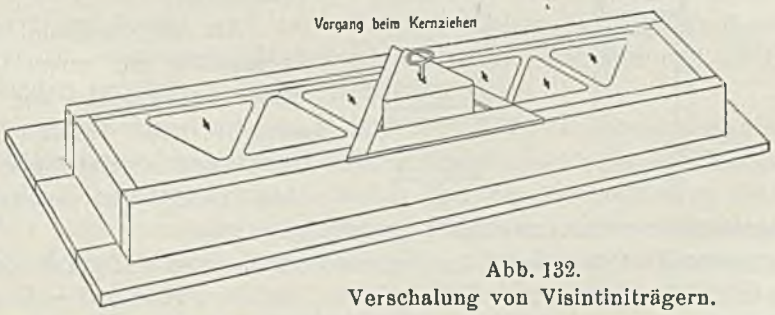


Abb. 132.
Verschalung von Visintiniträgern.

Untergurte sowie Pfosten und Diagonalen oder nur letztere als Füllungsglieder. Ihre Herstellung erfolgt mit einer Seite nach abwärts in der Weise, daß auf einer Bohlenunterlage ein rechteckiger Kasten, aus starken Bohlen zusammengesetzt, aufgestellt wird, zwischen welche feste oder verstellbare Modellkerne aus Gußeisen, Holz oder Blech für die Hohlräume zwischen den Fachwerkgliedern gestellt werden (Abb. 132).

Der Beton wird ziemlich flüssig schichtenweise eingebracht und dazwischen die nötigen Eiseneinlagen eingebettet. Nach dem Abbinden des Betons werden die Formkerne herausgehoben und die übrige Form entfernt.

VIII. Abstützung der Schalung.

Aus Abb. 95 (S. 234), welche die Gesamtanordnung der Einschalung einer Eisenbetondecke zeigt, ist auch die zugehörige Abstützung oder Absprießung zu ersehen. Dieselbe erfolgt meist mit Rundhölzern von 8 bis 15 cm Durchm., seltener mit kantigen Hölzern von 8×8 bis 14×14 cm Querschnitt, Stützen unter 7 cm Zopfstärke sind unzulässig. Besondere Beachtung ist den geschifteten Stützen zu schenken, da durch mangelhafte Ausführung solcher schon vielfach Unglücksfälle vorgekommen sind. Ist die Länge der Sprießen nicht ausreichend, so dürfen gestoßene Stützen nur bis zu zwei Dritteln der gesamten Stützenzahl verwendet werden, wobei die ungestoßenen Stützen möglichst gleichmäßig auf die ganze Fläche verteilt werden müssen. Die Schnittflächen gestoßener lotrechter Stützen müssen wagerecht sein und dicht aufeinander passen. Die Stoßstelle ist durch aufgenagelte, mindestens 0,70 m lange, hölzerne Laschen gegen Ausbiegen und Knicken zu sichern, auch darf sie wegen der Knickgefahr nicht ins mittlere Drittel der Stütze gelegt werden. Bei Stützen aus Rundholz sind drei, bei solchen aus Vierkantholz vier Laschen für jeden Stoß zu verwenden. Mehr als einmal gestoßene Stützen sind unzulässig.

Die Anzahl der Stützen ist, abgesehen von ihrer Stärke, abhängig von der Stärke und der Ausbildung der Schalung. Bei mittleren Verhältnissen sind die Stützen unter den Trägern in 1 bis 1,5 m Abstand einzustellen, auf 1 m² Decke (einschließlich Balken) kann dann etwa eine Stütze gerechnet werden.

Wird auf den Erdboden abgesprießt, so sind die Stützen zur Druckverteilung auf unverrückbare und kräftige Bretter oder Bohlen zu stellen, bei nicht tragfähigem oder gefrorenem Untergrunde sind besondere Sicherungen anzuwenden. Bei Abstützungen auf fertige Decken werden die Sprießen ebenfalls zweckmäßig auf durchlaufende Fußschwellen gestellt. Im Stockwerkbau sind die Stützen behufs zentrischer Übertragung des Druckes übereinander anzuordnen.

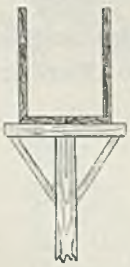


Abb. 133.

Abb. 134.

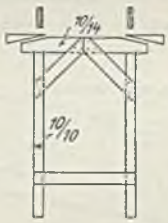


Abb. 135.

Am oberen Ende ist der Sprieß zweckmäßig mit einem Querholz versehen, auf welchem der Trägerkasten aufsteht und dessen Enden meist gegen den Sprieß abgestrebt sind (Abb. 133). Bei schweren Trägern werden Doppelsprieße unter den Kasten gestellt (Abb. 134).

Zum genauen Festlegen der Schalung und zum leichten und gefahrlosen Entfernen derselben werden die Stützen auf Keile gestellt, welche zwischen ihrem unteren Ende und der Unterlage angebracht sind. Das Einstellen der Schalung auf die richtige Höhe geschieht gewöhnlich mit Hilfe eines Nivellierinstruments, wobei der Lattenträger den Zimmermann unter ihm benachrichtigt, ob er die Keile lockern oder anziehen soll.

Von anderer Seite wird empfohlen, die Keile oben anzubringen, was im Falle einer beabsichtigten Verstrebung der Stützen den Vorteil hat, daß diese vorgenommen werden kann, ehe die Stützen auf die richtige Höhe eingestellt sind (Abb. 135).

Die hölzernen Deckenstützen haben den Nachteil, daß sie ohne verlustbringendes und zeitraubendes Zerschneiden oder Anstücken nur für eine bestimmte Geschoßhöhe zu gebrauchen sind. Man hat deshalb Stützen aus zwei Teilen hergestellt, die gegeneinander verschiebbar sind und dann je nach der vorhandenen Geschoßhöhe mehr oder weniger übereinandergreifen.

Abb. 136 u. 137 stellen zwei entsprechende Vorrichtungen dar, den Verafixbinder und den Stützenbügel.

Beim ersteren werden die zu bindenden Hölzer durch einen Druck des Schließhebels fest zusammengedrückt, so daß die Verbindung großen Belastungen gewachsen ist. Das Lösen der Verbindung geschieht durch Aufziehen des Schließhebels.

Abb. 136. Verafixbinder.

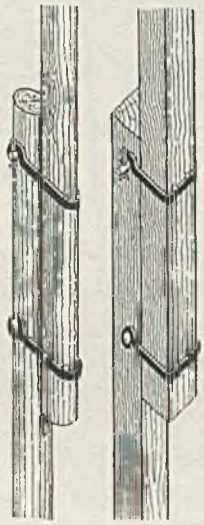
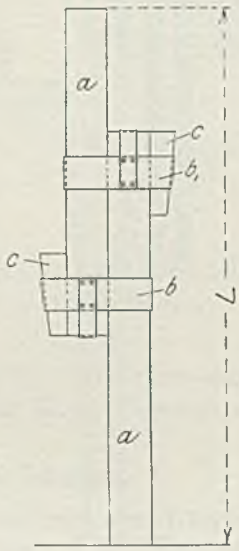


Abb. 137. Stützenbügel.



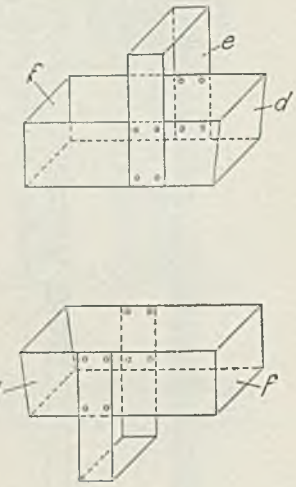


Abb. 138.

Der „Stützenbügel“ ist für Kanthölzer und Rundhölzer brauchbar. Hierbei werden zwei Bügel benutzt, welche 15 cm und 60 bis 70 cm vom oberen Ende des unteren Holzes entfernt angebracht und durch Schraubenbolzen befestigt werden. Das obere Holz wird um das erforderliche Maß durch die Bügel geschoben und die Hölzer durch leichtes Aufstoßen auf dem Erdboden festgeklemmt.

Eine wieder andere Vorrichtung zeigt Abb. 138. Die beiden Kanthölzer *a* läßt man so übereinandergreifen, daß ihre äußeren Enden die erforderliche Länge *L* ergeben; hierauf werden die eisernen Schuhe *b* und b_1 über die übergreifenden Teile geschoben und die Keile *c* eingebracht und angetrieben. Die eisernen Schuhe bestehen aus einem flachen Reifen *d* und einem eisernen Bügel *e*. Der Reifen *d* umspannt die beiden sich übergreifenden Kanthölzer und den Holzkeil. Die eisernen Bügel *e* verhindern ein Verschieben der Bandreifen beim Eintreiben der Keile und verhindern im Zusammenhang mit den etwa aufgerauhten oder mit Spitzen versehenen Flächen *f* ein Verschieben der Hölzer auch für den Fall, daß der Keil aus irgendwelchen Gründen sich lockern würde.

Von den eisernen Stützen soll die Stahlrohrdeckenstütze, Patent Sommer, genannt werden, die eine für verschiedene Geschoßhöhen verwendbare Stütze darstellt (Abb. 139). Dieselbe besteht aus zwei teleskopartig zusammenschiebbaren nahtlosen

Stahlröhren. Vermittels einer auf dem inneren Rohr angebrachten Schelle können die Rohre auf die jeweils erforderliche Länge festgestellt werden. Zum Befestigen an den Unterzügen ist die Kopfplatte mit einer Stahlspitze und zwei Nagellöchern versehen. Beim Ausschalen der Decke wird die Schellenschraube gelöst, worauf die Rohre ineinandergleiten und die Stützen ohne weiteres weggenommen werden können.

Die Abmessungen der Stütze sind: Unterrohr 70 × 64 mm, Oberrohr 60 × 54 mm Durchm., ausziehbar von 2670 auf 4600 mm Stützlänge; Gewicht 30 kg.

Bei entsprechend großem Druck ist ein Nachgeben der Verbindung nicht undenkbar. G. A. Wayss in Wien hat sich eine Erfindung patentieren lassen, bei der ein Nachgeben ausgeschlossen ist. Hierbei erfolgt die Feststellung zweier ineinandergeschobener Rohre

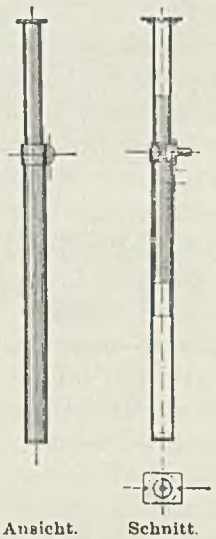


Abb. 139. Stahlrohrdeckenstütze.

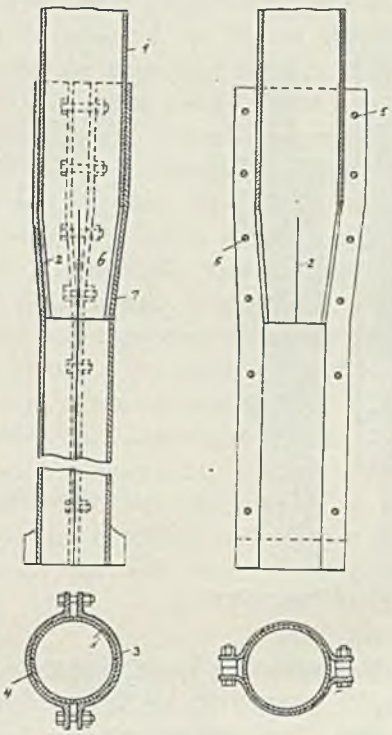


Abb. 140. Deckenstütze nach G. A. Wayss.

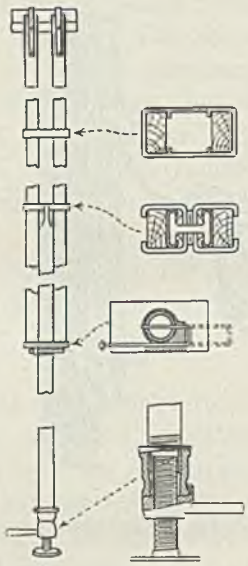


Abb. 141. Amerikanische Deckenstütze.

durch Festklemmen des konischen Endes des inneren Rohres in einen Konus des äußeren Rohres, wobei die Konusse entweder schon an den Rohren vorgesehen sind oder aber durch Klemmwirkung erst an der Gebrauchstelle gebildet werden (Abb. 140).

Eine der zahlreichen amerikanischen Deckenstützen zeigt Abb. 141. Sie besteht aus zwei hölzernen Pfosten mit 5 × 10 cm Querschnitt, zwischen welchen sich ein Rohr von 40 mm Durchm. bewegt. Die rohe Einstellung geschieht durch einen Dorn, die feine Einstellung mittels einer am unteren Ende angebrachten Schraubenwinde. Die Stütze wiegt etwa 23 kg.

Die Unterstützung der Schalung von Tragwerken, welche in größerer Höhe über dem Boden gelegen sind, also bei Hallenbauten usw., erfolgt entweder durch stockwerkweise Anordnung von Sprießen oder mittels abgebundener Lehrgerüste (Abb. 142).

Die Abstützung der Schalung auf den Boden ist mit verschiedenen Mängeln behaftet, deren wesentlichste in der Verschiedenheit der Nachgiebigkeit des Gerüst-

und Schalungsbaues und derjenigen der Unterstützungsmauern, sowie darin bestehen, daß die Stützen den Verkehr unter der Decke sperren. Man sieht daher allenthalben

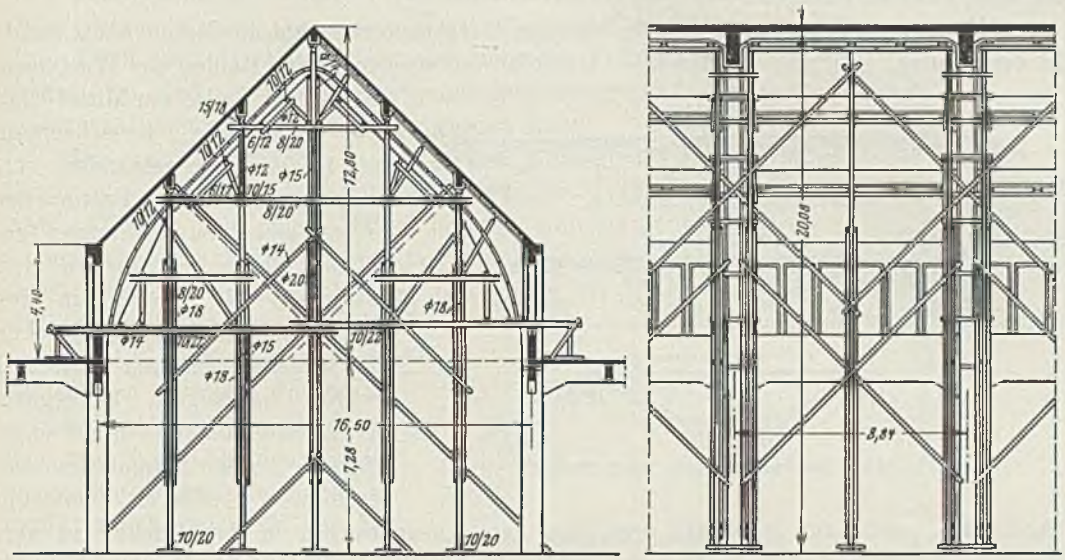


Abb. 142. Lehrgerüst eines Hallenbinders.

auf Mittel und Wege sinnen, welche die Stützen entbehrlich machen, doch haben die zutage gebrachten Bauweisen nur bei vereinzelten Bauausführungen Anwendung gefunden.

IX. Freitragende Schalung.

In manchen Fällen, z. B. bei der Herstellung von Überdeckungen für Räume, deren Benutzung nicht unterbrochen werden darf, ist es unmöglich, Stützen zu stellen. Auch sonst ist es bequem und häufig erwünscht, in dem Raum unter der auszuführenden Decke unbehindert verkehren zu können; auch ist damit der Vorteil verknüpft, daß die Schalungen eines Stockwerks unabhängig von den anderen Stockwerken ausgeführt werden können, so daß es möglich ist, nach Ausführung der Maurerarbeiten sämtliche Stockwerke gleichzeitig zu betonieren, was bei Einhaltung kurzer Baufristen von erheblicher Bedeutung ist.

Der Nachteil der Verwendung der Eiseneinlagen für die Errichtung der Schalung besteht darin, daß die Eisenbewehrung infolge der an ihr hängenden Last sich bereits in Spannung befindet, während sie in den Beton eingebettet wird. Man hat diesem Mißstand dadurch abzuhelfen gesucht, daß man der Einlage eine Überhöhung gab, die sich bei der Einwirkung der Belastung wieder aufhob. Es dürfte jedoch schwer sein, die notwendige Größe derselben festzustellen und dieselbe auch praktisch durchzuführen, wenn man bedenkt, daß die Durchbiegung der Eiseneinlage fortwährenden Schwankungen unterworfen ist, welche durch das Zu- und Abgehen der Arbeiter, das Aufbringen der Baustoffe und das Stampfen des Betons hervorgerufen werden. Diese fortgesetzte Spannungsänderung der Einlage beim Einbetten in den Beton kann zudem einer innigen Verbindung der beiden Stoffe nicht förderlich sein.

Es bedarf eigentlich keiner besonderen Erwähnung, daß bei Weglassung der Sprießen eben genügend tragfähige Unterzüge unter die Schalung gestellt werden müssen. Diese sind meist „bewehrte Träger“ aus Holz oder Eisen, welche von

Mauer zu Mauer oder Auflager zu Auflager gespannt sind. Sie werden entweder für den einzelnen Fall an Ort und Stelle hergestellt oder als Handelsware in den geeigneten Größen bezogen.

Einen derartigen verstellbaren eisernen Gerüstunterzug hat der Baumeister Arndt in den Handel gebracht (Abb. 143). Derselbe ist ein bewehrter Balken aus Walzeisen, dessen drei Teile, ein Mittel- und zwei Seitenteile, fortschreitend um 10 cm gegeneinander verstellbar sind. Das Festmachen in den einzelnen Stellungen geschieht durch Einstecken von Bolzen in die Löcher in den Obergurten und durch Aufdrücken des wagerechten, am Mittelteil drehbar befestigten Untergurts auf die Keilenden in den Seitenstützen. An den Seitenteilen sind besondere Auflager befestigt (Abb. 144), und zwar unterhalb derselben, um Aussparungen in den Decken zu vermeiden. Jedes Auflager besteht aus einem wagerecht verschiebbaren Teil und einem an dessen äußerem Ende befindlichen Haken, der schräg verstellbar ist. Die feinere Höheneinstellung des Unterzuges geschieht durch Auf- bezw. Abwärtsdrehen der Mutter des am Seitenteil befindlichen Schraubenbolzens.

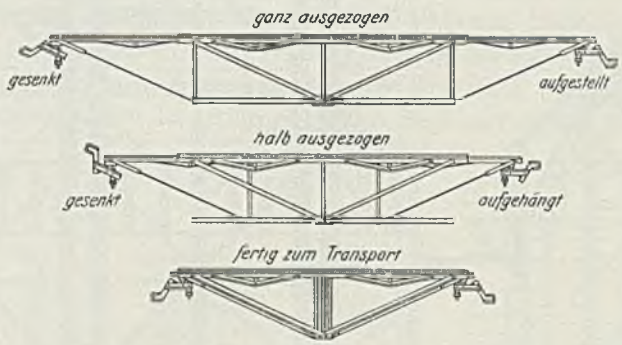


Abb. 143. Gerüstunterzug nach Arndt.

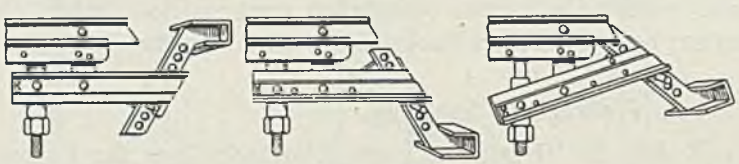


Abb. 144. Auflager des Arndt'schen Gerüstunterzuges.

Der Fuß des schrägen Hakens ist mit oberer und unterer Auflagerfläche versehen, damit der Unterzug sowohl aufgestellt als aufgehängt werden kann. Das Auflager wird zu diesem Zweck nach außen einfach abgezogen, um seine wagerechte Längsachse geschwenkt und wieder angeschoben.

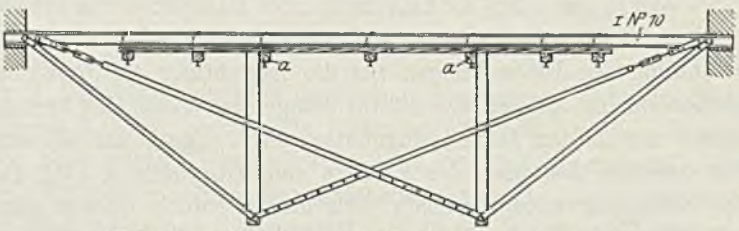


Abb. 145. Einrichtung nach Bauweise Leschinsky.

Mit Hilfe des Auflagers kann die Rüstung ferner leicht gesenkt werden, indem die Mutter des am Seitenteil hängenden Bolzens abwärts gedreht wird.

Es liegt nahe, die Bewehrungseisen selbst zur Herstellung der Rüstungsträger heranzuziehen, die dabei benutzten Bewehrungen sind dann meist steife Eisen aus Walzträgern. Für derartige Ausführungen ist die Bauweise Leschinsky[1]) typisch (Abb. 145), bei welcher ein durchgehender Walzträger, der als Bewehrung im Beton verbleibt, durch vorübergehend angebrachte Glieder zu einem bewehrten Balken verstärkt wird. Das Tragwerk ist so eingerichtet, daß es für verschiedene Spannweiten benutzt werden kann, ohne daß sich ein Verschnitt ergibt

[1]) B. u. E 1907, S. 169; 1909, S. 220.

oder daß Teile im Beton verbleiben; es kann also mit Ausnahme des im Beton verbleibenden Walzträgers immer wieder benutzt werden.

Beim Verfahren Probst[1]) wird die Bewehrung mit Hilfe eines darüber angeordneten abnehmbaren Bogens zu einem Bogenträger mit aufgehobenem Horizontalschub vereinigt (Abb. 146). Der Bogen ist aus mehreren Teilen zusammengesetzt, so daß er leicht auseinandergenommen und für verschiedene Spannweiten verwendet werden kann.

Die an die Mauern zu stellenden Stützen können durch Benutzung des Universalrüsters entbehrt werden, der, wie Abb. 147 zeigt, aus einem Haken besteht, welcher in die Mauerfugen eingedrückt oder eingeschlagen und vermöge seiner Form durch die aufgebrachte Belastung fest gegen die Mauer gepreßt wird. Die Höhenlage der herzustellenden Einrüstung wird von Schicht zu Schicht durch entsprechende Wahl der Auflagerfuge und innerhalb einer Schicht durch unterzulegende Keile geregelt, welche auch für das Einrichten der Schalung und das spätere Lockern notwendig sind.

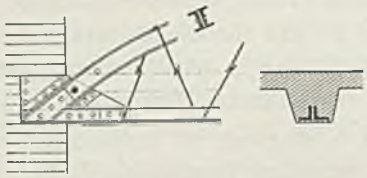


Abb. 146. Einrüstung nach Bauweise Probst.

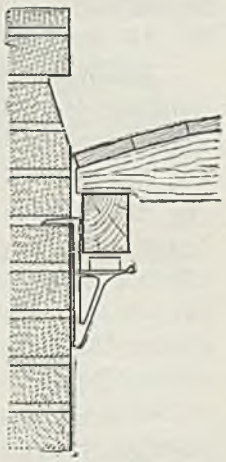


Abb. 147. Universalrüster.

Weisen die zu überdeckenden Räume größere Spannweiten auf, so müssen besonders konstruierte Tragwerke zu Hilfe genommen werden. Ein Beispiel hierfür siehe Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 2. Band, S. 251.

X. Ausrüstung.

Die Hauptursache aller Unfälle im Eisenbetonhochbau ist auf vorzeitiges oder unsachgemäßes Ausschalen zurückzuführen, das seinen Grund meist in Unkenntnis oder überhasteter Fertigstellung infolge kurzer Baufristen hat. Auch Mangel an Schalholz gibt nicht selten den unmittelbaren Anlaß zu vorzeitiger Ausschalung[2]).

Die Beseitigung der Schalung und Stützung eines Bauteils darf nicht eher erfolgen, als bis der Beton ausreichend erhärtet ist und Schalung und Stützung entlastet sind, auch der verantwortliche Bauleiter sich durch Untersuchung des Bauteils davon überzeugt und die Ausschalung angeordnet hat. Dabei müssen einige Stützen, sogenannte „Notstützen", weiter stehenbleiben, die in mehrgeschossigen Bauten derart übereinander anzuordnen sind, daß alle Stützkräfte in gerader Fortsetzung weitergeführt werden. Bei den üblichen Spannweiten genügt eine Notstütze unter der Mitte jedes Balkens und der Mitte von Deckenfeldern von mehr als 3 m Spannweite. Bei Unterzügen und langen Balken sollten weitere Notstützen stehen bleiben.

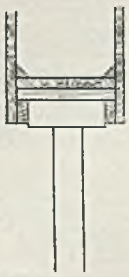


Abb. 148.

Da bei der Sprießung nach Abb. 97 ein Ausschalen nur nach vorhergehender Wegnahme der Sprießen möglich ist, so werden hierbei die Notstützen schon von vornherein zweckmäßig unmittelbar unter die Trägerböden gestellt (Abb. 148).

Die Prüfung, ob der Beton genügend erhärtet ist, wird meist so vorgenommen, daß die Stützen darunter mit dem Beil angeschlagen werden, wenn sie dabei „brummen",

[1]) D. Bztg, Zementbeilage 1912, S. 191.

[2]) B. u. E. 1911, S. 18; 1912, S. 150; 1917, S. 70; 1925, S. 38, 227 u. 306. — Bauwelt 1924, S. 850, 1012, 1080 u. 1112.

d. h. einen bestimmten, dem Zimmermann bekannten Klang von sich geben, so befinden sie sich noch unter Druck und dürfen nicht beseitigt werden. Auch durch Anhauen des Betons mit dem Spitzhammer kann der Zustand der Erhärtung geprüft werden.

Die Fristen zwischen der Beendigung des Betonierens und der Ausschalung sind abhängig von der Witterung, der Stützweite und dem Eigengewicht der Bauteile und der Art des verwendeten Zementes.

Bei Verwendung von Handelszement darf bei günstiger Witterung die seitliche Schalung der Balken und die Einschalung der Stützen und Pfeiler nicht vor 3 Tagen, die Schalung von Deckenplatten nicht vor Ablauf von 8 Tagen, die Stützung der Balken und weitgespannten Deckenplatten nicht vor Ablauf von 3 Wochen beseitigt werden.

Bei Verwendung von hochwertigem Zement verringern sich die obengenannten Zeiten bezw. von 3 auf 2 Tage für die seitliche Schalung der Balken und die Einschalung der Stützen und Pfeiler, von 8 auf 4 Tage für die Schalung von Deckenplatten und von 3 Wochen auf 8 Tage für die Stützung der Balken und weitgespannten Deckenplatten. Bei großen Stützweiten und Abmessungen sind die Fristen unter Umständen auf das Doppelte der vorgenannten Zahlen zu verlängern.

Warme trockene Witterung ist bekanntlich für die Erhärtung des Betons am günstigsten, während niedrige Temperatur und starker Feuchtigkeitsgehalt der Luft das Abbinden verzögern. Man muß daher in der kalten Jahreszeit mit längeren Ausschalfristen rechnen, was häufig nicht beachtet wird und sich daran zeigt, daß die meisten Unfälle beim Eisenbetonhochbau im Spätherbst und Winter erfolgen.

Da bei stärkerem Frost der Abbindeprozeß unterbrochen wird, so sind, wenn während der Erhärtung des Betons Frost eintritt, die obengenannten Fristen mindestens um die Dauer der Frostzeit zu verlängern, auch ist vor weiterer Ausschalung der Beton zu untersuchen, ob er auch tatsächlich erhärtet und nicht bloß hart gefroren ist. Die vorgeschriebene Führung eines Tagebuchs, in dem u. a. die Frosttage unter Angabe der Grade und der Stunde ihrer Messung zu vermerken sind, ist hierfür von besonderem Werte.

Das Ausschalen muß schon zur Schonung von Schalung und Beton mit Vorsicht und Geduld vorgenommen werden, das ruckweise Wegschlagen und Abzwängen ist verboten. Auch sonst ist jede Erschütterung dabei zu vermeiden.

Die „Ausschaler“ sollen gewissenhafte Leute sein und über die Folgen belehrt werden, welche durch Sorglosigkeit und Nachlässigkeit ihrerseits eintreten können, bei einigermaßen größeren Arbeiten sollen sie der Aufsicht eines erfahrenen Zimmerpoliers unterstehen.

Im Nachstehenden werde unter Bezugnahme auf den Einsturz einer Steineisendecke im Verlagshause von Rudolf Mosse in Berlin[1]) noch besonders auf die gebotene Vorsicht bei der Ausschalung von Dachdecken hingewiesen, weil der tatsächliche Sicherheitsgrad derselben infolge Wegfalls einer Nutzlast (abgesehen von der verhältnismäßig geringen Schneelast) erheblich geringer ist als bei den Gebrauchsdecken, die mit einer Nutzlast berechnet sind, die aber beim Ausschalen in der Regel nicht vorhanden ist.

Vorsicht ist auch deshalb am Platze, weil der Beton oder Mörtel einer Dachdecke den Witterungseinflüssen besonders stark ausgesetzt ist und infolge davon in seiner Erhärtung gehemmt werden kann.

Eine besondere Art der Ausschalung ist bereits auf S. 238 beschrieben worden, worauf hier hingewiesen wird.

[1]) B. u. E. 1923, S. 39, 139 u. 152; 1925, S. 71, 227 u. 306. — Bauwelt 1924. S. 950, 1042, 1080 u. 1111.

Das Auffangen der Schalung von unten hat manche Unzuträglichkeiten. Man hat daher schon versucht, durch besondere Anordnungen die Ausrüstung der Decke von oberhalb derselben vorzunehmen. Abb. 149 zeigt einen solchen Vorgang.

Die Deckenschalung wird von hochkantigen, im Abstand von 40 cm gestellten Dielen getragen, welche an erstere und an die Seitenschalung der Träger festgenagelt sind. Jedes Deckenfeld maß etwa 4,8 m im Quadrat, und man benutzte dafür zwei Formen, welche keiner weiteren Unterstützung zwischen den Trägern bedurften, da die Bohlen sehr tragfähig waren.

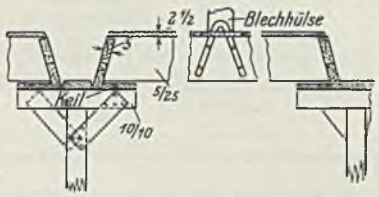


Abb. 149. Anordnung zum Ausrüsten von oben.

An den mittleren Dielen jeder Deckenform war ein Flacheisenbügel aufgenagelt, der über die Deckenschalung heraufging und während des Betonierens durch eine Blechhülse isoliert war. Beim Ausschalen gestatteten diese Hülsen durch Einhaken mittels Seil die Formen abzulassen, nachdem man zuvor die Trägerstützen durch solche ohne oberes Querholz ersetzt hatte. Dann wurden die Formen in den Bereich eines Krans gebracht, von diesem an den Bügeln gefaßt und zur Verwendung am nächstoberen Stockwerk hochgezogen. Die Schnelligkeit, mit welcher hierbei vorgegangen werden kann, erhellt daraus, daß ein ganzer Satz von Formen, bestehend aus 38 Teilen von 2,4 × 4,8 m Fläche, in 2 Stunden 20 Minuten in dem Bereich des Krans gebracht, zum nächstoberen Geschoß gehoben und daselbst aufgestellt werden konnte. Hierzu war eine Mannschaft von acht Arbeitern und einem Vorarbeiter erforderlich, welche die Formen bis zum Kran brachten und dort einhakten, sowie einem Maschinisten samt Gehilfen unten an der Maschine und acht Zimmerleuten oben. Die Antriebmaschine für den Aufzug hatte 20 PS.

XI. Ausgeführtes Beispiel.

Fabrikbau der Daimler-Motoren-Gesellschaft in Untertürkheim bei Stuttgart.

Um die Arbeitsvorgänge bei der Herstellung der Einschalung in zusammenhängender Weise kennenzulernen, sollen dieselben an einem größeren Fabrikbauwesen besprochen werden.

Im Juni 1903 war in der Fabrik der Firma Daimler in Cannstatt ein verheerender Brand ausgebrochen; schon um diese Zeit waren die Neubauten auf dem von der Gesellschaft erworbenen großen Grundstück am Neckar in Untertürkheim teilweise in Angriff genommen worden, aber kaum in den Fundamenten fertig. Es handelte sich also darum, möglichst rasch Räume für die Unterbringung der Betriebe zu schaffen.

Zunächst sollte ein Bauwesen zur Aufnahme der Schreinerei, Wagnerei und Lackiererei errichtet werden.

Für die Wahl der Ausführung in Eisenbeton war außer der unbedingten Feuersicherheit und der verhältnismäßigen Billigkeit, welche die Möglichkeit der Gewinnung des benötigten Kieses auf dem Bauplatze selbst mit sich brachte, in erster Linie maßgebend die gewährleistete kurze Bauzeit von drei Monaten einschließlich Herstellung des Holzzementdaches.

Die Ausführung erfolgte durch die Firma Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt a. d. H., welche den Verfasser mit der Bauleitung beauftragte.

Das Bauwerk hat eine Länge von 131 m und eine Breite von 46 m und ist zweigeschossig.

Im allgemeinen ist eine Säulenstellung von 5 auf 5 m vorhanden, wobei in der Querrichtung des Gebäudes die Hauptträger, in der Längsrichtung in 2,5 m Abstand voneinander die Nebenträger verlaufen (Abb. 150). Nur an der Vorderseite des Gebäudes

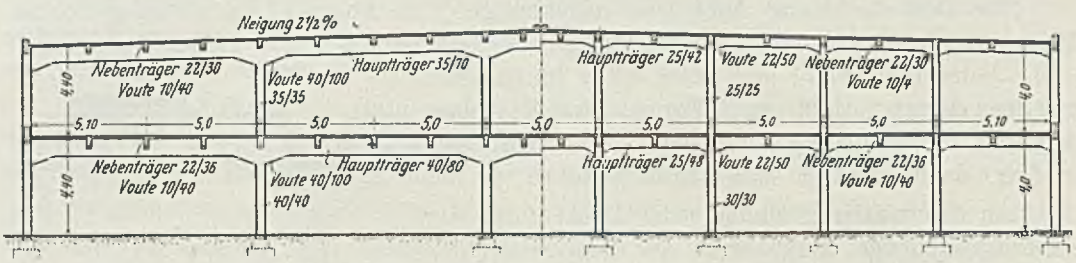


Abb. 150. Fabrikbau der Daimler-Motoren-Gesellschaft. Schnitt nach der Breitseite.

mußten für den Ausstellungsraum der Automobile größere säulenfreie Räume geschaffen werden, weshalb daselbst zwei Reihen 10 m langer Hauptträger angeordnet wurden.

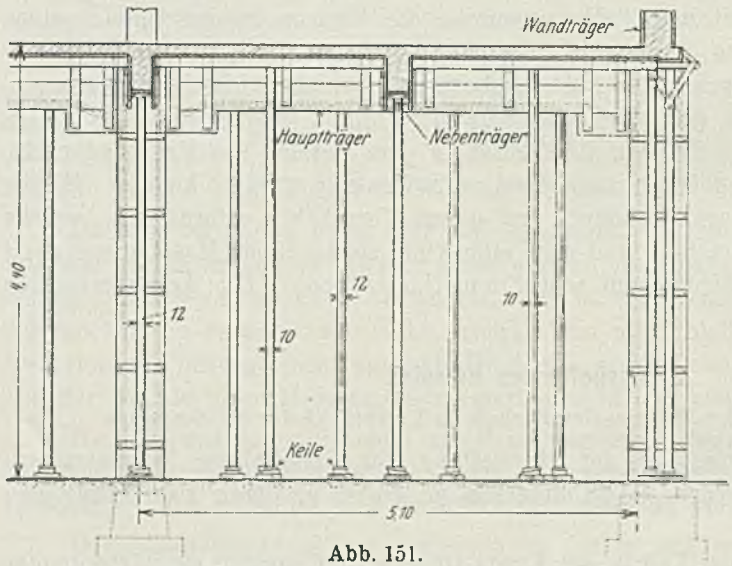


Abb. 151.
Schalung im Erdgeschoß. Schnitt nach der Breitseite.

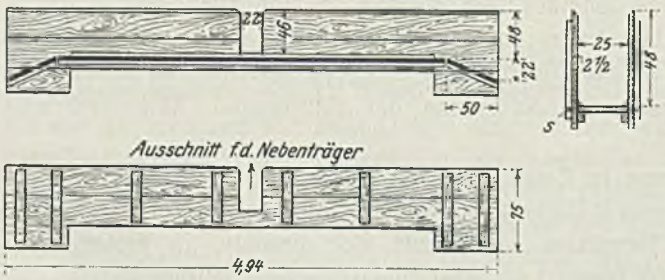


Abb. 152. Schalung der Hauptträger.

An den Außenseiten finden die Träger ihre Unterstützung ebenfalls auf Eisenbetonsäulen, zwischen welche über der Decke liegende Eisenbetonträger gespannt sind, so daß man große rechteckige Felder für die Unterbringung der Fenster erhielt.

Die bei der Herstellung befolgte Einschalungsweise ist aus Abb. 151 u. 152 sowie aus der Schalungsliste für die Säulen auf S. 255 zu ersehen. Dazu wird bemerkt, daß die Verbindung der Seitenteile der Trägerschalungen mit dem Bodenteil durch Holzschrauben *s* (Abb. 152) bewirkt wurde, welche beim Ausrüsten ein leichtes Losmachen der Seitenteile vom Boden gestatteten, ohne daß das Holz beschädigt wurde. Damit sich die Holzschrauben nicht in das Holz einpreßten, wurde zwischen Schraubenkopf und Holz eine Unterlagscheibe eingelegt.

Vorbereitung der Schalung. — Die Schalungen wurden in der Fabrikwerkstätte der Unternehmerfirma, welche hierzu vorzüglich eingerichtet war, so weit vorbereitet, daß die einzelnen Schaltafeln der Träger und Säulen auf der Baustelle nur noch

zusammengesetzt zu werden brauchten. Die Bretter für die Deckenschalung waren auf die nötige Länge abgeschnitten worden.

Eine wiederholte Verwendung der Schalungen war von vornherein in Aussicht genommen, und zwar in der Weise, daß angefertigt wurden:

für die sämtlichen Wandsäulen die Schalung für die Wandsäulen des Erdgeschosses
„ „ „ Innensäulen „ „ „ $^2/_3$ der Innensäulen „ „
„ „ „ Trägerseiten „ „ „ $^2/_3$ „ Trägerseiten „ „
„ „ „ Trägerböden „ - „ die Trägerböden „ „
„ „ Deckenschalung „ - „ „ Erdgeschoßdecke;

an Sprießen die nötige Zahl für ein Geschoß, etwa 6000 Stück samt den zugehörigen Keilen.

Es war somit eine zwei- bis dreimalige Wiederverwendung der Schalung vorgesehen. Die kleinere Verwendungszahl gilt für die Trägerböden, welche längere Zeit an ihrem Ort belassen werden mußten, und für die Wandsäulen, deren Schalung an der schwer zugänglichen Außenseite des Gebäudes als Stützpunkt diente.

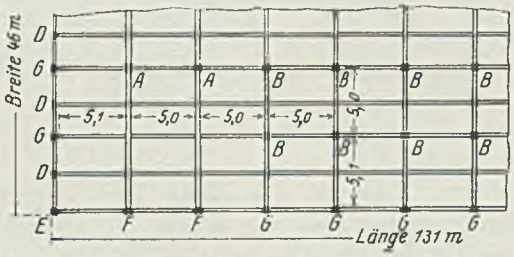


Abb. 153. Grundriß für die Säulenschalung.

Nachdem die Grundrißeinteilung im Benehmen mit der Bauherrschaft endgültig festgestellt worden war, wurde eine Schalungsliste für die Säulen aufgestellt, welche Form, Höhe sowie Stückzahl der zu fertigenden Säulenschalungen enthielt. Die Liste bezog sich auf einen Grundriß, von welchem ein Teil in Abb. 153 ersichtlich ist. Nebenstehend ist die zugehörige Schalungsliste wiedergegeben, wobei die gleichartigen Säulenschalungen mit gleichen Buchstaben bezeichnet sind.

Die Schalungsliste wurde dem Schreinermeister der Fabrikwerkstätte übergeben, welcher die fertiggestellten Stücke mit den zugehörigen Buchstaben bezeichnete und in der Liste löschte. Eine derartige Schalungsliste samt dem Grundriß der Säulenschalung ging auch an die Bauleitung.

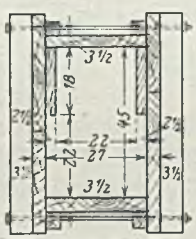
Bezüglich der Höhe der Säulenschalung ist zu bemerken, daß bei denjenigen Säulen, in welche Träger von geringerer Breite einmündeten als derjenigen der Säule, die Säulenschalung bis zur Deckenunterkante bestellt wurde, es mußten dann an Ort und Stelle der Ausschnitt für die Träger aus ihr herausgesägt werden. Dies traf zu bei den Säulen *B* und teilweise bei den Wandsäulen *D*, *F* und *G*, bei welchen nur auf einer Seite ein unter der Decke

Schalungsliste für die Säulen.

Erdgeschoß.

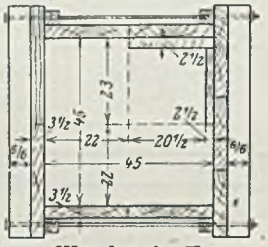
Innensäulen *A* 3,40 m hoch 40 × 40 8 Stück
„ *B* 4,60 „ „ 30 × 30 136 „

Zum Einschieben. 4,14 m hoch.



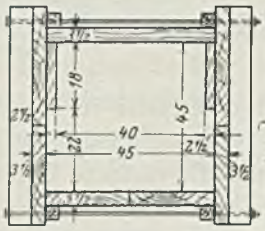
Wandsäule *D*
4,60 m hoch. 16 Stück.

Zum Einschieben.



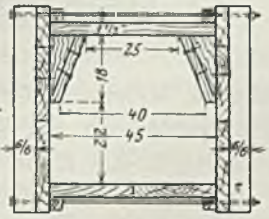
Wandsäule *E*
4,60 m hoch. 4 Stück.

Zum Einschieben. 3,40 m hoch.



Wandsäule *F*.
4,60 m hoch. 4 Stück.

Zum Einschieben. 3,90 m hoch.



Wandsäule *G*.
4,60 m hoch. 62 Stück.

liegender Träger einspringt. Es wurden deshalb die Einschubbretter dieser Säulen nur bis zur Unterkante der Schrägen der einspringenden Hauptträger bestellt. Säule *E* hatte keinen Träger unterhalb der Decke aufzunehmen.

Bei der Säule *A* hatte der aufzunehmende Hauptträger dieselbe Breite wie die Säule, es war daher in diesem Falle zweckmäßiger, die Säulenschalung nur bis an den Ansatz der Schrägen der Hauptträger anzufertigen und die Trägerschalung durchlaufen zu lassen.

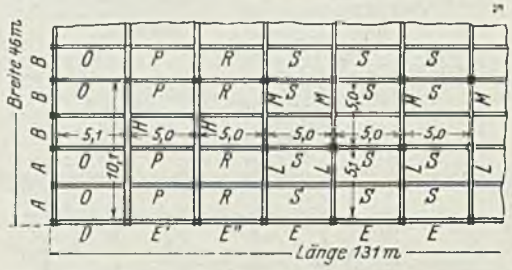
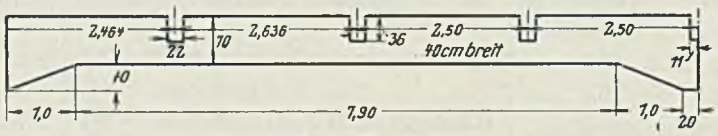


Abb. 154. Grundriß für die Trägerschalungen.

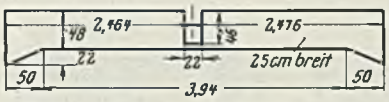
Für das Herrichten der Trägerschalungen wurde eine ähnliche Liste mit Skizzen wie für die Säulen angefertigt, welche sich hinwiederum auf einen entsprechenden Grundriß der Trägerschalung bezog. Die Skizzen stellen eine Schalseite dar, dabei beziehen sich das eingeschriebene Höhenmaß sowie die Maße der Schrägen auf den fertigen Eisenbetonträger, der Schreiner hat also von selbst die entsprechende Zugabe an Höhe für die Befestigung des Trägerbodens zu machen. Auf jeder Skizze ist außerdem die Breite des fertigen Trägers, welche der Breite des Schalbodens entspricht, eingeschrieben. In Abb. 154 ist ein Teil des Grundrisses für die Trägerschalung dargestellt, nebenstehend soll ein Auszug aus der Schalungsliste für die Träger gegeben werden.

Auszug aus der Liste der Trägerschalung.

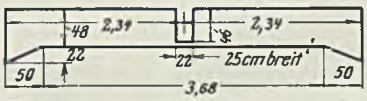
Erdgeschoß.



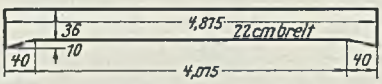
Hauptträger *H*. 4 Stück.



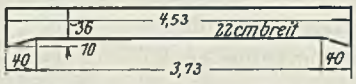
Hauptträger *L*. 30 Stück ganze Kasten + 46 Boden.



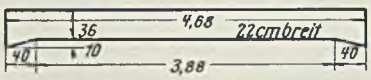
Hauptträger *M*. 92 Stück ganze Kasten + 46 Boden.



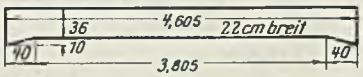
Nebenträger *O*. 16 Stück.



Nebenträger *P*. 16 Stück.



Nebenträger *R*. 16 Stück.



Nebenträger *S*. 234 ganze Kasten + 114 Boden.

Die Stückzahl bezieht sich, wenn nichts Besonderes angegeben ist, immer auf ganze Kasten.

Wie aus den nebigen Skizzen ersichtlich ist, wurde also die Länge der Schalkasten aller derjenigen Träger, welche zwischen Säulen gelegen sind, gleich dem lichten Abstand dieser Säulen gemacht. Die Ausschnitte, welche an Ort und Stelle in den Säulenschalungen zu machen waren, waren also größer als der Trägerquerschnitt am Ende, und zwar in der Breite um die doppelte, in der Höhe um die einfache Brettstärke.

Anders bei den Nebenträgern, welche zwischen Hauptträgern verliefen. Deren Schalkasten hatten eine Länge gleich dem lichten Abstand der Hauptträger, vermehrt um die doppelte Dielenstärke der Seiten. Diese Schalungen gingen also nur an die-

jenigen der Hauptträger heran. Deshalb entsprach auch der an der Hauptträgerseite zu machende Ausschnitt dem Querschnitt des Nebenträgers am Auflager. Auf diese Weise erhielten die Schalkasten sowohl der Nebenträger, welche zwischen Säulen verliefen, als diejenigen zwischen den Hauptträgern gleiche Länge.

Die Bestellung der Sprießen erfolgte für ein Geschoß, für 1 m² Decke wurde ein Sprieß als nötig erachtet, welcher am dünnen Ende (Ablaß- oder Zopfende) nicht weniger als 8 cm Durchm. haben durfte.

Aufstellung der Schalung. Auf der Baustelle selbst war eine Kreissäge aufgestellt, welche mit dem Antrieb der Betonmischmaschine gekuppelt war. Selbst bei den günstigen Verhältnissen, daß die Schalung fast fertig auf die Baustelle kam, war die Kreissäge doch von großem Nutzen, weil eben Handarbeit viel zu langwierig und teuer gewesen wäre.

Nachdem die Säulenfundamente betoniert waren, wurde ein Flacheisenrost verlegt, auf welchem die senkrechten Bewehrungseisen zur besseren Druckverteilung auf das Fundament aufstanden (Abb. 155). Hernach wurden die einem quadratischen Pyramidenstumpf gleichenden Verschalungskasten für die Säulenfüße aufgestellt und daran konische Holzstöpsel befestigt, welche den Raum für die Säuleneisen auszusparen hatten. Diese Stöpsel mußten nach kurzer Zeit durch Drehen gelockert und nach wenigen Stunden ganz herausgenommen werden. Nach Erhärten des Fußes wurden die Säulenschalungen, deren Seiten schon vorher auf dem Werkplatz zu einem Kasten mit einer offenen Seite zusammengesetzt worden waren, an Ort und Stelle gebracht, aufgerichtet und mit Schnur und Senkel flüchtig und lotrecht gestellt. Um sie zu halten, wurden sie sowohl gegen den Boden als auch untereinander abgesteift und verspannt. Nunmehr wurden die senkrechten Bewehrungseisen von oben hereingestellt und die Bügel am oberen Ende der Säuleneisen in richtiger Zahl und Reihenfolge festgemacht.

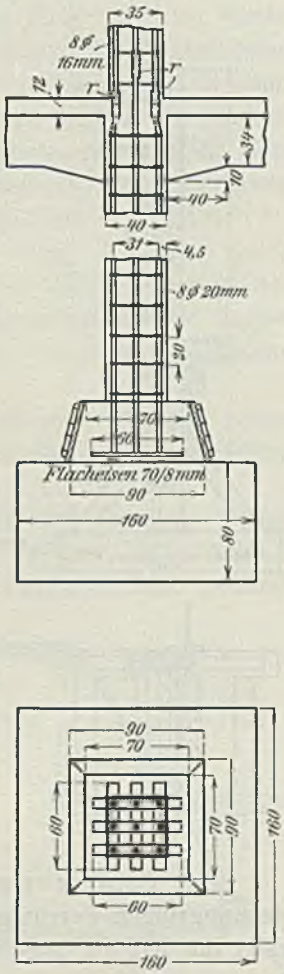


Abb. 155.

Alsdann wurde mit dem Eingeben des Betons durch die offengelassene vierte Seite begonnen und je nach dem Fortschritt des Betonierens die Bügel von oben herabgelassen sowie die Seite stufenweise mit dem Hochgehen des Betons durch sogenannte „Einschubbretter“ verschlossen. Die Betonierung geschah bis zur Höhe des Ansatzes der Trägerschrägen des Hauptträgers.

Nunmehr erfolgte die Aufstellung der Schalungskasten für die Hauptträger, welche auch wieder auf dem Werkplatz zusammengesetzt worden waren. Zum Aufziehen der schweren Stücke wurden Böcke benützt, wie sie in Abb 156 dargestellt sind. Diese bestanden aus einer festen und einer verschiebbaren Leiter, welche mittels Drahtseil, Holzwelle und Handkurbel bewegt werden konnte. Zum Feststellen war auf der Wellenachse ein Sperrad mit Sperrklinke aufgekeilt. Die Kasten wurden auf die abgelassene Leiter gelegt, hochgehoben und auf die Säulenschalung aufgesetzt. Alsdann wurden die Kasten für die Nebenträger mit Seilen hochgezogen und teils auf an die Seitenteile der Hauptträger aufgenagelte Laschen, teils auf die Säulenschalung aufgelegt. Nun wurden an die Nebenträger Laschen aufgenagelt, auf welche Rahm-

schenkel gelegt wurden, welche die Deckenschalung zu tragen hatten. Die Länge der Rahmschenkel betrug 2,20 m, ihr Querschnitt 10×10 bis 12×12 cm, ihr Abstand voneinander 1 bis 1,30 m.

Nun mußte ohne Verzug an die Abstützung des eben aufgebauten Feldes gegangen werden, was durch eine eigene Zimmererkolonne geschah. Die stärksten Rundhölzer wurden zur Abstützung der Hauptträger benutzt. Zur besseren Druckverteilung wurde unter eine Sprießenreihe möglichst ein durchgehendes Holz gelegt. Kleine Unterschiede in der Sprießenlänge wurden durch Unterlegen von Brettstücken ausgeglichen. Ein Mann mußte stets oben auf der Schalung sein, damit die Keile unter den Sprießen nur so weit angetrieben wurden, daß die Schalung auf die richtige Höhe zu liegen kam. Die Verlängerung zu kurzer Sprießen geschah durch Fassen der Enden mittels dreier Laschen.

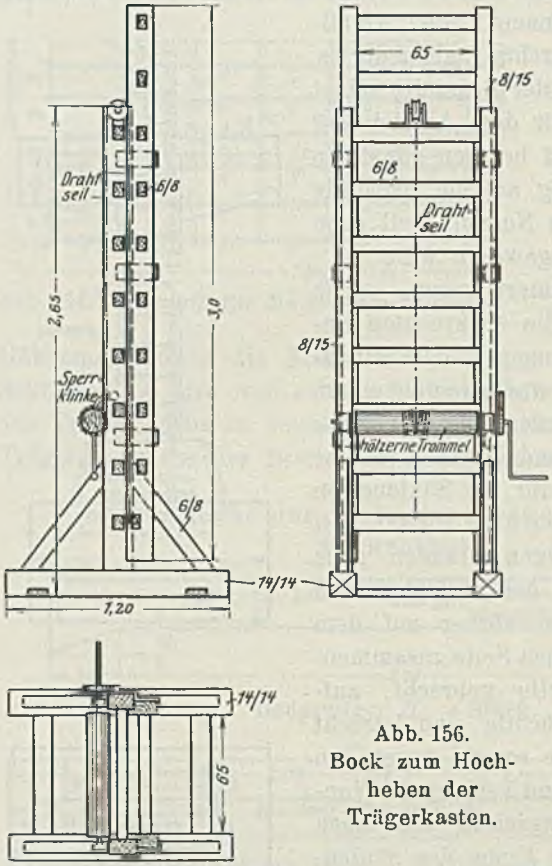


Abb. 156. Bock zum Hochheben der Trägerkasten.

Nachdem das fertiggestellte Feld vom Zimmerpolier nachgesehen worden war, wurde es für die Eiseneinleger freigegeben. Diese begannen damit, in den Haupt- und Nebenträgern die Bügel und hernach die Längseisen einzulegen und schließlich die Deckeneisen zu montieren. Die Betonierung begann mit dem gleichmäßigen Anfüllen der Hauptträger, dann der Nebenträger und wurde mit dem Aufbringen des Betons für die Decke beendet.

Das Gebäude war der Länge nach von einer, der Breite nach von vier Ausdehnungsfugen durchzogen und durch diese in zehn getrennte Teile geteilt. Abb. 157 zeigt die Art der Ausführung derselben, wobei man davon ausging, die Fuge in der Untersicht absichtlich hervorzuheben, um keinen Gedanken, daß es sich um einen Riß handle, aufkommen zu lassen. Man bildete deshalb durch Aufnageln einer Dreikantleiste auf die Deckenschalung eine dreieckige Nut aus und betonierte zunächst einseitig gegen eine darüber aufgestellte Bohle. Nachdem der Beton erhärtet war, wurde die Bohle weggenommen und gegen die senkrechte Betonfläche mit Öl bestrichenes Packpapier gelegt, worauf von der anderen Seite dagegen betoniert wurde.

Abb. 157. Ausführung der Ausdehnungsfuge.

Nach genügender Erhärtung des Betons wurden schließlich die über die Decken emporragenden Seiten der Wandträger ausgeschalt.

Umänderung der Schalung des Erdgeschosses für den ersten Stock. — Sobald aus dem Erdgeschoß Schalung frei geworden war, wurde an deren Herrichtung

und Umänderung zum Gebrauch für den ersten Stock gegangen. Die Bretter wurden sauber von anhängendem Zement befreit und abgekratzt sowie die beschädigten Teile durch neue ersetzt.

Die Umänderung erstreckte sich bei den Wandsäulen nur auf die Höhe, da der Querschnitt derselbe blieb. Anders bei den Innensäulen, welche im Querschnitt eine Verringerung erfuhren. Die Säulen *A* 40 × 40 cm im Erdgeschoß wurden 35 × 35 cm im ersten Stock, diejenigen *B* 30 × 30 cm im Erdgeschoß wurden 25 × 25 cm im ersten Stock. Es mußten deshalb von den zwei schmäleren Seitenteilen der Säulenkasten 5 cm der Länge nach weggenommen und die Dreikantleisten und Längslatten an einer Seite um 5 cm nach innen hereingesetzt werden. Der Höhe nach mußten die Säulenkasten der Dachneigung wegen um verschiedene Beträge abgenommen werden. Die Schalungen der Wandsäulen des ersten Stocks mußten außerdem für den Durchgang der Wandträger über dem Erdgeschoß unten entsprechend ausgeschnitten werden.

Der Querschnitt der Träger ist der kleineren Belastung wegen im ersten Stock kleiner als im Erdgeschoß, es mußten deshalb die Trägerböden durch Versetzen der Auflagerleisten höher gelegt werden. Infolge der kleineren Querschnitte der Träger und Säulen und der daraus folgenden größeren lichten Abstände zwischen den Säulen und Trägern mußten die Trägerkasten verlängert werden.

Nachdem so die Schalungen des Erdgeschosses zum Gebrauch für den ersten Stock hergerichtet waren, unterschied sich der weitere Hergang bei der Eingerüstung in keiner Weise von derjenigen des Erdgeschosses.

Wegnahme der Verschalung. — Das Ausschalen der Säulen, der Trägerseiten und der Deckenplatte wurde gleichzeitig vorgenommen, und zwar gewöhnlich nach 3 bis 6 Tagen, und geschah felderweise. Die Wegnahme der Säulenschalung geschah durch Herausdrehen der Muttern aus den Schraubenbolzen, worauf letztere herausgezogen und die Seitenteile einzeln weggenommen werden konnten. Damit man die Deckenschalung abnehmen konnte, mußten die an den Trägerseiten mit Nägeln befestigten Laschen, auf welchen die die Deckenschalung tragenden Rahmschenkel auflagen, weggebrochen werden, was mit Hilfe eines vorn meißelartig zugeschärften eisernen Hebels geschah. Schließlich wurden die Seitenteile der Träger durch Herausdrehen der sie mit dem Boden verbindenden Holzschrauben weggenommen. Die Böden der Träger wurden etwa 4 bis 5 Wochen an ihrer Stelle belassen, diejenigen der 10 m weit gespannten Hauptträger sogar 8 Wochen (Abb. 158).

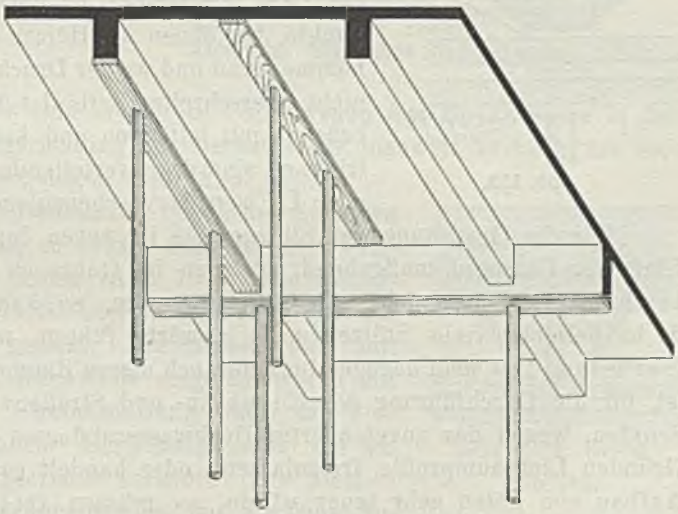


Abb. 158. Unterstützung der Decke nach dem Ausrüsten.

Zum Aufziehen des Betons zum 1. Stockwerk waren in der Achse des Bauwerks zwei hölzerne Türme mit elektrischen Aufzügen und zum Zubringen der Schalung und der Eiseneinlagen an verschiedenen Stellen Aufgangsrampen angeordnet.

Für das Ausschalen war eine besondere Arbeiterkolonne eingelernt worden, weil dasselbe mit größter Sorgfalt geschehen muß, um Unglücksfälle zu vermeiden.

Die mit dem Beton in Berührung kommenden Seiten der Schalbretter waren gehobelt, eine besondere Behandlung, als Bestreichen mit Öl oder Seife oder Belegen mit Papier, war überflüssig, da ein Hängenbleiben des Betons nur in seltenen Fällen stattfand.

B. Schalung und Rüstung bei Balkenbrücken.

I. Ausbildung der Stützgerüste.

1. Allgemeines.

Soweit hölzerne Gerüste in Frage kommen, was in fast allen Fällen zutrifft, werden dieselben aus einzelnen Hölzern zu Gespärren oder Bindern zusammengesetzt, welche in Abständen von meist 1 bis $1^1/_2$ m, bei Plattenbalken in solchen gleich der Rippenentfernung angeordnet werden. An ihren Enden müssen die Hölzer mit anderen Hölzern verbunden oder gestoßen werden. Die Ausbildung dieser Verbindungstellen oder Knotenpunkte ist bei der Einfachheit der für Balkenbrücken in der Regel in Betracht kommenden Gerüstkonstruktionen einfach. Umständliche und zeitraubende Zusammenschnitte der Hölzer werden tunlichst vermieden und in solchen Fällen lieber die Verbindungen mit Zuhilfenahme eiserner Verbindungsmittel (Platten, Bänder, Klammern, Winkel usw.) bewerkstelligt (Abb. 239)[1]). Da die Zusammendrückung der Gerüste hauptsächlich an den Verbindungstellen stattfindet, so ist es einmal zweckmäßig, die Zahl derselben durch Verwendung langer Hölzer nach Möglichkeit zu verringern, und zum andern die Fugen an den Verbindungstellen zu möglichst sattem Anschließen zu bringen, was durch Ausführung scharfer und genau winkelrechter Sägeschnitte befördert wird.

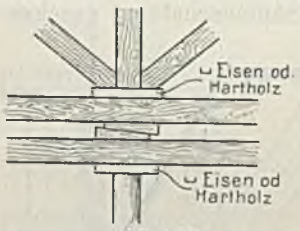


Abb. 159.

Am wichtigsten ist die Ausbildung derjenigen Knotenpunkte, bei denen die Hölzer quer zur Faser in Anspruch genommen sind und wo der Druck den Betrag von 15 bis 20 kg/cm² nicht überschreiten soll. Ist derselbe größer, was bei Balkenbrücken mit mittleren und kleinen Spannweiten nicht oft zutrifft, so sind druckverteilende Unterlagen aus Hartholz, Blech oder [-Eisen dazwischenzulegen (Abb. 159).

Für die Gestaltung der Stützgerüste ist neben der Form des Geländes in erster Linie der Umstand maßgebend, ob man im Gebrauch des Raumes unter der Brücke beschränkt ist oder nicht. Trifft letzteres zu, so kann man diesen Raum verbauen, d. h. beliebig viele Stützen nach abwärts führen, man spricht dann von festen Gerüsten. Ist man dagegen im Gebrauch dieses Raumes gehemmt, indem man genötigt ist, für die Durchführung des Eisenbahn- und Straßenverkehrs, für die Durchfahrt von Schiffen, wegen des ungehinderten Hochwasserabflusses und Eisgangs oder aus anderen Gründen Lichtraumprofile freizulassen, oder handelt es sich um große Höhen, wo der Aufbau von unten sehr teuer würde, so müssen freitragende Gerüste zur Verwendung kommen, für deren Unterstützung nur wenige Punkte des Bodens oder der Mittelpfeiler und Widerlager der Brücke zur Verfügung stehen.

2. Feste Gerüste.

Bei diesen werden die von den Betonlasten kommenden Drücke unmittelbar und auf dem kürzesten Wege auf den Boden geleitet. Dies geschieht entweder durch eine gewöhnliche Absprießung, wie sie im Hochbau üblich ist, wo einzelne aus

[1]) Einzelheiten der Ausbildung derartiger Knotenpunkte s. a. Arm. B., März 1918, S. 46 u. 47.

Rund- oder Kantholz bestehende Stützen in verhältnismäßig nahen, vorher nicht genau bestimmten Abständen unter die Schalung gestellt sind (Abb. 160), oder vermittels abgebundener Gerüste, bei denen die Hölzer für den einzelnen Fall nach Zeichnung besonders zugeschnitten und zusammengepaßt werden. Handelt es sich um

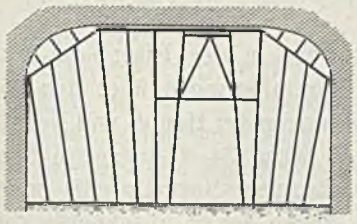


Abb. 160. Absprießung mit eingebauten Durchgang.

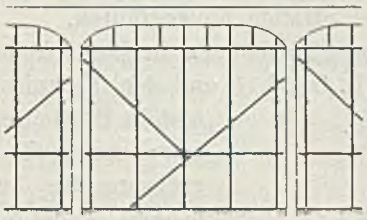


Abb. 161.

Abb. 162.

größere Gerüsthöhen oder sind längere Hölzer nicht verfügbar, so können die Gerüste in zwei Teilen als Ober- und Untergerüst aufgebaut werden (Abb. 161 u. 162 sowie 214 u. 215).

Die Ständer werden in der Längs- und Querrichtung miteinander verstrebt und oben in der Regel durch einen Holm verbunden, über welchen Streckbalken zum Tragen der Schalung aufgelegt werden (Abb. 213, 214 u. 216).

Müssen die Gerüstungen über Flußbetten ausgeführt werden, so treten an die Stelle

Abb. 163.

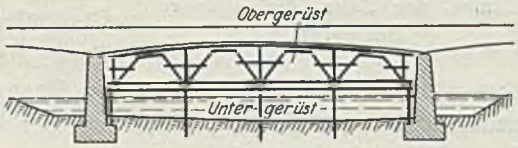


Abb. 164. Einfaches Strebenwerk.

der Ständer Rammpfähle, und es sind in diesem Falle wegen des Hochwassers in der Regel Versteifungen in der Längsrichtung des Gerüstes nur insoweit zulässig, als dieselben über der Hochwasserlinie gelegen sind (Abb. 163).

Werden zur Abstützung der Betonlasten neben den Ständern noch geneigte Streben verwendet, so erhält man ein Strebenwerk, das häufig Verwendung findet (Abb. 164). Die Einzelheiten beim Zusammentreffen von Ständer und Streben auf der Fußschwelle sind in Abb. 165 gezeigt. Die Streben sind mit Zapfen und Versatzung in die Fußschwelle eingelassen und mit ihr verschraubt. Bei steilerer Strebenstellung hätte die Versatzung weggelassen werden können. Der Pfosten ist in ein auf die Fußschwellen aufgelegtes Querholz verzapft. Die Streben und Spannriegel sind beim Zusammentreffen auf Kehrung zugeschnitten und miteinander durch Klammern oder eiserne Bänder verbunden. Die Kranzhölzer sind über den Pfosten gestoßen, zur Verbreiterung der Auflagerfläche sind Doppelzangen angebracht, die auch der Querversteifung dienen.

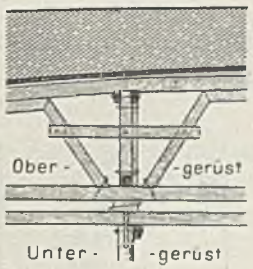


Abb. 165.

Sind größere Lasten zu übertragen, so wird der Druck der Ständer und Streben durch Auflegen von Hartholzplatten, Blechen oder [-Eisen auf die Schwellen auf eine größere Fläche verteilt, wobei dann die Hölzer stumpf aufstoßen und gegen seitliche Verschiebung allenfalls durch Klammern oder eiserne Dorne gesichert sind.

3. Freitragende Gerüste.

a) Weite und Höhe der freizulassenden Öffnungen.

Für die Weite und Höhe der von Gerüsteinbauten freizuhaltenden Öffnungen sind die Vorschriften und Anordnungen der Bahnverwaltungen und der Strom- und Straßenpolizeibehörden maßgebend, je nachdem es sich um Brücken handelt, die über Eisenbahnen oder Flüsse und Straßen hinwegführen.

Bei normalspurigen Eisenbahnen in Deutschland ist die in der Eisenbahn-Bau- und -Betriebsordnung (B. O.) § 11 und den Technischen Vereinbarungen über den Bau und die Betriebseinrichtungen der Haupt- und Nebeneisenbahnen (T. V.) §§ 30 u. 34 festgesetzte Umgrenzung des lichten Raumes (Normalprofil) maßgebend, wobei jedoch wegen der in absehbarer Zeit in Aussicht zu nehmenden Einrichtung des elektrischen Betriebes durch eine Verfügung des Reichsverkehrsministers die lichte Höhe von bisher 4,80 m zur Unterbringung der Fahrdrahtanlage auf 5,51 m vergrößert wurde, so daß nunmehr das in Abb. 166 dargestellte Profil maßgebend ist.

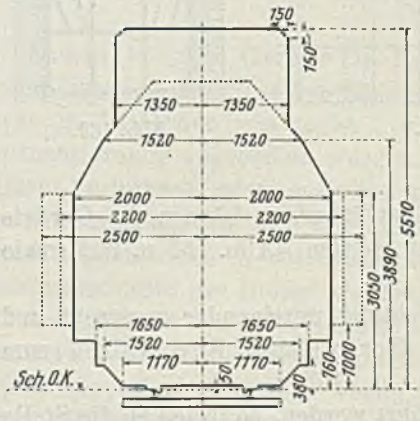


Abb. 166. Umgrenzung des lichten Raumes der Bahn für schwere Bauwerke.

In Krümmungen muß auf die Gleisüberhöhung und die Spurerweiterung Rücksicht genommen werden. Die Überhöhung der äußeren Schiene bedingt eine Drehung des Lichtraumprofils um den Überhöhungswinkel; als Drehpunkt wird in der Regel die Oberflächenmitte des Schienenkopfes des inneren Stranges angenommen. Diese Drehung zieht eine Hebung der oberen Umgrenzungslinie und eine Verbreiterung des Lichtraums nach sich, welche am besten zeichnerisch ermittelt werden.

Die Verbreiterung des Lichtraums infolge der Spurerweiterung e beträgt für Haupt- und Nebenbahnen, wenn $R \leqq 900$ m ist, bei

$R =$	800	700	600	500	400	325	250	200	150	100 m
$e =$	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30 mm.

Für Bahnen von 0,75 bis 0,60 m Spurweite.

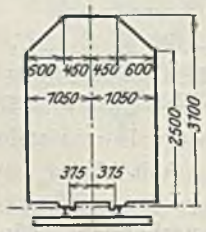


Abb. 167.

Für Bahnen von 1 m Spurweite.

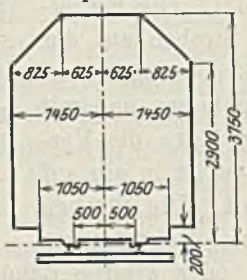


Abb. 168.

Umgrenzung des lichten Raumes für Schmalspurbahnen.

Bei zwei- und mehrgleisigen Bahnen richtet sich die lichte Weite nach den Gleisabständen, sie beträgt bei zweigleisiger Bahn bei Doppelgleisen mindestens 7,9 m, bei Gleispaaren mindestens 8,4 m. Müssen die Gleise daher in Betrieb gehalten werden, so müssen die Gerüste über beide Gleise hinweggehen. Zuweilen ist es aber möglich, die letzteren so weit auseinanderzuziehen, daß zwischen den beiden Lichtraumprofilen ein Zwischenraum von 0,30 m entsteht, der zur Aufstellung einer Zwischenunterstützung genügt.

Für Schmalspurbahnen ergeben sich nach den „Grundzügen für den Bau und die Betriebseinrichtungen der Lokalbahnen“ (Grz.) die freizuhaltenden Lichtraumprofile nach Abb. 167 u. 168. Sie gelten für die freie Strecke und für die Station. Hiernach beträgt bei Schmalspurbahnen mit 1 m Spur die kleinste lichte Weite 2,90 m,

bei 0,75 und 0,60 m Spur 2,10 m; bei 1 m Spur beträgt die Höhe 3,75 m und bei 0,75 und 0,60 m Spur 3,10 m. Hierzu werden gewöhnlich noch Spielräume gegeben.

Bei der Ausführung von Gerüsten für Brücken, welche über Gewässer hinwegführen, hängt die Entschließung über etwa anzuordnende freie Öffnungen von dem Charakter des Gewässers und davon ab, ob auf demselben Flößerei oder Schiffahrt betrieben wird.

Hat man mit starken und schnell eintretenden Hochwassern und Eisgängen zu rechnen, so ist es geboten, für den ungestörten Abgang von Wasser, Eis und mitgeführten Schwemmstücken genügend große Öffnungen freizuhalten, um Aufstauungen der Wasser- und Eismassen zu verhindern und damit die Gefahr der Überschwemmung der angrenzenden Ländereien und für den Brückenbau selbst zu verringern. Dabei sollte die Scheitellinie der Umgrenzung des lichten Raumes tunlichst mindestens 30 cm über demjenigen Hochwasserspiegel liegen, mit welchem während des Brückenbaues zu rechnen ist.

Bei Wasserstraßen (schiffbaren Flüssen und Kanälen) muß die freizuhaltende Öffnung groß genug sein, damit beim höchsten schiffbaren Wasserstande leere oder mit sperrigem Gut beladene Kähne, bei Dampferverkehr die größten Dampfer mit niedergelegtem Schornstein passieren können. Bei Treidelverkehr muß häufig auch noch auf einer oder zu beiden Seiten ein Treidelweg durchgeführt werden.

Über Schiffahrtkanäle mit Verkehr von 400-t-Kähnen sind hiernach mindestens Öffnungen von 8 bis 12 m Weite (Schiffsbreite = 6 bis 8 m zuzüglich einem beiderseitigen Spielraum von 1 bis 2 m) und 3,5 m Höhe über dem höchsten schiffbaren Wasserstande, mit Verkehr von 600-t-Kähnen von 10 bis 12 m Weite (Schiffsbreite = 8 m zuzüglich zweimal 1 bis 2 m Spielraum) und 4,5 m Höhe und für 1200-t-Schiffe von 14 bis 16 m (Schiffsbreite = 12 m zuzüglich zweimal 1 bis 2 m Spielraum) und einer Höhe von 6 m freizuhalten, ohne Berücksichtigung von etwa noch durchzuführenden Leinpfaden, deren einer eine Breite von 2,0 bis 3,5 m hat.

Um die Lehrgerüste vor etwaigen Beschädigungen durch die Schiffe zu schützen, werden häufig noch besondere Leit- und Reibepfähle sowie seitlich an den Einfahrten Dalben angebracht, für welche das Lichtraumprofil eine entsprechende Verbreiterung erfahren muß.

Für Wasserläufe mit Floßverkehr richtet sich die freizulassende Durchfahrtbreite nach der Breite der Flöße, welche flußpolizeilich geregelt ist. Für die Höhe dürfte ein Mindestmaß von 2 m über demjenigen höchsten Wasserspiegel genügen, bei welchem noch geflößt werden kann.

Bei Brückenbauten, welche über Straßen hinwegzuführen sind, wird es in einzelnen Fällen möglich sein, die Straße für den Verkehr zu sperren und diesen umzuleiten. Man ist dann in der Anordnung des Lehrgerüstes unabhängig. Oft wird dies jedoch nicht angängig sein, sondern es müssen Öffnungen für die Durchführung des Straßenverkehrs freigehalten werden. Bei kleinem Verkehr genügt es, wenn Raum für ein Fuhrwerk gelassen und die Weite zu mindestens 3 m angenommen wird. Bei größerem Verkehr sollten zwei Fuhrwerke nebeneinander vorbeifahren können, und es ist dann eine lichte Weite von mindestens 5 m erforderlich. Die lichte Durchfahrthöhe ist zu 4,5 bis 5 m anzunehmen, bei minderwichtigen Straßen kann dieselbe etwas verringert werden.

Ist Raum für Fußgänger freizuhalten, so mögen bei geringem Verkehr 1,5 m Breite genügen. Bei lebhafterem Personenverkehr kann die Breite zu 2,0 bis 2,5 m angenommen werden, im Weichbilde von Städten werden die Maße noch größer. Für die lichte Höhe genügen 2,3 m.

b) Ausbildung der freitragenden Gerüste.

α) Spreng- und Hängewerkskonstruktionen.

Am meisten Verwendung finden Sprengwerkskonstruktionen (Dreieck-, Trapez- und Vielecksprengwerke), weil diese für die bei Balkenbrücken vorkommenden mäßigen Spannweiten besonders passend sind[1]).

Abb. 169 bis 174 zeigen eine Anzahl derartiger Ausführungen mit den Systemlinien. Für kleine Weiten kann man das einfache oder Dreiecksprengwerk benutzen, für größere das doppelte oder Trapezsprengwerk (s. a. Abb. 215 u. 217), welch letzteres

Abb. 169. Einrüstung mit Trapezsprengwerk über einer eingleisigen Bahn.

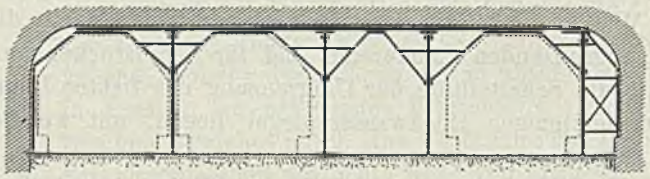


Abb. 170. Einrüstung mit Trapezsprengwerken über einer Bahnhofsanlage.

Abb. 171. Einrüstung mit Trapezsprengwerk über einer Straße.

Abb. 172 Einrüstung mit Dreiecksprengwerken und Zugband über einen Fluß.

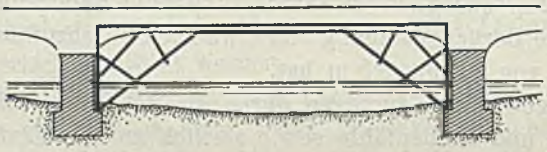


Abb. 173. Einrüstung mit zwei übereinanderliegenden Trapezsprengwerken.

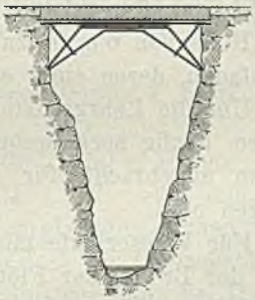


Abb. 174. Einrüstung mit zwei übereinanderliegenden Sprengwerken.

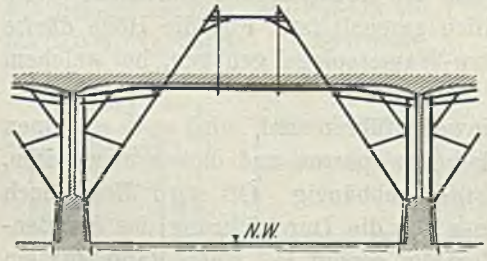


Abb. 175. Einrüstung mit Hängesprengwerk.

insbesondere für die Eingerüstung von Brücken, die über Eisenbahngleise hinwegführen, ausgedehnte Verwendung findet, weil es sich mit seiner Form der oberen Umgrenzungslinie des Lichtraumprofils der Bahn in günstiger Weise anpaßt.

Sind noch größere Weiten zu überspannen, so kann man zusammengesetzte Sprengwerke verwenden, welche aus mehreren übereinanderliegenden Sprengwerken bestehen (Abb. 173 u. 174). Will man die Strebenfüße aus irgendwelchen Gründen noch mehr nach oben rücken, so kann eine Vereinigung von Hänge- und Sprengwerken — Hänge-

[1]) Näheres über Ausbildung und Berechnung der Sprengwerke in Hölzerne Brücken von A. Laskus, 2. Aufl. Berlin 1918. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

sprengwerke — ausgeführt werden (Abb. 175 u. 220), mit denen man eine noch größere freie Stützweite als mit bloßen Sprengwerken überspannen kann.

Die Trapezsprengwerke für Einrüstungen mittlerer Spannweiten erfordern unter Berücksichtigung der üblichen Abmessungen in der Mitte eine Bauhöhe von 30 bis 40 cm, welche man dadurch noch um etwas (3 bis 5 cm) ermäßigen kann, daß man die Streckbalken selbst als Bodenschalung für die Eisenbetonrippen benutzt (Abb. 176). Zur weiteren Verringerung der Konstruktionshöhe kann man sich bei Plattenbalken dadurch helfen, daß man die Gespärre nicht wie gewöhnlich unter die Rippen, sondern zwischen dieselben in die Hohlräume hinein verlegt, wo man höher hinaufrücken kann. Man hängt in diesem Falle die Schalung an den Streckbalken an (Abb. 177).

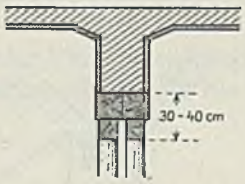


Abb. 176.

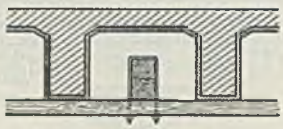


Abb. 177.

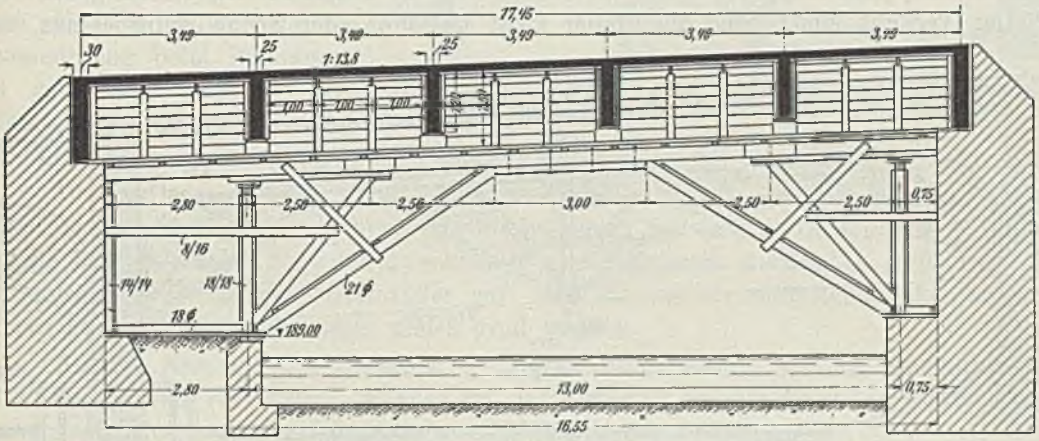


Abb. 178. Rüstung der Weißeritzbrücke bei Coßmannsdorf (Sachsen). (Längenschnitt).

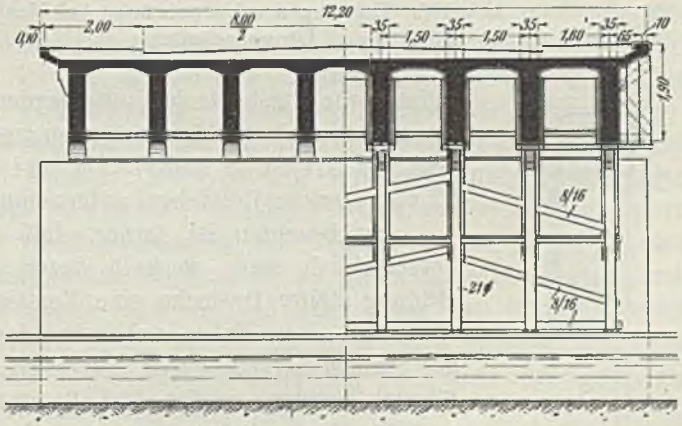


Abb. 179. Querschnitt der Rüstung (Abb. 178).

Abb. 178 u. 179 sowie 215 u. 217 zeigen einige gebräuchliche Anordnungen bei Sprengwerkskonstruktionen. Der Spannriegel ist mit dem Streckbalken, welcher unter die Trägerrippe gelegt ist, verschraubt. Spannriegel und Sprengwerkstreben sind nach der Winkelhalbierenden abgeschnitten und stoßen (etwa unter Zwischenlegung eines Blechstücks) stumpf zusammen. Die Verbindung geschieht mit eisernen Klammern oder Bändern. Bei Dreiecksprengwerken stoßen die Streben zweckmäßig oben stumpf gegeneinander und wird der Stoß durch eine Blechplatte gedeckt. Die daraufgelegte Pfette trägt den Längsbalken unter der Schalung (Abb. 172).

Müssen die Streckbalken über den Ständern etwaiger Zwischenjoche gestoßen werden, so wird zweckmäßig ein Sattelholz unterlegt, unter das zuweilen noch eine Hartholzplatte geschoben wird (Abb. 180 u. 217).

Der Anschluß der Streben an etwaige Zwischenjoche ist in Abb. 181 u. 182 gezeigt. Hierbei stützen sich die Streben entweder gegen doppelte Zangen, die am Ständer befestigt sind (s. a. Abb. 215), oder gegen Knaggen, welche mit den Ständern verschraubt sind (s. a. Abb. 217).

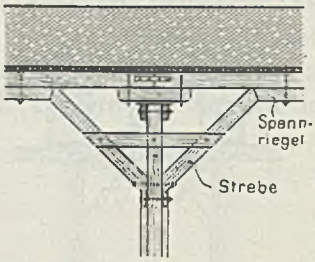


Abb. 180.

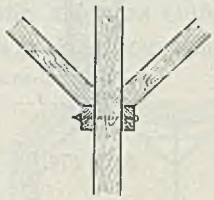


Abb. 181.

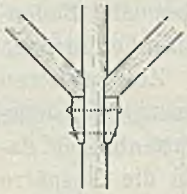


Abb. 182.

Beim Anschluß von Streben an Ständer, welche an die Pfeiler von Brücken gelehnt sind (Abb. 217), ist darauf zu achten, daß die Ständer fest gegen die genannten Pfeiler verkeilt sind. Sind die Pfeiler nicht imstande, den Schub aufzunehmen, so

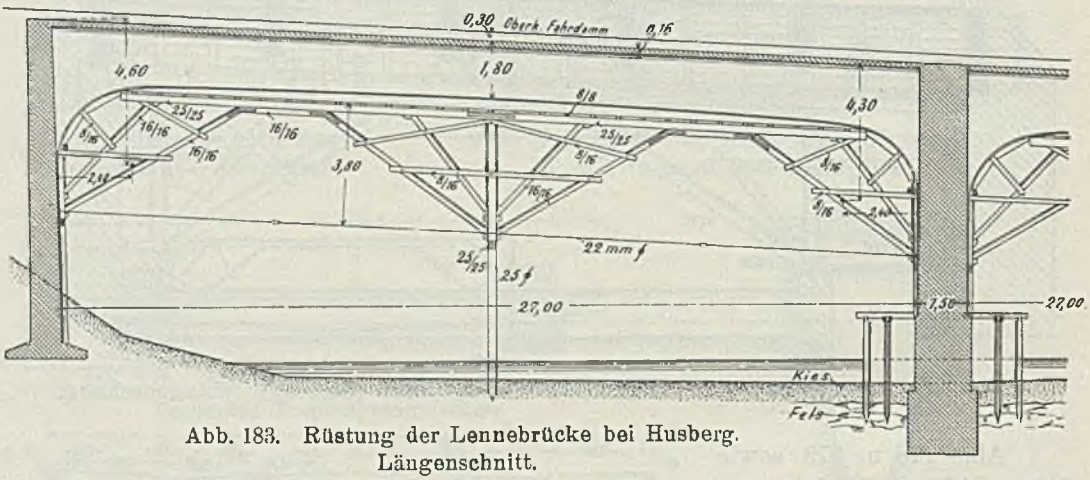


Abb. 183. Rüstung der Lennebrücke bei Husberg. Längenschnitt.

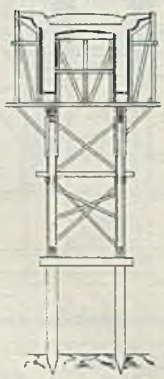


Abb. 184. Rüstung der Lennebrücke bei Husberg. Querschnitt.

müssen die Strebenenden miteinander verankert werden, was durch Zangen oder eiserne Spannstangen geschehen kann. Eine Ausführung letzterer Art ist in Abb. 183 u. 184 dargestellt, wo der Schub mit 22 mm starken Rundeisen aufgenommen wurde.

Zu beachten ist ferner, daß die Trapezsprengwerke an sich verschieblich sind, weshalb durch Anordnung von Zangen unter Bildung steifer Dreiecke eine Versteifung hergestellt werden muß.

Bei einer Folge nebeneinandergereihter Sprengwerke könnte die Standsicherheit durch einseitige Belastung beim Betonieren gefährdet werden, es ist deshalb auch hier, wie in Abb. 172 dargestellt, durch Anbringung von Zangen ein einseitiger Schub zu verteilen.

Soll der Raum unter der herzustellenden Brücke gänzlich von Gerüsteinbauten freigelassen werden, so muß man zur Aufstellung von Hängewerken greifen, welche über der Eisenbetonkonstruktion

aufgestellt werden und an denen die Schalung aufgehängt wird (Abb. 185, 186 u. 239). Man kann dabei einfache und doppelte Hängewerke benutzen und kommt mit einer Konstruktionshöhe hinsichtlich der Schalung von 10 bis 15 cm aus. Die Aufhängung erfolgt in der Regel an dem Untergurt mit Hilfe von Schraubenbolzen und wagerechten ⊏-Eisen. Die Ausrüstung geschieht durch Lösen der Muttern der Hängeschrauben.

Bei schmalen Bauwerken ist es unter Umständen möglich, mit zwei Hängewerken auszukommen. Kann man dieselben dann noch seitlich der Eisenbetonkonstruktion aufstellen, so ist man am Betonieren nicht behindert. Bei breiten Bauwerken würden aber in diesem Falle die Querträger zwischen den Hängewerken übermäßig stark ausfallen, und man muß deshalb die letzteren über der Eisenbetonkonstruktion selbst aufstellen und die Behinderung beim Betonieren in den Kauf nehmen. Zur Herstellung der notwendigen Stabilität sind die Spannriegel der einzelnen Hängewerke gut miteinander zu verstreben.

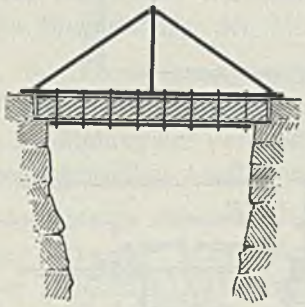


Abb. 185. Einrüstung mit einfachem Hängewerk.

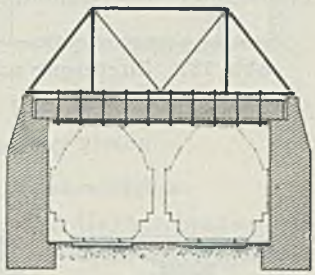


Abb. 186. Einrüstung mit doppeltem Hängewerk.

Die Auflagerung der Hängewerke geschieht entweder auf den fertigen Widerlagern oder auf hölzernen Jochen. Da die bei einem Bauwerk zu verwendenden Hängewerke aus praktischen Gründen zweckmäßig gleich gemacht werden, so stellt man sie in solchen Entfernungen voneinander auf, daß die auf sie entfallenden Lasten und damit auch die Durchbiegungen gleich groß werden.

An den Knotenpunkten werden die Hölzer meist stumpf zusammengestoßen und mit Blechplatten verbunden. Ebenso ist der Unterzug mittels eines bügelförmig umgebogenen Blechs an der Hängesäule aufgehängt (Abb. 239).

Die Ausbildung von Hängesprengwerken ist aus Abb. 175 sowie 218, 219 und 220 ersichtlich. Dabei werden die Streckbalken, die dann meist als doppelte Zangen ausgebildet sind, unter die Balkenrippen gelegt, und die Spannriegel ragen dann mehr oder weniger darüber heraus. In der in Abb. 218 dargestellten Ausführung sind sie bis an die Decke herangerückt, während sie bei derjenigen in Abb. 220 darüber emporragen, weshalb in der Decke Aussparungen für den Durchgang der Hölzer anzuordnen waren, die nachher geschlossen wurden. Die Schalung wird meist unter Vermittlung von Querhölzern auf den Streckbalken aufgebaut und die letzteren, soweit das Hängewerk reicht, mittels Hängeeisen aus Rundeisenstangen von dessen oberen Knotenpunkten herabgehängt. Sind einzelne Hängeeisen angeordnet, so gehen dieselben meist durch die zu verbindenden Hölzer hindurch, und es sind dann unter den Muttern starke Unterlagsscheiben anzubringen (Abb. 220); werden die Hängeeisen dagegen paarweise angebracht, so erfolgt ihre obere Befestigung zweckmäßig an Flacheisenbügeln, die über die Spannriegel gestülpt werden (Abb. 219).

β) Hilfsträger.

In manchen Fällen werden die freien Weiten durch Überlegen eiserner oder auch hölzerner Hilfsträger überdeckt. Erstere werden in der Regel als I-Träger oder bei mangelnder Konstruktionshöhe als Differdinger Träger verwendet (Abb. 187 sowie

234 u. 237 [1]), während im letzteren Falle verdübelte oder verstärkte Holzbalken benutzt werden können. Die Spannweiten und damit die Durchbiegungen der Träger werden häufig durch Anbringen von Kopfbändern verringert.

Wie bei den Sprengwerken können im Falle von Plattenbalkenbrücken auch bei den Hilfsträgern behufs Ersparnis an Konstruktionshöhe dieselben neben die Eisen-

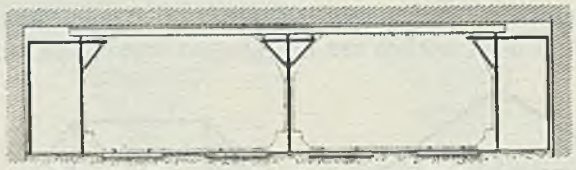


Abb. 187. Einrüstung mit eisernen Hilfsträgern.

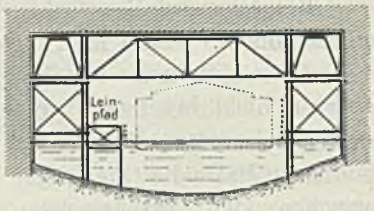


Abb. 191. Einrüstung mit Fachwerkträger.

Abb. 188.

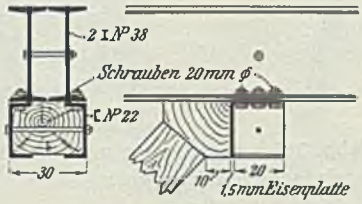


Abb. 189. Anschluß der Kopfbänder an die Hilfsträger.

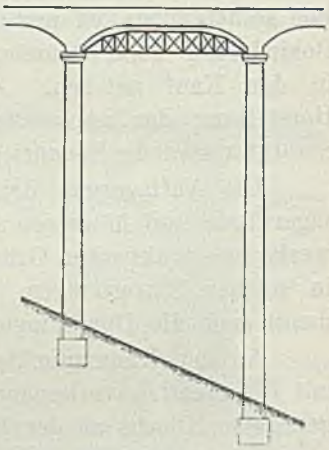


Abb. 192. Einrüstung mit Fachwerkträgern.

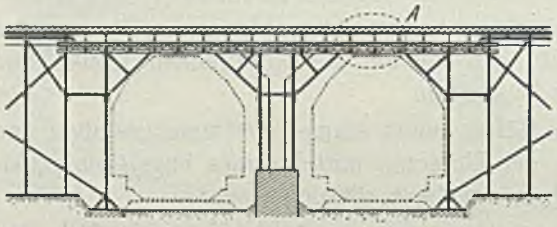


Abb. 190. Verstärkter Holzbalken als Hilfsträger. (Einzelheiten bei A siehe Abb. 203.)

betonrippen gelegt und in den Raum dazwischen angehoben werden, so daß die Trägerverschalung mehr oder weniger in den von den Hilfsträgern gebildeten Trog versenkt werden kann (Abb. 188 sowie 234 u. 237).

Derartige Konstruktionen werden überwiegend bei Überführungen über Eisenbahnen angewendet, wo es vielfach an Konstruktionshöhe mangelt. Die Auflagerung der Hilfsträger geschieht dann auf Ständerjochen, die meist knapp an die seitliche Umgrenzungslinie des lichten Raumprofils gestellt sind.

Die Befestigung etwaiger Kopfbänder mit den eisernen Hilfsträgern kann nach der in Abb. 189 u. 234 ersichtlichen Weise erfolgen.

In Abb. 190 ist eine Ausführung gezeigt, wo ein verstärkter hölzerner Balken als Hilfsträger verwendet wurde. Derselbe besteht aus zwei langen Rahmschenkeln als Ober- und Untergurt, die durch zickzackförmiges Benageln mit Brettern zu einem Gitterträger gemacht wurden.

[1]) Weitere ausgeführte Beispiele derartiger Gerüste sind zu finden in: D. Bztg., Zementbeilage 1913, S. 138, 147, 178; 1919, S. 98.

Für größere Weiten können eiserne oder hölzerne Fachwerkträger zur Verwendung kommen, derartige Ausführungen beschränken sich jedoch bei Balkenbrücken auf seltene Einzelfälle (Abb. 191 u. 192).

Abb. 192 zeigt eine Ausführung, wo hoch über dem Boden liegende Eisenbetonbalken von schlanken Pfeilern getragen werden. Zwischenunterstützungen kamen wegen der großen Höhe nicht in Frage, ebenso waren Sprengwerkskonstruktionen ausgeschlossen, weil die schwachen Pfeiler einem Schub nicht ausgesetzt werden wollten. Es konnten also nur schubfreie Balkenträger verwendet werden, welche auf Konsolen aufgelagert wurden, die am oberen Pfeilerende herauskragten. Derartige Fachwerkträger aus Eisen wurden für die Eingerüstung der Nebenöffnungen des Langwieser Viaduktes verwendet.

II. Ausbildung der Verschalung.

Hinsichtlich der allgemeinen Ausbildung der Verschalung überhaupt wird auf die in Abschnitt A. Schalung im Hochbau gemachten Ausführungen hingewiesen.

1. Verschalung von Eisenbetonplatten zwischen eisernen Brückenträgern.

Hierbei wird die Verschalung entweder mittels Bügel oder Hakenschrauben an die Flanschen der eisernen Träger angehängt (Abb. 212) oder sie wird nach Art der in Abb. 193 dargestellten zwei Varianten auf den Unterflanschen der Träger aufgebaut.

Bewegliche eiserne Formen aus Blech und Versteifungswinkeln, wie sie für die Einschalung der Überdeckung der neuen New Yorker Untergrundbahn verwendet

Abb. 193.

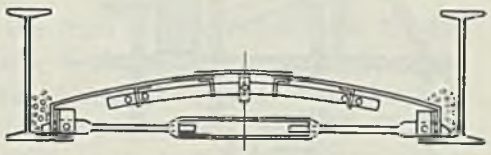


Abb. 194. Eiserne Schalformen beim Bau der New Yorker Untergrundbahn.

wurden, sind in Abb. 194 veranschaulicht. Zur Ermöglichung einer leichten Ausrüstung besteht die Form aus drei Teilen, nämlich zwei gleichen Seitenteilen, die durch eine Zugstange mit Spannschloß miteinander verbunden sind, und einem mittleren Blechstreifen, der auf die seitlichen Bleche aufgelegt ist. Im vorliegenden Falle werden die Formen beim Ausschalen auf einen auf Gleisen fahrbaren Wagen niedergelassen, dessen Bühne zum Vorfahren vor Ort abgesenkt werden kann.

2. Verschalung bei Platten- und Plattenbalkenbrücken.

Die Verschalung von Plattenbrücken bietet nichts Besonderes.

Die bei den Plattenbalkenbrücken üblichen Verschalungen sind in verschiedenen Ausbildungsweisen in Abb. 195 bis 202 dargestellt.

Die Gespärre werden hierbei in der Regel unter die Eisenbetonrippen gestellt, meist eins unter jede Rippe, zuweilen auch zwei (Abb. 195).

Die Bodenschalung für die Eisenbetonbalken liegt entweder unmittelbar auf dem obersten Balken der Gespärre oder auf Pfetten auf, welche quer über die Gespärre gelegt sind. In manchen Fällen wird ein durchgehender Arbeitsboden aufgebracht, der gleichzeitig die Bodenschalung für die Eisenbetonbalken abgibt (Abb. 195).

Da die Entfernung der letzteren voneinander mäßig ist, so werden zur Aufnahme des Drucks der Seitenschalung und zur Auflagerung der Deckenbretter vielfach Rahmengestelle aus Brettern zwischen die Rippen gestellt in Entfernungen von etwa

0,50 bis 0,80 m, je nach der Stärke der Schalbretter. Häufig wird auch die Schalung wie im Hochbau ausgeführt, indem auf die Schaltafeln der Trägerseiten Querhölzer aufgelegt werden, welche die Deckenschalung tragen (Abb. 196).

Sind Auskragungen für Gehwege herzustellen, so kann die hierfür notwendige Verschalung mit Streben auf das Gespärre unter der äußeren Rippe abgestützt werden (Abb. 197) oder es kann ein weiteres Gespärre oder mehrere solcher über die äußere Balkenrippe hinaus angeordnet werden

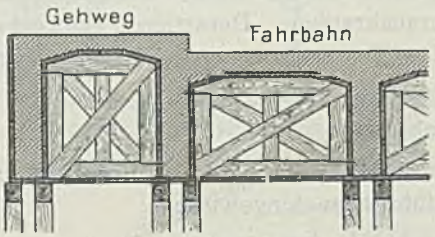


Abb. 195.

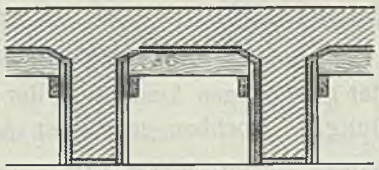


Abb. 196.

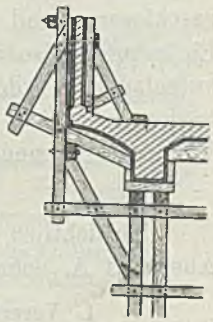


Abb. 197.

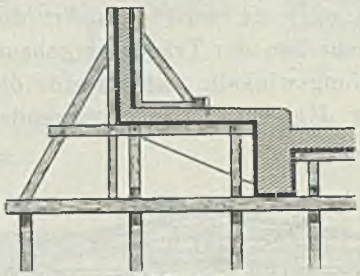


Abb. 198.

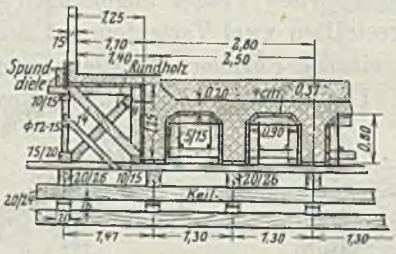


Abb. 199.

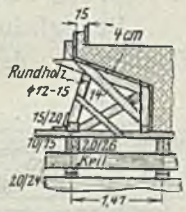


Abb. 200.

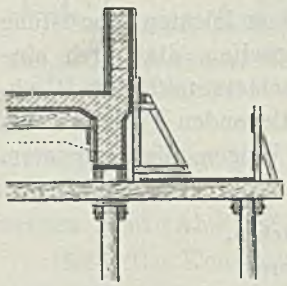


Abb. 201.

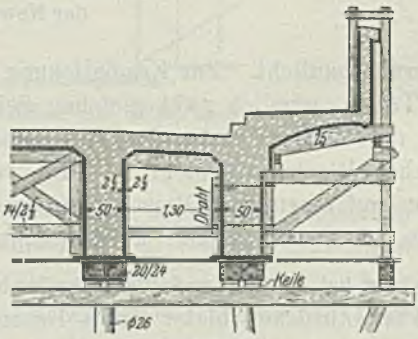


Abb. 202.

(Abb. 198, 199 u. 200). Ebenso ist eine Erbreiterung des Gerüstes notwendig, wenn, wie dies zuweilen erwünscht ist, mit dem Gerüst ein Laufsteg verbunden werden will (Abb. 201).

Die Schalung von Brüstungen kann seitlich abgestrebt (Abb. 198), zwischen Rahmengestellen aufgebaut (Abb. 202) oder mit Drahtschließen oder Rundeisen zusammen gehalten werden (Abb. 201).

In etwas abweichender Art werden die fischbauchartigen Brückenträger nach System Möller verschalt, deren Untergurt wie bei Plattenbalken in einzelne Rippen aufgelöst ist, die jedoch keine gleichbleibende Höhe haben, sondern deren untere Begrenzung eine nach den Auflagern ansteigende parabel- oder kettenförmige Linie ist.

Für die Bewehrung solcher Träger werden starke Flacheisen verwendet, welche dem Verlauf der unteren Begrenzung der Rippen folgen und daher als Bodenschalung benutzt werden, so daß sich eine besondere Holzschalung dafür erübrigt. Die Flach-

eisen liegen auf Leisten auf, welche auf der Seitenverschalung für die Rippen angenagelt sind.

Abb. 203 zeigt eine Schalung unter Verwendung hölzerner Hilfsträger nach Abb. 190. Dabei liegen die Schalkasten auf Pfetten, welche zwischen Ober- und Untergurt und in den von der Bretterverstrebung freigelassenen Räumen eingeschoben sind. Die Deckenschalung ist mit kleinen Stützen auf die Hilfsträger abgestützt.

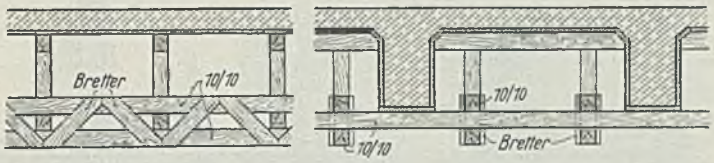


Abb. 203. Einzelheiten A der Abb. 190.

Besteht das Traggerüst aus eisernen Hilfsträgern, welche unter den Eisenbetonrippen liegen, so liegen die Schalkasten der Träger auf Querhölzern auf, die über die Hilfsträger gelegt sind (Abb. 211), oder auf Auffütterungen der letzteren. Werden die Hilfsträger seitwärts der Rippen angebracht, so pflegen auf die Unterflanschen derselben Querhölzer gelegt zu werden, auf denen die Schalkasten für die Rippen aufgesetzt werden (Abb. 235 u. 238).

3. Verschalung bei Brücken mit seitlichen Hauptträgern und eingesattelter Fahrbahn.

a) Bei vollwandigen Tragwerken.

Hierbei haben die Hauptträger wand- oder mauerartigen Charakter, ihre Verschalung erfolgt daher in entsprechender Weise (s. S. 208).

Abb. 204 zeigt eine derartige Ausführung. Die 5 cm starken Schaldielen für die Hauptträger lehnen sich gegen kräftige Pfosten, von denen je zwei gegenüberliegende mit Schraubenbolzen verspannt sind. Die äußeren Schalwände sind außerdem auf die vorkragenden und ihrerseits auf die Pfosten abgestrebten Pfetten abgestützt worden, welche gleichzeitig einen schmalen Arbeitssteg tragen.

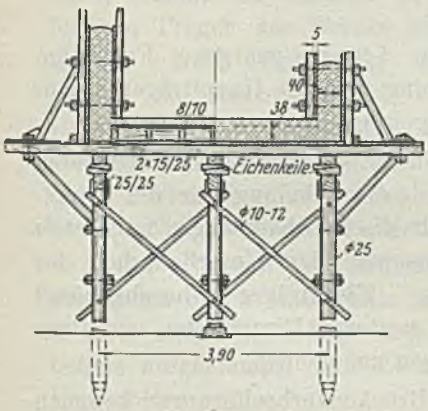


Abb. 204. Rüstung einer Balkenbrücke mit seitlichen Vollwandträgern.

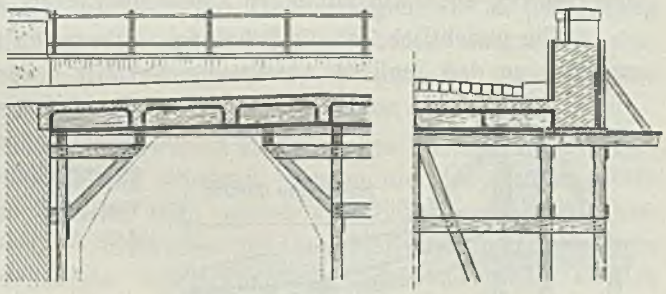


Abb. 205.

In Abb. 205 ist eine Ausführung gezeichnet, wo unter der Eisenbetonkonstruktion Raum für ein Betriebsgleis der Eisenbahn frei bleiben mußte. Der Raum zwischen Trägerunterkante und Lichtraumprofil war so beschränkt, daß die Bodenschalung des Hauptträgers in Form von 10 cm starken Hölzern tragfähig ausgebildet werden und sich im mittleren Teil auf 2,09 m Länge frei tragen mußte. Zur Einschalung von Decke und Querträgern war in Höhe der Querträgerunterkante ein Rüstboden aus 6 cm starken Dielen hergestellt worden, der für die Querträger die Bodenschalung abgab und auf dem die Seitenschalung derselben aufgestellt wurde. Die Auflagerung

der Schalung erfolgte auf Pfetten, die etwa unter den Querträgern angebracht waren und welche die Last auf senkrecht und schräg gestellte Pfosten abgaben.

Eine Ausführung, bei welcher im Beton ein tragfähiges steifes Eisenwerk eingelegt ist, ist in Abb. 206 dargestellt[1]). Die Hauptträger bestehen aus 19,9 m weit gestützten

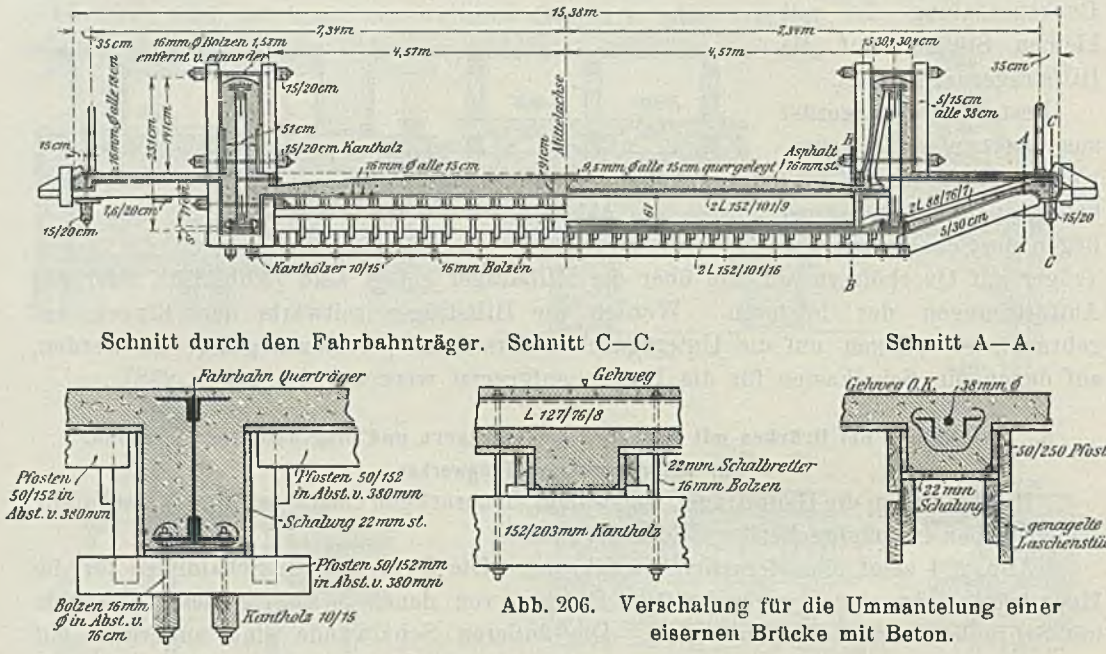


Abb. 206. Verschalung für die Ummantelung einer eisernen Brücke mit Beton.

Gitterträgern, zwischen denen in Entfernungen von 1,99 m genietete Fahrbahnquerträger eingesetzt sind, während in deren Verlängerung über die Hauptträger hinaus der Gehweg ebenfalls mit einer Eisenkonstruktion ausgekragt ist.

Wie ersichtlich, ist die Schalung vollkommen an die Eisenkonstruktion angehängt worden, so daß jegliche Abstützung fortfällt. Sowohl die Schalung für die Haupt- als diejenige für die Fahrbahnträger ist mittels Rundeisenbolzen von den Unterflanschen der entsprechenden Eisenträger herabgehängt worden. Die weiteren Einzelheiten sind aus den Abbildungen zu ersehen.

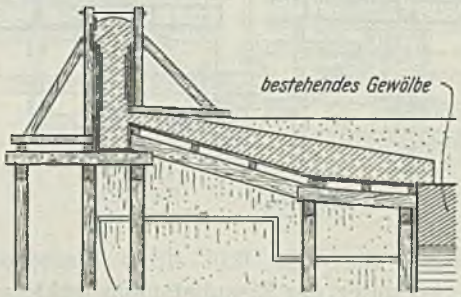


Abb. 207. Ausbildung der Brüstung als Träger bei Brückenverbreiterungen.

Auch bei Brückenverbreiterungen kommen seitliche Hauptträger vor, indem die neue Brüstung als Hauptträger ausgebildet und die verbreiternde Eisenbetonplatte zwischen diese und das bestehende Gewölbe bezw. dessen Aufmauerung gelegt wird. Die Verschalung kann dann etwa so erfolgen, wie dies in Abb. 207 dargestellt ist, wobei auf die Aufpolsterung der Schalwände der Brüstungen mit Dielen für die Herstellung von Füllungen, die aus schönheitlichen und Ersparnisgründen angebracht werden, besonders hingewiesen wird.

[1]) Eng News, 29. Oktober 1908, S. 461. — Handb. f. Eisenbetonbau, 2. Aufl., VI. Bd., S. 700

b) Mit durchbrochenen Tragwerken und Fachwerkträgern.

Sind die Durchbrechungen nicht zu groß, so können durchgehende Seitenschalungen errichtet und die Durchbrechungen durch dazwischen eingesetzte Holzkasten ausgespart werden (Abb. 208 u. 244). Bei größeren Durchbrechungen (Fachwerkträgern) wird dieses Verfahren unwirtschaftlich, weil zu viel Schalholz verbraucht wird. Man schalt dann die einzelnen Tragglieder für sich ein, und die Schalung der Pfosten und Streben wird ähnlich derjenigen für Säulen, diejenige der Gurte gleicht der Schalung für Träger.

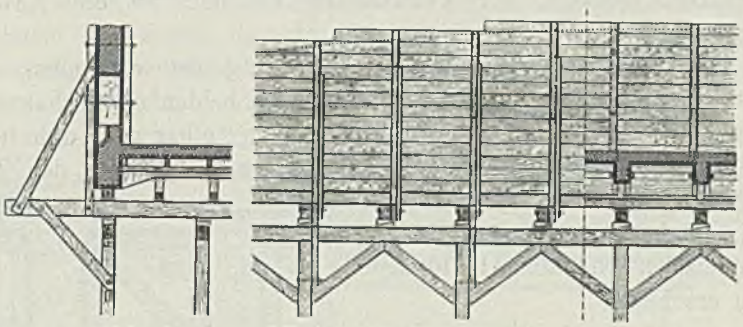


Abb. 208.

Die Visintinibalken für Brückenträger[1]) werden, damit sie möglichst wenig bewegt werden müssen, bei größeren Weiten meist auf einem Gerüst erzeugt, derart, daß eine Kante genau in jene Lage gebracht wird, welche sie nachher beim fertigen Träger der Brücke einnimmt. Nach Erhärtung des Betons ist dann lediglich ein Umkanten der Träger nötig. Dasselbe geschieht mit Flaschenzügen, die an Holzböcken befestigt werden und von denen mehrere auf dem Gerüstboden aufgestellt sind (Abb. 209). Zum Angreifen sind in den Obergurt des Trägers an verschiedenen Stellen Eisen einbetoniert, deren Enden ösenartig aus dem Beton hervorragen.

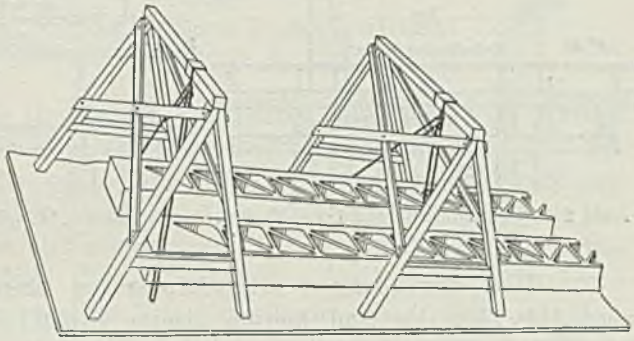


Abb. 209. Böcke zum Umkanten der Visintiniträger.

Bei größeren Bauausführungen, wo in gewissen Entfernungen verlegte Hauptträger verbunden durch eine Platte zur Anwendung gelangen, werden die Hauptträger gleich in ihrer endgültigen Lage erzeugt. Hierbei wird zuerst eine Schicht des Untergurtbetons aufgestampft und hernach die Schalkerne auf in der Seitenwand befestigte Eisendollen aufgeschoben. Nun wird die fertig geknüpfte Eisenbewehrung seitlich eingeführt, die zweite Schalwand aufgestellt und die Betonierung fortgesetzt. Zusammen mit dem Obergurt wird auch die Platte betoniert.

III. Ausrüstungsvorrichtungen.

Zum Ausrüsten können Keile, Sandtöpfe und Schraubenspindeln verwendet werden. In Österreich und der Schweiz sind auch die Bügelhölzer oder Zuffersche Klötze gebräuchlich. Über die Art der Ausbildung dieser Vorrichtungen im einzelnen ist das Nähere unter Abschnitt C ausgeführt und wird darauf verwiesen. Bei kleineren und weniger wichtigen Brücken wird zuweilen auf die Anbringung von Ausrüstungs-

[1]) S. a. 2. Aufl., VI. Bd., S. 45

vorrichtungen ganz verzichtet, und es werden dann die Gerüstpfosten beim Ausschalen einfach durchgesägt.

Während Sandtöpfe und Schraubenspindeln nur in vereinzelten Fällen bei Balken besonders großer Spannweite, oder wenn das Gerüst nur auf wenigen einzelnen Punkten aufliegt, zur Verwendung kommen, ist die Anwendung von Keilpaaren fast allgemein.

Ist ein getrenntes Ober- und Untergerüst vorhanden, so werden die Auslösevorrichtungen zweckmäßig zwischen den beiden eingeschaltet (Abb. 164, 215 u. 217). Ist dies nicht der Fall, so können sie mittelbar oder unmittelbar unter der Schalung (Abb. 204, 208, 214 u. 244) oder aber am Fuße der Pfosten angeordnet sein (Abb. 215, 218, 234 u. 237). Die Art und Weise der Anbringung ist aus den genannten Abbildungen zu ersehen.

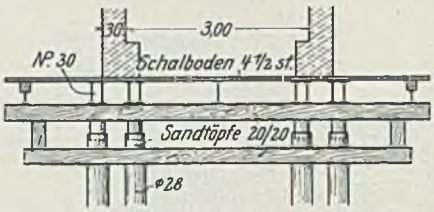


Abb. 210. Ausrüstung mit Sandtöpfen.

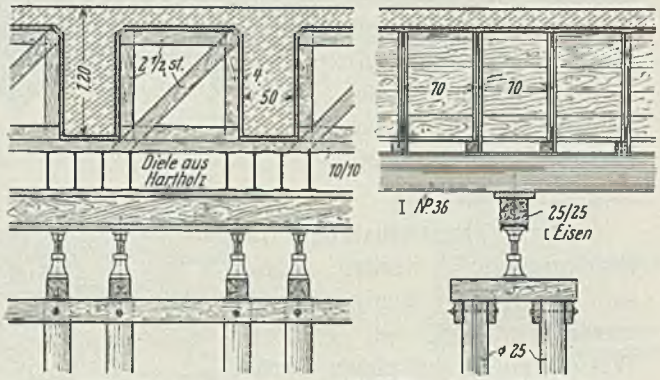


Abb. 211. Ausrüstung mit Schraubenspindeln.

Die Verwendung von Sandtöpfen bei einem Gerüst für schwere Hauptträger zeigt Abb. 210. Es sind hierbei eiserne Hilfsträger verwendet, von denen je zwei Paare unter einen Hauptträger gelegt sind. Jedes Trägerpaar überträgt seine Last vermittels eines hölzernen Unterzuges auf Sandtöpfe, die über den Jochpfählen aufgestellt sind.

Ein Beispiel der Verwendung von Schraubenspindeln ist in Abb. 211 dargestellt. Die Schalung wird ebenfalls von eisernen Hilfsträgern getragen, die zu je vieren unter einer Trägerrippe verlegt sind. Unter jeder Rippe sind zwei Schraubenspindeln angeordnet, wobei zur Druckverteilung zwischen den Köpfen der Schraubenspindeln und dem darüberliegenden hölzernen Unterzug C-Eisen eingelegt sind und aus demselben Grunde auch zwischen den eisernen Hilfsträgern und dem darunterliegenden Unterzuge eine Hartholzdiele zur Einlage gekommen ist.

Ist die Schalung an Schraubenbolzen aufgehängt (Abb. 212, 220 u. 239), so geschieht die Ausrüstung durch Lösen der Schraubenmuttern.

IV. Ausgeführte Beispiele.

1. Schalung bei Balkenbrücken aus Eisenträgern in Verbindung mit Eisenbeton.

Blechträgerviadukt für die Überführung einer Straße.

Der Viadukt hat eine Gesamtlänge von rd. 106,7 m und trägt einen 12,80 m breiten Fahrweg und zwei je 3,05 m breite Gehwege (Abb. 212). Er besteht aus fünf Stück Blechträgern von 2 m Höhe und je einem I-Träger an dem Rande des Gehweges. Außerdem sind zwischen den drei mittleren Blechträgern noch je zwei sekundäre Längsträger — ebenfalls Walzträger von I-Form — eingeschaltet. Zwischen diese Träger sind Betondecken gespannt.

Die Herstellung der letzteren erfolgte auf einer Holzschalung, die aus 35 mm starken, längs gelegten Brettern bestand, die auf Querstücke aufgenagelt waren. Diese lagen auf quergelegten Holzbalken, welche mittels Hakenschrauben an die oberen Flanschen der Blechträger und — bei den mittleren Feldern — an die unteren Flanschen der Längsträger zweiter Ordnung aufgehängt waren. Die Schrauben der Hakenbolzen wurden so lange angezogen, bis die Querbalken an die an den Steg der Blechträger festgenieteten Winkeleisen zur Anlage kamen. Bei den äußeren

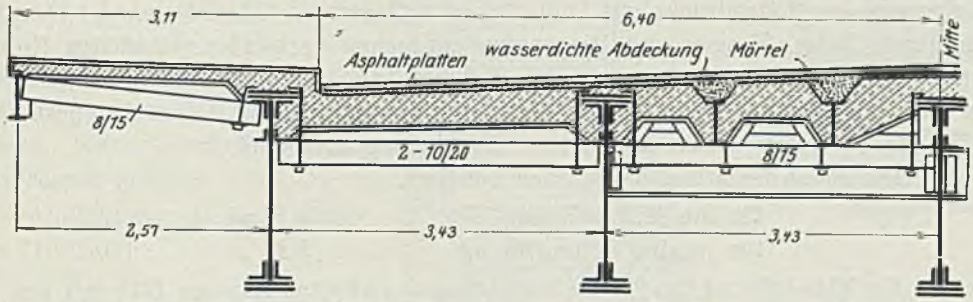


Abb. 212. Querschnitt der Schalung für einen Blechträgerviadukt zur Überführung einer Straße.

Feldern der Fahrbahn bestanden die Querbalken aus Paaren von 10 × 20 cm starken Hölzern, die etwa 90 cm von Mitte zu Mitte auseinandergesetzt wurden. Für die leichteren Decken, welche durch die sekundären Längsträger geteilt sind, genügten einzelne — 8 × 15 cm starke — Balken in 90 cm Abstand von Mitte zu Mitte. Die Querbalken, welche die Schalung des Gehweges trugen, hatten dieselben Querschnittsabmessungen, waren aber geneigt gelegt. Ihre Befestigung an den äußeren Walzträgern geschah mittels Holzklötzen, welche zwischen dem Unterflansch des Trägers und dem Querbalken eingestellt und angetrieben wurden und so den letzteren gegen den Oberflansch des Eisenträgers drückten.

Die umgebogenen oberen Enden der Hakenbolzen ergriffen die wagerechte Fläche des oberen Flansches der Blechträger und verblieben im Beton eingebettet. Die unteren Enden ragten über die untere Fläche des Betons heraus und wurden nach Entfernen der Schalung abgehauen.

2. Schalung bei Plattenbalkenbrücken.

a) Überführung der Niederwiler Straße bei Station Gossau (Linie St. Gallen—Winterthur).

Das vorliegende Bauwerk ist eine mittels dreier Öffnungen durchlaufend über einen Bahneinschnitt hinwegführende Tragkonstruktion, welche anläßlich der Verlegung der Station Gossau notwendig wurde. Da es sich um den Neubau einer Bahnstrecke handelte, so konnte der unter der Brücke vorhandene freie Raum verbaut werden, es

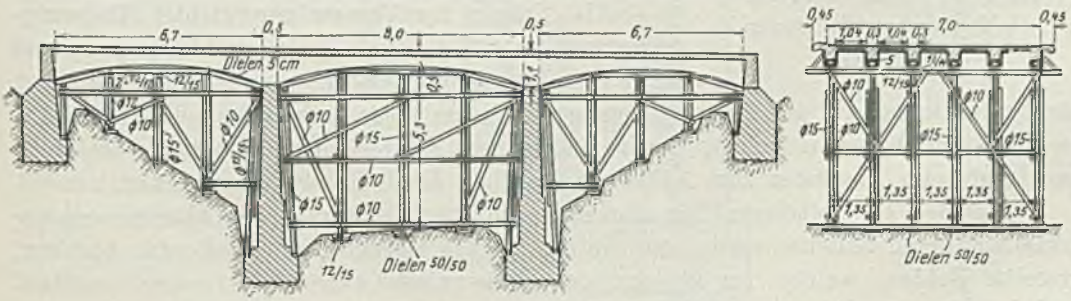


Abb. 213. Einrüstung für die Überführung der Niederwiler Straße bei Station Gossau.

konnte also für das Lehrgerüst ein Ständergerüst zur Anwendung kommen, bei welchem aus Ersparnisgründen, und da es sich zudem um keine besonders schwere Konstruktion handelte, in weitgehender Weise Rundholz Verwendung fand (Abb. 213). Unter jeder Trägerrippe wurde ein Gespärre aufgestellt, bestehend aus fünf Pfosten von 15 cm starkem Rundholz, welche durch Zangen und Diagonalen aus Rundholz verbunden waren.

Die äußeren Pfosten standen auf den Vorsprüngen der Fundamente der Zwischenpfeiler bezw. Widerlager, die übrigen Pfosten auf Fußschwellen, die ihrerseits zur Verringerung des Bodendrucks auf Dielstücken auflagerten. Die Pfosten der Gespärre waren durch Holm, Zangen und Diagonalen zu Jochen verbunden. Auf den Holmen lagerten die Kranzhölzer, welche aus zwei Rahmschenkeln und zwei darauf aufgesetzten, genau nach der gekrümmten Unterseite der Rippen zugeschnittenen Dielstücken bestanden. Auf den Kranzhölzern wurde die weitere Verschalung aufgebaut.

An Holz (ohne Schalbretter) wurden benötigt:

für die Mittelöffnung . . . . . 8,5 m³
für je eine Seitenöffnung . . . . 5,2 „

somit für die Mittelöffnung 3,1 % des zugehörigen umbauten Raumes (275 m³) und für eine Seitenöffnung 4,3 % des zugehörigen umbauten Raumes (120 m³).

Ausführung: Dyckerhoff & Widmann A.-G., Zweigniederlassung Karlsruhe (1912).

b) Straßenbrücke über die Donau bei Blochingen i. Württbg.

Das vorstehende Bauwerk überbrückt die Donau beim Ort Blochingen mit fünf Öffnungen, von denen die drei mittleren Spannweiten von je 12,50 m, von Mitte zu Mitte Pfeiler gemessen, die beiden seitlichen solche von 10 m aufweisen. Die lichte Brückenbreite zwischen den Geländern beträgt 6 m, wovon 4 m auf die Fahrbahn und je 1 m auf die beiderseitigen Gehwege entfallen. Abb. 214 gibt den Querschnitt der Brückeneinrüstung. Im folgenden soll die Einrüstung einer Mittelöffnung besprochen werden.

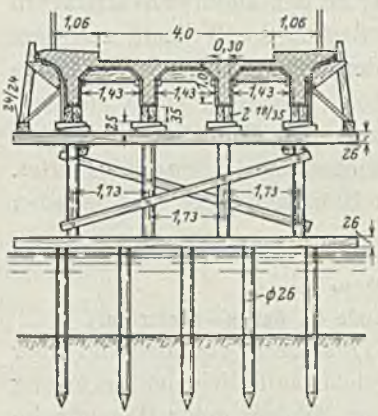


Abb. 214. Querschnitt der Einrüstung der Straßenbrücke über die Donau bei Blochingen i. Württbg.

Die Unterstützung zwischen zwei Pfeilern wurde aus vier Jochen gebildet, welche der Höhe nach aus zwei Teilen zusammengesetzt waren. Der untere Teil war ein Pfahljoch und bestand aus fünf Rundpfählen von 26 cm Durchm., welche etwa 1,5 m tief in den Boden gerammt wurden. Die Pfähle reichten etwas über Mittelwasser und waren durch Holme verbunden. Darauf stand der obere Teil, bestehend aus vier Pfosten von demselben Durchmesser, die wieder mit einem Holm zusammengefaßt waren.

Als Träger der Verschalung dienten Unterzughölzer von 18 × 35 cm Querschnitt, welche zu je zweien unter eine Eisenbetonrippe gelegt wurden. Sie ruhten nicht unmittelbar auf den Holmen, sondern zwischen beide waren Doppelkeile als Absenkungsvorrichtung eingelegt, die zum genauen Festlegen der Schalung der Höhe nach und beim Ausrüsten zum Ablassen derselben durch Losschlagen dienten.

Auf den Doppelhölzern lag die Bodenschalung der Träger und stand auch unmittelbar deren Seitenschalung, zur Aufnahme der Deckenschalung dienten hochkant gestellte Bohlen, welche zur Bildung der Deckenvoute abgeschrägt waren und auf Leisten ruhten, welche an die Trägerschalung festgenagelt waren.

Die profilierte Stirn der äußeren Träger mußte mit schmalen Riemen verschalt werden, welche auf entsprechend zugeschnittene, im Abstand von 0,72 m aufgestellte Ripphölzer aufgelegt wurden. Die letzteren wurden gegen ein auf den Holmenden aufgelegtes Holz von 24 × 24 cm im Querschnitt abgestrebt, gegen welches auch die äußere Seitenverschalung des Stirnträgers gestützt war.

Ausführung: H. Rek, Stuttgart (1905/06).

c) Überführung der Baumannstraße über den Abstellbahnhof Pforzheim.

Diese Brücke, deren Lehrgerüst in Abb. 215 dargestellt ist, ist eine durchlaufende Plattenbalkenbrücke, welche mittels dreier Öffnungen von zusammen rd. 45 m Länge über eine größere Zahl von Bahngleisen hinwegführt. Da in den einzelnen Öffnungen die Anforderungen bezüglich der Freihaltung von Lichtraumprofilen während der Ausführung verschieden waren, so erhielten auch die Lehrgerüste der einzelnen Öffnungen etwas voneinander abweichende Anordnung.

In der Mittelöffnung waren Lichtraumprofile für die Bahn nicht frei zu halten. Es kamen daselbst feste Gerüste zur Anwendung, bestehend aus einem Ober- und Untergerüst, zwischen welche Doppelkeile aus Eichenholz zum Ausrüsten eingeschaltet waren.

Das Untergerüst bestand aus Ständerjochen, welche auf besondere Betonfundamente gestellt waren; die einzelnen Pfosten waren durch doppelte Zangen miteinander verbunden.

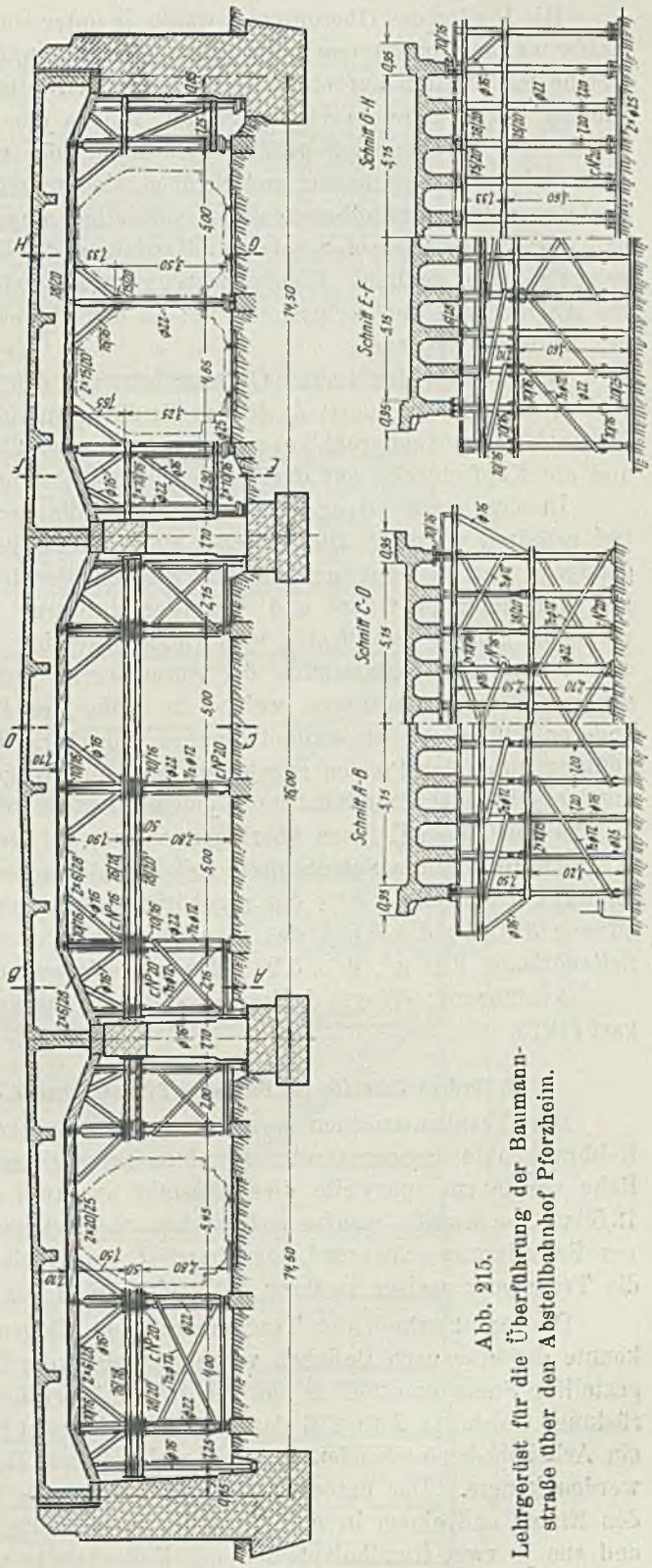


Abb. 215.
Lehrgerüst für die Überführung der Baumannstraße über den Abstellbahnhof Pforzheim.

Die Binder des Obergerüstes waren je unter einem Eisenbetonträger, also in 1,20 m Entferung, angeordnet und bestanden aus doppelten, aus Bohlen gebildeten Kranzhölzern, welche mit Pfosten auf eine durchgehende Schwelle abgestützt waren. Zwischen den Pfosten waren Sprengwerke eingebaut, welche die Kranzhölzer in den Drittelpunkten entlasteten. Wegen der großen Entfernung der mittleren Knotenpunkte der Binder waren die von den Pfosten und Streben eingetragenen Drücke so bedeutend, daß die letzteren nicht unmittelbar von den Schwellen aufgenommen werden konnten, sondern daß dazwischen ⊏-Eisen-Stücke zur Verteilung der Drücke auf eine größere Länge eingelegt werden mußten. Ebenso wurden derartige ⊏-Eisen auf den Betonfundamenten zur Auflagerung der Jochständer und an den oberen Enden derselben zur Auflagerung der Schwelle notwendig.

Das Gerüst der linken Öffnung ist nach den gleichen Gesichtspunkten wie das vorhergehende konstruiert; da jedoch für die Durchführung des Bahnbetriebes auf einem Gleise das Lichtraumprofil frei zu halten war, so mußte die Fußschwelle des Obergerüstes und die Kopfschwelle auf dem Untergerüstjoch unterbrochen werden.

In der rechtseitigen Öffnung mußten die Lichtraumprofile für zwei Bahngleise frei gehalten werden. Die letzteren waren von Mitte zu Mitte Gleis etwa 4,3 m, also genügend weit entfernt, um Pfosten zwischen die Lichtraumprofile einstellen zu können. Die Trennung in Ober- und Untergerüst wurde hierbei nicht mehr durchgeführt, vielmehr gingen die Pfosten vom Betonsockel bis zur Schalung ohne Unterbrechung durch. Die Horizontalschübe der Sprengwerke wurden durch doppelte Zangen aufgenommen und übertragen, welche in Höhe der Fußschwellen der Gerüste für die anderen Öffnungen angeordnet waren. Die Keile für die Ausrüstung sind in dieser Öffnung unter den Pfosten angebracht worden. Wegen des erheblichen Druckes in den mittleren Ständern mußten unter jedem Pfosten zwei Paar Keile angeordnet werden, welche von einem ⊏-Eisen überlagert waren, auf welchem der Pfosten aufstand.

An Holz (ohne Schalbretter und Keile) wurden benötigt: für die linke Seitenöffnung 30,8 m³, d. s. 4,0% des zugehörigen umbauten Raumes (780 m³); für die Mittelöffnung 32,0 m³, d. s. 3,5% des zugehörigen umbauten Raumes (924 m³); für die rechte Seitenöffnung 35,6 m³, d. s. 3,9% des zugehörigen umbauten Raumes (915 m³).

Ausführung: Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt a. M., Zweigniederlassung Stuttgart (1915).

d) Förderbrücke für die Hallesche Pfännerschaft A.-G. in Senftenberg (Lausitz).

Die Tragkonstruktion des vorliegenden Brückenbaues, welcher der Zufuhr von Rohbraunkohle aus der Grube in einen Bunker mittels Dampflokomotiven auf einer Bahn von 90 cm Spurweite dient, besteht aus zwei durchlaufenden Plattenbalken von 12,50 m Spannweite, welche auf starken rechteckigen Pfeilern aufliegen. Da es sich um Beförderung schwerer Lasten handelt, wurde eine schwere Konstruktion notwendig, die Tragrippen weisen in ihrer Mitte eine Höhe von 1,10 m auf.

Da der unterhalb der Tragkonstruktion gelegene Raum nicht benötigt wurde, so konnte derselbe nach Belieben verbaut werden; die Lasten wurden daher mittels nahegestellter Stiele unmittelbar auf den Boden übertragen. Der Höhe nach war die Einrüstung, welche in Abb. 216 dargestellt ist, in zwei Stockwerke geteilt, zwischen denen ein Arbeitsboden vorhanden war, von welchem aus die Einschalung bequemer hergestellt werden konnte. Der untere Teil des Stützgerüstes bestand aus drei Böcken, zwei an den Enden und einem in der Mitte der Spannweite, welche fertig aufgestellt wurden und aus je zwei Rundholzpfosten mit Fußschwelle und Holm — mit Andreaskreuzen

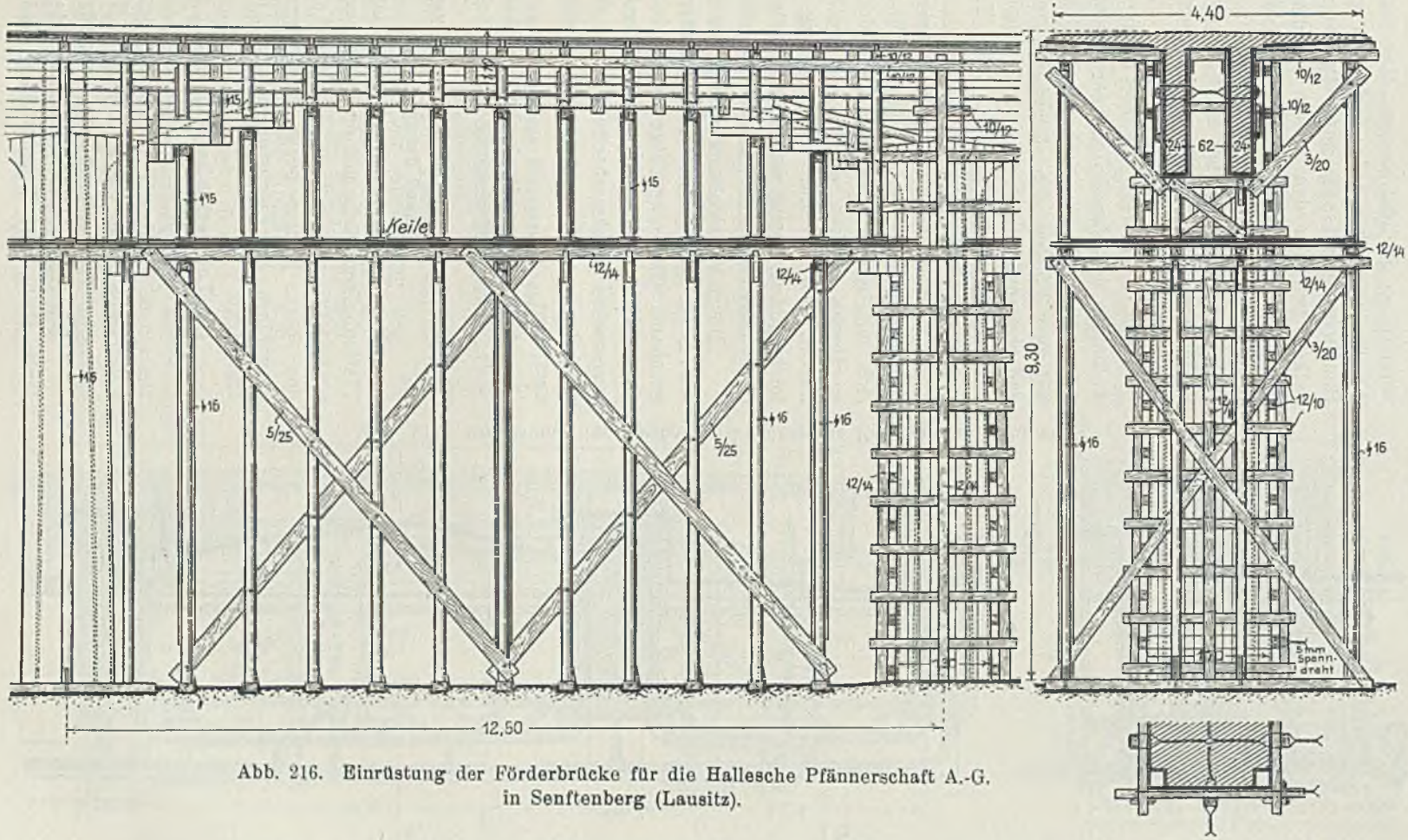


Abb. 216. Einrüstung der Förderbrücke für die Hallesche Pfännerschaft A.-G. in Senftenberg (Lausitz).

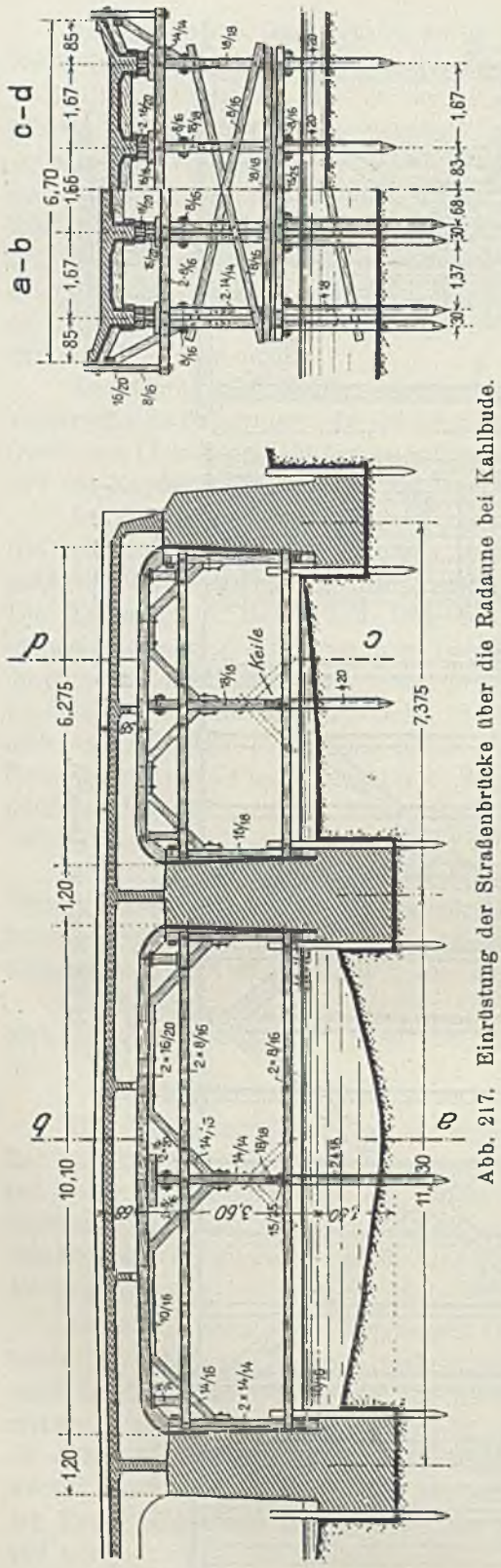


Abb. 217. Einrüstung der Straßenbrücke über die Radaune bei Kahlbude.

versteift — gebildet waren. Zur weiteren Abstützung sind in jedes Joch zwei weitere Rundholzsteifen, sowie unter die Längstragbalken zwischen den Jochen weitere acht Reihen von Steifen eingestellt und ebenfalls auf Fußschwellen aufgesetzt worden. Die beiden äußeren Fluchten der Steifen waren durch zwei Paare von Bretterverkreuzungen standfest gemacht.

Das obere Geschoß der Rüstung zur Aufnahme der Verschalung der Eisenbetonträger bestand aus bockartigen Gestellen mit zwei Pfosten, der nötigen Verkreuzung und weitausladendem oberen Querholz, auf welchem die Schalwände für die Trägerseiten aufgelegt wurden.

Die Abstützung des weit auskragenden Gehweges geschah mit Steifen, die unter sich mit einem Holm und mit den vorerwähnten Böcken durch ein Brett verbunden waren. Zur Ermöglichung einer leichten Ausrüstung waren Bockpfosten und Steifen der oberen Rüstung auf Keile gestellt.

Die sich nach oben verjüngenden Pfeiler waren mit senkrecht gestellten Brettern eingeschalt. Die gegenüberliegenden Schalwände waren in Abständen von 0,70 m durch wagerechte Rahmschenkel und Drahtschließen aus 5 mm starken Rundeisen verspannt.

Ausführung: Dyckerhoff & Widmann A.-G., Zweigniederlassung Dresden (1919).

e) Straßenbrücke über die Radaune bei Kahlbude (unweit Danzig).

Das Bauwerk ist als durchlaufende Plattenbalkenbrücke mit drei Öffnungen von 6,27, 10,10 und 6,27 m lichter Weite an den oberen Pfeiler- bezw. Widerlagerenden ausgeführt. Die Einrüstung ist aus Abb. 217 ersichtlich.

Das Lehrgerüst bestand sowohl bei der größeren als auch bei der kleineren Öffnung aus einem bis über Niederwasser reichenden Untergerüst und einem aus zwei Trapezsprengwerken bestehenden Obergerüst.

Das Untergerüst wurde aus einer mittleren Reihe von Rammpfählen und zwei

seitlichen Reihen von kurzen Stempeln gebildet, welche auf den Fundamentabsätzen der Pfeiler und Widerlager aufstanden.

Die Trapezsprengwerke des Obergerüstes saßen mit ihren Ständern unter Vermittlung von Schwellen und Keilen auf den Pfosten des Untergerüstes. Bei der mittleren Öffnung waren die Sprengwerke paarweise unter jedem Eisenbetonbalken angeordnet, während bei den seitlichen Öffnungen nur die Streckbalken doppelt gelegt waren.

Von Pfeiler zu Pfeiler reichende Doppelzangen nahmen die wagerechten Schübe der Sprengwerke auf. Der Anschluß der Sprengwerkstreben an die Ständer geschah unter Verwendung von Knaggen, welche mit den Ständern verschraubt waren.

Im vorliegenden Falle ist eine besondere Verschalung der Unterseite der Eisenbetonbalken erspart worden, da die Streckbalken der Sprengwerke als Bodenschalung benutzt wurden.

Ausführung: Dyckerhoff & Widmann A.-G., Zweigniederlassung Dresden (1910).

f) Überführung der Staatsstraße von Gmünd nach Mögglingen über die Hauptbahn Gmünd—Aalen bei km 60 + 363,5 in Württemberg.

Die genannte Brücke, welche gleichzeitig mit der Ausführung des zweigleisigen Ausbaues der Bahnstrecke hergestellt wurde, ist eine Eisenbeton-Plattenbalkenbrücke von 27 m Länge einschließlich zweier Kragarme. Die Stützweite der Mittelöffnung, deren Einrüstung im nachstehenden beschrieben und in Abb. 218 dargestellt ist, beträgt 19 m, die Ausladung der Kragarme je 4 m.

Die Ausführung des Lehrgerüstes bot insofern Schwierigkeiten, als die Baustelle in einer Weiche lag und die beiden Gleise nur etwa 3,62 m von

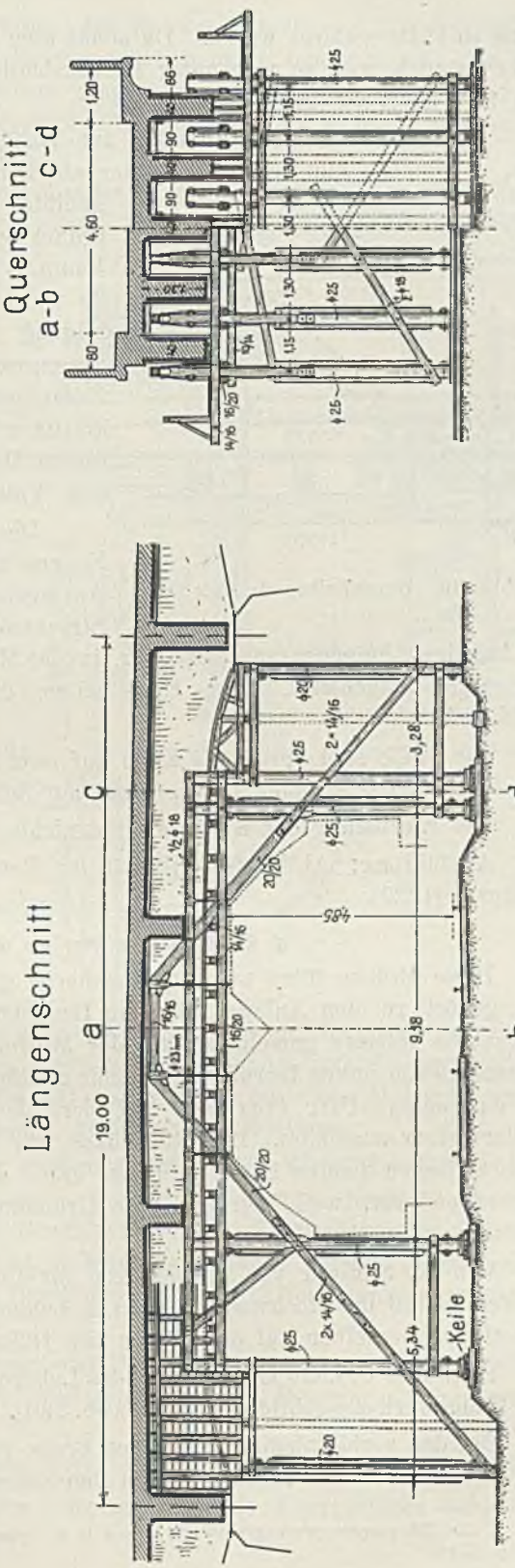


Abb. 218. Einrüstung der Überführung der Staatsstraße von Gmünd nach Mögglingen über die Hauptbahn Gmünd—Aalen.

Mitte zu Mitte entfernt waren. Da somit eine Abstützung zwischen den beiden Gleisen nicht möglich war, so war unter Berücksichtigung der Lichtraumprofile eine Öffnung von 9,18 m Weite zu überbrücken.

Da ferner die für das Gerüst zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe gering war, so mußten die Lehrgerüstbinder als kombinierte Hänge- und Sprengwerke ausgebildet und zwischen den Balkenrippen angeordnet werden, so daß die obersten Teile in den Raum zwischen den Rippen heraufragen konnten[1]). So wurden sechs Binder von der aus der Abbildung ersichtlichen Form angeordnet. Die Sprengwerkstreben derselben bestehen bis zum Zusammentreffen mit dem ersten Ständer aus kräftigen Kanthölzern 20 × 20 cm, die Fortsetzung bilden Doppelhölzer 14 × 16 cm, welche bis zu den Widerlagern geführt sind.

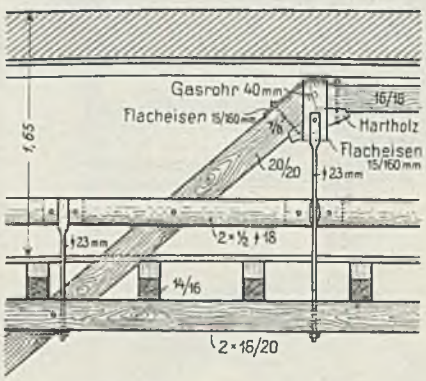


Abb. 219. Einzelheiten zu Abb. 218.

Die Streckbalken bestehen aus doppelten Zangen 16 × 20 cm, auf denen die Pfetten zur Auflagerung der Schalung aufgelegt sind. Die Streckbalken haben ihr Auflager an den Enden auf kräftigen Ständern aus Rundholz, in der Mitte sind sie an den Enden der Sprengwerkriegel aufgehängt. Die Einzelheiten dieser Aufhängung sind aus Abb. 219 ersichtlich.

Die Stiele sind vermittels Keile auf zwei Bohlenlagen von zusammen 10 cm Stärke aufgestellt, letztere ruhen hinwiederum auf Schwellenlagen auf.

Die Einrüstung der Kragarme bot nichts Besonderes.

Ausführung: Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau, Zweigniederlassung Stuttgart (1920).

g) Straßenbrücke über die Isar bei Unterföhring.

Diese Brücke führt mit fünf annähernd gleichen Öffnungen über die Isar hinweg und gehört zu den Anlagen für die Beseitigung der Abwässer der Stadt München, welche die letztere gemeinsam mit der Mittleren Isar A.-G. herstellt. Das aus einer Kläranlage am linken Isarufer kommende geklärte Wasser wird mittels eines Rohrdükers auf das andere Ufer überführt und dort den Fischteichen und dem Werkkanal der Mittleren Isar zugeleitet. Der Rohrdüker war bereits gebaut, als eine Brückenverbindung zwischen beiden Ufern in Frage kam, die am günstigsten über dem Rohrdüker anzuordnen war, weil hierdurch die Gründungskosten für die Brückenpfeiler erspart werden konnten.

Von der Stellung von Mittelstützen für die Verschalung wurde Abstand genommen, um den Abfluß des Hochwassers nicht zu behindern, und auch deshalb, weil eine sichere Befestigung derselben auf dem Beton des Dükers zu kostspielig gewesen wäre.

Es wurde deshalb ein freitragendes Lehrgerüst gewählt, das als vereinigtes Spreng- und Hängewerk ausgebildet wurde (Abb. 220).

Bei der verhältnismäßig geringen Breite der Brücke kam man mit zwei Gespärren aus, welche je in der Mitte zwischen den äußeren Eisenbetonrippen angeordnet waren

[1]) Ein Hängesprengwerksgerüst mit gegen 14 m Spannweite s. Handb. f. Eisenbetonbau, 2. Aufl., II. Bd., VI. Kap., S. 217.

und sich mit den Streben auf die Pfeiler des Bauwerks stützten. Die Spannriegel lagen 2,50 m über der Oberfläche des Betons der Fahrbahn, beengten also den Baubetrieb nicht, die Streben und Hängeeisen gingen demgemäß durch den Beton der Fahrbahn hindurch, und es mußten entsprechende Aussparungen gemacht werden, die nach dem Ausschalen geschlossen wurden.

Für die Verschalung war ein durchgehender Rüstboden hergestellt worden, dessen Dielen auf den Streckbalken aufgelegt waren, die ihrerseits wieder auf Unterzügen

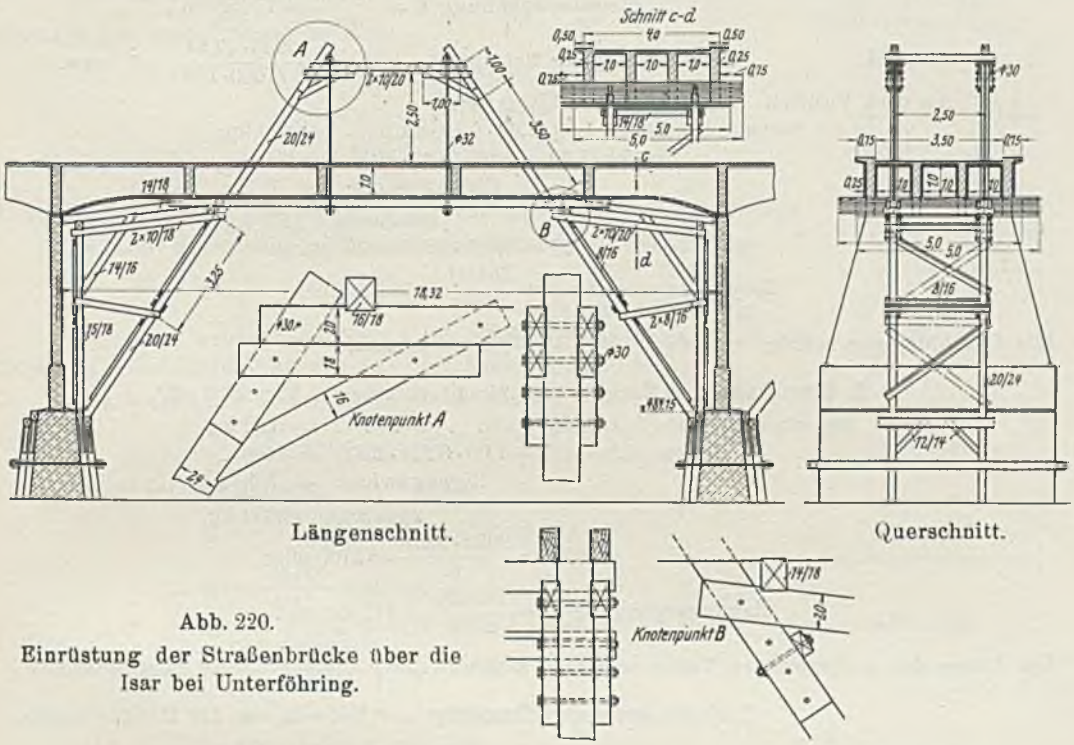


Abb. 220.
Einrüstung der Straßenbrücke über die Isar bei Unterföhring.

lagen, die mittels Rundeisenstangen von 32 mm Durchm. an den oberen Knotenpunkten des Hängewerks aufgehängt waren. Die Streckbalken bestanden im mittleren Teil aus doppelten Zangen 12 × 24 cm, gegen die Auflager hin aus einzelnen Hölzern, die zur Bildung der Voutenform eine entsprechende Auffütterung erhielten.

Entsprechend der verhältnismäßig großen freitragenden Weite der Konstruktion wurde eine Überhöhung des Lehrgerüstes von 5 cm in Balkenmitte gewählt. Nach der Ausschalung hat sich gezeigt, daß diese Überhöhung gerade hinreichend war, um noch einen Stich von 1 bis 2 cm übrigzulassen, welcher bei geraden unteren Begrenzungen erwünscht ist, um den Eindruck des Durchhängens einer Eisenbetonkonstruktion zu vermeiden.

Die ganze Brücke wurde in hochwertigem Portlandzement ausgeführt, so daß die Öffnungen jeweils schon 5 Tage nach Fertigstellung der Betonierung ausgerüstet werden konnten.

Ausführung: Dyckerhoff & Widmann A.-G., Zweigniederlassung München (1924).

Im nachstehenden soll die statische Untersuchung des Lehrgerüstes vorgeführt werden:

Statische Untersuchung des Lehrgerüstes.

1. Bohlenbelag.

a) Mittlerer Teil, 6 cm stark, $W = 600$ cm³.

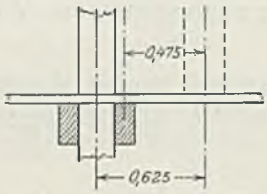


Abb. 221.

Belastung: Platte $1{,}00 \cdot 1{,}00 \cdot 0{,}10 \cdot 2500$. $= 250$ kg
Träger $1{,}00 \cdot 0{,}25 \cdot 1{,}00 \cdot 2500$. $= 625$ „
Eigengewicht . $= 75$ „
zusammen 950 kg

$$M = 950 \cdot 0{,}475 = 450 \text{ mkg}$$

$$\text{Biegungsspannung } \sigma = \frac{45\,000}{600} = 75 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Durchbiegung beträgt $f = \frac{1}{3} \cdot \frac{950 \cdot 47{,}5^3}{100\,000 \cdot 1800} = 1{,}9$ mm.

b) An den Vouten, 8 cm stark, $W = 1060$ cm³.

Belastung: Platte $1{,}00 \cdot 1{,}00 \cdot 0{,}10 \cdot 2500$. $= 250$ kg
Träger $(1{,}00 + 0{,}40) \cdot 0{,}25 \cdot 2500$ $= 880$ „
Eigengewicht $= 70$ „
zusammen 1200 kg

$$M = 0{,}625 \cdot 1200 = 750 \text{ mkg}$$

$$\text{Biegungsspannung } \sigma = \frac{75\,000}{1060} = 70 \text{ kg/cm}^2$$

Die Durchbiegung beträgt $f = \frac{1}{3} \cdot \frac{1200 \cdot 62{,}5^3}{100\,000 \cdot 4250} = 2{,}3$ mm.

2. Streckbalken.

2 Zangen 12×24 mit zusammen $W = 2300$ cm³.

Belastung: Platte $0{,}10 \cdot 2{,}25 \cdot 2500$ . . . . . $= 562$ kg
Träger $(0{,}90 \cdot 0{,}25 + 1{,}00 \cdot 0{,}25) \cdot 2500$ $= 1180$ „
Eigengewicht $= 308$ „
zusammen 2050 kg

$$M = \frac{2050 \cdot 3{,}25^2}{8} = 2700 \text{ mkg}$$

$$\text{Biegungsspannung } \sigma = \frac{270\,000}{2300} = 117 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Länge des auskragenden Teiles errechnet sich zu $l = \sqrt{\frac{2300 \cdot 2 \cdot 120}{2050}} = 1{,}65$ m.

3. Obere und untere Durchzüge zur Befestigung der Hängestangen.

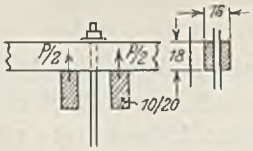


Abb. 222.

$$P = 3{,}25 \cdot 2050 = 6660 \text{ kg}$$

$$\text{Scherspannung } \tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{3330}{18 \cdot (16 - 3)} = 21 \text{ kg/cm}^2.$$

4. Hängestangen.

Durchm. 32 mm mit $F = 8{,}05$ cm².

Belastung $P = 3{,}25 \cdot 2050 = 6660$ kg

$$\sigma_z = \frac{6660}{8{,}05} = 830 \text{ kg/cm}^2$$

5. Spannriegel.

2 Zangen 10×20 mit zusammen $W = 1333$ cm³.

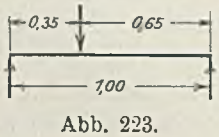


Abb. 223.

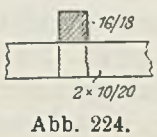


Abb. 224.

a) Biegung. $M = \frac{6660 \cdot 0{,}35 \cdot 0{,}65}{1{,}00} = 1510$ mkg

$$\sigma = \frac{151\,000}{1333} = 113 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Abscherung. Belastung für eine Schnittfläche $\frac{P}{4} = \frac{6660}{4} = 1665$ kg.

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{1665}{200} = 12{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

6. Schraubenbolzen am Knotenpunkt A,

Durchm. 30 mm aus Stahl mit $F = 7{,}1$ cm² und $W = 2{,}65$ cm³.

Belastung auf die Sprengstrebe $A_1 = \frac{6660 \cdot 0{,}65}{1{,}00} = 4330$ kg

„ „ den Bug $A_2 = 6660 - 4330 = 2330$ kg.

Daher Belastung auf einen Bolzen der Sprengstrebe:

$$P = \frac{4330}{4} = 1080 \text{ kg}$$

$$M = 540 \cdot 8 = 4300 \text{ cm kg}$$

$$\text{Biegungsspannung } \sigma = \frac{4300}{2{,}65} = 1620 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Die Scherspannung beträgt } \tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{540}{7{,}1} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Der Lochleibungsdruck im Holz beträgt } \frac{540}{3{,}10} = 18 \text{ kg/cm}^2.$$

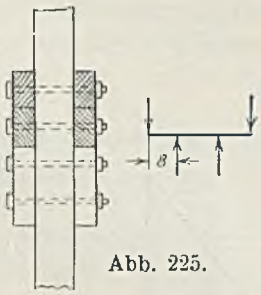


Abb. 225.

Belastung auf einen Bolzen am Bug:

$$P = \frac{2330}{2} = 1170 \text{ kg}$$

$$M = 585 \cdot 8 = 1170 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{4680}{2{,}65} = 1770 \text{ kg}.$$

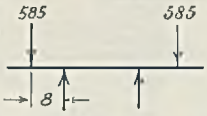


Abb. 226.

7. Sprengstrebe mit 20×24 und $W = 1900$ cm³ oberhalb des Bohlenbelags.

Die Kraft P_1 erzeugt im Stabe I eine Druckkraft von 5200 kg

„ „ P_2 „ „ „ „ „ „ „ 4300 „

zusammen 9500 kg.

Die Strebe I erhält außerdem durch Strebe II eine Normalkraft von 2350 kg in einer Entfernung von 1 m vom oberen Ende.

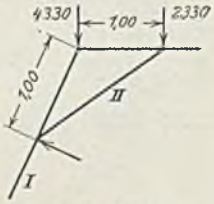


Abb. 227.

Somit spezifischer Druck durch die Axialkraft:

$$\sigma_1 = \frac{9500}{20 \cdot 24} = 20 \text{ kg/cm}^2.$$

Moment infolge Biegung:

$$M = \frac{2350 \cdot 1{,}00 \cdot 3{,}5}{4{,}5} = 1830 \text{ mkg}$$

$$\sigma_2 = \frac{183\,000}{1910} = 96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = 20 + 96 = 116 \text{ kg/cm}^2.$$

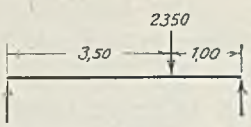


Abb. 228.

8. Überlagsholz an den Vouten. 14×18 mit $W = 756$ cm³.

$$M = \frac{2050 \cdot 1{,}6^2}{8} = 655 \text{ mkg}$$

$$\text{Biegungsspannung } \sigma = \frac{65\,500}{756} = 87 \text{ kg/cm}^2.$$

9. Pfette am Knotenpunkt B. Es kommt in der Hauptsache Druck quer zur Faser in Betracht.

Es ist:

$$P = \left(1{,}6 + \frac{3{,}25}{2}\right) 2050 + \frac{0{,}8 \cdot 0{,}4 \cdot 2050}{2{,}0} = 6930 \text{ kg}$$

$$F = 2 \cdot 0{,}10 \cdot 0{,}14 = 280 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{6930}{280} = 25 \text{ kg/cm}^2.$$

Abb. 229.

10. Zangen am Knotenpunkt B zur Auflagerung der Pfetten. Druck auf die Zangen $P = 6930$ kg.

$$\text{Scherspannung } \tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{6930}{4 \cdot 10 \cdot 18} = 15 \text{ kg/cm}^2.$$

11. Bolzen am Knotenpunkt B aus Stahl, Durchm. 32 mm mit $W = 3{,}2$ cm³.

Gesamtlast $P = 6930$ kg, daher entfällt auf einen der fünf Bolzen $\frac{6930}{5} = 1400$ kg

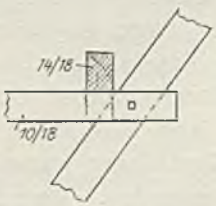


Abb. 230.

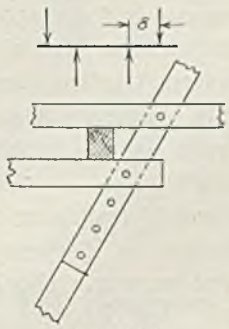


Abb. 231.

$$M = \frac{1400}{2} \cdot 8 = 5600 \text{ cmkg}$$

$$\sigma = \frac{5600}{3{,}2} = 1750 \text{ kg/cm}^2.$$

Die hohe Beanspruchung ist unbedenklich, da ein Teil der Last durch Reibung übertragen wird.

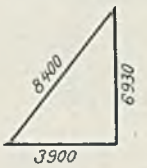


Abb. 232.

12. Sprengstrebe unterhalb des Bohlenbelags mit $J = 16\,000$ cm⁴:

$$P = 8400 + 9500 = 17\,900 \text{ kg}$$

$$\text{Druckspannung } \sigma = \frac{17\,900}{480} = 37 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Untersuchung auf Knickung } J = \frac{P l^2}{14} = \frac{17\,900 \cdot 3{,}25^2}{14} = 13\,500 \text{ cm}^4.$$

13. Klebepfosten 16×18 und $F = 288$ cm² **und Strebe** 14×16 und $F = 224$ cm²:

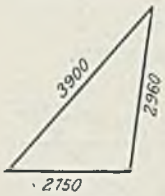


Abb. 233.

$$\text{Belastung der Strebe } \frac{1{,}60}{2} \cdot 2050 + \frac{0{,}80 \cdot 1{,}60 \cdot 2050}{2{,}0} = 2960 \text{ kg}$$

$$\text{Druckspannung } \sigma = \frac{2960}{224} = 13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Belastung des Pfostens } \left(0{,}5 + \frac{1{,}6}{2}\right) 2050 = 2650 \text{ kg}$$

$$+ 2960 \text{ „}$$

$$\text{zusammen } 5610 \text{ kg}$$

$$\text{Druckspannung } \sigma = \frac{5610}{288} = 20 \text{ kg/cm}^2.$$

h) Wegüberführung bei Station Reichenbach (Oberlausitz) der Bahnstrecke Görlitz—Dresden.

Das fragliche Bauwerk, dessen Einrüstung in Abb. 234 dargestellt ist, ist eine Rahmenbrücke mit 9 m lichter Weite und führt einen Feldweg von 5 m Gesamtbreite über eine zweigleisige Bahnlinie hinweg. Da die Gleise nur 4 m auseinanderlagen und beide in Betrieb gehalten werden mußten, so war die Stellung von Zwischenpfosten nicht möglich, es konnten vielmehr nur Klebepfosten an den Widerlagern gestellt, im übrigen mußte die ganze Weite frei überspannt werden. Da ferner zwischen dem Normalprofil des lichten Raumes und der Unterkante der Eisenbetonkonstruktion nur etwa 22 cm Zwischenraum verfügbar war, so konnte die übliche Bauweise, wobei die Gespärre unter die Eisenbetonbalken gelegt werden, nicht in Frage kommen; man half sich daher so, daß man zum Tragen jedes Eisenbetonbalkens zwei eiserne Hilfsträger I N.-Pr. 26 verwendete und dieselben zur Seite schob, so daß sie in den Raum zwischen den Balkenrippen angehoben werden konnten (Abb. 235). Dieser Anhub wurde so groß angenommen, daß die Trägerkasten für die Querversteifungsträger auf den eisernen Hilfsträgern aufgelagert werden konnten. Die Trägerkasten der Eisenbetonbalken lagen zwischen den I-Trägern auf Querhölzern, welche auf die unteren und inneren Flanschen derselben gelegt waren. Die eisernen Hilfsträger fanden ihr Auflager auf Holmen, die auf die Klebepfosten übergelegt waren, letztere standen mittels Fußschwelle auf dem Fundament des Widerlagers auf und waren dicht an dasselbe angelehnt worden. Zur Verringerung der freien Spannweite der Hilfsträger waren Kopfbänder angebracht und in die Pfosten mittels Versatzung und Zapfen eingelassen. Der Anschluß derselben an die Hilfsträger geschah durch Vermittlung eines hölzernen Unterzuges, welcher mit 20 mm starken Schraubenbolzen in der aus Abb. 236 näher ersichtlichen Weise an die I-Träger aufgehängt worden war. Die Kopfbänder waren gegen das obere Ende mittels einfacher Zangen mit den Pfosten verbunden. Zur Aufnahme des entstehenden Schubes sind die Widerlager auf der Rückseite mit Streben gegen das Gelände abgestützt worden.

Bezüglich der Versteifung der Pfosten mit Andreaskreuzen ist hervorzuheben, daß die Versteifungshölzer wegen Raummangels in eine Ebene gelegt wurden und der Stoß durch hölzerne Laschen gedeckt werden mußte.

Für die Überführung von Arbeitsbühnen war eine Erbreiterung des Gerüstes notwendig. Hierfür genügten eiserne Hilfsträger I N.-Pr. 18.

Zum Zwecke der Ausrüstung waren zwischen den Pfosten und den Fußschwellen Keile eingeschoben.

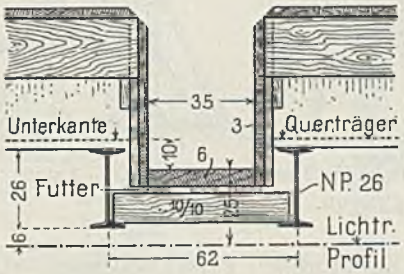


Abb. 235. Einzelheiten zu Abb. 234.

Für das Lehrgerüst wurden ohne Schalbretter und Keile etwa 7,6 m³ Holz benötigt; außerdem 3600 kg Eisen für die Hilfsträger.

Ausführung: Dyckerhoff & Widmann A.-G., Zweigniederlassung Dresden (1914/15).

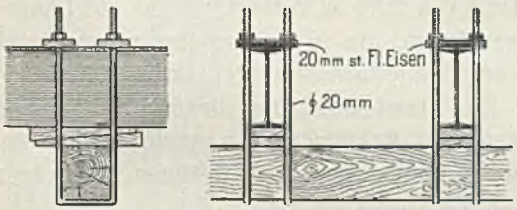


Abb. 236. Einzelheiten zu Abb. 234.

i) Fußgängersteg über die Hauptbahn Gmünd—Aalen beim Bahnhof Mögglingen (Württemberg).

Der Fußsteg, dessen Einrüstung in Abb. 237 u. 238 dargestellt ist, überschreitet die Hauptbahn Gmünd—Aalen bei km 60 + 918,2 mit zwei Hauptöffnungen von je 11,60 m Stützweite. Er hat eine lichte Breite zwischen den Geländern von 1,50 m.

Die Ausbildung des Lehrgerüstes über der einen Öffnung bot nichts Besonderes, bei der anderen Öffnung dagegen waren zwei Weichengleise mit einem Gleismitteabstand von 1,35 m zu überbrücken, auf denen der Betrieb aufrechterhalten werden

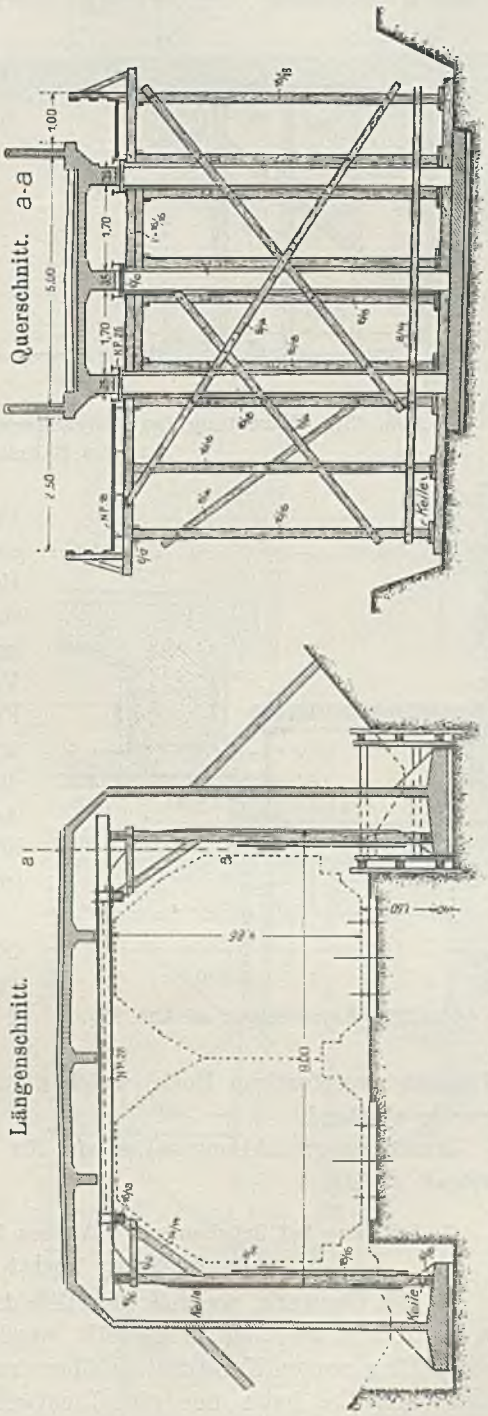


Abb. 234. Einrüstung der Wegüberführung bei Station Reichenbach (Oberlausitz) der Bahnstrecke Görlitz—Dresden.

mußte. Die lichte Weite der auszusparenden Öffnung ermittelte sich zu 5,90 m. Da die zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe sehr beschränkt war, so konnten die für die Überdeckung vorgesehenen eisernen Hilfsträger I N.-Pr. 36 nicht unter die

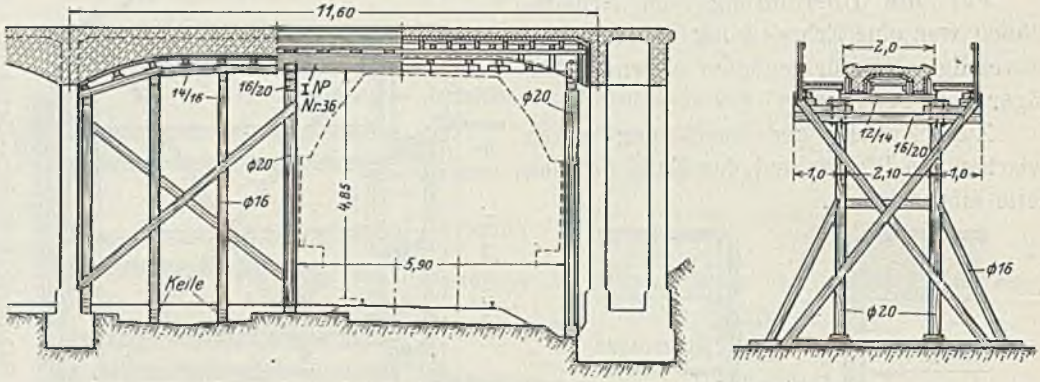


Abb. 237. Einrüstung des Fußgängersteges über die Hauptbahn Gmünd—Aalen beim Bahnhof Mögglingen.

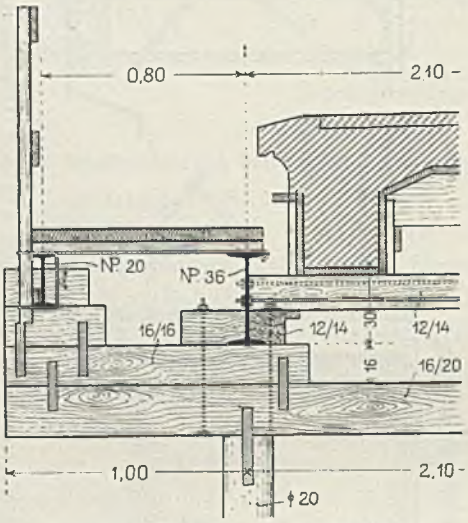


Abb. 238. Einzelheiten zu Abb. 237.

beiden Hauptträger gelegt, sondern mußten seitlich davon angeordnet werden, so daß die Betonkonstruktion zwischen die Träger herabreichen konnte. Die beiden I-Träger liegen im Abstand von 2,10 m, ihre gegenseitige Versteifung erfolgt durch Spannschrauben. Für die Übertragung der Lasten auf den unteren Flansch der I-Träger waren unter der Trägerschalung Querhölzer 12 × 14 cm im Abstand von 0,80 m verlegt, welche auf Längshölzern lagen, die genau auf den unteren und inneren Trägerflansch aufgepaßt waren.

Zur Herstellung der für die Ausführung notwendigen Arbeitsbrücken waren außer den vorerwähnten noch zwei weitere Hilfsträger I N.-Pr. 20 nötig.

Die Auflagerung der Hilfsträger geschah auf einem zweipfostigen Bock, welcher durch Vermittlung von Keilen auf einer Fußschwelle aufstand.

Ausführung: Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau, Zweigniederlassung Stuttgart (1920).

3. Schalung bei Brücken mit seitlichen Hauptträgern und eingesattelter Fahrbahn[1]).

a) Hambacher Viadukt in Neustadt a. d. Haardt[2]).

Das Bauwerk, welches mit Hilfe der nachstehend beschriebenen und in Abb. 239 dargestellten Einrüstung hergestellt worden ist, überführt eine Straße mit einer im Lichten 13 m weiten Konstruktion über drei Bahngleise hinweg. Das vorher bestandene Hausteingewölbe hatte nur eine Lichtweite von 7,5 m. Wie aus den Querschnitten zu ersehen ist, wird die Fahrbahn von 7 m weit zwischen die Hauptträger gespannten

[1]) S. a. das Beispiel in 2. Aufl., II. Bd., S. 256, Wegüberführung bei Grimmelfingen.

[2]) Ähnliche Hängewerke sind beschrieben in Zentralbl. d. Bauv. 1915, S. 350, sowie in Arm. B., März 1918, S. 41.

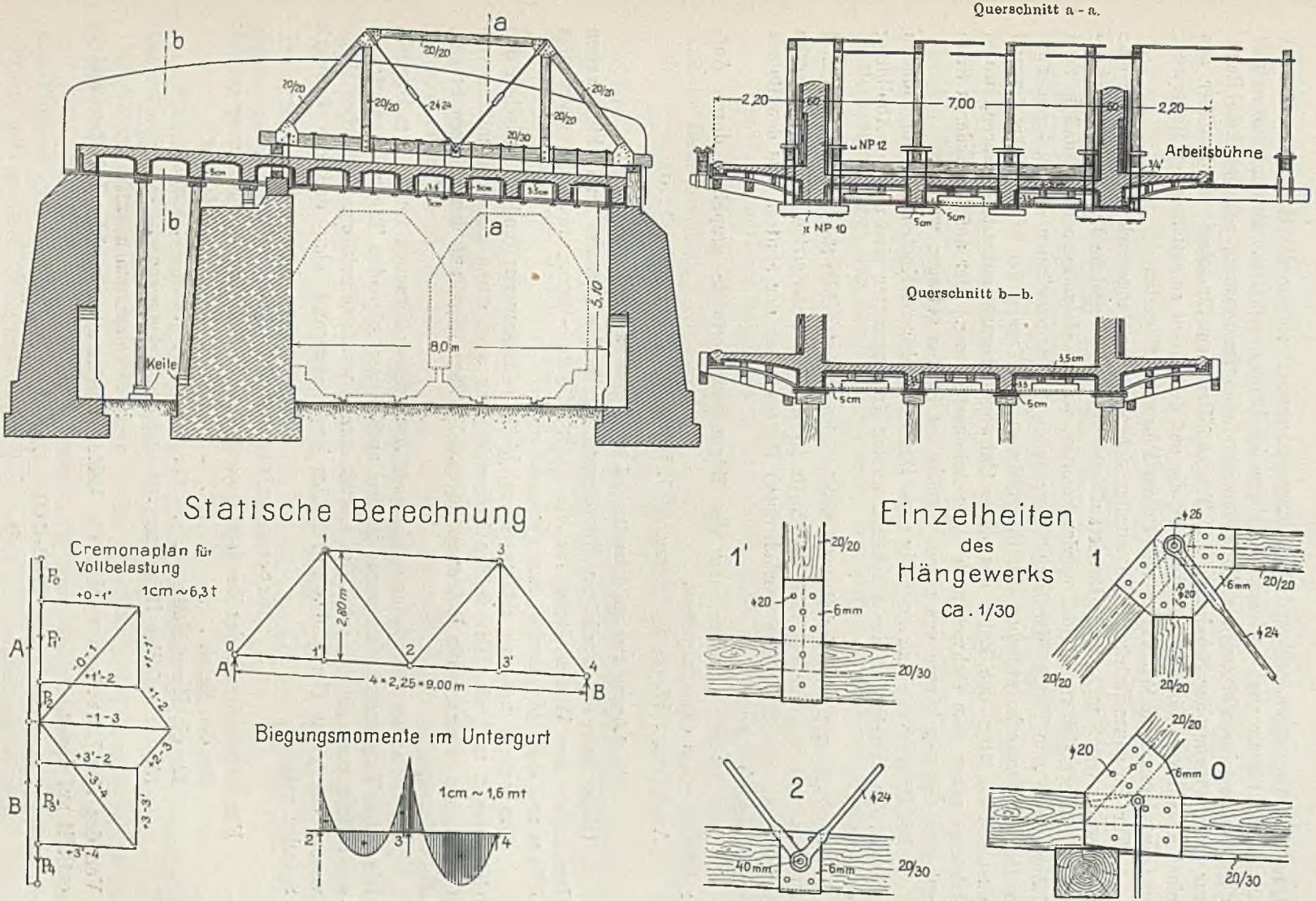


Abb. 239. Einrüstung des Hambacher Viadukts in Neustadt a. d. Haardt.

Querträgern getragen, während die Gehwege konsolartig über die Hauptträger heraus ausladen. Da die zwei bestehenden Gleise im Betrieb gehalten werden mußten und dieselben mit ihren Mitten nur 3,5 m voneinander entfernt waren, so blieb kein Raum zur Unterstützung der Schalung. Die Tragekonstruktion für diese wurde daher aus einer Anzahl von Hängewerken gebildet, die auf dem alten zu entfernenden Mauerwerk und auf dem neuen Widerlager auf kurzen Pfosten auflagerten.

Für die ganze Brückenbreite wurden sieben solcher Hängewerke benutzt, die eine Spannweite von 9 m hatten. Damit auf jedes etwa die gleiche Last entfiel und sie deshalb alle gleich ausgebildet werden konnten, wurden sie so angeordnet, daß je zwei Hängewerke zum Tragen der Hauptträger neben den Seitenwänden der letzteren, zwei weitere Hängewerke zwischen den Hauptträgern zum Tragen der Brückenfahrbahn und eins seitlich über den Rand des einen Gehweges heraus aufgestellt waren, wobei letzteres neben dem Gehweg noch einen Arbeitssteg trug. Der auf der anderen Seite gelegene Gehweg konnte von einem verdübelten Balken getragen werden.

Die Hängewerke sind sorgfältig unter Benutzung eiserner Knotenbleche abgebunden worden, die Einzelheiten der Anschlüsse an den Knotenpunkten sind aus der Abbildung ersichtlich.

Die Schalung der Fahrbahntafel wurde mittels senkrechter Schrauben von $^3/_4$ Zoll Durchm. und wagerechten ⊏-Eisen N.-Pr. 10 an den Untergurten der Hängewerke aufgehängt. Das Ausrüsten geschah durch Herausdrehen der Muttern aus den Bolzen der Hängeschrauben.

Die statische Untersuchung des Hängewerks erfolgte graphisch durch Aufzeichnung eines Cremonaplanes.

Ausführung: Wayss & Freytag A.-G. in Frankfurt am Main (1910).

b) Rohrsteg über die Ostrawitza bei Mährisch-Ostrau (Tschechoslowakei).

Dieses Bauwerk wurde zur Überführung der beiden 500 mm im Lichten weiten Druckrohre der Wasserleitung für die Stadt Mährisch-Ostrau über die Ostrawitza erbaut und dient gleichzeitig dem Personenverkehr.

Die Brücke hat drei Öffnungen zu je 20 m Spannweite und ist zwischen den Geländern 2 m breit. Die beiden Vollwandträger sind durch eine Bodenplatte verbunden, auf welcher die Rohre aufliegen. Darüber liegt, auf den Trägern ruhend, die Gehwegplatte.

Die Gründung der Pfeiler erfolgte auf Zwillingssenkbrunnen von je 2 m Durchm. Die ganze Tragkonstruktion wurde in drei aufeinander folgenden Tagen betoniert; als die Brücke etwa zehn Wochen im Gerüst stand, wurde durch ein plötzliches Hochwasser das ganze Gerüst des Mittelfeldes weggeschwemmt, ohne daß das Bauwerk Schaden nahm.

Berechnung der Einrüstung.

Für die Berechnung der Einrüstung wurden für 1 lfd. m Brücke in Rechnung gesetzt:

für den Beton	1600 kg
für die Einschalung	250 „
für die zufällige Belastung während des Betonierens .	300 „
zusammen	2150 kg.

Von den vier Unterzügen werden die beiden mittleren am meisten belastet, und es entfällt auf diese:

$$P = \frac{2150 \cdot 0{,}60}{1{,}00} = 1290 \text{ kg für 1 lfd. m}$$

Durch die Anordnung der Querhölzer und durch die Keile wird die Belastung in Einzellasten auf die Unterzüge übertragen.

Berechnung des Unterzuges. Die durch die Querhölzer übertragenen Einzellasten sind

$$P = 1290 \cdot 0{,}92 = 1190 \text{ kg}.$$

Als in Rechnung zu ziehende Spannweite des Unterzuges wurde die

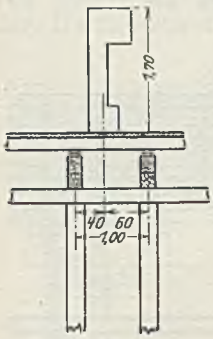


Abb. 240.

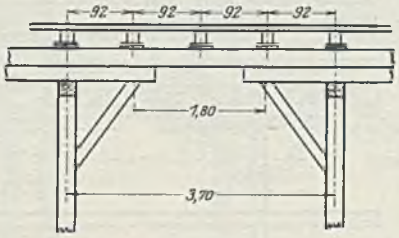


Abb. 241.

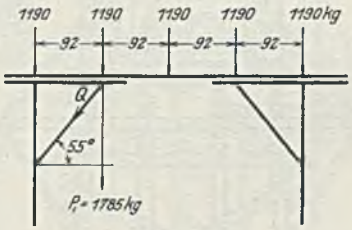


Abb. 242.

Entfernung zwischen den Streben angenommen und außerdem noch der Unterzug als teilweise eingespannt berechnet, man hatte dann

$$M = \frac{3}{16} P l = 40\,000 \text{ cmkg}.$$

Der Querschnitt der Hölzer betrug 20×25 cm, daher ist das Widerstandsmoment:

$$W = 2080 \text{ cm}^3$$

und die Beanspruchung:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{40\,000}{2080} = 19{,}2 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Streben. Auf die Strebe kommt eine senkrechte Belastung von:

$$P_1 = 1190 + 595 = 1785 \text{ kg}.$$

Damit ist die in der Strebe wirkende Kraft:

$$Q = \frac{1785}{\sin 55^\circ} = 2180 \text{ kg}.$$

Der Querschnitt der Strebe ist 12×12 cm, also Querschnittfläche $F = 144$ cm², somit Druckspannung in der Strebe:

$$\sigma = \frac{2180}{144} = 15 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Pfähle. Die auf die mittleren Pfähle kommende Last beträgt:

$$P = 1290 \cdot 3{,}70 = 4773 \text{ kg}.$$

Die Pfähle haben einen Durchmesser von 24 cm, somit $F = 452$ cm² und die Beanspruchung

$$\sigma = \frac{4773}{452} = 11 \text{ kg/cm}^2.$$

Mit Rücksicht darauf, daß teilweise gebrauchtes Holz für die Rüstung in Verwendung kam, wurden nur geringe Beanspruchungen in Rechnung gezogen.

Beschreibung der Eingerüstung. Abb. 243 zeigt den Einschalungsplan im Querschnitt und in der Längenansicht.

Das Untergerüst einer Öffnung bestand aus fünf Pfahljochen mit je vier in das Flußbett gerammten Pfählen von 24 cm Durchm. Die beiden äußeren Pfähle wurden der größeren Steifigkeit des Joches wegen leicht schräg geschlagen. Oben

wurden die Pfähle durch einen Holm verbunden und außerdem durch Doppelzangen und Andreaskreuze versteift. Auf den Holmen lagen Streckbalken von 25 cm Höhe und 20 cm Breite, welche über den Pfahljochen durch 2,50 m lange Sattelhölzer vom Querschnitt 20 × 20 cm verstärkt waren, die mit Kopfbändern gegen die Pfähle ab-

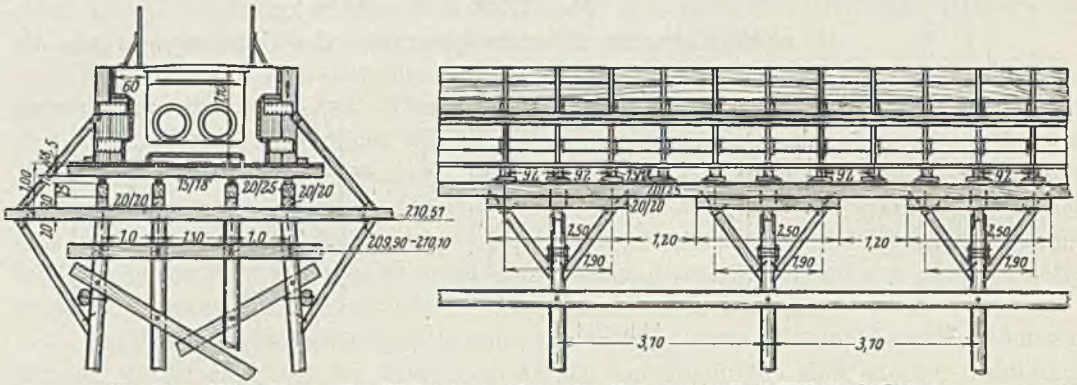


Abb. 243. Einrüstung des Rohrstegs über die Ostrawitza bei Mährisch-Ostrau.

gestützt wurden. Dadurch wurde die freie Weite der Streckbalken von 3,70 m auf 1,80 m verringert. Auf den Streckbalken befand sich die aus Doppelkeilen bestehende Ausrüstungsvorrrichtung, auf ihr ruhten in Abständen von 0,92 m Querhölzer 15 × 18 cm, welche die Schalung für die Formgebung trugen. Auf den Querschwellen wurde ein durchgehender Boden aus 5 cm starken Bohlen aufgelegt, der zugleich die Bodenschalung für die Träger abgab. Zur Aufnahme der Stirnverschalung der letzteren wurden auf jede Querschwelle Ripptafeln, aus zwei zusammengelaschten Dielstücken bestehend, aufgestellt und untereinander durch Hölzer versteift, die mit ihrem halben Querschnitt in die Ripptafeln eingeschnitten waren. Die Verspannungshölzer wurden gegen die Querschwellen und Holme abgestützt. An ihrem Fuße war der Ripptafel durch eine durchgehende, auf den Schalboden aufgenagelte Leiste ein Halt geboten.

Die etwas höher als Trägerunterkante gelegene Bodenplatte mußte eigens zwischen aufgelegten Rahmschenkeln verschalt werden.

Sämtliche Hölzer wurden untereinander gut verklammert.

Ausführung: Rella & Neffe in Wien.

4. Schalung bei Fachwerkbrücken.

Straßenbrücke in Freudenstadt (Württbg.).

Diese Brücke führt über einige Gleise des Rangierbahnhofs Freudenstadt hinweg. Sie ist eine Pfostenfachwerkbrücke mit untenliegender Fahrbahn, hat eine lichte Weite von 16,9 m und eine Breite zwischen den Hauptträgern von 5 m. Bei jedem Pfosten mündet ein Querträger in den Fachwerkbalken, dessen Höhe 2,60 m beträgt.

Abb. 244 zeigt Quer- und Längenschnitte der Einrüstung[1]). Dieselbe bestand aus vier Jochen in Abständen von im Mittel $5^1/_2$ m. Die Jochpfosten von quadratischem Querschnitt standen auf Fußschwellen auf und waren durch Zangen und Kreuze versteift. Die Streckbalken von 20 cm Höhe und 17 cm Breite waren zwischen je zwei Jochen durch ein Trapezsprengwerk unterstützt, dessen Streben sich gegen die Pfosten stemmten. Auf die Streckbalken wurde ein vollständiger Dielenboden aufgebracht, der zugleich die Bodenschalung für die Fachwerkträger bildete. Auf diesem Boden wurden im Abstand von 1,33 m — je unter den Nebenträgern — Querhölzer gelegt,

[1]) B. u. E. 1906, Heft 10, Tafel XXI.

deren Länge gleich dem lichten Abstand der inneren Schalwände der Hauptträger war. Für die Auflagerung der Verschalung der Nebenträger legte man auf die Querschwellen zwei Längshölzer je über den mittleren Gerüstpfosten auf.

Die Fachwerkglieder wurden zwischen vollen Schalwänden betoniert und die den Durchbrechungen zugekehrten Flächen der Gurte und Pfosten mit besonders ein-

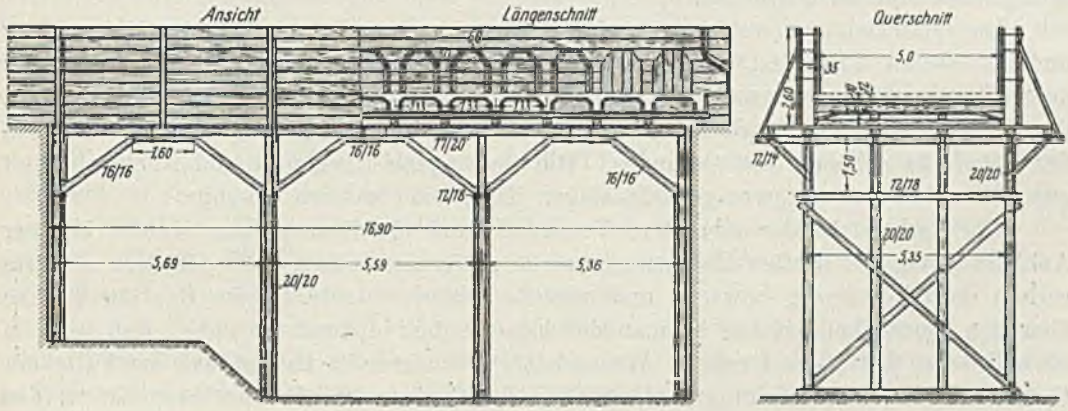


Abb. 244. Einrüstung der Straßenbrücke in Freudenstadt.

gesetzten Kasten verschalt. Die Außenwand der Hauptträger war gegen den vorkragenden Holm der Gerüstböcke abgestrebt und beide Schalwände durch Mutterschrauben gegen Ausbauchungen infolge Druckes des Betons gesichert.

Wegen der Abbiegungen der Eiseneinlagen in der Nähe der Auflager mußten daselbst die Durchbrechungen durch Füllungen von gleicher Form angedeutet werden, für welche man entsprechend zugeschnittene Bretter auf die Bohlenwände aufnagelte.

Ausführung: Luipold & Schneider in Stuttgart (1905/06).

C. Schalung und Rüstung für Bogenbrücken und Wölbtragwerke.

Die Gerüste, welche für die Herstellung von Gewölben Verwendung finden, können eingeteilt werden in

I. Lehrgerüste,
II. Hilfsgerüste.

Während die Lehrgerüste unmittelbar zur Herstellung des Tragwerks dienen, haben die Hilfsgerüste nur die mittelbare Aufgabe, die Ausführung des Bauwerks zu erleichtern oder überhaupt erst zu ermöglichen, indem sie für die Förderung der Baustoffe und den Verkehr der beim Bauwesen beschäftigten Arbeiter Verwendung finden.

I. Lehrgerüste.

In fast noch höherem Maße als bei den ebenen Tragwerken aus Beton und Eisenbeton ist bei den Gewölben eine zweckmäßige Konstruktion und sorgfältige Ausführung des Lehrgerüstes Erfordernis. Nicht allein wegen der Standfestigkeit und Sicherheit des Gerüstes an sich, sondern hauptsächlich auch deshalb, weil schon geringe Abweichungen der Gewölbeleibungen von der berechneten Form Verschiebungen der Stützlinie hervorbringen können, die mehr oder weniger große Änderungen der Randspannungen im Gefolge haben.

Es ist deshalb notwendig, daß sich das Gerüst während der Dauer der Herstellung des Gewölbes möglichst wenig ändert. Ganz vermeiden lassen sich solche Form-

änderungen zwar nicht, man kann sie aber durch zweckmäßige Konstruktion des Gerüstes — möglichst wenig auf Biegung in Anspruch genommene Konstruktionsteile — und durch peinliche Sorgfalt bei der Bearbeitung der Hölzer, ihrem Abbinden und Zusammensetzen zu den Gerüsten, sowie durch Verwendung von Kantholz statt Rundholz und nicht zuletzt durch zweckmäßiges Vorgehen beim Betonieren des Gewölbes auf ein erträgliches Maß zurückführen.

Das Material, aus welchem die Lehrgerüste hergestellt werden, ist Holz, Eisen und Eisenbeton. Holz ist weit überwiegend im Gebrauch, seine Vorzüge gegenüber dem Eisen bestehen neben seiner Billigkeit in der raschen Beschaffungsmöglichkeit, der Einfachheit in der Bearbeitung und der leichten Anpassungsfähigkeit an die Formen des Bauwerks als auch des Geländes. Die ihm eigene Elastizität und Nachgiebigkeit gegenüber dem starren, wenig nachgiebigen Eisen sind weitere Vorzüge.

Ein Nachteil ist der schnellere Verschleiß und die Brandgefahr, welche bei der Anhäufung von oft großen Holzmengen nicht zu unterschätzen ist. Größere Gerüste sollten deshalb ständig bewacht und nachts beleuchtet sein. Beim Bau der Brücke über den Isonzo bei Salcano ist man der Feuersgefahr dadurch begegnet, daß man in verschiedener Höhe des Gerüstes Wasserbehälter aufgestellt hat, so daß im Falle der Gefahr mittels Schlauchleitungen alle Stellen des Gerüstes mit Wasser bespritzt werden konnten.

Eiserne Gerüste kommen bei uns in einzelnen besonderen Fällen vor, weit mehr jedoch in Amerika, sie sind im allgemeinen erst dann wirtschaftlich, wenn es sich um mehrmalige Verwendung handelt, also z. B. bei langen Viadukten mit zahlreichen gleichen Bogenstellungen oder bei Gewölben für Kanäle oder Tunnel von größerer Längenerstreckung.

Eisenbeton ist schon in einzelnen Ausnahmefällen für die untersten Teile von großen Gerüsten[1]) verwendet worden, wo es sich um die Übertragung großer Kräfte handelte, für das Obergerüst unseres Wissens nur einmal beim Bau der Tiberbrücke in Rom[2]).

Ein normales Lehrgerüst besteht aus der Schalung, welche dem Beton die Form gibt, dem Lehrbogen im engeren Sinne, auf welchem die Schalung aufruht, dem Unterstützungs- oder Traggerüst, welches die Gewölbelast auf den Boden überträgt und den Ausrüstungsvorrichtungen zum Ablassen der Schalung.

1. Die Schalung.

Die Schalung wird bei uns fast ausnahmslos aus Holz gefertigt, in Amerika werden vielfach auch Blechschalungen verwendet.

Die Schalung für die untere Gewölbeleibung liegt auf den Traggerüsten auf, ihre Stärke richtet sich daher, abgesehen von dem Gewölbegewicht, nach deren Entfernung. Bei mittleren Verhältnissen (etwa 1,5 m Entfernung) werden meist Dielen von 5 bis 8 cm Stärke oder Pflöcklinge 8×8 bis 10×10 cm verwendet, welche in der Richtung der Erzeugenden der unteren Wölbfläche verlegt werden.

Der seitliche Abschluß des Gewölbebetons der Brückengewölbe erfolgt durch die Stirnschalung, welche senkrecht auf die Gewölbeleibung aufgesetzt ist und gegen die über die äußeren Gespärre des Lehrgerüstes auskragenden Dielen oder Pflöcklinge der Gewölbeschalung abgestützt ist. Es ist zwar hinreichend, wenn zu diesem Zweck etwa jede dritte oder vierte Diele oder jeder achte Pflöckling über den Gewölbestirnen vorsteht, man läßt jedoch gern die ganze Schalung entsprechend überstehen, weil durch

[1]) Arm. B. 1915, S. 275 u. 289.

[2]) Arm. B. 1912, S. 294 bis 303 und Il Cemento 1911, Nr. 21, sowie B. u. E. 1911, Heft 14 u. 15.

den so gebildeten Arbeitsboden die Arbeit der Zimmerleute und besonders auch die Einschalung der Aufbauten über dem Gewölbe sehr erleichtert wird.

Bei Gewölben, welche aus einzelnen stabförmigen Bogenrippen gebildet werden, rücken die Stirnschalungen zusammen, und es entstehen rinnenförmige hölzerne Kasten, wie sie für die Verschalung von Eisenbetonbalken Verwendung finden, nur daß deren obere und untere Begrenzungen nach den Leibungslinien des Gewölbes verlaufen. Die Bodenstücke dieser Kasten bestehen bei stark gekrümmten Bogen aus quer auf die Leisten der Seitenschalung gelegten Dielstücken von einer Länge gleich der Breite der Bogenrippe, während sie bei Bogen mit flacher Krümmung der Länge des Kastens nach aufgelegt sind und dann etwas abgebogen werden müssen.

Werden die Gewölbe, wie das meist der Fall ist, in einzelnen Abteilungen (Lamellen) betoniert, so sind noch Schalwände in der Richtung der Erzeugenden erforderlich, die, solange die Lamellen nicht abgleiten können, auf die Schalung des Lehrgerüstes abgestützt werden. Wird aber die Neigung so stark, daß ein Abgleiten zu gewärtigen ist, so muß nach den Kämpfern hin abgestützt werden.

In dem Falle, wo die Schalung von eisernen Traggerüsten oder Bindern getragen wird, wird dieselbe gern auf Futterhölzer aufgelegt, welche auf die Gurte der Binder aufgeschraubt sind. Wird das Gewölbe mit steifen Eiseneinlagen nach System Melan versehen, so wird die Schalung in der Regel an dieselben angehängt.

2. Die Lehrbogen.

Unter Lehrbogen im engeren Sinne versteht man den nach der unteren Wölblinie zugeschnittenen Bohlenkranz, auf welchem die Bogenschalung aufliegt. Man verwendet hierzu hochkantig gestellte Bohlen, deren Stärke bei kleinen Weiten 5 cm, bei größeren 8 und 10 cm beträgt. Zuweilen werden auch Kanthölzer verwendet.

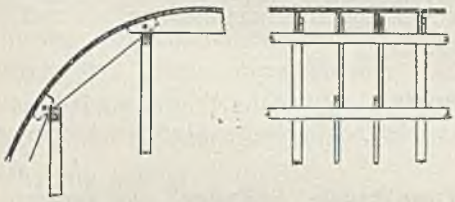


Abb. 245.

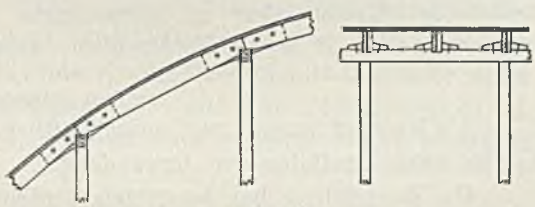


Abb. 246.

Abb. 247.

Abb. 245 bis 247. Verschiedene Anordnungen der Lehrbogen.

Um an Verschnitt zu sparen, kann auf ein gerades Stück ein gekrümmtes aufgesetzt werden.

Abb. 245 bis 247 zeigen verschiedene Anordnungen der Lehrbogen, welche sich nur hinsichtlich des Stoßes voneinander unterscheiden und wobei dieselben auf Pfetten aufruhen, welche die einzelnen Gespärre miteinander verbinden. Bei dieser Anordnung ist es möglich, sowohl die Lehrbogen in beliebigen Zwischenräumen stellen als auch die Gespärre in größeren Entfernungen voneinander anordnen zu können.

Die Stöße der einzelnen Bohlen werden über die Pfetten gelegt, die Deckung geschieht entweder durch Übergreifen der Enden (Abb. 245) oder mittels einer Lasche (Abb. 246). Zuweilen wird der Bogenkranz aus zwei nebeneinanderliegenden Bohlen gebildet, deren Stöße regelmäßig gegeneinander versetzt sind (Abb. 247). Gegen Um-

fallen können die Bohlen in der aus Abb. 246 ersichtlichen Weise mit Knaggen gesichert werden.

Bei der Mehrzahl der bei uns gebräuchlichen Lehrgerüste bilden die Lehrbogen keine selbständigen Teile, sie sind vielmehr mit den Gespärren verbunden und bilden deren obere Begrenzung. Sie heißen in diesem Falle Kranzhölzer, während das Gespärre dann im weiteren Sinne als Lehrbogen bezeichnet wird.

3. Das Traggerüst.

Das Traggerüst hat die Aufgabe, die auf ihm ruhenden Lasten in sicherer Weise auf den Erdboden oder sonstige feste Punkte (Pfeiler, Widerlager usf.) zu übertragen. Die Art und Weise, wie dies geschehen kann, ist abhängig von den Geländeverhältnissen sowie davon, ob unter dem herzustellenden Gewölbe aus irgendwelchen Gründen ein größeres Lichtraumprofil freigelassen werden muß oder ob es möglich ist, diesen Raum mehr oder weniger zu verbauen. Bei der außerordentlichen Vielseitigkeit der Verhältnisse lassen sich allgemeine Regeln nicht geben.

Ist man in der Ausnutzung des unter dem Gewölbe befindlichen Raumes weder beschränkt noch behindert, so ordnet man meist fest unterstützte Gerüste an, bei denen die vom Gewölbe kommenden Drücke möglichst unmittelbar auf die feste Unterlage übertragen werden.

Muß der Raum unter dem Gewölbe jedoch ganz oder zum Teil frei gehalten werden, etwa für die Weiterführung des Eisenbahn-, Straßen-, Schiffahrt- oder Flößereiverkehrs[1]), für die anstandslose Durchführung der Hochwässer von Flüssen, für den Rollbahn- und Arbeiterverkehr beim Baubetriebe oder allenfalls auch wegen allzu schwieriger oder kostspieliger Unterstützungen der Gerüste, so ist man gezwungen, freitragende Gerüste anzuwenden. Da meist nur ein Teil des unter dem Gewölbe befindlichen Raumes frei zu überspannen ist, so kommen freitragende Gerüste meist in Verbindung mit festen Gerüsten zur Anwendung.

a) Fest unterstützte Gerüste.

Als Baustoff kommt fast ausschließlich Holz in Betracht, eiserne Gerüste kommen nur in Ausnahmefällen zur Anwendung[2]).

Die Haupthölzer bei derartigen Gerüsten sind senkrechte „Ständer“ und geneigte „Streben“, neben denen zur Aufnahme seitlicher Kräfte noch sekundäre Hölzer eingebaut sind. Da die Länge stärkerer Hölzer schon von Natur beschränkt ist — 10 bis 12 m lange stärkere Hölzer sind selten und sollten nicht in größerer Zahl anfallen —, so werden höhere Gerüste in einzelne Stockwerke von in der Regel 4 bis 8 m Höhe unterteilt, an deren Trennung sich dann jeweils ein Arbeitsboden für den Weiterbau schaffen läßt.

Die fest unterstützten Gerüste werden gewöhnlich in zwei Teilen hergestellt, einem unteren Teil, dem Untergerüst, der etwa bis zu den Gewölbekämpfern reicht, und dem darüberliegenden Obergerüst. Zwischen den beiden Gerüstteilen sind die Ausrüstungsvorrichtungen angebracht.

Das Untergerüst besteht aus einzelnen Pfahl- oder Ständerjochen, die quer zum Gewölbe angeordnet sind, oder auch aus Gerüsttürmen und ist meist aus waldkantigem Holz oder Rundholz gebaut. Das Obergerüst besteht dagegen meist aus

[1]) Beim Bau der Neckarbrücke bei Ziegelhausen (bei Heidelberg) verlangten die schiffahrtpolizeilichen Vorschriften eine lichte Durchfahrt von 20 m Weite und 5 m Höhe vom höchsten schiffbaren Wasserstand gerechnet (D. Bztg. 1915, S. 82). Bei der Neckarbrücke in Neckargartach (bei Heilbronn) war eine Öffnung von 9 m Weite für den Schiffahrt- und Floßbetrieb frei zu halten.

[2]) Lehrgerüst der Illerbrücken bei Kempten, D. Bztg. 1906, Nr. 32 u. f.; Bztg. Stuttgart 1904, Nr. 1.

Kantholz. Bei kleineren oder niedrigen Bauwerken können Ober- und Untergerüst zusammenfallen.

Die vielartigen Formen kann man in nachgenannte Systeme ordnen, wobei zu bemerken ist, daß die wirklichen Ausführungen meist Verbindungen der verschiedenen Systeme darstellen.

α) Ständerwerke.

Hierbei werden ausschließlich senkrecht gestellte Pfosten oder Ständer verwendet und die Seitenkräfte durch Versteifungen derselben aufgenommen. Reine Ständerwerke sind in Deutschland im allgemeinen nur für Untergerüste im Gebrauch, sie werden dagegen in den Vereinigten Staaten von Nordamerika auch für Obergerüste angewendet

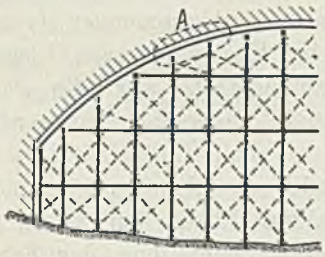


Abb. 248. Ständergerüst.

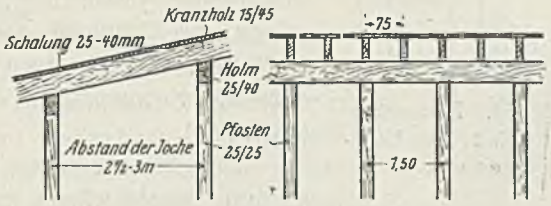


Abb. 249.
Einzelheiten bei *A* des Ständergerüstes in Abb. 248.

(Abb. 248). Nachdem hierbei die Last auf den Kranzhölzern nur in den Pfostenauflagern übertragen wird, ist es einleuchtend, daß die Entfernung der Pfosten in der Längsrichtung der Brücke beschränkt ist und meist nur etwa $2^1/_2$ bis 3 m beträgt, so daß man ein sehr dicht gestelltes Holzwerk erhält. Die in der Querrichtung stehenden Pfosten sind zu Ständerwänden zusammengefaßt, durch Diagonalen versteift und oben durch eine Pfette abgeschlossen, auf welcher die Kranzhölzer unmittelbar oder unter Vermittlung von Keilen zum Ausrüsten aufliegen. Wie aus Abb. 249 ersichtlich ist, liegen die Kranzhölzer sehr eng zusammen, so daß eine verhältnismäßig schwache Schalung genügt.

Ständerwerke für Untergerüste. — Pfahljoche. Bei Gerüsten, welche in Flußbetten oder auf weichem Boden errichtet werden müssen, werden, sofern dies der Natur des Bodens nach möglich ist, Pfahlreihen geschlagen und durch einen oben übergelegten quer zur Brücke liegenden Holm zu einem Pfahljoch verbunden.

Die Pfahlreihen sind senkrecht unter den unteren Knotenpunkten der „Binder" angeordnet, die Entfernung der einzelnen Pfähle entspricht derjenigen der Binder. Die Pfähle eines Joches werden in der Querrichtung der Brücke durch Andreaskreuze versteift, was insbesondere dann notwendig ist, wenn sie nicht tief im Boden stecken. Bei breiten und niedrigen Jochen werden zwei derartige Verkreuzungen verwendet, weil eine einzige infolge zu flacher Lage der Hölzer wenig wirksam wäre. Eine Versteifung der Pfähle in der Längenrichtung der Brücke ist wegen der Hochwasser, Eisgänge usf. meist nicht angängig.

Als Pfähle werden Rundhölzer von meist 25 bis 30 cm Durchm. und Längen bis zu 12 und 15 m verwendet, welche dann etwa 8 bis 10 m aus dem Boden herausstehen. Für sehr große Lasten sind ausnahmsweise schon Pfähle mit 38 cm Durchm. benutzt worden.

Die einem Pfahl zuzumutenden Lasten werden zweckmäßig durch Proberammungen festgestellt, einem festsitzenden Pfahl von 30 cm Durchm. kann eine Last von etwa 20 t aufgegeben werden.

Werden auf den Kopf der Pfähle wagerechte Kräfte übertragen — etwa durch ein Sprengwerk — und werden diese nicht auf andere Weise weitergeleitet, so muß der Pfahl genügenden Biegungswiderstand besitzen, also auch genügend tief im Boden stecken, besser ist es in derartigen Fällen, zwei Pfähle gegeneinander geneigt als Pfahlbock anzuordnen, von denen dann der eine auf Druck, der andere auf Zug beansprucht wird (Abb. 250).

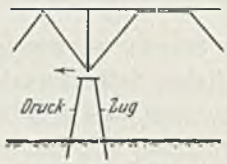


Abb. 250.

Zum Schutz gegen das Anhängen schwimmender Gegenstände werden die Pfahljoche zuweilen bis auf Hochwasserhöhe beiderseitig verschalt. Zum Abhalten schwimmender Gegenstände und Eisstücke, welche sich bei Hochwasser und Eisgang einstellen, werden zweckmäßig flußaufwärts vor die Joche einzelne Schutzpfähle oder richtige Eisbrecher angeordnet (Abb. 251).

Abb. 251. Eisbrecher zum Schutz des Lehrgerüstes.

Zum Schutz gegen das Anstoßen von Schiffen können besondere Streichwände mit versenkten Eisenteilen neben die Pfahlreihen gestellt werden. Daneben werden zur sicheren Einleitung der Schiffe zuweilen auch noch Leitwerke mit Streichbalken an starken Pfählen ausgeführt.

Werden die zu übertragenden Drücke so groß, daß einzelne Pfähle nicht mehr genügen, so werden Pfahlbündel zu zwei bis vier Pfählen zusammengestellt.[1])

Soweit bekannt, sind in einem einzigen Fall — Risorgimentobrücke über den Tiber in Rom — Pfahljoche aus Eisenbeton verwendet worden, die natürlich eine bedeutend höhere Tragkraft haben als solche aus Holz[2]).

Ständerjoche. — Kann man das Untergerüst im Trocknen herstellen, so treten an die Stelle der Pfähle Ständer, welche meist auf besonderen Fundamenten aufsitzen und durch eine Verstrebung in der Ebene quer zur Brücke zu einem „Ständerjoch“ zusammengefaßt werden. Wenn irgend angängig, werden die Ständer auch in der Längenrichtung der Brücke entweder fortlaufend durch Streben verbunden oder es werden je zwei Ständerwände durch Andreaskreuze zu Gerüstpfeilern zusammengefaßt.

Sind die Joche höher als 10 bis 12 m, so sind Pfosten aus einem Stück nicht mehr mit Vorteil verwendbar, so daß man dieselben stoßen und das Gerüst in einzelnen Stockwerken aufbauen muß. Hierbei sind die einzelnen Ständer in der Stoßwagerechten mit Zangen verbunden und jedes Stockwerkfeld für sich verkreuzt. Neuerdings werden die einzelnen Stockwerke nicht mehr durch eine Balkenlage getrennt, sondern die Pfosten werden Hirn auf Hirn mit genau zusammenpassenden Flächen aufeinandergestellt und die Stoßstelle durch Decklaschen gesichert.

Höhere und schmale Ständergerüste werden zur Erhöhung ihrer Stabilität quer zur Brückenlängsachse erforderlichenfalls stufenweise oder allmählich nach unten verbreitert oder mit besonderen Windstreben versehen.

Vereinzelt sind auch Ständergerüste aus Eisenbeton für die Aufnahme sehr schwerer Lasten ausgeführt worden[3]).

[1]) Schw. Bztg. 1924, Bd. 83, S. 271.
[2]) Arm. B. 1912, S. 294 bis 303 und Il Cemento 1911, Nr. 21.
[3]) Arm. B. 1915, S. 275 u. 289.

β) Strebenwerke.

Hierbei kommen in der Hauptsache geneigte Hölzer (Streben) zur Anwendung, welche in Ebenen parallel zur Längenachse der Brücke liegen und hierin zu Gespärren zusammengebaut sind.

Einfache Strebenwerke. — In Abb. 252 u. 253 sind einfache Strebenwerke mit den Systemlinien dargestellt, wie sie bei Brückengewölben in Deutschland vorherrschend zur Ausführung kommen. Hierbei ist das Gespärre an seinem oberen Rande von den Kranzhölzern begrenzt, welche der Form der unteren Gewölbeleibung folgen, während die untere Begrenzung durch die Fußschwelle erfolgt. Das so gebildete Holzwerk wird als „Lehrbogen" im weiteren Sinne oder als „Binder" bezeichnet. Die Kranzhölzer bestehen aus einzelnen Teilen, die gewöhnlich über der senkrechten oder mittleren Strebe gestoßen und dazwischen meist ein- oder zweimal durch Streben gestützt sind.

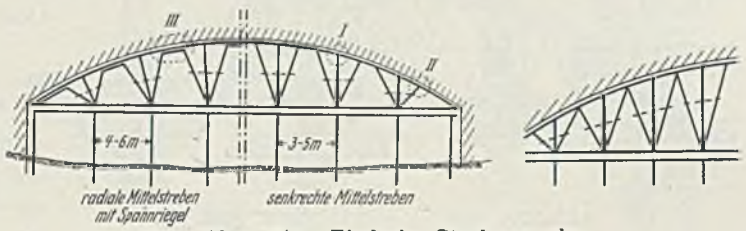


Abb. 252 u. 253. Einfache Strebenwerke.

Was die Ausbildung der Knotenpunkte betrifft, so wird dieselbe ganz von dem Umstande beherrscht, daß das Holz senkrecht zur Faser nur mit einem Bruchteil von derjenigen Spannung in Anspruch genommen werden darf, welche in der Richtung parallel zur Faser zugelassen ist.

Abb. 254 bis 256 zeigen einige hauptsächlich gebräuchliche Ausbildungen der oberen Knotenpunkte. In Abb. 254 sind doppelte Kranzhölzer verwendet, die in die

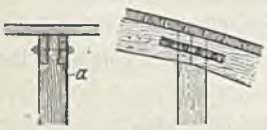


Abb. 254.

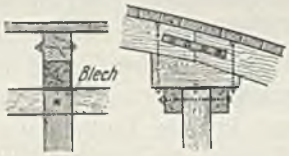


Abb. 255.

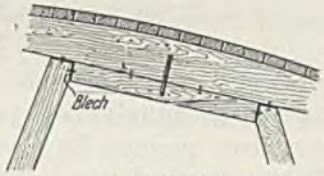


Abb. 256.

Abb. 254 bis 256. Ausbildung der oberen Knotenpunkte bei Strebenwerken.

Streben einschneiden und mit ihnen verschraubt sind. Der Stoß über den Pfosten ist durch eiserne Stoßlaschen gedeckt. Um das Einpressen in den Flächen *a* zu vermeiden, werden daselbst zuweilen Blechunterlagen untergeschoben.

Wird das Kranzholz nur aus einem einzigen Holz gebildet, so kann es mit den Streben verzapft und verklammert werden. Die Auflagerung am Stoße ist dabei wenig befriedigend, und es ist besser, nach Art von Abb. 255 zwischen Pfosten und Kranzholz ein dreieckig geformtes Unterlagsholz einzuschalten, das dem Kranzholz eine bessere Aufsitzfläche gewährt. Die Einzapfungen der geneigten Streben werden zweckmäßig dadurch vermieden, daß, wie Abb. 256 zeigt, Spannriegel zwischen die oberen Enden eingeschoben werden.

Die Ausbildung der unteren Knotenpunkte ist in den gebräuchlichsten Formen in Abb. 257 bis 260 dargestellt. Abb. 257 u. 258 zeigen einfache Knoten für kleine Lasten. Die Pfosten und Streben sind ohne weiteres auf die Fußschwelle gestellt und gegen seitliche Verschiebung durch Zapfen oder eiserne Dollen gesichert. Letztere haben den Vorteil, daß man die Hölzer um die Zapfenlänge kürzer nehmen kann.

Hat man etwas größere Lasten, so kann man das Einbeißen durch Unterlegen von Blechen vermeiden.

Bei größeren Drücken werden überall da, wo Hirnholz auf Querholz trifft, Zwischenlagen aus Hartholzstücken (Eichen- oder Buchenholz) oder eisernen ⊔-Schienen (Abb. 259 u. 260) angebracht, welche den Druck auf eine größere Fläche verteilen.

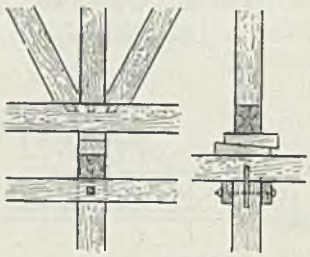


Abb. 257.

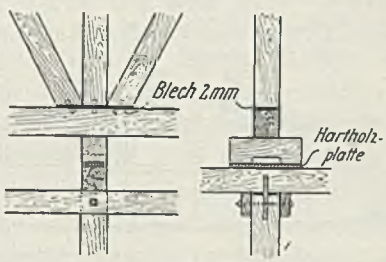


Abb. 258.

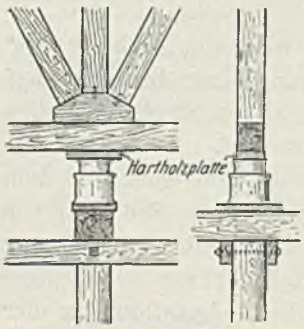


Abb. 259.

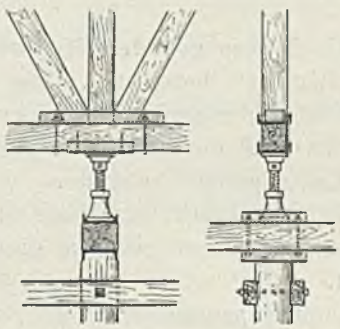


Abb. 260.

Abb. 257 bis 260. Ausbildung der unteren Knotenpunkte bei Strebenwerken.

Zuweilen werden die Binder derart ausgebildet, daß die Kranzhölzer nicht als Teil derselben, vielmehr selbständig verwendet sind, indem auf die oberen Enden der Streben Pfetten aufgelegt sind, welche die verschiedenen Gespärre miteinander verbinden. Auf den Pfetten ruhen dann die Kranzhölzer, und es ist dabei der Vorteil vorhanden, daß dieselben in beliebiger Entfernung gestellt werden können (Abb. 245 bis 247).

Gehen die Streben in größerer Zahl fächerartig von einem Mittelpunkt aus, so spricht man von Zentralstrebenwerken. Sie sind besonders geeignet für Gewölbe mit kleinen Radien, wo dann die Streben in radialer Richtung verlaufen.

Radialstrebenwerke. — Bei diesen laufen die Streben senkrecht auf die Gewölbeleibung zu und nehmen daher die Druckkräfte aus der Auflast vollkommen auf. Aus diesem Grunde ist zwar theoretisch eine weitere Anordnung von Verstrebungen in der Binderebene nicht erforderlich, doch wird man auch in solchen Fällen, schon um die Knicklänge der Streben zu verkürzen und gegen die Einwirkungen des Baubetriebes einige Zangenverbindungen kaum entbehren können.

b) Freitragende Gerüste.

α) Spreng- und Hängewerke.

Sprengwerke. — Die Sprengwerke werden wegen der rationellen Ausnutzung des Baustoffes für Lehrgerüste sehr gern verwendet. Die Tragteile befinden sich unter der Fahrbahn und stehen daher nicht wie bei den Hängewerken den Bauarbeiten hindernd im Wege, auch ist die Konstruktion mehr gegen Wetter geschützt. Nachteilig ist die erforderliche große Bauhöhe und das Vorhandensein eines Horizontalschubes, welcher den Unterbau zuweilen verteuert. Vermöge dieser Eigenschaften kommen die Sprengwerke hauptsächlich zur Anwendung bei Brücken über tiefere Einschnitte, wo es an Konstruktionshöhe nicht fehlt, bei Talbrücken oder bei Gerüsten für Flußbrücken

in deren mittlerem Teil, wo freie Räume für den Durchgang von Schiffen und Flößen frei zu halten sind.

Für kleinere Weiten genügt das einfache oder Dreiecksprengwerk, wobei der Streckbalken in der Mitte unterstützt ist. Für größere Weiten werden „doppelte" oder „Trapezsprengwerke" benutzt, bei denen die Streckbalken zweimal gestützt und zwischen den Strebenenden Spreng- oder Spannriegel eingesetzt sind.

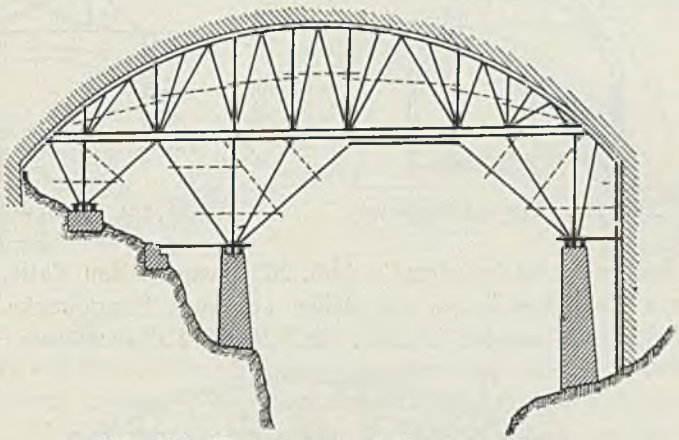


Abb. 261. Untergerüst mit Sprengwerken.

Abb. 261 zeigt die beiden Formen in Anwendung auf ein Untergerüst. Beim Trapezsprengwerk ist dabei zu beachten, daß dasselbe nur für symmetrische Belastung im Gleichgewicht ist; da jedoch für eine solche keine Gewähr vorhanden ist, so muß das Sprengwerk durch kräftige Zangen ausgesteift werden. Weiter ist dafür zu sorgen, daß der Schub an den Stützpunkten aufgenommen wird, was bei der in Abb. 261 dargestellten Ausführungsweise durch hölzerne Zangen bewirkt wird, welche gegen ein Betonfundament bezw. das Pfeilermauerwerk stoßen[1]).

Um größere Weiten zu überdecken, werden mehrere in- und übereinanderliegende Sprengwerke verwendet, dieselben mehr oder weniger stark versteift und zuweilen auch mit Zugbändern zur Aufnahme des Horizontalschubes versehen. Die auf diese Weise möglichen freien Weiten betragen etwa 12 bis 30 m.

Die Ausbildung der Einzelheiten erfolgt nach den bei hölzernen Straßenbrücken üblichen Regeln, jedoch wegen der nur vorübergehenden Dauer in entsprechend einfacher Weise[2]).

Hängewerke. — Die Benutzung von Hängewerken hat ihren Grund darin, daß dieselben eine nur geringe Konstruktionshöhe erfordern, da hierfür nur die verhältnismäßig geringe Höhe der Querkonstruktion maßgebend ist. Die Hängewerke sind häufig auch deshalb willkommen, weil nur senkrechte Auflagerdrücke hervorgerufen werden, so daß die Widerlager einfach und billig ausgeführt werden können. Beide Eigenschaften sind bemerkenswerte Vorteile gegenüber den Sprengwerken.

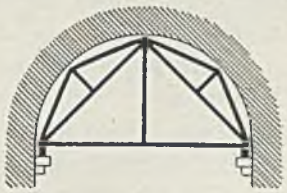


Abb. 262. Einfache Hängewerke.

Das einfache Hängewerk (Abb. 262), auch Dreieckhängewerk genannt, besteht aus dem Streckbalken, der Hängesäule und den beiden Streben und ist für Weiten von etwa 5 bis 7 m zu verwenden. Bei dem doppelten Hängewerk oder Trapezhängewerk ist der Streckbalken an zwei Punkten mittels Hängesäulen aufgehängt und wird der Druck der Streben von einem Spannriegel aufgenommen (Abb. 263). Derartige Hängewerke werden für Spannweiten von etwa 7 bis 12 m angefertigt[3]).

[1]) Über die Berechnung hölzerner Sprengwerke s. D. Bztg., Der Holzbau 1921, S. 15, 17 u. 29; 1922, S. 53 u. 61; 1923, S. 1.

[2]) Siehe A. Laskus, Hölzerne Brücken, 2. Aufl. Berlin 1922. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[3]) Über den sehr instruktiven Fall des Einsturzes eines Hängewerksgerüstes infolge unrichtiger Dimensionierung, s. D. Bztg. 1908, S. 123.

Werden nach Abb. 264 die Hängewerke oberhalb des Gewölbes aufgestellt, so ist die Anzahl derselben theoretisch nicht beschränkt, die Gewölbeschalung wird dann an den Streckbalken selbst oder an leichten Querbalken mittels Rundeisen aufgehängt.

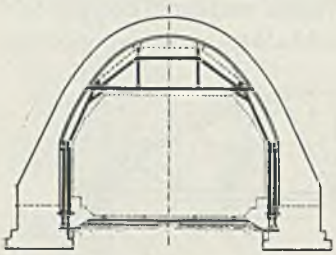


Abb. 263. Trapezhängewerk.

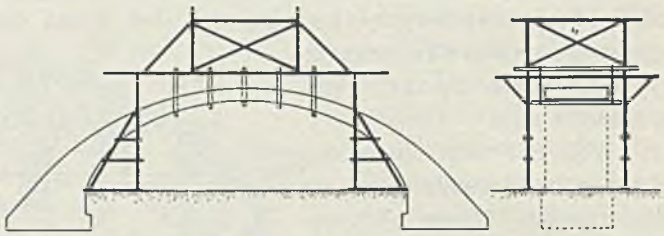


Abb. 264. Hängewerk oberhalb des Gewölbes.

Anders ist es bei dem in Abb. 265 dargestellten Falle, wo die Streckbalken unterhalb des Gewölbes liegen und daher nur zwei Hängewerke außerhalb der Gewölbestirnen aufgestellt werden können. In diesem Falle müssen stärkere hölzerne oder eiserne Querträger über die Streckbalken gelegt werden, auf welche die Schalung abgestützt wird.

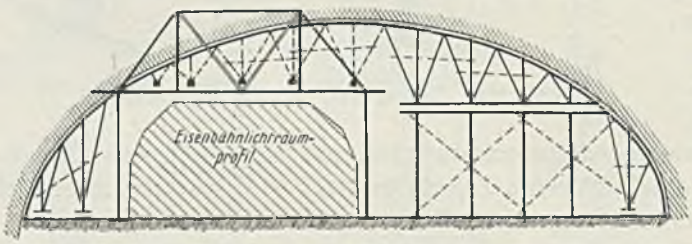


Abb. 265. Hängewerk seitlich der Gewölbestirnen.

Noch größere Weiten lassen sich mit Vereinigungen von Hänge- und Sprengwerken, sog. Hängesprengwerken, überbrücken, bei denen der Vorzug der geringen Konstruktionshöhe des Hängewerks mit demjenigen der möglichen größeren Spannweite beim Sprengwerk vereinigt ist.

Die Ausbildung der Hängewerke im einzelnen erfolgt nach den Regeln des hölzernen Brückenbaues, jedoch in einfachen Formen[1]).

β) Balkenträger (Hilfsträger).

Balkenträger gelangen gleich wie Hängewerke vielfach da zur Anwendung, wo die Ausführung von Sprengwerken wegen mangelnder Konstruktionshöhe nicht möglich oder des Schubes wegen nicht tunlich ist. Meist handelt es sich dabei wieder wie im vorstehenden um die Schaffung freier Weiten in einem Teil des Gerüstraumes.

Einfache und bewehrte Balken. — Für kleinere Öffnungen kommen einfache Träger, meist Walzträger — bei beschränkter Höhe Differdinger Träger — in Betracht. Auf diese Weise können je nach der Belastung Weiten bis zu 10 m frei überspannt werden, durch Anordnung von Kopfbändern kann die Spannweite verringert werden.

Bei Überführungen über im Betrieb bleibende Eisenbahnen ist man in äußerster Ausnutzung des Raumes so vorgegangen, daß man den Bogenkranz über dem freien Teil durch Unterspannen zu tragfähigen Balken ausgebildet hat. Abb. 266 zeigt den Fall, wo das Kranzholz durch zwei Bretter zu einem tragfähigen Stück gemacht worden ist, während in Abb. 267 der freie Bogenkranz durch zwei ⊔-Eisen gebildet ist, die durch ein Rundeisen zu einem tragfähigen bewehrten Balken verstärkt sind. Hierbei ist weiter die zur Verringerung der Spannweite des Hilfsträgers vorgenommene schnabelartige Auskragung des festen Gerüstteils bemerkenswert, wozu der zwischen

[1]) Siehe A. Laskus, Hölzerne Brücken, 2. Aufl. Berlin 1922. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Gewölbe und Lichtraumprofil der Bahn vorhandene Raum in geschickter Weise ausgenutzt ist.

Fachwerkträger. — Für große Weiten benutzt man Fachwerkträger. Hölzerne Träger dieser Art werden meist als sog. Howesche Träger ausgeführt, weil dieselben mangels verwickelter Holzverbindungen verhältnismäßig leicht und einfach auch auf dem Bauplatz herzustellen sind[1]).

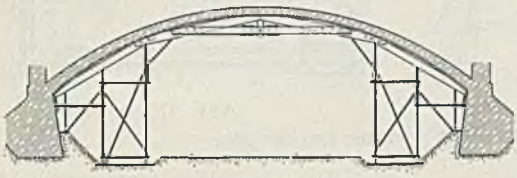


Abb. 266.

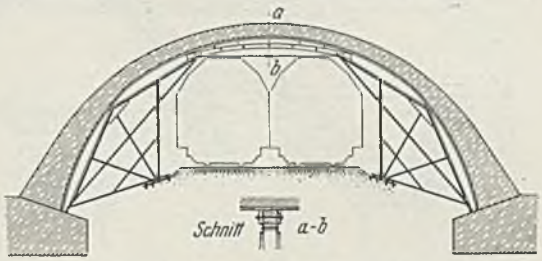


Abb. 267.

Lehrgerüstfachwerkträger von sehr großer freier Weite (Parabelträger von 36,70 m Spannweite) sind schon mit Hilfe der Hetzerschen Bauweise hergestellt worden[2]), indem die Gurtungen in der diesem System eigenen Weise aus aufeinandergeleimten Brettern gebildet wurden, und man auf diese Weise Querschnitte im Obergurt von zweimal 15 × 55 cm und im Untergurt von zweimal 15 × 45 cm erhielt, welche man mit gewöhnlichen Balken nicht hätte erreichen können.

Zuweilen werden auch eiserne Fachwerkträger verwendet und nach den Regeln des eisernen Brückenbaues konstruiert, nur werden zweckmäßig die Knoten-

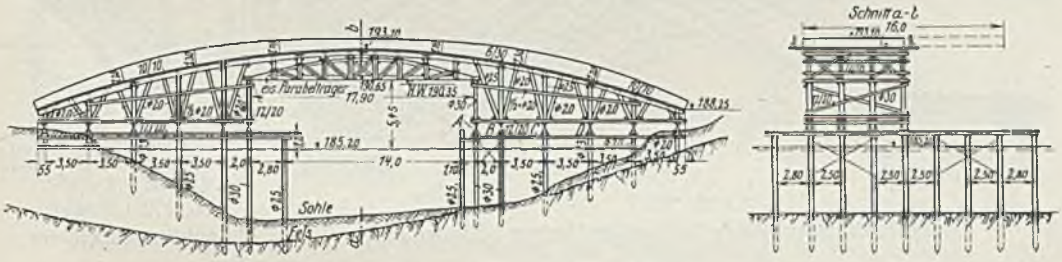


Abb. 268. Eiserne Hilfsträger.

punkte statt vernietet nur verschraubt, weil der Träger später wieder zerlegt werden muß. Wegen der Anpassung an die Gewölbeleibung wird als Trägersystem der Parabel- oder Halbparabelträger vorgezogen (Abb. 268).

γ) Bogenträger.

Die Bogenträger können als vollwandige oder als Fachwerkträger ausgebildet werden. Im ersteren Falle handelt es sich um hölzerne oder eiserne Bogenkränze, im letzteren um hölzerne oder eiserne Fachwerkkonstruktionen, die in ihrer Wirkungsweise als eingespannte, Zwei- oder Dreigelenkbogenbinder aufzufassen sind.

Vollwandige Bogenträger. — Bei kleineren Weiten wird der Bogenkranz aus zwei aufeinanderliegenden, druckfähig ausgebildeten Bohlenlagen (Abb. 269) oder aus gebogenen eisernen Schienen gebildet (Abb. 270[3]). In einzelnen Fällen sind auch schon Bogenbinder in Bretter-Verbund-Bauweise zur Verwendung

[1]) Über in Lehrgerüste eingebaute Howesche Träger s. D. Bztg. 1915, S. 81, sowie Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., II. Bd., S. 393.

[2]) Schw. Bztg., Mai 1922, S. 229.

[3]) S. a. Ann. d. P. et Chs. 1916, 1. Teil S. 225 u. Génie Civil 1917, 1. Teil S. 227.

gekommen. Abb. 271 zeigt eine derartige Ausführung mit Dreigelenkbogenbindern[1]). Jede Binderhälfte besteht aus kongruenten (wegen ihrer Größe aus zwei Stücken zusammengesetzten) Strebendreiecken, deren Traghölzer durch eine doppelte

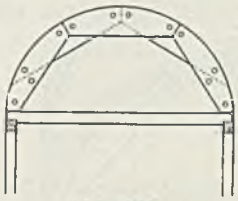


Abb. 269.

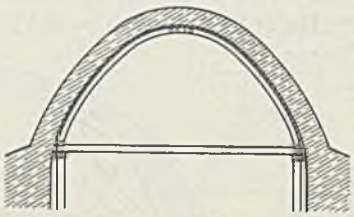


Abb. 270a.

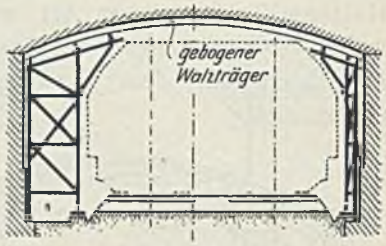


Abb. 270b.

Vollwandige eiserne Lehrbogen.

Bretterwand aus diagonal verlegten und vernagelten Brettern verbunden sind. Die Binderhälften ruhen an den Kämpfern auf in die Pfeiler eingemauerten I-Konsolen und stoßen im Scheitel unter Vermittlung eines Sandkastens zusammen, der das Mittelgelenk bildet und gleichzeitig als Absenkvorrichtung dient.

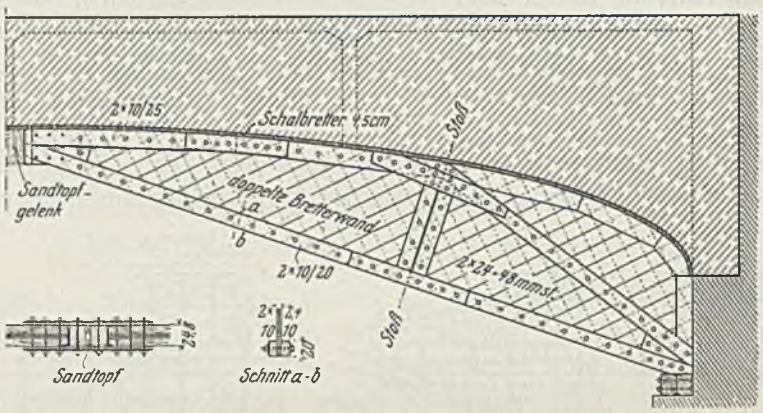


Abb. 271.
Dreigelenkbogenbinder in Bretter-Verbund-Bauweise.

Auch stabförmige Bogenbinder nach der

Abb. 272. Bogenelement nach Hetzer.

Hetzerschen Verbundbauweise (Abb. 272) mit aufeinandergeleimten Brettern sind mehrfach zu Lehrgerüsten verwendet worden[2]).

Fachwerkbogen, hölzerne. — Als solche kommen eingespannte Bogen und Dreigelenkbogenbinder vor. Die Anwendung der ersteren ist so selten, daß es sich erübrigt, näher darauf einzugehen, dagegen werden Dreigelenkbogen-Fachwerke in neuerer Zeit häufiger ausgeführt.

Da derartige Binder eine mehr oder weniger sorgfältige Durchbildung erfahren, so werden sie zumeist auf dem Werkplatz hergestellt und in zwei gleichen Hälften als fertige Stücke mit dem Kran oder Flaschenzug versetzt. Die Ausbildung zum tragenden Gespärre wird dann lediglich durch Verbindung der beiden Hälften im Scheitelgelenk bewirkt. In gleicher Weise werden beim Ausschalen die Stücke durch Lösen des Scheitelgelenks wieder in ihre beiden Hälften zerlegt und abgenommen.

Derartige Bogenbinder sind besonders für kleine und mittlere Spannweiten geeignet, die sich dem Halbkreisgewölbe nähern, also besonders auch für Talbrücken mit zahlreichen gleichen Bogenstellungen, wo eine Wiederverwendung möglich ist.

[1]) Näheres Schw. Bztg., April 1913, S. 196 u. 203.
[2]) Schw. Bztg., 9. August 1919, S. 61 u. 6. August 1921, S. 67.

Die Auflagerung der Binder erfolgt zumeist auf Konsolen aus I-Eisen, welche in die Pfeiler eingemauert sind (Abb. 273), zuweilen auch auf Gerüstjochen, welche gegen die Pfeilerwände gelehnt sind (Abb. 274).

Abb. 275 bis 278 zeigen ein Dreigelenkbogen-Fachwerk von besonders sorgfältiger konstruktiver Durchbildung. Derartige Binder sind von Wayss & Freytag bei verschiedenen Brückenbauten mit Erfolg zur Verwendung gekommen[1]).

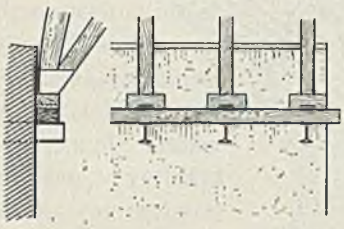


Abb. 273. Auflagerung von Bogenbindern auf Konsolen.

Abb. 274. Auflagerung von Bogenbindern auf Gerüstjochen.

Die Obergurtstäbe bestehen aus zwei Hölzern, 7×22 cm, welche gleichzeitig als Kranzholz dienen und daher auch auf Biegung in Anspruch genommen werden; sie sind an den Knotenpunkten gestoßen, wobei der Stoß durch eiserne Laschen gedeckt ist. Die Untergurtstäbe gehen durch und sind aus zwei Hölzern, 7×16 cm, zusammen-

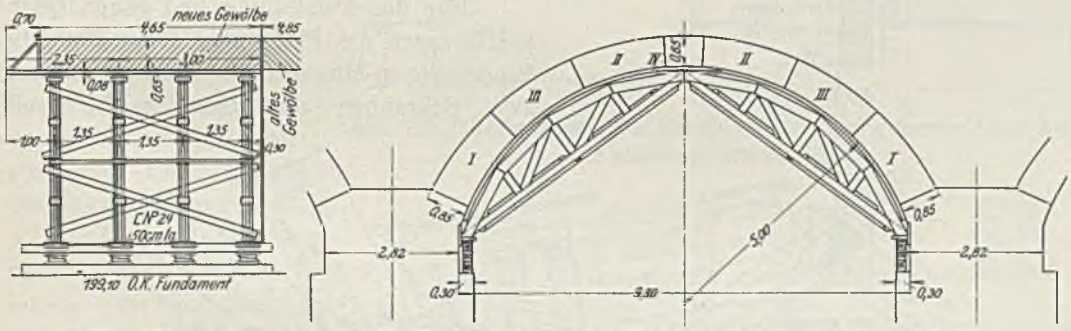


Abb. 275. Lehrgerüst für die Verbreiterung der Wolfgangbrücke in Mergentheim.

gesetzt. Die Diagonalen sind gedrückt und haben einfachen Querschnitt 16×16 cm, während die Vertikalen gezogen sind und dementsprechend aus Rundeisen von 16 mm Durchm. bestehen, die zwei seitlich angelegten Hölzer 8×10 cm dienen lediglich für Montagezwecke.

Der Anschluß der Diagonalen an den Ober- und Untergurt erfolgt durch zapfenartige Verlängerung der ersteren zwischen den Gurtstäben. Die Übertragung der Zugkraft der Vertikalen auf die Gurte geschieht durch ein über dieselbe gezogenes ⊏-Eisen. Am Scheitelknoten wird die Zugkraft des Untergurtstabes mittels zweier Flacheisen auf ein ⊏-Eisen übertragen, das auf der Stirnfläche des Obergurtes befestigt ist, während am Kämpferknoten die Verbindung des gedrückten Obergurtstabes mit dem gezogenen Untergurtstabe unter Zuhilfenahme eines Hartholzfutters erfolgt, dessen Größe durch die zur Kraftübertragung erforderliche Schraubenzahl bedingt war.

Die Ausbildung des Scheitelgelenkes erfolgt in der aus Abb. 277 ersichtlichen Weise derart, daß auf die ⊏-Eisen, welche die Binderhälften im Scheitel abschließen,

[1]) S. a. B. T. 1926, Heft 16, Das Lehrgerüst der Hochbrücken der Nebenbahn Lcinfelden—Waldenbuch; ferner Festschrift aus Anlaß des Fünfzigjährigen Bestehens der Wayss & Freytag A.-G. 1875—1925, Stuttgart 1925.

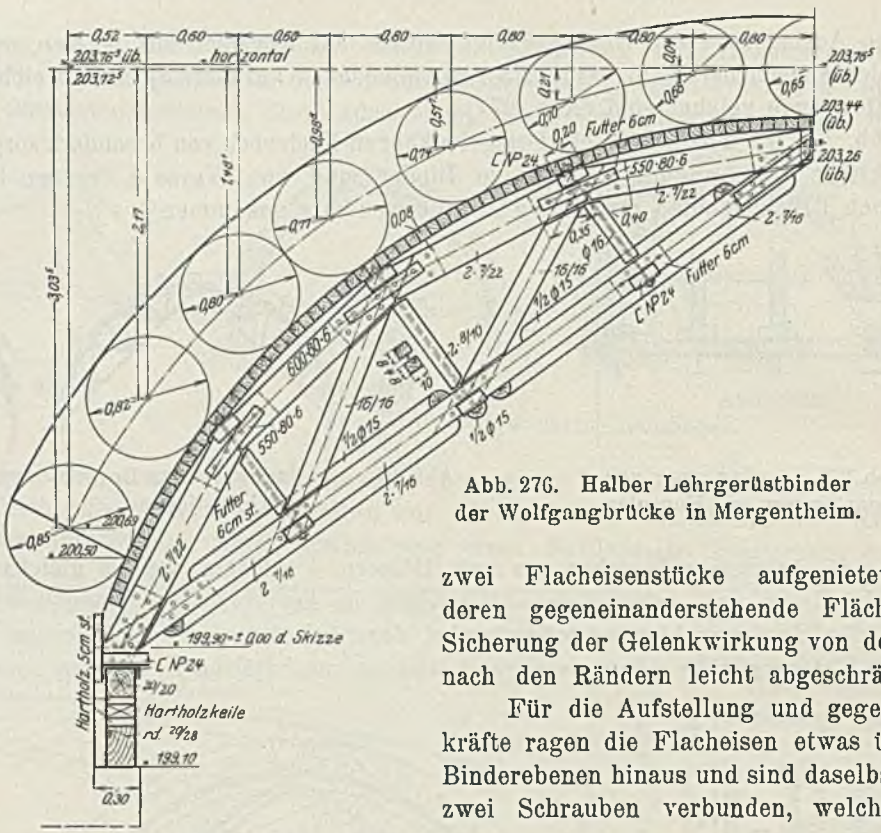


Abb. 276. Halber Lehrgerüstbinder der Wolfgangbrücke in Mergentheim.

zwei Flacheisenstücke aufgenietet sind, deren gegeneinanderstehende Flächen zur Sicherung der Gelenkwirkung von der Mitte nach den Rändern leicht abgeschrägt sind.

Für die Aufstellung und gegen Querkräfte ragen die Flacheisen etwas über die Binderebenen hinaus und sind daselbst durch zwei Schrauben verbunden, welche nach

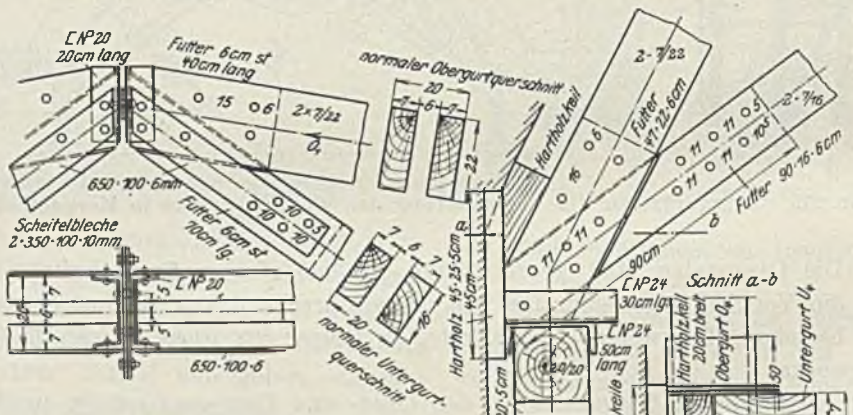


Abb. 277. Scheitelknoten des Lehrgerüstbinders in Abb. 276.

der Aufstellung etwas gelockert werden, um der Gelenkwirkung freies Spiel zu geben.

Abb. 278. Kämpferknoten und Auflagerung des Lehrgerüstbinders in Abb. 276.

Die Ausbildung der Auflagerung des Binders am Kämpfer ist aus Abb. 278 zu ersehen, wobei bemerkt wird, daß dabei ein eigentliches Gelenk nicht vorhanden ist. Die Fußenden der am Kämpfer zusammenlaufenden Streben werden in den hohlen Raum eines C-Eisen-Stückes gestellt, das seinerseits auf einem quer dazu

liegenden zweiten [-Eisen aufliegt, welches sein Auflager hinwiederum auf einer durchgehenden, allen Bindern gemeinsamen Fußschwelle findet. Unter dieser befinden sich die Keile oder auch Sandtöpfe zum Ablassen des Gerüstes.

Fachwerkbogen, eiserne. — Eiserne Dreigelenk-Fachwerkbogen erfreuen sich in den Vereinigten Staaten von Nordamerika bei den großen Talbrücken großer Beliebtheit und sind schon für Spannweiten bis zu 55 m angewendet worden[1]). Die Überschreitung zahlreicher großer Ströme und breiter Talmulden verlangt Brücken von großer, hierzulande nicht bekannter Länge und gestattet daher eine oftmalige Wiederverwendung der Lehrgerüste und die ausgiebige Anwendung maschineller Hilfsmittel.

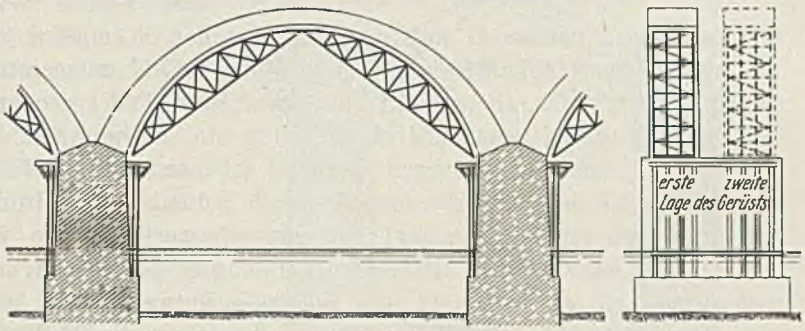


Abb. 279. Eiserner Lehrgerüstbinder aus Dreigelenk-Fachwerkbogen.

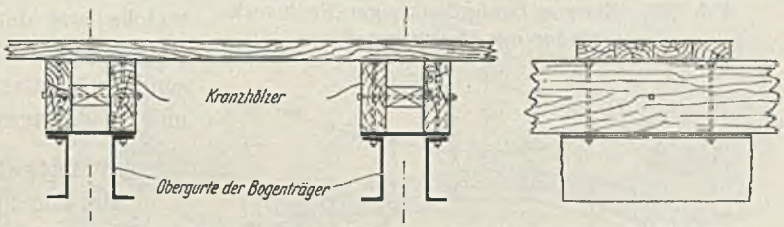


Abb. 280. Auflagerung der Schalung für durchgehende Gewölbe auf eisernen Rüstbindern.

Die Binderhälften der Bogen werden in der Regel als Segmentbogen ausgeführt, deren Obergurt der Leibungsform des Gewölbes angepaßt ist, während der Untergurt gerade durchgeführt oder mit einem oder mehreren einspringenden Winkeln versehen ist (Abb. 279 u. 282).

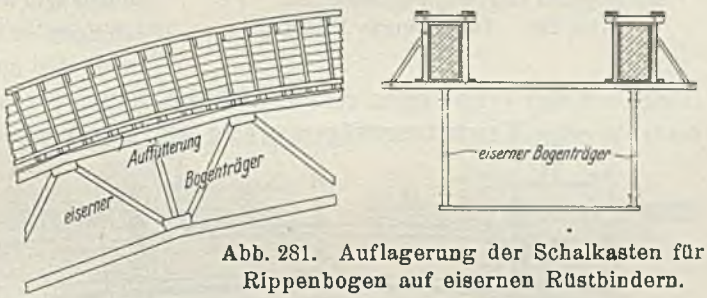


Abb. 281. Auflagerung der Schalkasten für Rippenbogen auf eisernen Rüstbindern.

Bei kleineren Spannweiten besteht der Obergurt meist aus einem Stehblech mit zwei angeschlossenen Winkeln, die übrigen Stäbe aus einem oder zwei Winkeln; bei größeren Weiten werden für die Gurtungen Kastenquerschnitte erforderlich.

Die Anbringung der hölzernen Schalung auf den Obergurten ist in Abb. 280 u. 281 gezeigt.

Der Leitgedanke bei der Benutzung eiserner Rüstungen — möglichst oftmalige Verwendung derselben — hat schon von vornherein auf die Konstruktion der Brücken selbst maßgebenden Einfluß. Bei Vorhandensein mehrerer Öffnungen werden diese wenn irgend möglich gleich gemacht, sodann wird auch das Brückengewölbe in seinem Querschnitt möglichst so ausgebildet, daß schon in einer und derselben Öffnung das Gerüst zweimal oder noch öfter verwendet werden kann. Zu diesem Zwecke wird das Gewölbe in Zwillingsbogen oder stabförmige Rippen aufgelöst, so daß nach Fertig-

[1]) Eng. Rec., Mai 1913, S. 542, Nov. 1913, S. 594 u. Juli 1915, S. 42.

stellung eines Teilbogens das Gerüst auf Walzen seitwärts unter den nächsten verschoben wird.

Bei großen Spannweiten werden die einzelnen Binderhälften für das Versetzen zu schwer, man hat sie deshalb nach Abb. 282 in zwei Teile, I und II, zerlegt. Die ersteren werden zuerst versetzt und in dem bereits fertiggestellten Beton an den Kämpfern verankert. Dann wird Teil II aufgesetzt und durch Schrauben mit Teil I verbunden.

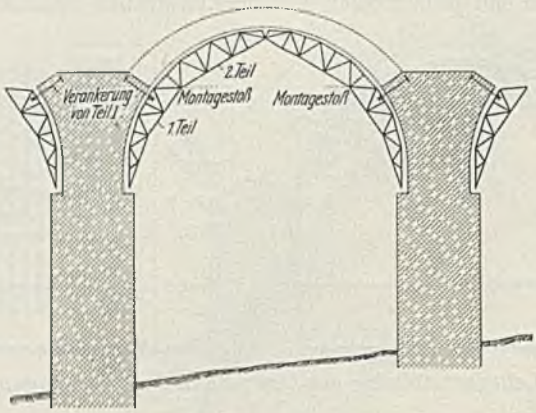


Abb. 282. Eiserne Dreigelenkbogen-Fachwerkbinder mit Montagestoß.

Die Ausbildung der Gelenke erfolgt meist in ziemlich vollkommener Weise durch Einschaltung von Bolzen in der den amerikanischen Brücken eigenen Weise.

Auflagerung. — Dieselbe erfolgt entweder auf hölzernen Jochen, welche gegen die Pfeiler oder Widerlager gestellt werden (Abb. 279), oder auf I-Schienen, welche aus dem Mauerwerk auskragen. Bei großen Brücken werden hierfür besondere Absätze im Mauerwerk der Pfeiler und Widerlager hergestellt (Abb. 282).

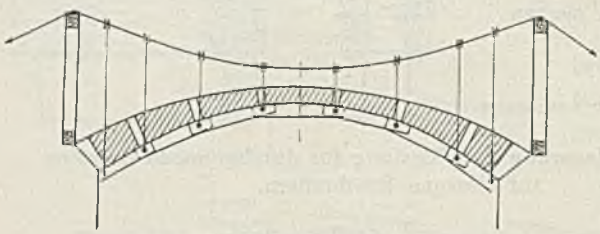


Abb. 283. Aufgehängte Rüstung.

d) Aufgehängte Rüstungen.

Bei den hierunter zu besprechenden Ausführungsweisen wird die Schalung an Drahtseilen aufgehängt. Abb. 283 zeigt den Fall, wo die Schalung mittels Hängestangen aus Rundeisen an einem Drahtseilkabel aufgehängt ist, das über hölzerne Böcke auf den Widerlagern geführt und nach hinten verankert ist. Solche Gerüste sind mangels eines Versteifungsträgers wenig steif und kommen daher selten und dann nur

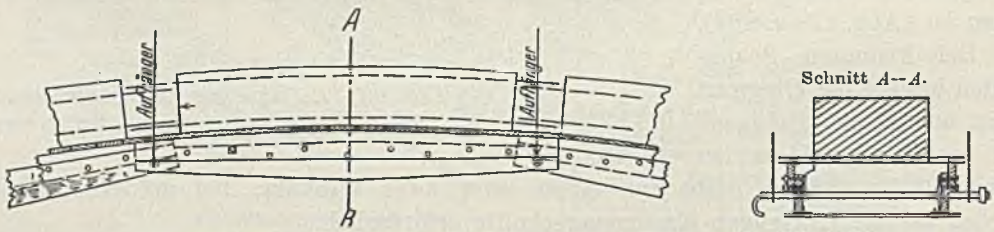


Abb. 284. Einzelheiten der Aufhängung der Rüstung in Abb. 283.

für leichte Konstruktionen wie etwa für Fußstege in Betracht. Damit nun eine Formänderung des Gerüstes möglich ist, ohne daß der Beton zu Schaden kommt, so sind, wie Abb. 284 zeigt, die einzelnen Kranzbohlen an den übergreifenden Enden — woselbst auch die Hängestangen angreifen — durch ein Gasrohrstück gelenkig verbunden[1]). Es können so die Hauptlamellen des Gewölbes betoniert werden, ohne daß die Formänderung des Gerüstes dem Beton schädlich wäre. Die Betonierung der schmalen Schlußlamellen muß natürlich rasch und gleichmäßig vor sich gehen, da in diesem Falle

[1]) B. u. E. 1913, S. 192.

jedoch schon eine größere und gleichmäßige Belastung vorhanden ist, so fallen die Formänderungen geringer aus.

Einige derartige Gerüste sind für Gehstege in den Vereinigten Staaten von Nordamerika zur Ausführung gekommen.

ε) Rüstung für Bogenbrücken mit steifen Eiseneinlagen.

1. Für Melanbrücken. — Bei der Herstellung von Gewölben nach Bauweise Melan gelangen bekanntlich an Stelle der sonst üblichen schlaffen Eiseneinlagen für sich allein steife vollwandige oder Gitterträger zur Einlage, die, als Schalungsträger benutzt, genügend stark sein müssen, um außer ihrem Eigengewicht das Gewicht der Schalung und des Gewölbebetons ganz oder teilweise tragen zu können.

Ein Hauptgrund für die Anwendung dieser Bogenbewehrung ist daher der, daß die Schalung ganz oder zum Teil an die eisernen Träger angehängt und damit das Lehrgerüst einfacher und billiger als gewöhnlich hergestellt werden kann.

Das kommt einem vorhandenen Bedürfnisse sehr entgegen, da die Lehrgerüste meist nicht nur einen hohen Prozentsatz der gesamten Baukosten ausmachen, sondern wegen ihrer Gefährdung durch Feuer, Hochwasser, Eisgang, Schiffahrt usf. immer einen unsicheren Faktor beim Bau eines Brückengewölbes bilden.

Abb. 285. Aufhängung der Schalung bei Melanbrücken mit Schraubenbolzen.

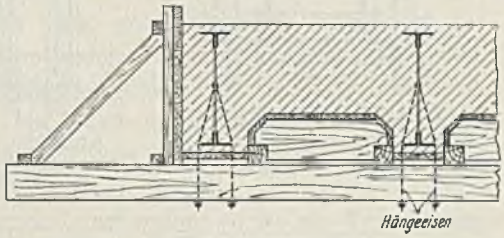


Abb. 286. Aufhängung der Schalung bei Melanbrücken mit Hängeeisen.

Die eisernen Bogen lassen sich entweder ohne besondere Gerüste von den Widerlagern oder Pfeilern aus frei vorbauen oder durch Krane oder sonstige Hebezeuge errichten. Im schlimmsten Falle kann ein leichtes Montagegerüst verwendet werden, das rasch wieder entfernt werden kann.

Die Art und Weise, wie die Schalung an den Gitterträgern aufgehängt wird, zeigen Abb. 285 bis 287. In Abb. 285 ist die Schalung mittels einer Mutterschraube an dem Untergurt des Bogens angehängt. Durch Herausdrehen der Mutter kann die Schalung leicht weggenommen werden. In Abb. 286 sind die Querhölzer, welche die Schalung des in diesem Falle mit vorspringenden Rippen versehenen Gewölbes tragen, mittels Hängeeisen befestigt, die von den Mitten der Gitterbogen herabhängen. Bei der in Abb. 287 dargestellten Vorrichtung schließlich werden über den Untergurt des Trägers eiserne Bügel B hereingestülpt, von denen in Scharnieren befestigte Schraubenbolzen s herab-

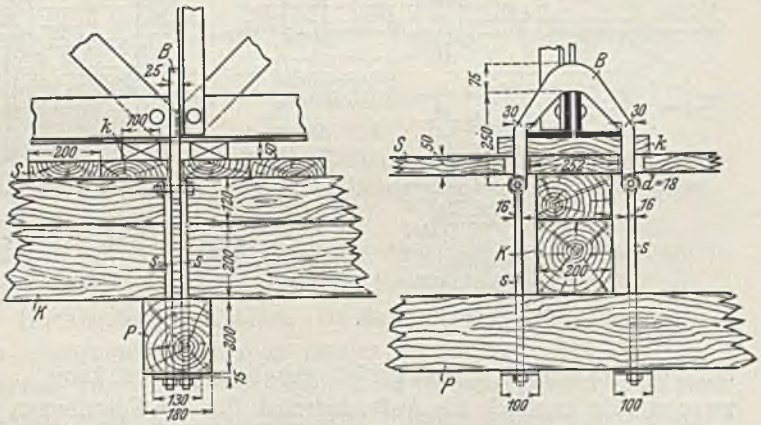


Abb. 287. Aufhängung der Schalung bei Melanbrücken mit Bügel und Hängeeisen.

hängen, die quer zum Gewölbe liegende Pfetten P fassen. Quer zu diesen werden unter die Gurte die Kranzhölzer K aufgelegt, auf denen die Schalung ruht.

Werden anstatt des vollen Bogens einzelne Bogenrippen ausgeführt, so kann die Schalung nach Abb. 288 angeordnet werden, woselbst der Schalkasten mittels Schrauben an die Untergurte der eisernen Gitterbogen aufgehängt und mit Hilfe von Betonklötzchen dagegen verspannt ist.

Will man nur einen Teil des Gewölbebetons an dem Fachwerkträger aufhängen, so wird noch ein Teillehrgerüst notwendig, das aber erheblich einfacher und leichter

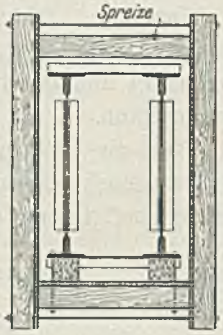


Abb. 288. Verschalung von Bogenrippen nach der Melanbauweise.

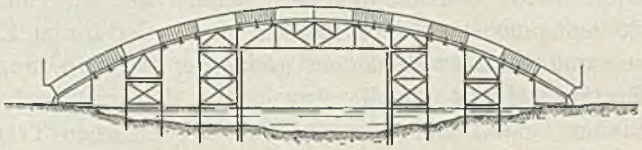


Abb. 289. Einrüstung von Melanbogen mit nur teilweiser Anhängung der Wölblast an den Eisenträgern.

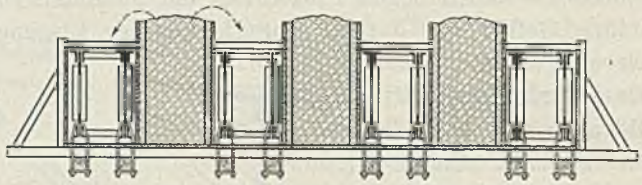


Abb. 290. Betonierungsweise von Rippenbogen nach Bauweise Melan mit Vorspannung der Eisenträger.

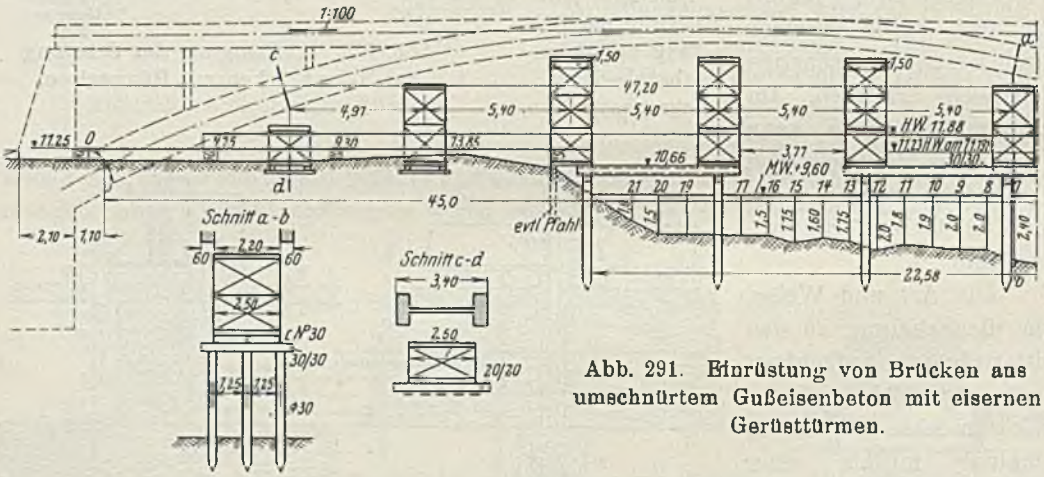


Abb. 291. Einrüstung von Brücken aus umschnürtem Gußeisenbeton mit eisernen Gerüsttürmen.

als ein gewöhnliches Lehrgerüst gehalten werden kann[1]). Dieses Teillehrgerüst wird zweckmäßig zugleich als Aufstellgerüst für den Eisenbogen verwendet, falls ein solches überhaupt benötigt wird. Abb. 289 zeigt den Vorgang, wobei Gewölbelamellen gleicher Größe abwechselnd am Gitterbogen aufgehängt sind bezw. auf dem Gerüst aufliegen. Die Gitterträger und das feste Gerüst nehmen sonach je die halbe Gewölbelast auf.

Im folgenden soll — da auch für die Anordnung der Lehrgerüste von Bedeutung — noch das von Spangenberg angegebene Verfahren Erwähnung finden, das als eine Vervollkommnung der Bauweise Melan für große Spannweiten anzusehen ist und womit

[1]) Näheres hierüber s. B.-I. 1924, S. 503 u. f. sowie 1925, S. 635, in welch letzterer Quelle eine Theorie über die teilweise Anhängung des Wölbgewichtes an die steifen Eisenbogen von flachen Melangewölben gegeben ist.

es möglich wird, den eisernen Gitterbogen eine Vorspannung zu erteilen, ohne daß die zugehörigen Betonlamellen eine solche erhalten. Hiernach wird, wie Abb. 290 zeigt, das zum Betonieren des Gewölbes benötigte Kies- oder Steinschlagmaterial bereits vorher in die Zwischenräume zwischen den Schalkasten der einzelnen Bogenrippen eingebracht und beim Betonieren dann jedesmal so viel Rohmaterial daneben weggenommen, als man Beton eingebracht hat. So erhält der Gitterbogen gleich von Anfang an seine Vorspannung in voller Größe.

2. Für Brücken aus umschnürtem Gußeisenbeton. — Die mit druckfester Bewehrung (Gußeisen) ausgeführten Bogenbrücken nach Bauweise Emperger, welche hinsichtlich ihrer Wirkungsweise mit den Melanbrücken verwandt sind, benutzen bei der Ausführung leichte Gerüste für die Montage und teilweise Übernahme der Gewölbelast[1]). In Abb. 291 sind die von der Firma Ellmer & Cie. für diesen Zweck eingeführten senkrecht ausziehbaren eisernen Gerüsttürme ersichtlich, welche bei Bogenbrücken nach Bauweise Emperger schon mehrfach Anwendung gefunden haben.

4. Der Unterbau.

Der Unterbau der Gerüste ist im wesentlichen verschieden, je nachdem die Aufstellung im Trockenen oder Nassen erfolgt.

Aufstellung im Trockenen. In diesem Falle geschieht die Übertragung der Drücke durch Ständer oder Streben. Können dieselben auf festen Fels gestellt werden, so genügt es, denselben abzugleichen und die Fuge zwischen Fels und Hirnholz sorgfältig mit Zementmörtel auszustampfen. Um ein Ausweichen des Holzes nach der Seite zu verhindern, sind bisweilen schon Eisenstangen in den Felsen eingelassen worden, die in ein entsprechend gebohrtes Loch im Holz paßten.

Ist mehr oder weniger nachgiebiger Untergrund vorhanden, so ist zur Vermeidung schädlicher Setzungen der Druck der Ständer auf eine genügend große Fläche zu verteilen. Bei leichten Gewölben des Hochbaues genügt es oft, unter die Ständer eine Bohle oder Schwelle zu legen. Sind größere Drücke zu übertragen, so ordnet man Längs- und Querlagen von Bohlen oder Schwellen (Schwellenstapel) (Abb. 292 u. 293) oder aber besondere Betonfundamente (Betonsockel) an. Während man im letzteren Falle früher stets auf einer zwischengelegten Schwelle aufgesetzt hat, unterläßt man das neuerdings wegen der Zusammendrückung des Holzes quer zur Faser und stellt nur eine Zementfuge her.

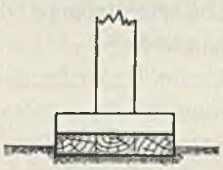


Abb. 292.

Abb. 293.

Druckverteilung unter Ständern bei nachgiebigem Untergrund oder schweren Lasten.

Ist der Unterbau dem Hochwasser ausgesetzt, so sind die Betonfundamente, wie Abb. 294 zeigt, schon durch eingerammte Schienen versichert worden. Abb. 295 stellt einen Steinkasten als Unterbau vor, wie sie bei Bauten im Gebirge gebräuchlich sind.

Aufstellung im Wasser. Ist das Rammen von Pfählen möglich, so entfällt ein weiterer Unterbau. Bisweilen steht aber auf dem Flußgrunde Felsen an, so daß nicht gerammt werden kann, auch kann das Vorhandensein großer im Flußbett liegender Steine eine Rammung oft unmöglich machen, so daß man zu besonderen Verfahren greifen muß.

Bei der in Abb. 296 dargestellten Ausführungsweise wurden die Ständer des Untergerüstes stumpf auf die Felssohle gestellt und der nötige Widerstand gegen Ver-

[1]) S. a. B. u. E. 1916, S. 117 und 1917, S. 73, sowie D. Bztg., Zementbeilage 1916, S. 42; ferner B. u. E. 1926, S. 55.

schieben dadurch geschaffen, daß sie bis auf Mittelwasserhöhe mit Beton umgeben wurden, der in versenkte Holzkasten ohne Wasserhaltung eingebracht wurde.

Bei der Neckarbrücke in Ziegelhausen bei Heidelberg bestand ein Teil der Flußsohle aus anstehendem Granit. Hierbei wurden die hölzernen Pfosten auf einen aus ⊔-Eisen bestehenden Rost gestellt, der auf die Flußsohle gelegt worden war[1]).

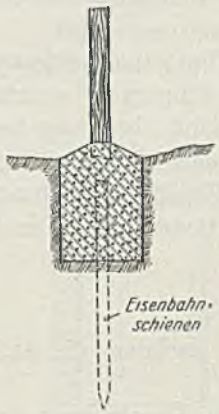


Abb. 294. Betonfundament für Gerüstständer in Flußbetten.

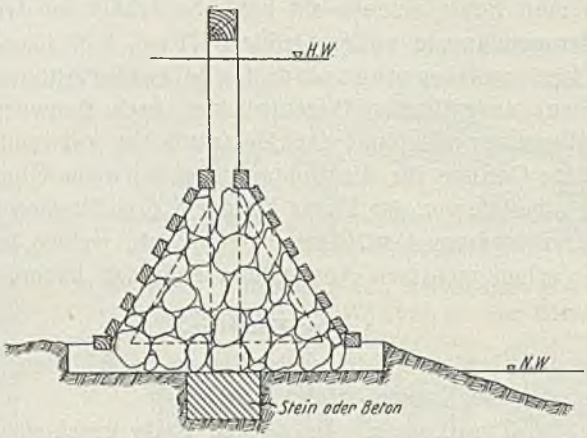


Abb. 295. Ständerversicherung mittels Steinkasten.

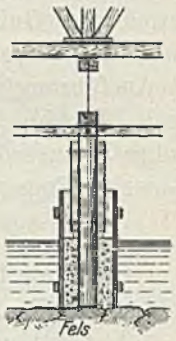


Abb. 296. Ständerversicherung mit Betonkasten.

Die große Bedeutung derartiger Unterbauten für den Bestand des Gerüstes und die Wichtigkeit einer sorgfältigen und gewissenhaften Ausführung wird scharf beleuchtet durch den Unfall beim Bau der zweigleisigen gewölbten Eisenbahnbrücke über den Kymenfluß bei Koria in Finnland, wo das Gerüst für das Gewölbe mit 70 m Spannweite unmittelbar nach Fertigstellung desselben infolge Nachgebens des Unterbaues vom Wasser fortgerissen wurde[2]).

Besonders unglückliche Untergrundverhältnisse machen zuweilen sehr schwierige und kostspielige Gründungsarbeiten notwendig, um feste Stützpunkte für die Lehrgerüste zu schaffen. So wurde beim Bau der Isonzobrücke bei Salcano zur Herstellung eines Lehrgerüstpfeilers eine Gründung mit Druckluft verwendet, deren Kosten einschließlich der Wiederbeseitigung ebenso groß waren wie diejenigen des Lehrgerüstes selbst.

Beim Bau der Skurubrücke in Stockholm war für das Gerüst des Hauptbogens mit 72 m Stützweite ein mittlerer Stützpunkt nötig, der durch die Aufstellung eines hölzernen Senkkastens geschaffen wurde. Da der tragfähige Felsen in der Mitte des Wasserlaufes 20 m unter Mittelwasserspiegel lag und darüber eine Schlammschicht von an der tiefsten Stelle 10 m Mächtigkeit vorhanden war, so wurde diese zunächst herausgebaggert und an ihre Stelle eine Kiesbank bis etwa 8 m unter Wasserspiegel geschüttet, worauf 256 Stück hölzerne Pfähle in dieselbe gerammt und in der Höhe der Oberkante der Kiesbank abgeschnitten wurden. Am Lande waren inzwischen zwei halbe hölzerne Senkkasten zusammengezimmert worden, die auf einer schiefen Ebene ins Wasser gelassen, über die Pfähle geschleppt und durch Belastung mit Steinen auf dieselben abgelassen wurden[3]).

[1]) Näheres s. D. Bztg. 1915, Bd. 1, S. 83.

[2]) S. Bericht über die XXVIII. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 23., 24. u. 25. Februar 1925 und B. u. E. 1926, S. 317.

[3]) B. u. E. 1906, S. 77.

5. Ausrüstungsvorrichtungen.

Die Ausrüstungs- oder Absenkungsvorrichtungen haben den Zweck, ein allmähliches und stoßfreies Senken der Schalung behufs deren Wegnahme zu ermöglichen.

Hierzu werden hauptsächlich verwendet: Keile, Bügelhölzer, Sandtöpfe und Schraubenspindeln oder Senkschrauben. Das schon verschiedentlich in Frankreich angewendete Verfahren durch Anheben des Gewölbes mittels Druckwasserpressen sowie die in Amerika angewendete Ausrüstungsweise von Fachwerkbogen durch Verändern der Länge eines Stabes desselben sind unten unter Ziff. 13 beschrieben[1]).

Die Anbringung der Absenkungsvorrichtungen erfolgt an mehr oder weniger zahlreichen Stellen des Gerüstes. Durch Verringerung der Zahl derselben werden nicht nur die Ausgaben für Anschaffung der Ausrüstungsmittel und für Arbeitslöhne zur Vornahme der Absenkung verringert, sondern es ist auch eine bessere Gewähr für das Gelingen der Ausrüstung selbst vorhanden.

Die Ausrüstungsvorrichtungen werden, wenn irgend möglich, hochwasserfrei gelegt und in der Regel zwischen Ober- und Untergerüst, also bei den zumeist ausgeführten Lehrgerüstformen etwa in Höhe der Kämpfer untergebracht.

a) Keile.

Die Keile bestehen aus hartem Holz und werden in der Regel als Doppelkeile mit einem Anzug der geneigten Flächen von 1 : 6 bis 1 : 10 ausgeführt. Ihre Größe richtet sich nach der Größe des auf ihnen liegenden Druckes und bemißt sich danach, daß die Beanspruchung in den Keilflächen den Betrag von 10 bis 15 kg/cm² nicht überschreitet, weil sonst die Keilreibung zu groß wird.

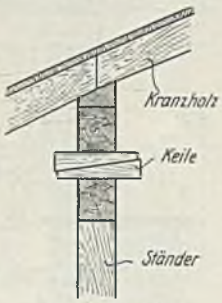


Abb. 297.

Die Keile sind billig und ihre Handhabung einfach, auch erfordern sie nur geringe Bauhöhe und können daher leicht an beliebigen Stellen im Gerüst untergebracht werden. Der Ort der Unterbringung ist in der Regel zwischen Ober- und Untergerüst, bei amerikanischen Ständerwerken werden sie nicht selten nach Abb. 297 zwischen den Kranzhölzern und den oberen Enden der Ständer eingeschoben. Bei niedrigen Bauwerken, wo Ober- und Untergerüst zusammenfallen, werden sie ebenfalls meist am oberen oder unteren Ende der Stützen angebracht. Das Ausschlagen der Keile beim Ausrüsten soll gleichmäßig und ohne Erschütterung vonstatten gehen, da dies aber häufig nicht möglich ist und zuweilen Gewalt angewendet werden muß, so ist die Anwendung der Holzkeile in Deutschland auf kleinere Brücken beschränkt und wird bei größeren Brücken höchstens bei den Knotenpunkten an den Kämpfern angewendet. Es ist jedoch zu bemerken, daß bei den amerikanischen Ausführungen Keile auch für große Spannweiten (Walnut-Lane-Brücke in Philadelphia mit 73 m Spannweite) Anwendung gefunden haben.

Im nachstehenden sollen noch einige besondere Keilformen erwähnt werden, welche in Einzelfällen verwendet wurden. Abb. 298 zeigt eine sinnreiche Vorrichtung, wobei ein mit beiderseitigem Anzug versehener Holzkeil senkrecht zwischen zwei hölzernen mittels Schrauben zusammengehaltenen Backen gelagert ist[2]). Das Ablassen des Gerüstes geschah durch allmähliches Aufdrehen der Schraubenmuttern, wobei der Holzkeil infolge des auf ihm lastenden Druckes nachsackte, indem er die Backen auseinandertrieb.

Eine der vorigen ähnliche, aber um 90° gedrehte Ablaßvorrichtung zeigt Abb. 299.

[1]) Über ein weiteres Verfahren s. Ztribl. d. Bauv. 1925, S. 419.
[2]) Schw. Bztg. 1919, S. 82.

Ein mehrfach geschnittener Keil, wie er für größere Drücke, also bei freitragenden Gerüsten benutzt werden kann, ist in Abb. 300 dargestellt.

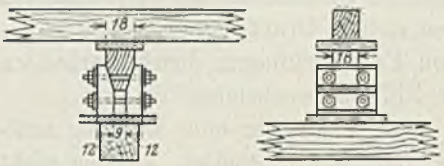


Abb. 298.

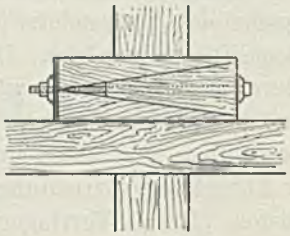


Abb. 299.

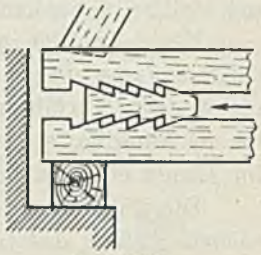


Abb. 300.

Besondere Keilformen.

b) Bügelhölzer.

Unter Bügelhölzer, auch Zuffersche Klötze genannt, versteht man hohlliegende Schwellenstücke, die meist zwischen den Durchzügen des Ober- und Untergerüstes eingelegt sind (Abb. 301). Sie sind von dem österreichischen Ingenieur Zuffer angegeben und haben bei den Brücken der österreichischen Alpenbahnen und auch sonst Anwendung gefunden[1]). Die Wirkungsweise dieser Vorrichtung besteht in einer stufenweisen Verkleinerung der seitlichen Auflagerflächen durch Wegnahme mit der Säge, so daß die noch stehengebliebenen Reste des Auflagers schließlich abgedrückt werden.

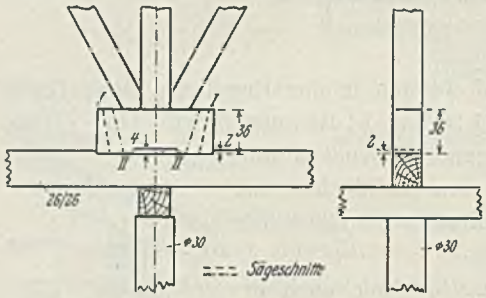
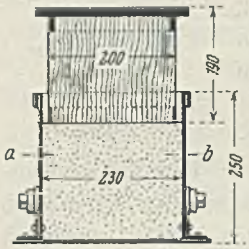


Abb. 301. Zuffersche Klötze.

Um ein Einpressen des Bügels in die Unterlage zu verhindern, bringt man zuweilen 1,5 bis 2 mm starke Streifen aus Zinkblech unter die Lagerflächen an.



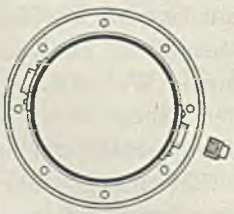


Abb. 302. Sandtopf.

c) Sandtöpfe.

Diese bestehen aus einem zylindrischen Topf aus Schmiede- oder Gußeisen, in den oben ein Stempel aus Eichenholz oder Gußeisen paßt (Abb. 302). Im vorbereiteten Zustande ist der Raum zwischen dem Boden des Topfes und dem Stempel nicht ganz bis obenan mit Sand gefüllt, der beim Absenken durch Öffnen von am unteren Rande des Zylinders angebrachten Verschlüssen (Schraubenstöpsel) zum Ausfließen gebracht wird, so daß sich der Stempel senkt.

Abb. 303. Nestlescher Sandtopf. Stempel weggelassen.

Etwas vollkommener ist der Nestlesche Sandtopf[2]), bei welchem die unten am Zylindermantel angebrachten Löcher mit einem drehbaren schmiedeeisernen Ring r verschlossen sind, welcher gleiche Öffnungen hat (Abb. 303). Beim Ausrüsten wird der Ring zunächst so weit gedreht, daß zwischen den Öffnungen des Zylindermantels und des Ringes ein kleiner Spalt entsteht, dieser wird dann je nach Bedarf durch weiteres Drehen des Ringes vergrößert.

[1]) Z. d. ö. V. A. I. 1903, S. 174. — [2]) Ztrlbl. d. Bauv. 1902, S. 156.

Damit der Sand gut aus den Töpfen fließt, muß er rein und völlig trocken sein, am besten ist Quarzsand, der vorher geröstet wird. Trotzdem wird es meist nötig, das Ausfließen des Sandes durch Klopfen auf den Sandtopf mittels eines Holzes und mit Zuhilfenahme eines Hakens oder Löffels zu unterstützen.

Um den Sand auch während der Bauzeit trocken zu halten, ist es geboten, den Zwischenraum zwischen Stempel und Topfwand mit Harz, Pech, Asphalt oder anderen abdichtenden Stoffen luft- und wasserdicht abzuschließen und zur Abhaltung des Regenwassers den Topf außerdem mit einer wasserdichten Haube aus Segeltuch oder Ölpapier zu überstülpen.

Der Durchmesser der Sandtöpfe schwankt zwischen 20 und 30 cm je nach der Last, welche dieselben aufzunehmen haben, die letztere kann bei mittlerem Durchmesser zu etwa 20 t angenommen werden. Bei größeren zu übertragenden Einzellasten werden zwei und drei Sandtöpfe nebeneinandergestellt.

Im Vergleich mit den nachstehend beschriebenen Schraubenspindeln haben die Sandtöpfe den Vorzug der Billigkeit sowie den, daß die Auflagerung des über ihnen liegenden Obergerüstes eine stabilere ist. Dagegen sind etwa erforderliche kleine Höhenregulierungen des Gerüstes, wie sie mit Schraubenspindeln vorgenommen werden können, bei den Sandtöpfen nicht möglich.

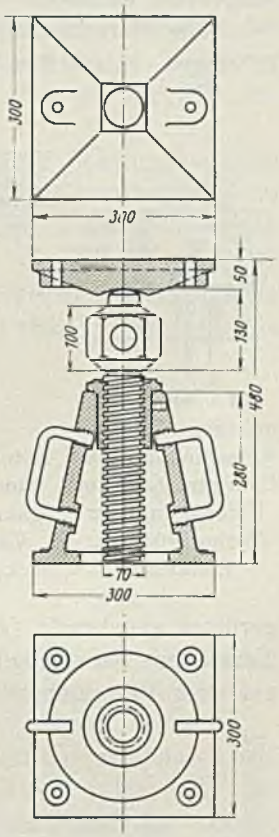


Abb. 305. Schraubenspindel mit kugelförmiger Lagerung der Kopfplatte.

d) Schraubenspindeln.

Die Schraubenspindeln oder Senkschrauben bestehen aus einem nach unten gespreizten Gehäuse aus Stahlguß, welches die Mutter enthält, und einer sich darin drehenden senkrecht gestellten Schraubenspindel (Abb. 304 u. 305). Diese ist entweder zur Druckverteilung am oberen Ende zu einem Kopf erweitert (Abbild. 304), da bei schiefem Kraftangriff hierbei jedoch starke Biegungsbeanspruchungen hervorgerufen werden, welche auch das Drehen erschweren, so hat man nach Abbild. 305 die obere Druckplatte als besonderes Stück ausgeführt und die Schraubenspindel in einem kugelförmigen Ausschnitt derselben gelenkig gelagert, so daß bei schiefem Kraftangriff der Kopfplatte die passende Einstellung selbsttätig erfolgen kann. Die Drehung der Spindel geschieht entweder mit Hilfe eines aufgesteckten Schlüssels (Abbild. 304) oder durch Einstecken von Hebeln in die hierfür mit Löchern versehenen Spindeln (Abb. 305). Zur Verhütung des Festrostens ist die Mutter aus Rotguß hergestellt und als besondere Büchse in das Gehäuse eingesetzt.

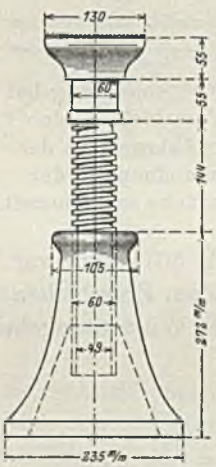


Abb. 304. Schraubenspindel.

Die Schraubenspindeln haben gegenüber den unter Ziffer a) bis c) beschriebenen Ausrüstungsvorrichtungen den Mangel einer weniger stabilen Auflagerung des oberen Gerüstteils und erfordern höhere Anlagekosten, sie gewähren aber die Möglichkeit einer genauen und beliebigen Regulierung der Gerüsthöhe beim Aufstellen und Ablassen des Gerüstes.

Die Tragkraft der meist benutzten Schraubenspindeln beträgt etwa 20 bis 25 t, werden größere Lasten im Knotenpunkt eingetragen, so werden zwei Spindeln untergestellt.

6. Verschiebung der Lehrgerüste.

Bei breiten Gewölben ist es oft zweckmäßig, aus Ersparnisgründen dieselben in zwei Hälften auszuführen und das Lehrgerüst nur für eine Hälfte anzufertigen, um es nach Fertigstellung dieser zur Ausführung der zweiten Hälfte seitlich zu verschieben. Dies trifft in gleicher Weise für Zwillingsgewölbe und stabförmige Rippenbogen zu.

Als Beispiel hierfür sei der Vorgang bei der Verschiebung des nach dem einfachen Strebensystem ausgebildeten Lehrgerüstes der Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Cannstatt beschrieben, wobei das sehr breite Gewölbe in zwei Hälften ausgeführt wurde[1]).

Die Verschiebung des Gerüstes der Flußöffnung und derjenigen der Vorlandöffnungen unterschied sich insofern, als beim ersteren nur das Obergerüst, bei den letzteren dagegen Ober- und Untergerüst zusammen verschoben wurden, es war deshalb beim Gerüst der Flußöffnung das Untergerüst auf die ganze Gewölbebreite hergestellt worden.

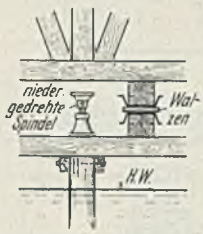


Abb. 306. Anordnung bei der Verschiebung des Obergerüstes der Flußöffnung der Neckarbrücke zu Cannstatt.

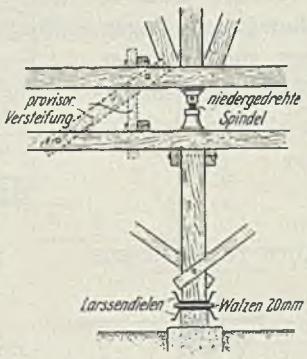


Abb. 307. Anordnung bei der Verschiebung der ganzen Lehrgerüste der Vorlandöffnungen der Neckarbrücke zu Cannstatt.

Der Vorgang bei der Flußöffnung war nun so, daß nach Abb. 306 neben den Schraubenspindeln quer zur Brücke Kapphölzer angeordnet wurden, welche an den zugekehrten Seiten Larssen-Dielen trugen, zwischen denen 20 mm starke Walzen aus Rundeisen eingelegt waren. Die Übergabe der Last von den Spindeln auf die Walzen geschah durch Niederdrehen der ersteren.

Bei den Vorlandöffnungen waren die Walzen am Fuße der Ständer des Untergerüstes angebracht (Abb. 307) und war deshalb eine besonders gute vorübergehende Versteifung notwendig. Zum Einschieben der Rundeisenwalzen wurde das ganze Gerüst vor dem Verschieben mit Winden angehoben und dann auf die Walzen niedergelassen.

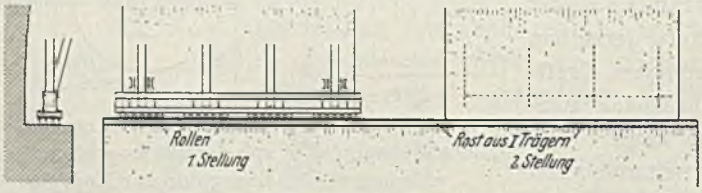


Abb. 308. Anordnung zur Verschiebung der amerikanischen Fachwerksbogenbinder.

Die Verschiebung wurde mit Drahtseilen und Flaschenzügen bewerkstelligt, welche an jedem zweiten Bund ansetzten. Man benötigte somit für jedes Gerüst sechs Flaschenzüge, die von je fünf Mann gleichmäßig bedient wurden und das Gerüst innerhalb der Zeit von zwei Stunden von der alten in die neue Lage verschoben. Bei 9 m Verschiebungslänge betrug somit die Geschwindigkeit 7 bis 8 cm in der Minute.

Es braucht kaum besonders hervorgehoben zu werden, daß die Stetigkeit und Gleichmäßigkeit der Bewegung durch genaue Messungen und Beobachtungen gesichert wurde.

[1]) Über das Lehrgerüst selbst siehe Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., II. Bd., S. 358.

Die Vorrichtung zur Verschiebung der in Abb. 282 dargestellten schweren eisernen Fachwerkbogenbinder zeigt Abb. 308. Dabei ist unter jedem Binder ein Satz von sechs Stahlrollen von 15 cm Durchm. angebracht, die auf einem Roste von I-Trägern laufen. Die Binder sind mit Bolzengelenken in einem genieteten, kastenartigen Fußgestell gelagert, das sich auf den Rollen bewegt[1]).

Bei der Bewegung des Gerüstes ist es notwendig, den Horizontalschub aufzunehmen, wofür im ersten und vierten Binder Vorkehrungen zum Einziehen von Zugstangen getroffen sind.

7. Berechnung der Lehrgerüste.

Als Lasten wirken die Gewölbegewichte auf das Lehrgerüst, wozu noch das Gewicht der Betriebsmittel und der Arbeiter sowie die Erschütterungen durch den Arbeitsbetrieb treten, welche meist in der Weise berücksichtigt werden, daß statt des einfachen Gewölbegewichtes der $1^1/_4$- bis $1^1/_2$fache Betrag desselben in Rechnung gestellt wird. Zuweilen wird hierfür auch ein besonderer Betrag mit 200 bis 400 kg/m² eingesetzt[2]).

Der Druck des Gewölbes auf das Lehrgerüst (senkrecht zur Schalung) nimmt vom Scheitel nach den Kämpfern zu ab. Bezeichnet man die Gewölbestärke im Scheitel mit d und das spezifische Gewicht des Betons mit γ, so beträgt der Druck im Gewölbescheitel auf die Flächeneinheit $p = \gamma\, d$. Entfernen wir uns vom Scheitel bis zu einer Stelle, wo die Gewölbemittellinie um den Winkel α gegen die Wagerechte geneigt ist, so zerlegt sich daselbst das senkrecht wirkende Gewicht in eine radiale Komponente $\gamma\, d \cos\alpha$ und in eine tangentiale Komponente $\gamma\, d \sin\alpha$ (Abb. 309).

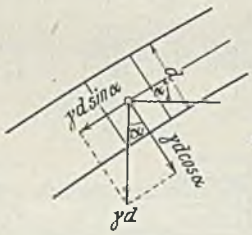


Abb. 309.

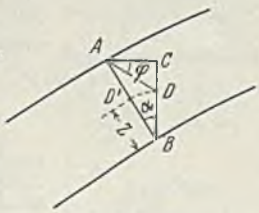


Abb. 310.

Bei weiterem Vorrücken gegen den Kämpfer wird ein Punkt erreicht, wo das Gewölbestück zu gleiten anfängt, das ist dann der Fall, wenn die tangentiale Seitenkraft den Wert des Reibungswiderstandes zwischen Beton und Leibungsschalung erreicht, d. h. wenn der Winkel α gleich dem Reibungswinkel wird. Die tangentiale Seitenkraft wird von da an um den Betrag $\gamma\, d \cos\alpha \operatorname{tg}\varphi$ vermindert. Der Reibungswinkel φ zwischen Beton und Holzschalung kann zu 15 bis 20° angenommen werden.

In gleicher Weise erfährt die radiale Seitenkraft eine Verringerung durch die Reibung des Betons an den Schalwänden der Gewölbelamellen, welche auf der Leibungsschalung aufgestellt werden, um den Betrag von $\gamma\, d \sin\alpha \operatorname{tg}\varphi$ und beträgt daher noch:

$$z = \gamma\, d \cos\alpha - \gamma\, d \sin\alpha \operatorname{tg}\varphi = \gamma\, d \cos\alpha\,(1 - \operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\varphi).$$

Die graphische Ermittlung der Druckhöhe z ist in Abb. 310 dargestellt. Die radiale Fugenlinie AB wird auf die Lotrechte AC projiziert und hierauf an die Linie AC bei A der Winkel φ angetragen, dessen freier Schenkel die Lotrechte im Punkte D trifft. Der Punkt D wird sodann nach D' übertragen, worauf BD' die reduzierte Gewölbestärke z darstellt.

In vielen Fällen, besonders bei Verwendung nassen Betons, wird die Reibung zwischen dem Beton und den Wandschalungen der Lamellen zu Null angenommen, oft

[1]) Näheres s. Eng. Rec., Bd. 69, S. 596. — [2]) S. a. B. T. 1926, S. 810.

wird auch noch die Reibung zwischen Beton und Leibungsschalung unberücksichtigt gelassen, die Drucklinie erhält dann die in Abb. 311 ersichtliche Konstruktion.

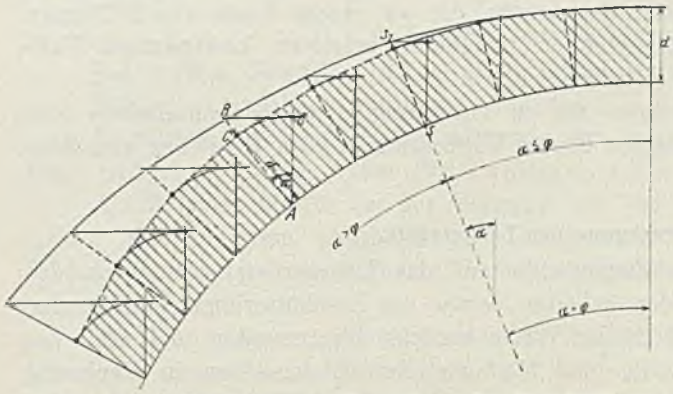


Abb. 311. Zeichnerische Ermittlung der Druckhöhen bei Gewölben ohne Berücksichtigung der Reibung zwischen Schalung und Beton.

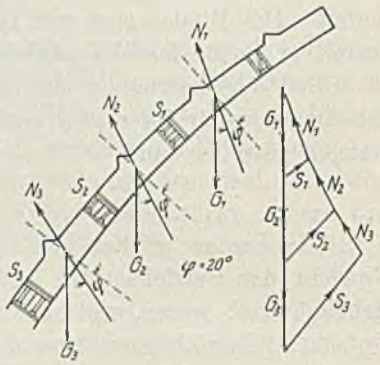


Abb. 313.

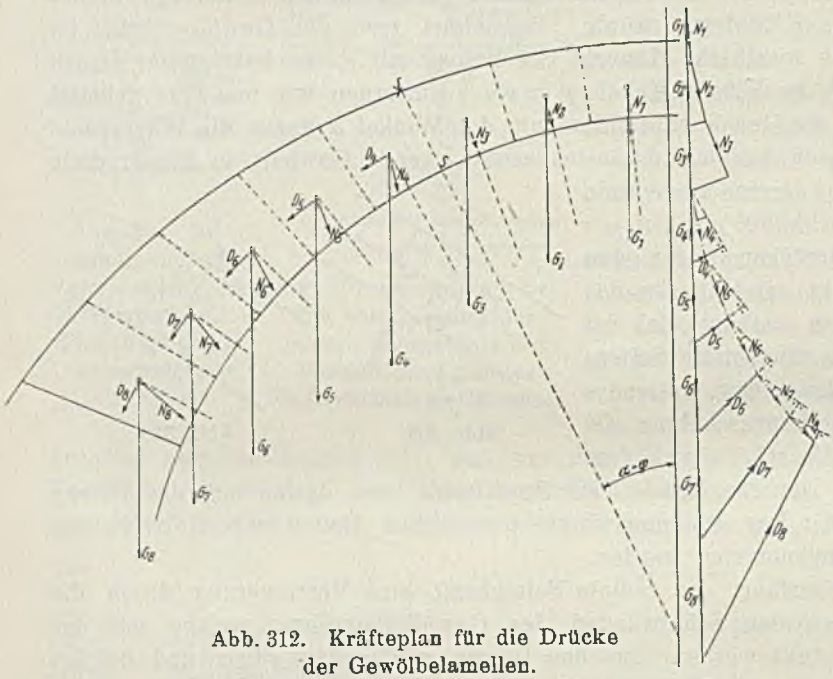


Abb. 312. Kräfteplan für die Drücke der Gewölbelamellen.

Sofern es sich nicht bloß um die Berechnung einzelner Stäbe handelt, werden jedoch in der Regel die Kräfte nach Abb. 312 durch Aufzeichnung eines Kräfteplanes ermittelt. Dabei wird das Gewölbe entsprechend den Lastpunkten des Obergerüstes in eine Anzahl radialer Lamellen eingeteilt und deren Gewichte G in Normalkräfte N senkrecht zur Leibung und Tangentialkräfte D parallel zu derselben zerlegt. Da bei den unterhalb der Fuge $s-s$ gelegenen Kräften N die Reibung zwischen Beton und Leibungsschalung zu berücksichtigen ist, so weichen bei den Lamellen G_4 bis G_8 die auf die Schalung wirkenden Drücke um den Reibungswinkel von der Normalen zur Gewölbemittellinie ab. Die Kräfte D dienen zur Berechnung der Absprießungen gegen die Widerlager (Abb. 313).

Sind so die Lasten, die auf das Gewölbe wirken, bestimmt, so kann zunächst die Berechnung der Schalung und der Kranzhölzer vorgenommen werden, welche beide auf Biegung beansprucht sind und in der Regel als frei aufliegende Träger berechnet werden.

Bei den fest unterstützten Lehrgerüsten werden sodann die eingetragenen Lasten in die Richtung der im Lastpunkt zusammenkommenden Stäbe zerlegt. Die weitere

Berechnung erstreckt sich auf den Nachweis der Knicksicherheit der Pfosten, Streben und Pfähle, sowie auf die Bemessung der druckverteilenden Unterlagen, sofern solche vorhanden sind.

Bei freitragenden Gerüsten müssen in der Regel zuerst die Stützenwiderstände ermittelt werden, worauf die Kräfte in den einzelnen Stäben nach den Regeln der Statik zu bestimmen sind. Hierbei geschieht die Berechnung zuweilen nicht nur für die volle, sondern auch für eine bei der Lamellenbetonierung eintretende Teilbelastung des Gerüstes, so daß dann die einzelnen Stäbe nach den Größtwerten bemessen werden.

Im nachstehenden soll der Gang der Berechnung von Lehrgerüsten an einigen verschiedenartigen ausgeführten Beispielen gezeigt werden.

1. Statische Berechnung des Lehrgerüstes für den Hauptbogen der Straßenbrücke über die Jller bei Kellmünz (Bayern).

Diese von der Firma Sager & Wörner in München im Jahre 1926 erbaute Brücke übersetzt die Jller mit einem Bogen von 63,5 m Spannweite und 8,5 m Pfeilhöhe.

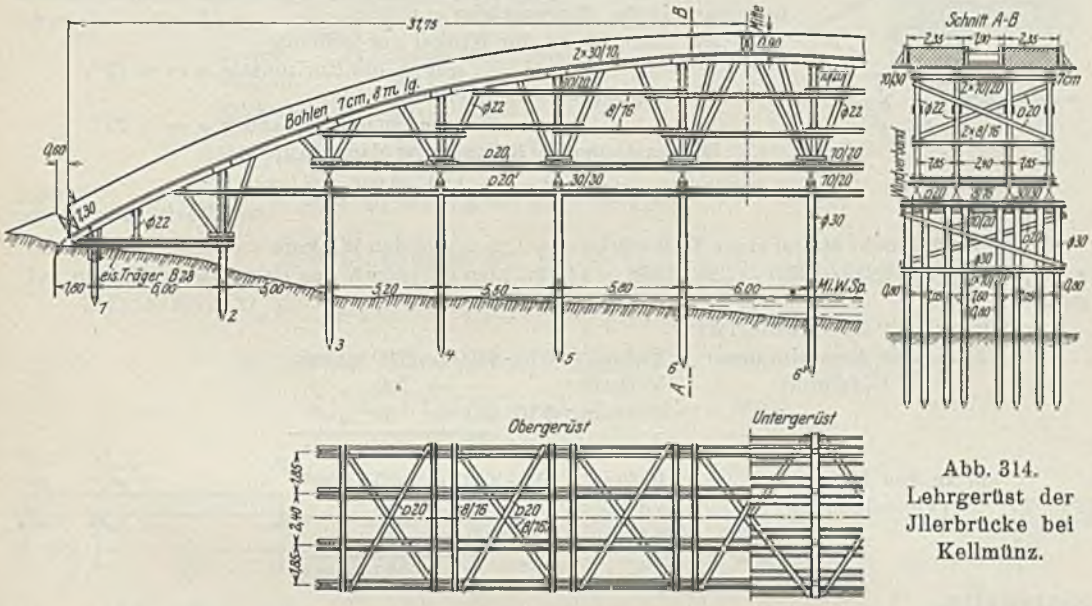


Abb. 314. Lehrgerüst der Jllerbrücke bei Kellmünz.

Dieselbe ist als Dreigelenkbogen mit Zwillingsgewölben ausgebildet, welche mit Versteifungen versehen sind und in der Nähe des Kämpfers zu einem durchgehenden Gewölbe zusammenlaufen. Das Lehrgerüst ist als einfaches Strebenwerk ausgebildet (Abb. 314).

Die Berechnung ergibt sich wie folgt:

Zulässige Beanspruchungen des Holzes.

Biegung . . . . . $\sigma_b = 90 + 25\,\% = 112{,}5$ kg/cm²

Druck parallel zur Faser . . . $\sigma_d = 70 + 25\,\% = 87{,}5$ „

„ senkrecht zur Faser . . $\sigma = 20 + 25\,\% = 25$ „

Knickformeln.

1. nach O.P.V. $F_{erf} = S \cdot \left(1 + \frac{0{,}0002\, l_k^2\, F}{J}\right)$, wobei $S = \frac{P}{\sigma_d}$,

2. Euler $J_{erf} = 72{,}7\, P\, l^2$ (bei 8facher Sicherheit),

3. Tetmajer für Rundhölzer von $\frac{l}{d} \leq 25$. Knickfestigkeit $\sigma_k = \alpha\, k_d = \alpha \cdot 330$ kg/cm²,

wobei $\alpha = 0{,}9 - 0{,}0238 \cdot \frac{l}{d}$ (dabei ist 4fache Sicherheit genügend).

Gewichte.

Gewölbe, Beton . . . . 2300 kg/m³,
Holz . . . . . 600 „
Zuschlag für Verkehr . 200 kg/m².

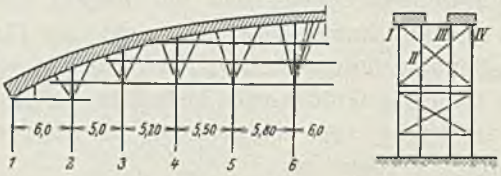


Abb. 315.

Stärke der Gewölberippen.

Scheitel . . . . 0,90 m (und Queraussteifung),
Viertelpunkt . . 1,25 „
Kämpfer . . . 1,30 „ „ „

Bindersystem (Abb. 315):

4 Binder I bis IV, Schiffahrtöffnung von 6 m in Brückenmitte.

I. Gewölbeschalung.

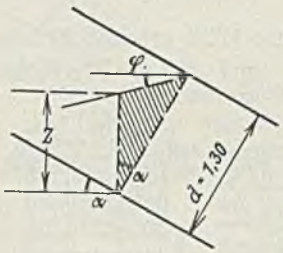


Abb. 316.

Belastung.

Im Scheitel wirkt das Betongewicht senkrecht zur Schalung in voller Größe (Bogenstärke = 0,90 m).

Am Kämpfer ist der Winkel der Leibung gegen die Horizontale $\alpha = \sim 25°$,

Am Kämpfer ist der Reibungswinkel Beton und Schalung $\varphi = 20°$.

Die Lasthöhe im Kämpfer ist dann (Abb. 316):

$$z = d\cos\alpha - d\sin\alpha\,\mathrm{tg}\,\varphi = 1{,}30\cdot(0{,}906 - 0{,}423\cdot 0{,}364)$$
$$= 1{,}30\cdot 0{,}752 = 0{,}98\text{ m}.$$

Im Viertelpunkt ist bei einer Wölbstärke $d = 1{,}25$ m und den Winkeln $\alpha = \sim 15°$ und $\varphi = 20°$ $z = 1{,}25\cdot(0{,}966 - 0{,}259\cdot 0{,}364) = 1{,}25\cdot 0{,}872 = 1{,}09$ m, hier ist jedoch das Gewölbe in Rippen aufgelöst.

Demnach ist die Gewölbelast:

a) an den Aussteifungen: (Kämpfer)	Beton	$0{,}98\cdot 2300$	$= 2260$ kg/m²
	Verkehr		$= 200$ „
	Schalung	$0{,}10\cdot 600$	$= 60$ „
			$q_1 = 2520$ kg/m²
b) an den Rippen: (Viertelpunkt)	Beton	$1{,}09\cdot 2300$	$= 2510$ kg/m²
	Verkehr		$= 200$ „
	Schalung	$0{,}10\cdot 600$	$= 60$ „
			$q_2 = 2770$ kg/m².

Stützweite.

Die Binder werden um 25 cm unter die Rippen eingerückt; damit ergeben sich die Binderabstände (Abb. 317) zu: $l_1 = l_3 = 1{,}85$ m; $l_2 = 2{,}40$ m.

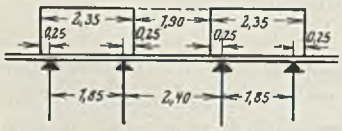


Abb. 317.

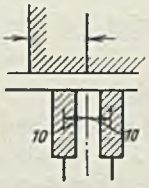


Abb. 318.

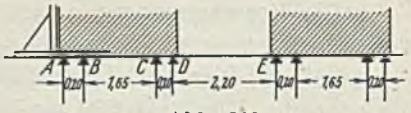


Abb. 319.

Die Schalung selbst liegt auf den Kranzhölzern auf, deren Mitten wiederum je 10 cm von Bindermitte entfernt sind (Abb. 318); damit ergeben sich für die Schalung die in Abb. 319 ersichtlichen Stützweiten.

Die Momente werden nach Clapeyron gerechnet, das System ist zur Mitte symmetrisch. Der Bemessung werden 7 cm starke Bohlen zugrunde gelegt, deren Widerstandsmoment beträgt

$$W = 100\cdot\frac{7^2}{6} = 817\text{ cm}^3,$$

sie können daher ein Moment aufnehmen von

$$M_{max} = W\,\sigma = 817 \cdot 112{,}5 = 92\,000 \text{ kgcm} = 920 \text{ kgm}.$$

Es ist nunmehr nachzuprüfen, ob dieses Moment überschritten wird.

Ermittlung der Momente.

A. An den Rippen

mit maximaler Betondruckhöhe $h' = 1{,}09$ m.

1. Moment M_a (Kragarm).

Wagerechter Seitendruck des Betons (Abb. 320):

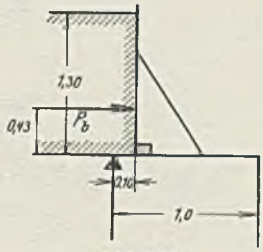


Abb. 320.

$$P_b = \frac{1}{2} \cdot \gamma_b\, h^2 \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}30^2 \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{20°}{2}\right)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}30^2 \cdot 0{,}70^2 = 0{,}95\, t_0 = 950 \text{ kg}.$$

Daher Stützenmoment: $M_1 = 950 \cdot 0{,}43 = 410$ kgm,

ferner lotrechte Lasten (Abb. 321):

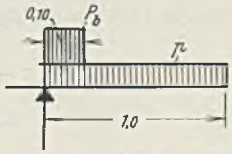


Abb. 321.

Beton $1{,}09 \cdot 2300 = 2510$ kg/m²

Verkehr $200 = 200$

Schalung $0{,}10 \cdot 600 = 60$ $\Big\}$ $= 260$ kg/m²

$$M_2 = 2510 \cdot \frac{0{,}10^3}{2} + 260 \cdot \frac{1{,}00^2}{2} = 12{,}6 + 130{,}0 = 143 \text{ kgm}$$

damit: $M_a = M_1 + M_2 = 410 + 143 = -553$ kgm.

2. Gleichungen für die übrigen Momente.

1. (Abb. 322): $M_a\, l_0 + 2\, M_b\,(l_0 + l_1) + M_c\, l_1 = -\frac{1}{4}\,(p_0\, l_0^3 + p_1\, l_1^3)$

$$-553 \cdot 0{,}20 + 2 \cdot (0{,}20 + 1{,}65)\, M_b + 1{,}65\, M_c = -\frac{1}{4} \cdot 2770\,(0{,}20^3 + 1{,}65^3);$$

$$3{,}70\, M_b + 1{,}65\, M_c = -3120 + 111 = -3009.$$

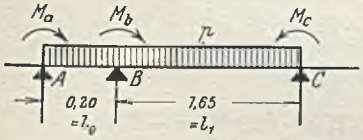


Abb. 322.

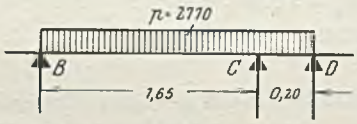


Abb 323.

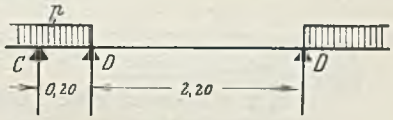


Abb. 324.

2. (Abb. 323): $1{,}65\, M_b + 2\,(1{,}65 + 0{,}20)\, M_c + 0{,}20\, M_d = -\frac{1}{4} \cdot 2770 \cdot 4{,}50$

$$1{,}65\, M_b + 3{,}70\, M_c + 0{,}20\, M_d = -3120.$$

3. (Abb. 324): $0{,}20\, M_c + 4{,}80\, M_d + 2{,}20\, M_d = -\frac{1}{4}\,(2770 \cdot 0{,}20^3 + 0 \cdot 2{,}20^3)$

$$0{,}20\, M_c + 7\, M_d = -6$$

$$M_c = \frac{-6}{0{,}20} - \frac{7}{0{,}20}\, M_d = -(30 + 35\, M_d).$$

In 2. eingesetzt gibt: $1{,}65\, M_b - 3{,}70\,(30 + 35\, M_d) + 0{,}20\, M_d = -3120$

$$1{,}65\, M_b - 111 - 130\, M_d + 0{,}20\, M_d = -3120$$

$$1{,}65\, M_b - 129{,}8\, M_d = -3120 + 111 = -3009$$

$$M_b = -\frac{3009}{1{,}65} + \frac{129{,}8}{1{,}65}\, M_d = -1823 + 79\, M_d.$$

In 1. eingesetzt gibt: $3{,}70\,(-1823 + 79\, M_d) - 1{,}65\,(30 + 35\, M_d) = -3009$

$$-6750 + 292\, M_d - 49{,}5 - 57{,}9\, M_d = -3009$$

$$234{,}1\,M_d = -3009 + 6799{,}5 = +3791; \quad M_d = \frac{3791}{234{,}1} = +16{,}2 \text{ kgm}$$

$$M_c = -(30 + 35 \cdot 16{,}2) = -(30 + 568) = -598 \text{ kgm}$$

$$M_b = -1823 + 79 \cdot 16{,}2 = -1823 + 1280 = -543 \text{ „}$$

3. Feldmoment im Außenfeld.

$$M = 2770 \cdot \frac{1{,}65^2}{8} - \frac{603 + 543}{2} = +946 - 573 = +373 \text{ kgm}.$$

B. An den Aussteifungen.

Betondruckhöhe $h' = 0{,}98$ m; $p = 2520$ kg/m².

1. Moment M_a am Kragarm

wie unter A. 1. $M_a = -553$ kgm.

2. Gleichungen für die übrigen Stützenmomente.

1. (Abb. 325): $-553 \cdot 0{,}20 + 3{,}70\,M_b + 1{,}65\,M_c = \frac{1}{4} \cdot 2520 \cdot 4{,}50$

$$3{,}70\,M_b + 1{,}65\,M_c = -2840 + 111 = -2729.$$

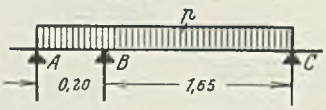


Abb. 325.

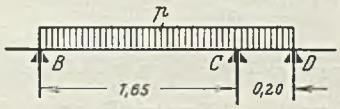


Abb. 326.

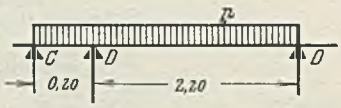


Abb. 327.

2. (Abb. 326): $1{,}65\,M_b + 3{,}70\,M_c + 0{,}20\,M_d = -2840$.

3. (Abb. 327): $0{,}20\,M_c + 4{,}80\,M_d + 2{,}20\,M_d = -\frac{1}{4} \cdot 2520\,(0{,}20^3 + 2{,}20^3) = -6700$

$$M_c = -\frac{6700}{0{,}20} - \frac{7{,}00}{0{,}20} M_d = -(33500 + 35\,M_d).$$

In 1. eingesetzt gibt: $3{,}70\,M_b - 1{,}65\,(33500 + 35\,M_d) = -2729$

$$3{,}70\,M_b - 57{,}7\,M_d = -2729 + 55300 = +52571$$

$$M_b = \frac{52571}{3{,}70} + \frac{57{,}7}{3{,}70} M_d = +(14200 + 15{,}6\,M_d).$$

In 2. eingesetzt gibt: $1{,}65\,(14200 + 15{,}6\,M_d) - 3{,}70\,(33500 + 35\,M_d) + 0{,}20\,M_d = -2840$

$$23400 - 124000 + 2840 = (+129{,}6 - 25{,}7 - 0{,}2)\,M_d;$$

$$M_d = -\frac{97760}{103{,}7} = -944 \text{ kgm}$$

$$M_c = -(33500 - 35 \cdot 944) = -33500 + 33050 = -450 \text{ kgm}$$

$$M_b = +14200 - 15{,}6 \cdot 944 = +14200 - 14720 = -520 \text{ „}$$

3. Feldmomente.

Im Innenfeld: $M = 2520 \cdot \frac{2{,}20^2}{8} - 944 = +586$ kgm

Im Außenfeld: $M = 2520 \cdot \frac{1{,}65^2}{8} - \frac{450 + 520}{2} = 860 - 485 = +375$ kgm.

Mit Ausnahme des Stützenmomentes M_d unter Ziffer B mit -944 kgm bleiben sämtliche übrigen Momente unter dem anfangs festgelegten Moment $M_{max} = 920$ kgm.

Das Moment M_d ruft eine Spannung hervor von

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{94400}{817} = 115 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Überschreitung des zulässigen Maßes ist geringfügig und daher unbedenklich.

II. Kranzhölzer.

Belastung (innere Binder):

a) An den Rippen: Beton $\frac{2{,}35}{2} \cdot 1{,}09 \cdot 2300 = 2950$ kg/lfd. m

Verkehr $\frac{1{,}85 + 2{,}40}{2} \cdot 200 = 425$ „

Schalung $\frac{1{,}85 + 2{,}40}{2} \cdot 0{,}15 \cdot 600 = 200$ „

$p_1 = 3575$ kg/lfd. m

b) Am Kämpfer entfällt auf den inneren Binder eine Belastung von:

$p_2 = 0{,}6355\, q_1 l_1 + 0{,}5\, q_1 l_2 = 2520\,(0{,}6355 \cdot 1{,}85 + 0{,}5 \cdot 2{,}40) = 2520\,(1{,}176 + 1{,}20) = 6000$ kg/lfd. m.

Letztere Belastung ist maßgebend für die Bemessung der Kranzhölzer.

Stützweite:

Die größte vorkommende Stützweite ist 2 m.

Moment:

Die Kranzhölzer laufen stets über mindestens zwei Öffnungen durch, daher kann eine kleine Einspannung angenommen werden.

$$M = p_2 \cdot \frac{l^2}{9} = 6000 \cdot \frac{2{,}00^2}{9} = 2670 \text{ kgm} = 267\,000 \text{ kgcm}.$$

Bemessung:

Erforderliches Widerstandsmoment $W = \frac{267\,000}{112{,}5} = 2370$ cm³.

Gewählt 2 Hölzer 10×30 mit $W = 2 \cdot 10 \cdot \frac{30^2}{6} = 3000$ cm³, womit den auftretenden geringen Normalkräften ebenfalls Rechnung getragen ist.

III. Ständer und Streben.

Als Ständer werden Rundhölzer benutzt. Die Knicklänge l_k ist nach Schönhöfer, Haupt-, Neben- und Hilfsgerüste im Brückenbau, Berlin 1911, Wilhelm Ernst & Sohn:

$l_k = 0{,}750\, l_0$, wenn der Stab in der Tragwandebene einmal durch schlaffe Stäbe (Zangen) gefaßt ist,

$l_k = 0{,}650\, l_0$, wenn der Stab in der Tragwandebene zweimal durch schlaffe Stäbe (Zangen) gefaßt ist,

$l_k = 0{,}625\, l_0$, wenn der Stab senkrecht zur Tragwandebene durch einen steifen Stab gefaßt ist.

a) Strebe 6c (Abb. 328).

Gesamtlänge $l_0 = 5{,}50$ m

Knicklänge $l_k = 5.50 \cdot 0{,}65 = 3{,}60$ m.

Senkrechte Belastung:

vom Kranzholz $= 6000 \cdot 2{,}0 = 12\,000$ kg

Eigengewicht der Strebe rd. $= 200$ „

Gesamtlast lotrecht $P = 12\,200$ kg.

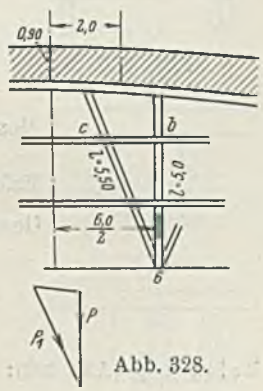


Abb. 328.

Druck in der Strebe:

$$P_1 = 12\,200 \cdot \frac{5{,}50}{5{,}0} = 13\,400 \text{ kg}.$$

Bemessung für 1 Rundholz 22 cm Durchm. mit $F = 380$ cm²

$$S = \frac{P_1}{\sigma_d} = \frac{13\,400}{87{,}5} = 153 \text{ cm}^2; \quad J = 11\,500 \text{ cm}^4$$

$$F_{erf} = S\left(1 + \frac{0{,}0002\, l_k^2\, F}{J}\right) = 153\left(1 + \frac{0{,}0002 \cdot 360^2 \cdot 380}{11\,500}\right) = 153\,(1 + 0{,}857) = 284 \text{ cm}^2.$$

Ist vorhanden.

Kontrolle nach Tetmajer $\frac{l_k}{d} = \frac{360}{22} = 16{,}4$; $\alpha = 0{,}509$; $\sigma_k = \alpha\, k_d = 0{,}509 \cdot 330 = 168$ kg/cm².

Sicherheit $n = \frac{F \sigma_k}{P_1} = \frac{380 \cdot 168}{13\,400} = 4{,}76$.

Nach Kirchner, Rüstungsbau, würde bei Anwendung der Formel von Tetmajer eine vierfache Sicherheit genügen. Es werden jedoch zur besseren Aussteifung statt einer Strebe zwei Streben angeordnet.

b) Strebe 6b (Abb. 328).

Der Stab 6b liegt bereits unter dem in Rippen aufgelösten Gewölbe und erhält eine erheblich geringere Last als der Stab 6c, wobei er auch kürzer ist. Es kann auf seine Untersuchung daher verzichtet werden.

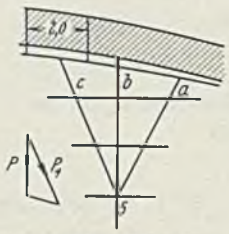


Abb. 329.

c) Strebe 5c (Abb. 329).

Gesamtlänge $l_0 = 5{,}20$ m

Knicklänge $l_k = 0{,}65 \cdot 5{,}20 = 3{,}40$ m.

Belastung lotrecht (an den Rippen):

vom Kranzholz $3575 \cdot 2{,}00 = 7150$ kg

Eigengewicht rd. $= 150$ „

Last lotrecht $P = 7300$ kg.

Druckkraft $P_1 = 7300 \cdot \frac{5{,}20}{4{,}50} = 8450$ kg.

Nach Tetmajer ist $\frac{l_k}{d} = \frac{340}{22} = 15{,}4$ und $\alpha = 0{,}534$, damit die Knickspannung $\sigma_k = 0{,}534 \cdot 330 = 176$ kg/cm² und die Sicherheit $n = \frac{F\sigma_k}{P_1} = \frac{380 \cdot 176}{8450} = 7{,}91$.

Die Untersuchung weiterer Streben kann entfallen, da durchweg Rundhölzer Durchm. 22 cm verwendet werden.

IV. I-Träger am Kämpfer (Abb. 330).

Stützweite $l = 6$ m.

Belastung durch die Einzellast P in 4 m Abstand vom linken Auflager:

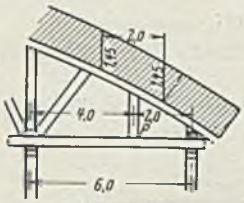


Abb. 330.

Beton	$2{,}00 \cdot 1{,}45 \cdot \frac{2{,}35}{2} \cdot 2300$	$= 7850$ kg
Schalung	$2{,}5 \cdot 0{,}07 \cdot \frac{4{,}00}{2} \cdot 600$	$= 210$ „
Kranzhölzer	$2 \cdot 2{,}50 \cdot 0{,}30 \cdot 0{,}10 \cdot 600$	$= 90$ „
Verkehr	$2{,}00 \cdot \frac{4{,}00}{2} \cdot 200$	$= 800$ „
Pfosten und Aufrundung		$= 250$ „
		$P = 9200$ kg.

Moment $M = 9200 \cdot \frac{4{,}00 \cdot 2{,}00}{6{,}00} = 1\,230\,000$ kgcm.

Erforderlich $W = \frac{1\,230\,000}{1200} = 1023$ cm³.

Gewählt 1 Differdinger B28 mit $W = 1361$ cm³.

V. Jochpfähle.

a) An der Mittelöffnung (innere Binder)

$l_0 = 6{,}50$ m; $l_k = 0{,}750 \cdot 6{,}50 = 4{,}90$ m.

Belastung (Abb. 331):

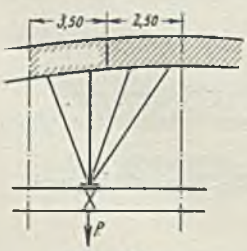


Abb. 331.

Gewölbe	$\frac{2{,}35}{2} \cdot 6{,}00 \cdot 0{,}95 \cdot 2300$	$= 15400$ kg
Aussteifung	$\frac{1{,}90}{2} \cdot 2{,}50 \cdot 0{,}92 \cdot 2300$	$= 5040$ „
Schalung	$\frac{4{,}00}{2} \cdot 6{,}00 \cdot 0{,}10 \cdot 600$	$= 720$ „
Verkehr	$\frac{4{,}00}{2} \cdot 6{,}00 \cdot 200$	$= 2400$ „
Streben und Eigengewicht		rd. $= 1440$ „
		$P = 25000$ kg.

Gewählt 2 Rundhölzer Durchm. 30 cm. Auf jeden Pfahl trifft $P = \frac{25000}{2} = 12500$ kg

$F = 707$ cm²; $J = 39761$ cm⁴; $S = \frac{12500}{87,5} = 143$ cm³

$$F_{erf} = 143\left(\frac{1 + 0{,}0002 \cdot 4{,}90^2 \cdot 707}{39761}\right) = 143\,(1 + 0{,}855) = 266 \text{ cm}^2.$$

Der gewählte Querschnitt genügt.

Nach Tetmajer: $\frac{l_k}{d} = \frac{490}{30} = 16{,}3$; $\alpha = 0{,}511$; $\sigma_k = 168$ kg/cm²,

Sicherheit $n = \frac{707 \cdot 168}{12500} = 9{,}5$ fach.

Für die Beanspruchung durch Wasserdruck ist also noch genügend Widerstandskraft übrig.

b) Joch 4 (Abb. 315).

$l_0 = 6{,}50$ m; $l_k = 0{,}750 \cdot 6{,}50 = 4{,}90$ m.

Belastung:

Gewölberippen	$\frac{2{,}35}{2} \cdot 1{,}09 \cdot 5{,}50 \cdot 2300$	= 16200 kg
Schalung	$\frac{4{,}00}{2} \cdot 0{,}10 \cdot 5{,}50 \cdot 600$	= 660 „
Verkehr	$\frac{4{,}00}{2} \cdot 5{,}50 \cdot 200$	= 2200 „
Streben und Eigengewicht rd.		= 940 „
		$P = 20000$ kg.

Gewählt 2 Rundhölzer Durchm. 30 cm; $P_1 = \frac{20000}{2} = 10000$ kg.

Nach Tetmajer: $\frac{l_k}{d} = \frac{490}{30} = 16{,}4$; $\alpha = 0{,}509$; $\sigma_k = 168$ kg/cm²,

Sicherheit $n = \frac{767 \cdot 168}{10000} = 11{,}9$ fach.

VI. Kapphölzer.

Zur Verbindung der beiden Jochpfähle unter einer Spindel sind Kapphölzer 30/30 cm angeordnet (Abb. 332).

Belastung $P_{max} = 25000$ kg,

Stützweite $l = 0{,}80$ m,

Moment $M = P \cdot \frac{l}{4} = 25000 \cdot \frac{0{,}80}{4} = 5000$ kgm.

Erforderliches Widerstandsmoment $W = \frac{500000}{112{,}5} = 4450$ cm³.

Vorhanden $W = \frac{30^3}{6} = 4500$ cm³.

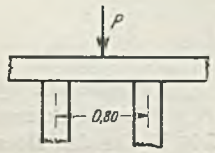


Abb. 332.

VII. Holzverbindungen.

1. Schalholz auf Kranzholz (Abb. 333).

Belastung (s. S. 323) $p_2 = 6000$ kg/lfd. m,

Auflagerfläche $F = 2 \cdot 10 \cdot 100 = 2000$ cm²,

Druckspannung $\sigma_d = \frac{6000}{2000} = 3$ kg/cm².

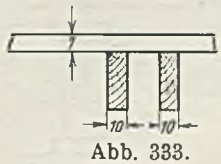


Abb. 333.

Keine besonderen Vorkehrungen notwendig.

2. Kranzholz auf Ständer.

Am Kämpfer (Aussteifungen) liegt das Kranzholz satt auf einem Querholm auf (Abb. 334).

Auflagerkraft $A = p_2 \cdot 2{,}00 = 12000$ kg; $F_{erf} = \frac{12000}{25} = 480$ cm².

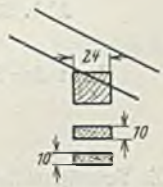


Abb. 334.

Der Querholm wird 24/24 cm gewählt. Dann ist vorhanden:

$$F = 2 \cdot 10 \cdot 24 = 480 \text{ cm}^2.$$

Bei der Auflagerung auf den Ständern und Streben kommen folgende Auflagerdrücke in Betracht:

a) An den Scheitelaussteifungen, wo das Kranzholz über 5 Öffnungen von zusammen 6 m Länge gestützt ist:

$$\text{Stützweite } l = \frac{6{,}00}{5} = 1{,}20 \text{ m},$$

$$\text{Belastung} = 6000 \text{ kg/lfd.m (innere Binder)},$$

$$\text{Auflagerdruck } A = 6000 \cdot 1{,}20 = 7200 \text{ kg}.$$

b) An den Rippen (aufgelöstes Gewölbe):

$$\text{Stützweite } l = 2{,}00 \text{ m},$$

$$\text{Belastung } p_1 = 3575 \text{ kgm},$$

$$\text{Auflagerdruck } A = 3575 \cdot 2{,}00 = 7150 \text{ kg}.$$

Um auch die Belastung durch die Querstreifen sicher zu berücksichtigen, sei mit einem größten Auflagerdruck von $A = 7500$ kg gerechnet.

$$\sigma_{zul} = 25 \text{ kg/cm}^2 \text{ senkrecht zur Faser}$$

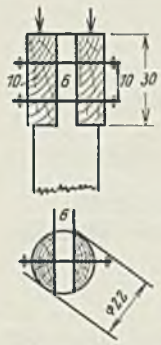


Abb. 335.

Notwendige Auflagerfläche $F_{erf} = \frac{7500}{25} = 300 \text{ cm}^2$.

Vorhanden ist bei Rundholz Durchm. 22 cm $F_1 = 380 - 6 \cdot 22 = 380 - 132 = 248 \text{ cm}^2$ (Abb. 335).

Außerdem bei Verwendung von 2 Bolzen von 2 cm Durchm.

$$F_2 = 4 \cdot 10{,}00 \cdot 2{,}00 = 80 \text{ cm}^2,$$

zusammen also $F_{vorh} = 248 + 80 = 328 \text{ cm}^2$.

Die notwendige Fläche ist also vorhanden, außerdem wirkt durch scharfes Anziehen der Bolzen noch die Reibungskraft zwischen den senkrechten Flächen.

Nimmt man die Bolzen (ungünstigerweise) mit der Auflagerkraft belastet an, welche ihrer Fläche entspricht, also

$$A_{Bolzen} = 80 \cdot 25 = 2000 \text{ kg},$$

so drückt jeder Bolzen mit 1000 kg auf das Hirnholz des Ständers.

Zulässiger Druck $\sigma = 87{,}5$ kg/cm².

$$\text{Notwendige Fläche } F_{erf} = \frac{1000}{87{,}5} = 11{,}4 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Vorhanden } F = 2 \cdot 2 \cdot 6 = 24 \text{ cm}^2.$$

Als Bolzen werden solche gewählt mit: Schaftdurchmesser 20 mm,
Gewinde $^3/_4$ "
Unterlagsplatten 80/80/8 mm.

3. Ständer auf Spindel (Abb. 336 bis 338).

Fläche der Spindelplatten $F = 30 \cdot 30 = 900 \text{ cm}^2$.

Zur Zusammenführung der Ständer muß ein Sattelholz (Hartholz) zwischengeschaltet werden. Die Breite des Holzes ist $b = 22$ cm.

Zur Bestimmung der Höhe wird der Knoten an der Schiffahrtöffnung betrachtet.

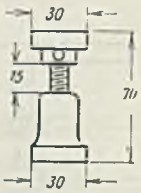


Abb. 336.

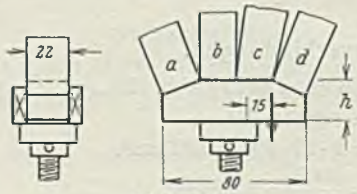


Abb. 337.

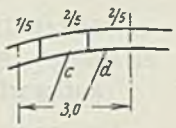


Abb. 338.

Last der Stäbe c und d je: vom Kranzholz $\frac{2}{5} \cdot 3{,}00 \cdot 6000 = 7200$ kg

Eigengewicht 200 „

zusammen 7400 kg.

Die Schrägstellung braucht nicht berücksichtigt zu werden, da die wagerechte Schubkomponente durch Zangen aufgenommen wird.

Insgesamt ist also: $P = 2 \cdot 7400 = 14\,800$ kg.

Hebelarm $l = 0{,}15$ m.

Moment $M = P\,l = 14\,800 \cdot 15 = 22\,200$ kgcm.

Erforderlich $W = \frac{22\,200}{112{,}5} = 1970$ cm³

und $h = \sqrt{\frac{6\,W}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1970}{22}} = \sqrt{537} = 23$ cm.

Gewählt Hartholz 22×26 cm.

Abscherung: $\tau = \frac{P}{F} = \frac{14\,800}{22 \cdot 26} = 26$ kg/cm², was zulässig ist.

4. Hartholz auf Spindel.

Auflagerfläche $F = 22 \cdot 30 = 660$ cm².

Belastung (s. S. 324) $P = 25\,000$ kg.

Pressung $\sigma = \frac{25\,000}{660} = 38$ kg/cm².

Bei Hartholz kann senkrecht zur Faser $\sigma = 40$ kg/cm² zugelassen werden.

5. Spindel auf Kappholz (Hartholzzwischenlage) (Abb. 339).

Belastung $P = 25\,000$ kg.

Zulässige Pressung $\sigma = 40$ kg/cm².

Notwendige Fläche $= \frac{25\,000}{40} = 625$ cm².

Vorhandene Spindelfläche $30/30 = 900$ cm².

Hartholz auf Kappholz $\sigma_{zul} = 25$ kg/cm².

Notwendig $F = \frac{25\,000}{25} = 1000$ cm².

Gewählt Hartholz von 30×50 mit $F = 1500$ cm².

Kappholz auf Pfahl $P = 12\,500$ kg.

$F = 707$ cm²; $\sigma = \frac{12\,500}{707} = 17{,}7$ kg/cm², was zulässig ist.

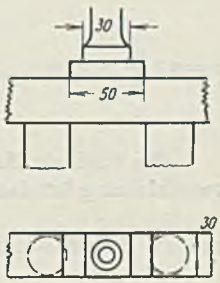


Abb. 339.

VIII. Winddruck.

Betrachtet wird ein Streifen von 5 m Breite neben der Brückenmitte (Abb. 340).

Windflächen		Hebelarm	Produkt
Stirnschalung	$5{,}00 \cdot 1{,}00 = 5{,}00$ m²	12,50 m	62,5 m³
Kranzhölzer	$5{,}00 \cdot 0{,}30 = 1{,}50$ „	11,90 „	17,8 „
Ständer	$4 \cdot 5{,}50 \cdot 0{,}22 = 4{,}85$ „	9,00 „	43,7 „
Zangen	$2 \cdot 5{,}00 \cdot 0{,}20 = 2{,}00$ „	9,00 „	18,0 „
Bodenschwelle	$5{,}00 \cdot 0{,}20 = 1{,}00$ „	6,00 „	6,0 „
Spindel	$0{,}70 \cdot 0{,}30 = 0{,}20$ „	5,70 „	1,2 „
Jochpfahl	$6{,}00 \cdot 0{,}30 = 1{,}80$ „	3,00 „	5,4 „
Jochzange	$5{,}00 \cdot 0{,}20 = 1{,}00$ „	5,00 „	5,0 „
	$F_w = 17{,}35$ m²		$M_w = 159{,}6$ m³

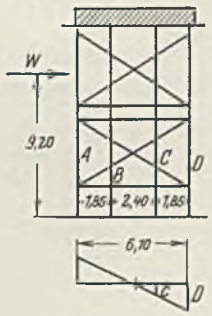


Abb. 340.

Gesamter Hebelarm $= \frac{159{,}6}{17{,}35} = 9{,}20$ m.

Zu den Windflächen wird ein Zuschlag für Querverbände usw. gemacht von $\sim 50\,\%$, so daß

$F_w = 25$ m² ist

und der Winddruck

$W = 25 \cdot 120 = 3000$ kg beträgt.

Verteilung auf die Pfähle:

$3000 \cdot 9{,}20 = D \cdot 6{,}10 + C \cdot 2{,}40.$

$$C : D = 1{,}20 : 3{,}05; \quad C = 0{,}394\ D; \quad 27\,600 = D\,(6{,}10 + 2{,}40 \cdot 0{,}394) = 7{,}045\ D;$$

$$D = \frac{27\,600}{7{,}045} = 3920 \text{ kg}; \quad C = 0{,}394 \cdot 3920 = 1550 \text{ kg}.$$

Die Zusatzlast von 3920 kg ist vom Jochpaar D mit aufzunehmen.

Gerüstlast (Mittelöffnung) = 12 500 kg

Windlast = $\frac{1}{2} \cdot 3920 =$ 1 960 „

Gesamtlast = 14 460 kg für 1 Pfahl.

Die Knickspannung nach Tetmajer war $\sigma_k = 168$ kg/cm². Somit Sicherheit

$$n = \frac{F \sigma_k}{P} = \frac{707 \cdot 168}{14\,460} = 8{,}2 \text{fach}.$$

IX. Überhöhung des Lehrgerüstes.

1. Infolge Zusammendrückung des Gewölbes beim Ausrüsten.

$$x = \frac{s^2}{F_c\, h} \cdot \frac{H_{g+p/2}}{E} = \frac{3275^2}{21\,200 \cdot 825} \cdot \frac{775}{200} = 2{,}4 \text{ cm}.$$

x = Scheitelsenkung $\quad s$ = Sehnenlänge = 3275 cm $\quad F_c$ = Scheitelquerschnitt = 21 200 cm²

h = Pfeilhöhe = 825 cm $\quad H_{g+p/2}$ = 775 t $\quad E$ = 200 t/cm².

2. Infolge Temperatur und Schwinden.

$$x = \alpha\, t\, \frac{s^2}{h}; \qquad \alpha = \frac{1}{10^5}; \quad t = 10 + 15 = 25°; \qquad x = \frac{1}{10^5} \cdot 25 \cdot \frac{3275^2}{825} = 3{,}3 \text{ cm}.$$

3. Widerlagerverschiebung.

Es wird ein Nachgeben der Widerlager von beiderseits 5 mm angenommen. Die Gesamtverschiebung ist dann

$$w = 1 \text{ cm}$$

und die Scheitelsenkung bei der Stützweite $l = 63{,}50$ m und der Pfeilhöhe $h = 8{,}25$ m

$$x = \frac{w\, l}{4\, h} = \frac{1 \cdot 6350}{4 \cdot 825} = 1{,}9 \text{ cm}.$$

4. Zusammendrückung des Lehrgerüstes.

Schalung auf Kranzholz	0,5	bis	1,0	mm
Kranzholz auf Strebe	5,0	„	10,0	„
Strebe auf Hartholz	2,0	„	5,0	„
Hartholz auf Spindel	1,0	„	2,0	„
Spindel auf Hartholz	1,0	„	2,0	„
Hartholz auf Kappholz	0,3	„	0,5	„
Kappholz auf Jochpfahl	5,0	„	10,0	„
	14,8	bis	30,5	mm

Im Mittel $\frac{45{,}3}{2} = 2{,}3$ cm.

5. Zusammen.

Infolge Pressung des Betons	2,4 cm
„ Temperatur und Schwinden	3,3 „
„ Widerlagerverschiebung	1,9 „
„ Zusammendrückung des Lehrgerüstes	2,3 „
	9,9 cm.

Gewählt $\ddot{u} = 12$ cm.

2. Statische Berechnung des Lehrgerüstes für die Verbreiterung der Wolfgangbrücke in Mergentheim (Württ.).

Die alte Wolfgangbrücke in Mergentheim übersetzt die Tauber mit fünf halbkreisförmigen steinernen Gewölben von 9,50 m lichter Weite. Da ihre Breite für den steigenden Verkehr des Kurortes nicht mehr genügte, so wurden die Gewölbe durch

4,65 m breite, den alten Bogen angepaßte Betongewölbe verbreitert (Abb. 275). Die entsprechenden Arbeiten wurden von der Firma Wayss & Freytag A.-G., Zweigniederlassung Stuttgart, ausgeführt. Die Lehrgerüstbinder zu der Herstellung der Gewölbe sind als freitragende hölzerne Dreigelenkbogenfachwerke ausgebildet worden (Abb. 276 bis 278). Ihre Berechnung ergibt sich unter Annahme eines 25%igen Zuschlages zum Betongewicht für Erschütterungen wie folgt:

Zulässige Spannungen auf Biegung, Zug und Druck in der Faserrichtung:

Buchenholz	112	kg/cm²
Tannenholz oder Forche	100	„

Auf Druck senkrecht zur Faserrichtung:

Eichen- und Buchenholz	25	kg/cm²
Tannenholz oder Forche	15	„

Auf Abscherung:

bei Weichholz, parallel zur Faser	10	kg/cm²
„ „ senkrecht „ „	30	„

Die zulässige Knickspannung wird aus der Formel $k = \frac{s}{1 + 0{,}0002 \cdot \frac{l^2}{i^2}}$ berechnet.

I. Schalung. $l = 1{,}35$ m.

Last im Scheitel $0{,}65 \cdot 1{,}00 \cdot 2{,}2 + 25\% = 1{,}43 + 0{,}36 = 1{,}79$ t/m²

$$M = \frac{1}{10} \cdot 1{,}79 \cdot 1{,}35^2 = 0{,}326 \text{ mt} \qquad d = 8 \text{ cm} \qquad W = \frac{1}{6} \cdot 100 \cdot 8^2 = 1070 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{32\,600}{1070} = 32{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

II. Kranzhölzer. $l = 1{,}60$ m.

Last von der Schalung $1{,}35 \cdot 1{,}79 = 2{,}42$ t/m

$$M = \frac{1}{10} \cdot 1{,}60^2 \cdot 2{,}42 = 0{,}620 \text{ mt.}$$

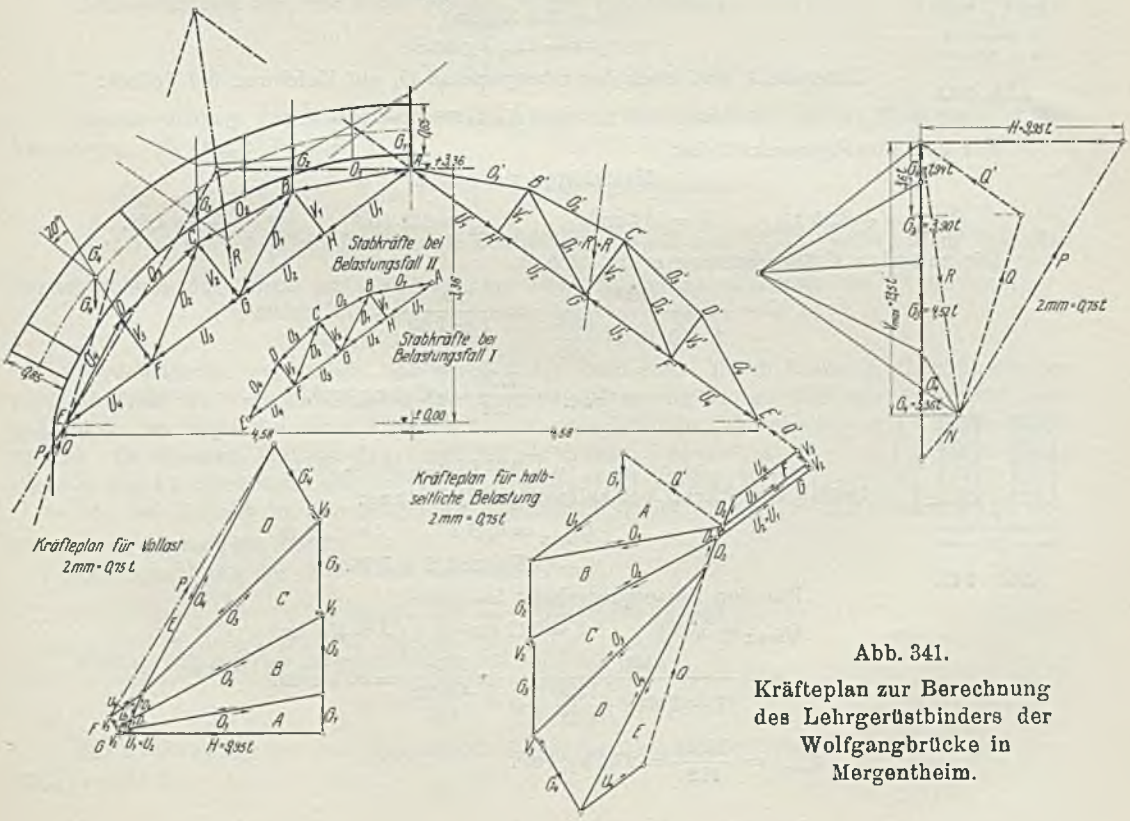


Abb. 341.
Kräfteplan zur Berechnung des Lehrgerüstbinders der Wolfgangbrücke in Mergentheim.

Spannungsnachweis unter Berücksichtigung der Normalkraft s. Dimensionierung des Obergurtes.

III. Lehrbogen.

Die Ermittlung der Stabkräfte des Dreigelenkbogens erfolgt graphisch nach dem Mohrschen Verfahren. Die vom Gewölbe herrührenden Knotenlasten ermitteln sich bis zu einer Neigung von 40° der Gewölbeachse zur Horizontalen als lotrechte Lasten der den Knotenpunkten entsprechend zugeteilten Lamellenlasten. Für Neigungen $> 40°$ ermitteln sich dieselben als die unter einem Reibungswinkel von 20° zur Senkrechten zur Gewölbeachse geneigten Komponenten der lotrechten Lamellenlast.

Die lotrechten Lasten ergeben sich zu

$$G_1 = 1{,}35 \cdot 2{,}2 \cdot 0{,}67 \cdot 0{,}78 + 25\,\% = 1{,}55 + 0{,}39 = 1{,}94 \text{ t}$$
$$G_2 = 1{,}35 \cdot 2{,}2 \cdot 1{,}78 \cdot 0{,}59 + 25\,\% = 3{,}12 + 0{,}78 = 3{,}90 \text{ t}$$
$$G_3 = 1{,}35 \cdot 2{,}2 \cdot 1{,}93 \cdot 0{,}63 + 25\,\% = 3{,}62 + 0{,}90 = 4{,}52 \text{ t}$$
$$G_4 = 1{,}35 \cdot 2{,}2 \cdot 1{,}95 \cdot 0{,}74 + 25\,\% = 4{,}29 + 1{,}07 = 5{,}36 \text{ t}.$$

Untersucht werden zwei Belastungsfälle:

I. Voll belastetes Gewölbe.

II. Halbseitige Belastung des Lehrgerüstes (vom Kämpfer bis zum Scheitel).

Kräftezerlegung und Stabkräfte s. Abb. 341.

Querschnittsbemessung.

1. Obergurt (Abb. 342).

Am ungünstigsten beansprucht auf Biegung mit Axialdruck ist der Obergurtstab O_1 bei Vollast.

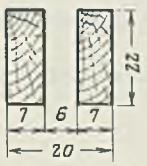


Abb. 342.

$$O_{1\,max} = +9{,}85 \text{ t} \qquad M_{max} = 0{,}620 \text{ mt}$$
$$\text{Format } 2 \times 7/22 \qquad F = 308 \text{ cm}^2 \qquad W = 1129 \text{ cm}^3$$
$$\sigma = \frac{9850}{308} \pm \frac{62\,000}{1129} = 32 \pm 54{,}9$$
$$\sigma_1 = 86{,}9 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_2 = -22{,}9 \text{ kg/cm}^2.$$

Untersucht wird noch der Obergurtstab O_4 auf Knickung bei Vollast:

$$O_{4\,max} = +13{,}90 \text{ t}.$$

Für den Einzelquerschnitt ist

$$\text{Knicklänge } l = 1{,}50 \text{ m}$$

$$O_{max} = +6{,}95 \text{ t} \qquad F = 154 \text{ cm}^2 \qquad J_{min} = 629 \text{ cm}^4 \qquad i^2 = \frac{J}{F} = 4{,}08.$$

Die zulässige Knickspannung ergibt sich zu

$$k = \frac{100}{1 + 0{,}0002 \cdot \frac{150^2}{4{,}08}} = \frac{100}{1 + 1{,}10} = 47{,}6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{vorh} = \frac{6950}{154} = 45{,}0 \text{ kg/cm}^2.$$

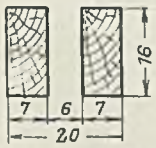


Abb. 343.

2. Untergurt (Abb. 343).

Größte Druckkraft bei halbseitiger Belastung:

$$Q_{max} = 6{,}15 \text{ t} \qquad l = 1{,}42 \text{ m}$$
$$\text{Format } 2 \times 7/16.$$

Für den Einzelquerschnitt ist

$$Q_{max} = 3{,}08 \text{ t} \qquad F = 112 \text{ cm}^2 \qquad J = 457 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{100}{1 + 0{,}0002 \cdot \frac{142^2}{4{,}08}} = \frac{100}{1 + 0{,}99} = 50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{vorh} = \frac{3080}{112} = 27{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Diagonalen (Abb. 344).

Bei halbseitiger Belastung ist $D_{2\,max} = +1{,}5$ t.

Format 16/16 $\quad F = 256$ cm² $\quad J_{min} = 5461$ cm⁴

Knicklänge $l = 1{,}70$ m

$$k = \frac{100}{1 + 0{,}0002 \cdot \frac{170^2}{21{,}3}} = \frac{100}{1 + 0{,}27} = 79{,}0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{vorh} = \frac{1500}{256} = 5{,}85 \text{ kg/cm}^2.$$

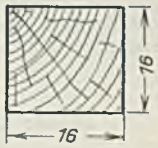


Abb. 344.

4. Vertikalen.

Die Vertikalen werden in Rundeisen vorgesehen, da sie immer nur auf Zug beansprucht sind; zur Versteifung dienen beiderseits Hölzer 8/10, die mit den Gurten durch Laschen verbunden sind.

Gewählt R.-E. 16 mm Durchm. mit $F = 2{,}01$ cm²

$V_{3\,max}$ bei Teillast $= 0{,}8$ t

$$\sigma = \frac{800}{2{,}01} = 400 \text{ kg/cm}^2.$$

Untersuchung der Knotenpunkte.

1. Knotenpunkt A (s. hierzu Abb. 277).

Zum Anschluß der bei Teillast im Untergurtstab U_1 auftretenden Zugkraft werden beiderseits Flacheisenlaschen 100/6 mm angeordnet, die durch Niete Durchm. 20 mm mit den [-Eisen am Scheitelgelenk verbunden sind.

$$U_{1\,max} = -5{,}75 \text{ t}.$$

Beanspruchung des Flacheisenbandes:

$$\sigma = \frac{5750}{2 \cdot 10 \cdot 0{,}6} = 480 \text{ kg/cm}^2,$$

Beanspruchung der vier Niete Durchm. 20 mm auf Abscheren ist:

$$\sigma_a = \frac{5750}{4 \cdot \frac{\pi d^2}{4}} = 460 \text{ kg/cm}^2.$$

Beanspruchung der Schrauben zur Übertragung der Stabkraft auf die Flacheisen ist bei Anordnung von vier Schrauben $^3/_4$"

$$P_{max} = \frac{5750}{4} = 1440 \text{ kg/Schraube}.$$

Dieser Kraft entspricht im Holz ein Lochleibungsdruck von $\frac{1440}{1{,}9 \cdot 14} = 54$ kg/cm² und eine Beanspruchung des Holzes auf Abscheren bei einer Schraubenentfernung von 10 cm von

$$\sigma_a = \frac{1440}{2 \cdot 14 \cdot 10} = 5{,}14 \text{ kg/cm}^2.$$

Berücksichtigt man noch, daß ein Teil der Kraft schon durch Reibung allein übertragen wird, so sind die oben errechneten Spannungen viel zu ungünstig. Sind die Schrauben „gut" angezogen, so kann die durch Reibung übertragene Kraft je Schraube bis zu 1 t angenommen werden. In unserem Fall würden somit bei einer max. Stabkraft $U_1 = -5{,}75$ t durch Reibung allein $4 \cdot 1 = 4$ t übertragen werden (vergl. Otto Graf, B.-I. 1922, Heft 4).

Die bei Teillast im Scheitelgelenk auftretende Querkraft $Q_{max} = 3{,}60$ t wird durch zwei Schrauben $^3/_4$" aufgenommen.

Beanspruchung der Schrauben auf Abscherung

$$\sigma_a = \frac{1800}{\pi d^2/4} = \frac{1800}{1{,}96} = 920 \text{ kg/cm}^2,$$

Beanspruchung des Scheitelbleches auf Lochleibung

$$\sigma_l = \frac{1800}{d\,\delta} = \frac{1800}{1{,}9 \cdot 1{,}0} = 950 \text{ kg/cm}^2.$$

Zur Übertragung der max. Druckkraft U_1' auf das 6 cm starke Futter dienen vier Schrauben; $U_{1'\,max} = 6{,}15$ t.

Die durch Reibung übertragene Kraft wird hier zu 0,5 t/Schraube in Rechnung gesetzt. Dann ist durch die Schrauben allein zu übertragen $P = 6{,}15 - 4 \cdot 0{,}5 = 4{,}15$ t; somit je Schraube

$$P_{max} = \frac{4{,}15}{4} = 1{,}04 \text{ t}.$$

Dieser Kraft entspricht im Holz eine Beanspruchung auf Lochleibung

$$\sigma_l = \frac{1040}{6 \cdot 1{,}9} = 91 \text{ kg/cm}^2$$

und bei 10 cm Schraubenentfernung ein

$$\sigma_a = \frac{1040}{2 \cdot 10 \cdot 6} = 8{,}7 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Knotenpunkt *C*.

Der Obergurt ist hier wie an jedem Knoten direkt gestoßen. Der Stoß wird durch Flacheisenlaschen überdies noch gedeckt.

$$O_{2\,max} = +10{,}75 \text{ t}.$$

Beanspruchung in der Stoßfläche auf Druck senkrecht zur Faser

$$\sigma = \frac{10\,750}{2 \cdot 7 \cdot 22} = 35 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Anschluß der Diagonalen D_2 mit $D_{2\,max} = 1{,}50$ t bei Teillast erfolgt durch drei Schrauben $^3/_4$"; somit Kraft je Schraube

$$P_{max} = 0{,}5 \text{ t/Schraube}.$$

Damit ergibt sich eine Beanspruchung im Holz auf Lochleibung

$$\sigma_l = \frac{500}{6 \cdot 1{,}9} = 44 \text{ kg/cm}^2$$

und eine Beanspruchung auf Abscheren bei einem geringsten Schraubenabstand von 13 cm von

$$\sigma_a = \frac{500}{2 \cdot 13 \cdot 6} = 3{,}2 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Zugkraft der Senkrechten wird vermittels der 20 cm langen [N.-P. 24 als Druck auf die Gurte senkrecht zur Faser übertragen

$$V'_{3\,max} = 0{,}8 \text{ t} \qquad \sigma = \frac{800}{20 \cdot 14} = 2{,}9 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Knotenpunkt *E*.

Zur Übertragung der max. Zugkraft $U_4 = -3{,}9$ t bei Teillast durch das 6 cm starke Futter auf den Knotenpunkt dienen fünf Schrauben.

Somit

$$P_{max} = \frac{3{,}9}{5} = 0{,}78 \text{ t/Schraube}.$$

Somit Beanspruchung des Futters auf Lochleibung

$$\sigma_l = \frac{780}{6 \cdot 1{,}9} = 69 \text{ kg/cm}^2$$

und auf Abscheren bei einer Schraubenentfernung von 11 cm

$$\sigma_a = \frac{780}{2 \cdot 6 \cdot 11} = 5{,}9 \text{ kg/cm}^2.$$

Die bei Teillast auftretende Druckkraft $U'_{4\,max} = 6{,}15$ t wird durch sechs Schrauben $^3/_4$" auf das 6 cm starke Futter übertragen

$$P_{max} = \frac{6{,}15}{6} = 1{,}025 \text{ t/Schraube}.$$

Damit ergibt sich im Holz eine Beanspruchung von

$$\sigma_l = \frac{1025}{1{,}9 \cdot 6} = 90 \text{ kg/cm}^2 \text{ und}$$

$$\sigma_a = \frac{1025}{2 \cdot 6 \cdot 11} = 7{,}75 \text{ kg/cm}^2.$$

Zur Übertragung des max. Auflagerdrucks von 13,5 t bei voll belastetem Gewölbe auf die durchlaufende Schwelle 20/20 cm dient ein 50 cm langes [N.-P. 24. Die Pressung der senkrecht zur Faser beanspruchten Schwelle beträgt

$$\sigma_{max} = \frac{13\,500}{20 \cdot 50} = 13{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Zwischen Schwelle und den Hartholzkeilen sind ebenfalls 50 cm lange Harthölzer angeordnet.

Der Zwischenraum zwischen den Gurthölzern und dem Pfeiler wird zur Aufnahme des Horizontalschubes durch ein Hartholz 25/45 cm ausgefüllt. Der bei voll belastetem Lehrgerüst auftretende max. Horizontalschub beträgt $H_{max} = 9{,}95$ t. Die Pressung zwischen dem Hartholz und dem Pfeilerbeton wird daher

$$\sigma_{max} = \frac{9950}{25 \cdot 45} = 8{,}9 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Ausbildung der übrigen Knotenpunkte erfolgt in entsprechender Weise (s. Abb. 276).

Überhöhung des Lehrgerüstes.

Ähnlichen Ausführungen gemäß erhält das Lehrgerüst im Scheitel eine Überhöhung von

$$\delta = 4{,}0 \text{ cm}.$$

3. Statische Berechnung des Lehrgerüstes für die Gewölbe des Talüberganges bei Vielsalm (Belgien).

Bei diesem von der Firma Grün & Bilfinger A.-G. in Mannheim im Jahre 1915 ausgeführten Bauwerk für die Eisenbahnverbindungslinie St. Vith — Born — Vielsalm — Troispont handelt es sich um eine Folge 20 m im Lichten weiter, zwischen hohen Pfeilern gespannter halbkreisförmiger Betongewölbe.

Die Lehrgerüste wurden — bei der großen Höhe der Gewölbe über dem Boden — als gesprengte Konstruktionen ausgeführt (Abb. 345 bis 349). Der unvermeidlichen Setzung

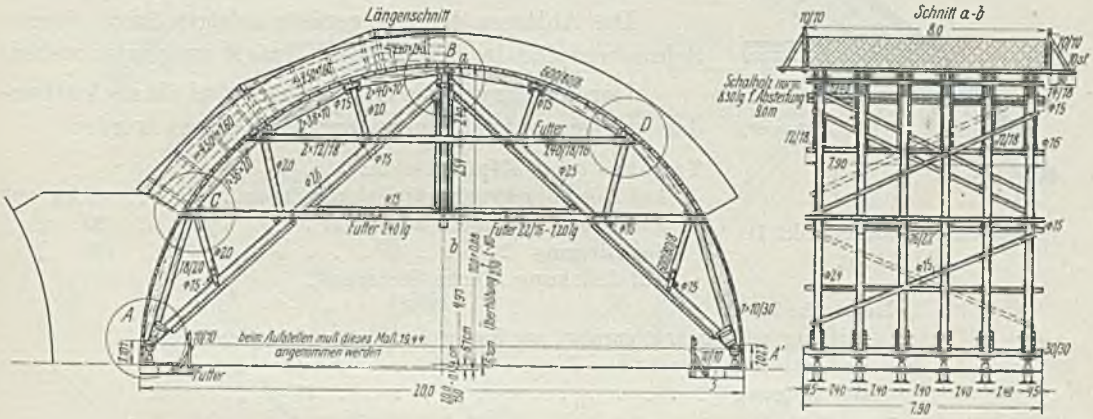


Abb. 345. Lehrgerüst für die Gewölbe des Talüberganges bei Vielsalm.

wurde durch eine Überhöhung des Lehrgerüstes von im Scheitel $\frac{1}{250}$ der Spannweite und durch die Ausführung der Betonierung in Lamellen Rechnung getragen. Die letztere erfolgte vom Kämpfer und vom Scheitel aus gleichmäßig, so daß das Gewölbe gleichzeitig an zwei Stellen geschlossen wurde. Die

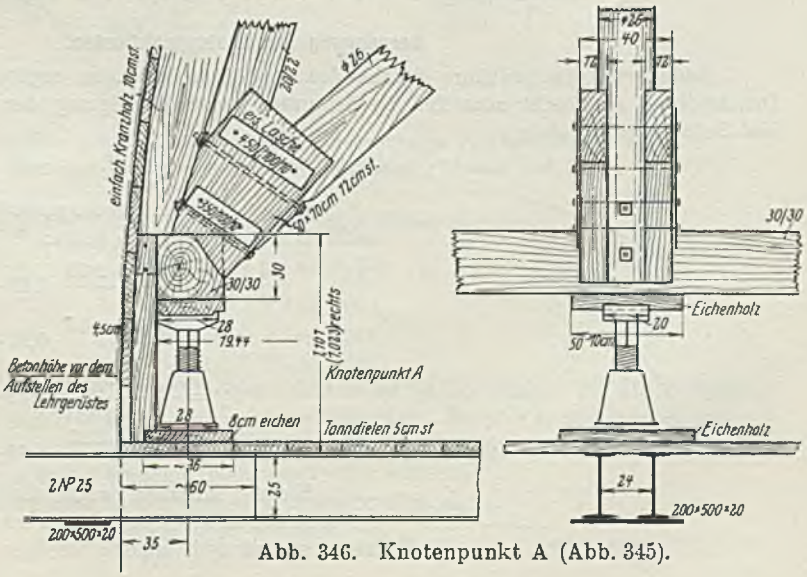


Abb. 346. Knotenpunkt A (Abb. 345).

Auflagerung der Lehrgerüste geschah auf I-Trägern, die satt eingemauert wurden und bei den Pfeilern durch dieselben durchgehen, bei den Widerlagern genügend tief in dieselben hineinreichen. Bei der Ausführung wurde für eine genügende Übermauerung der Träger vor Aufbringung der Belastung Sorge getragen und der hohe Druck derselben an den

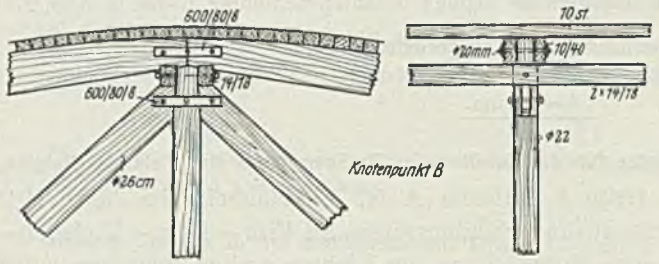


Abb. 347. Knotenpunkt B (Abb. 345).

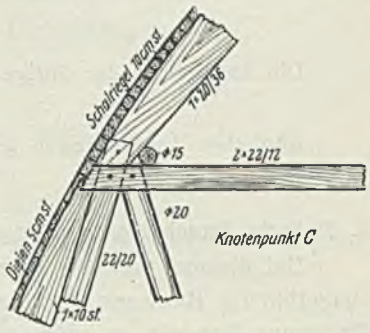


Abb. 348. Knotenpunkt C (Abb. 345).

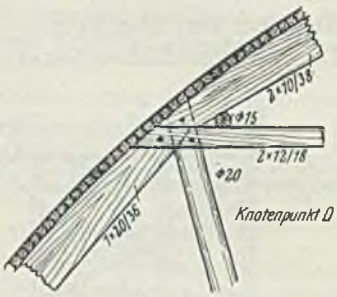


Abb. 349. Knotenpunkt D (Abb. 345).

Auflagerkanten durch eiserne Unterlagsplatten auf das zulässige Maß herabgemindert.

Das Ablassen der Lehrgerüste erfolgte durch eiserne Schraubenspindeln, die auf die I-Träger aufgesetzt waren.

Der Berechnung des Lehrgerüstes sind die nachstehenden zulässigen Spannungen zugrunde gelegt worden:

Tannen- oder Kiefernholz:

Auf Zug oder Druck parallel zur Faser	60 kg/cm²
Auf Druck senkrecht zur Faser	30 „
Bei Biegung	100 „

Auf Knickung 5fache Sicherheit.

Eichenholz:

Auf Zug oder Druck parallel zur Faser	80 kg/cm²
Auf Druck senkrecht zur Faser	40 „
Bei Biegung	110 „

Flußeisen:

Auf Biegung	1200 kg/cm².

Berechnung der Knotenpunktlasten.

Bedeutet d die mittlere Stärke des Gewölbes in m, so ergibt sich nach Abb. 350 die Druckhöhe p senkrecht zum Lehrgerüst unter Vernachlässigung der Reibung zwischen Beton und Schalung: $p = d \sin \alpha$,

somit bei $\alpha = 0°$; $p = 0$ $\alpha = 30°$; $p = \frac{d}{2}$ und $\alpha = 90°$; $p = d$.

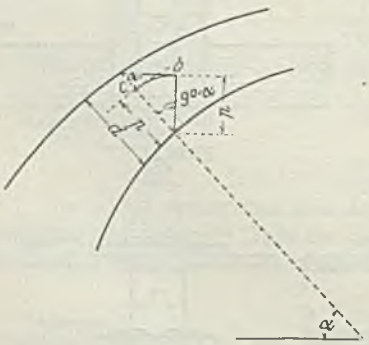


Abb. 350.

Die einzelnen Knotenpunktbelastungen ergeben sich nach Abb. 351 dann wie folgt:

$$\frac{1}{2} P_1' = \frac{1{,}70 + 2{,}00}{2} \cdot 1{,}00 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}40 = 5{,}9 \text{ t},$$

$$P_2' = \frac{3{,}40 + 4{,}10}{2} \cdot 0{,}91 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}40 = 11{,}7 \text{ t},$$

$$P_3' = \frac{3{,}45 + 3{,}90}{2} \cdot 0{,}78 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}40 = 10{,}0 \text{ t},$$

$$P_4' = \frac{1{,}90 + 2{,}25}{2} \cdot 0{,}68 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}40 = 4{,}6 \text{ t}.$$

Hierzu kommen noch die Lasten aus dem Eigengewicht des Lehrbogens, das zu rd. 12 t angenommen werden kann, so daß sich ergibt:

$$\frac{1}{2} P_1'' = \frac{12}{\pi \cdot 10{,}00} \cdot 1{,}7 = 0{,}65 \text{ t},$$

$$P_2'' = 0{,}382 \cdot 3{,}40 = 1{,}3 \text{ t},$$

$$P_3'' = 0{,}382 \cdot 3{,}45 = 1{,}3 \text{ t},$$

$$P_4'' = 0{,}382 \cdot 1{,}90 = 0{,}7 \text{ t}.$$

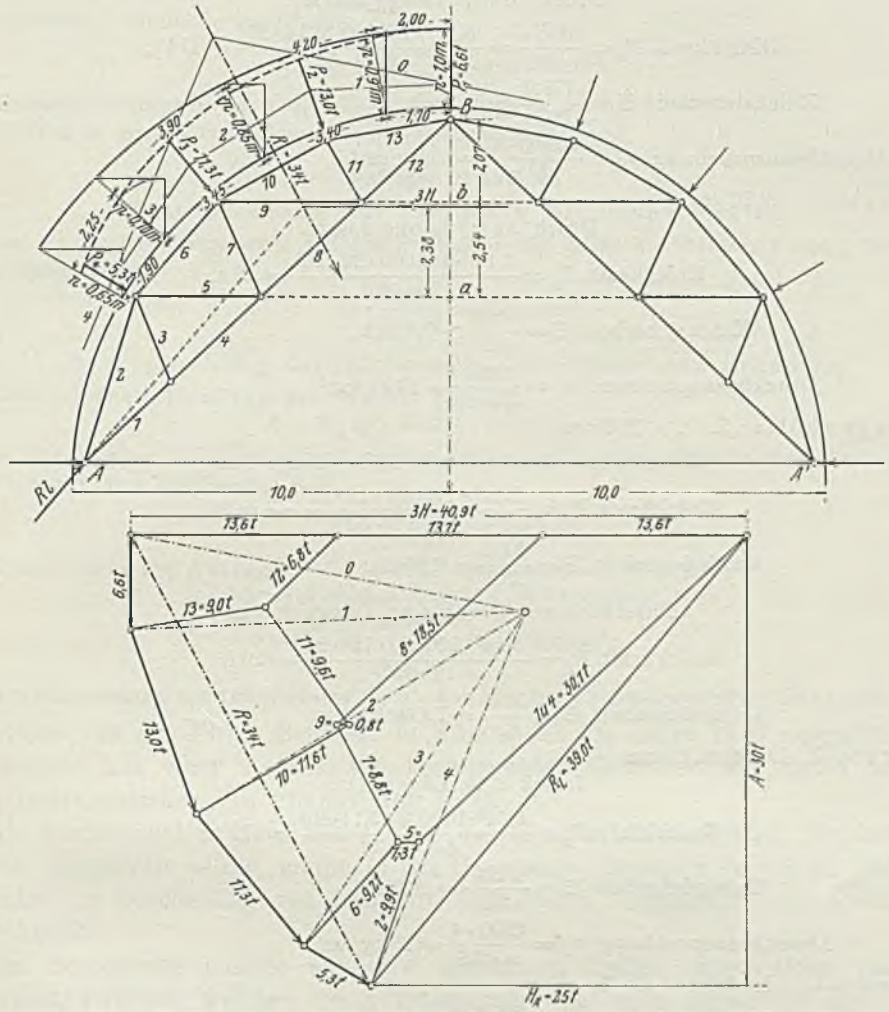


Abb. 351. Kräftepläne zur Berechnung des Lehrgerüstes für die Gewölbe des Talüberganges bei Vielsalm.

Die gesamte Belastung der Knotenpunkte ergibt sich daher zu:

$$\frac{1}{2} P_1 = 5{,}9 + 0{,}7 = 6{,}6 \text{ t},$$

$$P_2 = 11{,}7 + 1{,}3 = 13{,}0 \text{ t},$$

$$P_3 = 10{,}0 + 1{,}3 = 11{,}3 \text{ t},$$

$$P_4 = 4{,}6 + 0{,}7 = 5{,}3 \text{ t}.$$

Da die Binderkonstruktion mehrfach statisch unbestimmt ist, so müssen für die Zerlegung der Lasten in die einzelnen Stabkräfte Annahmen gemacht werden. Es wird angenommen, daß die beiden Scheiben $A\,B$ und $A'\,B$ so aufeinander wirken, daß im Knotenpunkt B und den beiden horizontalen Verbindungen a und b gleiche Horizontalkräfte auftreten.

Die Lage der Resultierenden dieser drei Kräfte ergibt sich zu

$$x = \frac{(2{,}54 + 2{,}07)\,H + 2{,}54\,H}{3\,H} = 2{,}38 \text{ m}.$$

Für die einzelnen Stäbe ergaben sich sodann mittels Cremonaplan die aus Abb. 351 ersichtlichen Kräfte.

Beanspruchung der Binderteile.

Strebe 1 und 4. Durchm. 25 cm.

Druck 30,1 t; Länge 3,30 m,

$$\text{Knickkraft } P_k = \frac{\pi^2 E J}{l^2} = \frac{3{,}14^2 \cdot 100000 \cdot 3{,}14 \cdot 25^4}{330^2 \cdot 64} = 174 \text{ t},$$

$$\text{Knicksicherheit } \mathfrak{S} = \frac{174{,}0}{30{,}1} = 5{,}8 \text{fach},$$

$$\text{Druckbeanspruchung } \sigma_d = \frac{30100 \cdot 4}{25^2 \pi} = 61 \text{kg/cm}^2.$$

Strebe 2. 22/20 cm.

Druck 9,9 t; Länge 4,60 m.

$$\text{Knickkraft } P_k = \frac{3{,}14^2 \cdot 100000 \cdot 22 \cdot 20^3}{12 \cdot 460^2} = 69 \text{ t},$$

$$\text{Knicksicherheit } \mathfrak{S} = \frac{69{,}0}{9{,}9} \simeq 7{,}0 \text{fach},$$

$$\text{Druckbeanspruchung } \sigma_d = \frac{9900}{22 \cdot 20} = 23 \text{ kg/cm}^2.$$

Zangenhölzer 5. $2 \times 12/22$ cm.

Zusammenwirkend: Druck 13,7 t, Länge 5 m.

$$\text{Knickkraft } P_k = \frac{3{,}14^2 \cdot 100000 \cdot 12 \cdot 22^3 \cdot 2}{12 \cdot 500 \cdot 500} = 84 \text{ t}$$

$$\text{Knicksicherheit } \mathfrak{S} = \frac{84{,}0}{13{,}7} = 6{,}2 \text{fach}.$$

Einzelwirkend: Druck 6,9 t, Länge 2,50 m.

$$\text{Knickkraft } P_k = \frac{3{,}14^2 \cdot 100000 \cdot 12^3 \cdot 22}{12 \cdot 250^2} = 50 \text{ t},$$

$$\text{Knicksicherheit } \mathfrak{S} = \frac{50{,}0}{6{,}9} = 7{,}4 \text{fach}.$$

Strebe 7. Durchm. 20 cm.

Druck 8,8 t, Länge 3 m.

$$\text{Knickkraft } P_k = \frac{3{,}14^2 \cdot 100000 \cdot 3{,}14 \cdot 20^4}{3{,}00^2 \cdot 64} = 172 \text{ t},$$

$$\text{Knicksicherheit } \mathfrak{S} = \frac{172{,}0}{8{,}8} = 20 \text{fach},$$

$$\text{Druckbeanspruchung } \sigma_d = \frac{8800 \cdot 4}{\pi \cdot 20^2} = 28 \text{kg/cm}^2.$$

Strebe 11. Ist kürzer als 7.

$$\text{Druckbeanspruchung } \sigma_d = \frac{9600 \cdot 4}{\pi \cdot 20^2} = 31 \text{kg/cm}^2.$$

Zangenhölzer 9. $2 \times 12/18$ cm.

Druck 13,7 t; je Zange 6,9 t; Knicklänge 2,20 m.

$$\text{Knickkraft } P_k = \frac{\pi^2 \cdot 100000 \cdot 12^3 \cdot 18}{12 \cdot 220 \cdot 220} = 53 \text{ t},$$

$$\text{Knicksicherheit } \mathfrak{S} = \frac{53{,}0}{6{,}9} = 7{,}7 \text{fach},$$

$$\text{Druckbeanspruchung } \sigma_d = \frac{6900}{12 \cdot 18} = 32 \text{kg/cm}^2.$$

Kranzholz im Scheitel 13.

$$P = 0{,}97 \cdot \frac{1{,}70 + 2{,}00}{2} \cdot 2 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}40 = 11{,}4 \text{ t}$$

hierzu für Erschütterung 10% $= 1{,}2$ t

$= 12{,}6$ t auf 3,40 m.

Die Entfernung der Auflager ist 3 m. Die Belastung auf dieser Strecke beträgt $\frac{12,6}{3,40} \cdot 3$ t.

Somit
$$M_{max} = \frac{12600 \cdot 3,00 \cdot 3,00}{3,40 \cdot 8} = 42000 \text{ cmkg},$$

Biegungsspannung $\sigma_1 = \frac{42000 \cdot 6}{20 \cdot 10 \cdot 40^2} = 79 \text{ kg/cm}^2$,

hierzu Spannung durch die Axialkräfte mit
$$\sigma_2 = \frac{9000}{10 \cdot 40 \cdot 2} = 11 \text{ kg/cm}^2.$$

Somit Gesamtspannung $\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = 79 + 11 = 90 \text{ kg/cm}^2$.

Bei den übrigen Kranzhölzern ist die Spannung geringer.

Auflager A und A'.

Beanspruchung der kiefernen Unterlagschwelle.

Auf diese wird die gesamte Auflagerkraft $R_l = 39$ t durch die Streben 1 und 2 übertragen. Die Pressung beträgt:
$$p = \frac{39000}{31 \cdot 42} = 30 \text{ kg/cm}^2.$$

Beanspruchung der Eichenholzplatte über den Spindeln.

Die senkrechte Belastung der Spindeln beträgt:
$$A - H_A \operatorname{tg} \varphi = 30 - 25 \cdot 0,25 = 23,7 \text{ t}$$
wenn in dem zweiten Faktor die Reibung der kiefernen Unterlagschwelle berücksichtigt wird. Hiernach ergibt sich die Pressung zu
$$p = \frac{23700}{28 \cdot 20} = 42 \text{ kg/cm}^2.$$

Kragträger am Auflager. 2 I N.-P. 33 mit zusammen $W = 794$ cm³.
$$M = A \cdot 0,30 = 30 \cdot 0,30 = 900000 \text{ cmkg},$$
$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{900000}{794} = 1130 \text{ kg/cm}^2.$$

4. Statische Berechnung des Lehrgerüstes für die Gewölbe des Mittelbachviaduktes bei St. Vith (Belgien).

Dieses von der Firma Bauwens in Köln a. Rh. im Jahre 1916 ausgeführte Bauwerk besteht aus einer Anzahl von hochliegenden Gewölben aus Beton mit einer lichten Weite zwischen den Pfeilern von 18 m.

Als Baumaterial zu dem Lehrgerüst, das in Abb. 352 dargestellt ist und in der Kriegszeit hergestellt wurde, mußte in der Hauptsache Rundholz verwendet werden, da die rechtzeitige Beschaffung von Kantholz und dessen Antransport nicht gewährleistet werden konnte.

Das Stützgerüst besteht aus zwei getrennten Teilen, einem Ober- und einem Untergerüst, zwischen welchen die Ausrüstungsvorrichtungen angeordnet sind.

Das Untergerüst ist als Trapezsprengwerk ausgebildet, mit je drei Streben auf jeder Seite, die etwa 5 m unterhalb des Kämpfers auf paarweise in die Pfeiler eingelassenen I-Trägern aufliegen und zu diesem Zwecke daselbst durch kräftige Knotenbleche zusammengehalten sind.

Das Obergerüst ist ein Strebenwerk und nimmt die Gewölbelasten in zehn Punkten auf.

a) Berechnung des Obergerüstes.

Für die Berechnung wurde das spezifische Gewicht des nassen Betons zu 2,5 angenommen. Es ergeben sich somit folgende Lamellengewichte für einen Binderabstand von 1,50 m:

I. $2,4 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 2,5 = 9,0$ t
II. $2,37 \cdot 1,03 \cdot 1,5 \cdot 2,5 = 9,18$ t
III. $1,95 \cdot 1,07 \cdot 1,5 \cdot 2,5 = 7,84$ t
IV. $2,3 \cdot 1,15 \cdot 1,5 \cdot 2,5 = 9,95$ t
V. $3,25 \cdot 1,25 \cdot 1,5 \cdot 2,5 = 15,25$ t.

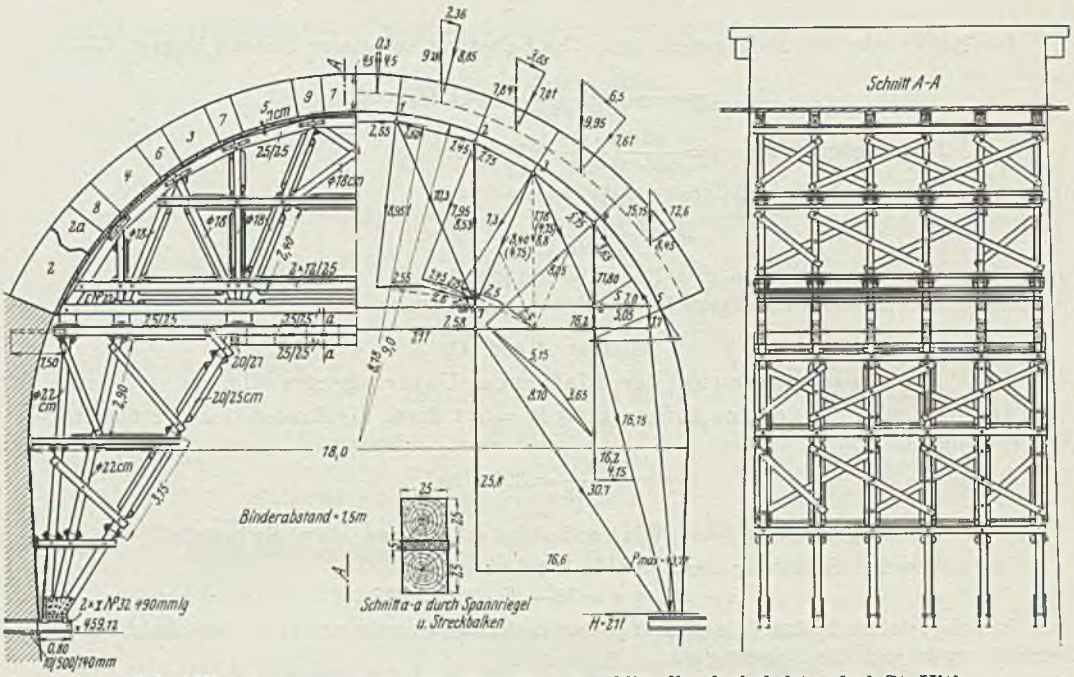


Abb. 352. Lehrgerüst für die Gewölbe des Mittelbachviaduktes bei St. Vith.

1. Berechnung der Bohlen (Schalung) (Abb. 353).

Abb. 353.

Belastung für 1 m Breite $1{,}0 \cdot 1{,}5 \cdot 2{,}5 = 3{,}75$ t

Stützweite 1,50 m

$$M = \frac{3{,}75 \cdot 1{,}50}{8} = 70000 \text{ kgcm}$$ gewählt 7 cm stark

$$W = \frac{100 \cdot 7^2}{6} = 816 \text{ cm}^3,$$

somit $$\sigma_{\text{eff}} = \frac{70\,000}{816} = 85{,}8 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Berechnung der Kranzhölzer (Abb. 354).

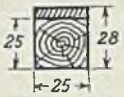


Abb. 354.

Der ungünstigste Fall ist vorhanden für das Kranzholz 1—1 im Scheitel

Stützweite 2,30 m $P_{\max} = 9{,}0$ t

$$M = \frac{9{,}0 \cdot 2{,}3}{8} = 258800 \text{ kgcm}$$ gewählt Querschnitt 25/28 cm

$$W = \frac{25 \cdot 28^2}{6} = 3266 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{\text{eff}} = \frac{258\,800}{3266} = 79{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

Die übrigen Kranzhölzer werden aus konstruktiven Gründen gleich stark gemacht.

3. Streben.

Die am ungünstigsten beanspruchte Strebe ist 1—7

$P_{\max} = 10{,}3$ t größte Knicklänge = 2,4 m gewählt Durchm. 18 cm $F = 254$ cm²

$J = 5153$ cm⁴ $E = 100\,000$ kg/cm² $i = \sqrt{\frac{J}{F}} = 4{,}5$ cm $\frac{l}{i} = \frac{240}{4{,}5} = 53{,}3.$

Tragkraft nach Euler: $$P_{\text{Bruch}} = \pi^2 \frac{EJ}{l^2} = 9{,}87 \cdot \frac{100\,000 \cdot 5153}{240^2} = 88{,}5 \text{ t},$$

somit $$\frac{88{,}5}{10{,}3} = 8{,}6\text{fache Sicherheit.}$$

Nach Köchlin (Berücksichtigung nicht genau mittiger Druckübertragung), Schw. Bztg. 1899 Nr. 18 bis 19 ist

$\sigma_{\text{Bruch}} = 260$ kg/cm² $\quad \sigma_{\text{eff}} = \frac{P}{F} = \frac{10\,300}{254} = 40{,}5$ kg/cm², somit $\frac{260}{40{,}5} = 6{,}43$fache Sicherheit.

Alle übrigen Streben sind günstiger, werden jedoch aus konstruktiven Gründen ebenso stark gehalten.

4. Pressung der Auflagerflächen der Kranzhölzer. (Abb. 355).

$F = 254$ cm² $\quad P_{\max} = 8{,}95$ t $\quad \sigma = \frac{8950}{254} = 35{,}2$ kg/cm².

Abb. 355.

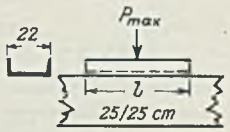


Abb. 356.

5. Pressung auf die Auflagerfläche in den Punkten 6 und 7 (Abb. 356).

Druckübertragung vermittels ⊏ N.-P. 22.

Beanspruchung quer zur Faser $\sigma_{\text{zul}} = 15$ kg/cm².

Punkt 7. $P_{\max} \sim 26$ t $\quad b = 22$ cm, $\quad$ somit $l_1 = \frac{P_1}{b \cdot \sigma} = \frac{26\,000}{22 \cdot 15} = 79$ cm.

Punkt 6. $P_{\max} \sim 17$ t, $\quad$ somit $l_2 = \frac{P_2}{b \cdot \sigma} = \frac{17\,000}{22 \cdot 15} = 51$ cm.

6. Absenkvorrichtung nach dem Verfahren von Zuffer (Z. d. ö. V. A. I. 1908, S. 174). Bügelholz-Sägeschnittverfahren.

Punkt 7 (Abb. 357). $P_{\max} \sim 26$ t $\quad \sigma_{\text{zul. Druck}} = 30$ kg/cm²,

somit erforderliche Grundfläche $= 2\, l_1\, b = \frac{26\,000}{30} = 866$ cm² $\quad l_1 = \frac{866}{2 \cdot 25} = 17$ cm

$M = \frac{26\,000 \cdot 50}{8} = 162\,500$ kgcm $\quad W = \frac{25^3}{6} = 2605$ cm³

$\sigma_{\text{eff}} = \frac{162\,500}{2605} = 62{,}4$ kg/cm².

Punkt 6 (Abb. 358). $P_{\max} \sim 17$ t

erforderliche Grundfläche $= \frac{17\,000}{30} = 566$ cm² $\quad l_2 = \frac{566}{50} = 11$ cm

$M = \frac{17\,000 \cdot 36}{8} = 76\,400$ kgcm $\quad W = \frac{25 \cdot 17^2}{6} = 1200$ cm³

$\sigma_{\text{eff}} = \frac{76\,400}{1200} = 63{,}6$ kg/cm².

Punkt 5. Das Bügelholz wird gleich ausgeführt wie für Punkt 6.

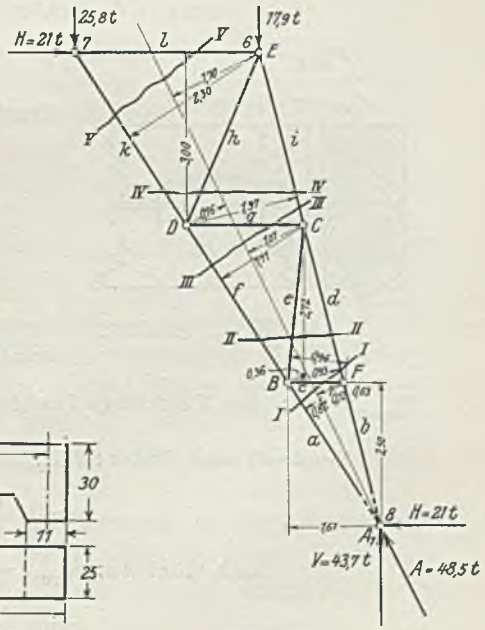


Abb. 359.

b) Berechnung des Untergerüstes (hierzu Abb. 359).

Durch Anordnung des Stabes *s* (Abb. 352) soll (theoretisch) die Last vom Sprengwerkstab 5—8 weg und auf den Stab 6—8 übertragen werden. Dadurch spannungslos geworden, soll Stab 5—8 bei der Berechnung außer Betracht fallen, so daß sich diese noch erstreckt auf das statisch bestimmte Fachwerk 7—6—8, dessen Stabkräfte nach dem Ritterschen Schnittverfahren nachstehend ermittelt sind.

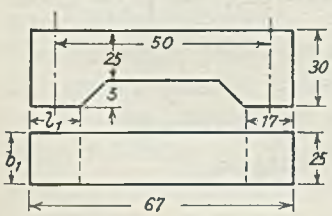


Abb. 357.

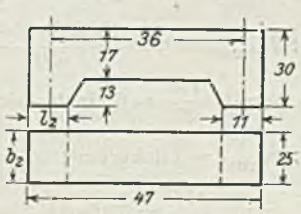


Abb. 358.

Schnitt I—I. Drehpunkt F.

$$\frac{21 \cdot 2{,}50 - 43{,}7 \cdot 0{,}63}{0{,}82} = a = 30{,}5 \text{ t}$$

Drehpunkt B.

$$\frac{21 \cdot 2{,}50 - 43{,}7 \cdot 1{,}61}{0{,}93} = b = 19 \text{ t}$$

Drehpunkt C.

$$\frac{30{,}5 \cdot 1{,}71 - 48{,}5 \cdot 1{,}07}{2{,}72} = c = \pm 0 \text{ t}$$

Schnitt II—II. Drehpunkt B.

$$\frac{48{,}5 \cdot 0{,}36}{0{,}93} = d = 18{,}8 \text{ t}$$

Drehpunkt F.

$$\frac{48{,}5 \cdot 0{,}52 - 30{,}5 \cdot 0{,}82}{0{,}96} = e = 0{,}21 \text{ t}$$

Drehpunkt C.

$$\frac{48{,}5 \cdot 1{,}07}{1{,}71} = f = 30{,}4 \text{ t}$$

Schnitt III—III. Drehpunkt D.

$$\frac{48{,}5 \cdot 0{,}76}{1{,}97} = i = 18{,}7 \text{ t}$$

Drehpunkt B.

$$\frac{48{,}5 \cdot 0{,}36 - 18{,}8 \cdot 0{,}93}{2{,}72} = g = \pm 0 \text{ t}$$

Schnitt IV—IV. Drehpunkt C.

$$\frac{48{,}5 \cdot 1{,}07 - 30{,}4 \cdot 1{,}71}{1{,}85} = \pm 0 = h$$

Drehpunkt E.

$$\frac{48{,}5 \cdot 1{,}70}{2{,}70} = k = 30{,}4 \text{ t}$$

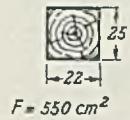


Abb. 360.

Schnitt V—V. Drehpunkt D.

$$\frac{48{,}5 \cdot 0{,}76 - 18{,}7 \cdot 1{,}97}{3{,}00} = \pm 0 \text{ t} = l.$$

Hiernach ergeben sich die Beanspruchungen wie folgt:

Strebe 7—8 (Abb. 360).

$P_{max} = 30{,}7$ t; max. Knicklänge $l = 3{,}15$ m; $E = 100000$ kg/cm²; $J = 22183$ cm⁴;

$$i = \sqrt{\frac{J}{F}} = 6{,}32 \text{ cm}; \quad \frac{l}{i} = 50.$$

Tragkraft nach Euler: $P_{Bruch} = 9{,}87 \dfrac{100000 \cdot 22183}{315^2} = 221$ t

somit $\dfrac{221}{30{,}7} = 7{,}2$fache Sicherheit

Abb. 361.

nach Köchlin (s. S. 339): $\sigma_{Bruch} = 284$ kg/cm²; $\sigma_{eff} = \dfrac{30700}{550} = 55{,}8$ kg/cm²,

somit $\dfrac{284}{55{,}8} = 5{,}2$fache Sicherheit.

Strebe 6—8 (Abb. 361.)

$P_{max} = 19$ t; max. Knicklänge $= 2{,}9$ m; $J = 11500$ cm⁴; $i = 5{,}07$ cm; $\dfrac{l}{i} = \dfrac{290}{5{,}07} = 57.$

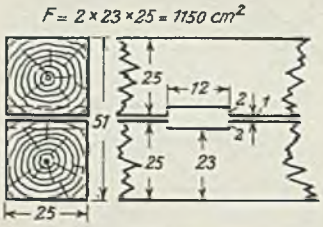


Abb. 362.

Tragkraft nach Euler: $P_{Bruch} = 9{,}87 \dfrac{100000 \cdot 11500}{290^2} = 13{,}5$ t,

somit $\dfrac{135}{19} = 7{,}1$fache Sicherheit

nach Köchlin: $\sigma_{Bruch} = 246$ kg/cm²; $\sigma_{eff} = \dfrac{19000}{346} = 55$ kg/cm²,

somit $\dfrac{246}{55} = 4{,}5$fache Sicherheit.

Spannriegel (Abb. 362).

$H_{max} = 21$ t; max. Knicklänge $l = 6{,}50$ m; $J_{min} = \dfrac{25^3 (51 - 5)}{12} = 60000$ cm⁴; $i = \sqrt{\dfrac{J}{F}} = 7{,}2$ cm.

Tragkraft nach Euler: $P_{Bruch} = 9{,}87 \dfrac{100000 \cdot 60000}{650^2} = 140$ t,

somit $\dfrac{140}{21} = 6{,}7$fache Sicherheit

nach Köchlin: $\sigma_{Bruch} = 116$ kg/cm²; $\sigma_{eff} = \dfrac{21000}{1150} = 18{,}3$ kg/cm,

somit $\dfrac{116}{18{,}3} = 6{,}3$fache Sicherheit.

Untersuchung der Dübel (Abb. 362).

Vorhanden sieben Dübel.

Druckkraft auf einen Dübel $\frac{21\,000}{7} = 3000$ kg Druckfläche $= 2 \cdot 2 \cdot 25 = 100$ cm²

$\sigma_{Druck} = \frac{3000}{100} = 30$ kg/cm² Scherkraft auf einen Dübel 3000 kg Fläche $= 12 \cdot 25 = 300$ cm²

$$\tau = \frac{3000}{300} = 10 \text{ kg/cm}^2.$$

Auflager (Abb. 363). Wagerecht eingemauerte I-Träger.

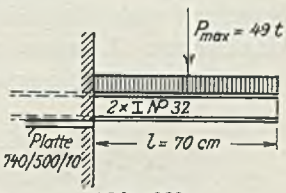


Abb. 363.

$P_{max} = 44$ t + 5 t Eigengewicht = 49 t

$M_{max} = \frac{49\,000 \cdot 70}{2} = 1\,715\,000$ kgcm

$W_x = 2 \cdot 781 = 1562$ cm³

$\sigma_{eff} = \frac{1\,715\,000}{1562} = 1100$ kg/cm².

Auflagerplatte.

$P_{max} = 50$ t $\sigma_{zul\ Beton} = 13{,}5$ kg/cm²,

somit erforderliche Fläche $\frac{50\,000}{13{,}5} = 3700$ cm² $= 74 \cdot 50$ cm.

c) Überhöhung des Lehrgerüstes.

$e = \frac{3}{10} l^2 - 6l + 75 = \frac{3}{10} \cdot 324 - 108 + 75 = 64{,}2 \sim 70$ mm; e in mm; l (lichte Weite) in m

(vergl. Denkschrift der Bodensee-Toggenburg-Bahn).

8. Überhöhung der Lehrgerüste.

Die Größe der Überhöhung, welche dem Lehrgerüst für ein Gewölbe zu geben ist, damit dasselbe nach dem Ausrüsten seine rechnungsmäßige Lage einnimmt, hängt von den nachstehenden Faktoren ab, die mehr oder weniger großen Einfluß haben:

a) dem Nachgeben des Gerüstes infolge der elastischen Zusammendrückung des Holzes;

b) dem nichtelastischen Ineinanderpressen in den Fugen an den Knotenpunkten und Stößen der Hölzer des Lehrgerüstes;

c) der Verkürzung des Gewölbes infolge der elastischen Zusammendrückung des Gewölbematerials durch die ständige Last;

d) der Verkürzung des Gewölbes infolge Temperaturabfall und Schwinden des Betons;

e) der elastischen Zusammendrückung von Pfeiler und Widerlager durch die ständige Last;

f) dem Ausweichen und Setzen der Pfeiler und Widerlager infolge Nachgiebigkeit des Baugrundes.

Da sich die vorstehenden Einflüsse nur für Dreigelenkbogengewölbe befriedigend rechnerisch verfolgen lassen, so gelten die nachstehenden Ausführungen nur für diese[1]).

Zu a) Die elastische Zusammendrückung des Holzes kann unter Annahme eines Elastizitätsmoduls von $E = 110\,000$ kg/cm² und der tatsächlichen mittleren Beanspruchung berechnet werden, doch ist der sich ergebende Betrag meist gering und steht gegenüber demjenigen aus Ziffer b) zurück.

Zu b) Die nicht elastische Zusammendrückung entsteht in der Hauptsache durch Schließen der Fugen an den Knotenpunkten und Stößen der Hölzer nach Aufbringen der vollen Gewölbelast, ist also abhängig von der Anzahl dieser Fugen in

[1]) S. a. D. Bztg., Zementbeilage 1922, S. 11.

senkrechter Richtung und von der Art der Ausbildung der Knotenpunkte und der Sorgfalt von deren Ausführung.

Die aus den Ursachen Ziffer a) und b) entspringende Einsenkung des Lastpunktes eines fest unterstützten Gerüstes wird demgemäß derart festgestellt, daß man die elastischen Verkürzungen der von ihm ausgehenden Hölzer bis herab zum Boden berechnet und für die Verpressungen an jeder einzelnen Stoßstelle gewisse Beträge hinzunimmt. Letztere wurden z. B. bei dem Lehrgerüst für die Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Cannstatt zu 3 mm für jede Berührungstelle zwischen Holz und Holz und zu 2 mm für jede Berührungstelle zwischen Eisen und Eisen angenommen (s. a. die Berechnung der Illerbrücke bei Kellmünz auf S. 328).

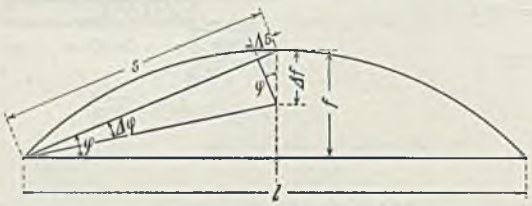


Abb. 364.

Bei den freitragenden Fachwerkbogen nach Abb. 275 und Sprengwerken ähnlicher Art tritt infolge der Verkürzung des Binders durch die Ursachen Ziffer a) und b) eine Drehung desselben um sein Kämpferauflager ein, wobei nach Abb. 364 die Senkung beträgt:

$$\Delta f = \frac{s\,\Delta s}{f}.$$

Zu c) und d) Die Verkürzung des Bogens bezw. der Bogensehne s infolge der elastischen Zusammendrückung des Wölbmaterials beim Ausrüsten berechnet sich unter Zugrundelegung der zugehörigen Elastizitätsmoduln ebenfalls nach der vorstehenden Formel.

In gleicher Weise tritt durch Temperaturabfall und Schwinden, welch letzteres nach den Vorschriften einem Temperaturabfall von 15° gleichzusetzen ist, eine Verkürzung der Bogensehne ein, so daß die dadurch hervorgerufene Einsenkung nach der vorgenannten Formel zu berechnen ist.

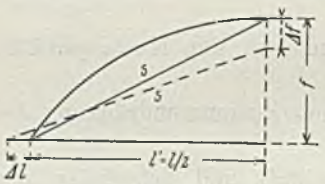


Abb. 365.

Zu e) und f) Die Pfeiler und Widerlager geben am Bogenauflager infolge der elastischen Zusammendrückung des Materials durch die Kämpferkraft in senkrechter und wagerechter Richtung nach. Während die senkrechte Bewegung meist nicht von Belang ist, übt die Spannweitevergrößerung einen größeren Einfluß auf die Scheitelsenkung aus.

Es ist nach Abb. 365:

$$s^2 = l'^2 + f^2 = (l' + \Delta l)^2 + (f - \Delta f)^2 = l'^2 + 2\,\Delta l\, l' + \Delta l^2 + f^2 - 2\,\Delta f f + \Delta f^2$$

und da Δl^2 und Δf^2 verschwindend klein:

$$2\,l'\,\Delta l = 2\,f\,\Delta f \quad \text{oder}$$

$$\Delta f = \frac{l'}{f}\,\Delta l = \frac{l}{2f}\,\Delta l.$$

Das seitliche Ausweichen der Widerlager hängt hauptsächlich von der Art des Baugrundes und von der Gründungsart ab. Über das anzunehmende Maß ist man auf Schätzungen angewiesen.

Indem nun die einzelnen Einflüsse summiert werden, erhält man den errechneten Betrag für die zu gebende Überhöhung. Die so erhaltenen Werte werden jedoch zur

Sicherheit und um Bewegungen Rechnung zu tragen, die sich nicht rechnerisch erfassen lassen, vielfach noch um etwa 50 % erhöht.

Der Übergang der Überhöhung vom Scheitel nach den Kämpfern wird geradlinig oder dem Parabelgesetze folgend angenommen. Die Kämpfer bekommen zumeist ebenfalls eine geringe Überhöhung, die aber in der Regel nicht über 20% des Betrages im Scheitel hinausgeht.

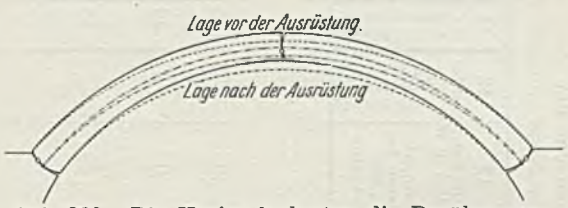


Abb. 366. Die Kreise bedeuten die Berührungspunkte der Gelenke vor, die Punkte nach der Ausrüstung.

Bei der Verwendung von Wälzgelenken aus Stein oder Beton ist die Überhöhung des Lehrgerüstes auf deren gegenseitige Lage insofern von Einfluß, als sich die Berührungspunkte der Gelenke bei der Drehung der beiden Gewölbeschenkel verschieben (Abbild. 366). Wenn daher nach dem Ausrüsten die Berührungspunkte die planmäßige Lage haben sollen, so müssen die Wälzquader mit außenmittiger Berührung versetzt werden.

Nach Abb. 364 besteht zwischen der Winkeländerung der Bogensehne bei Ausführung einer kleinen Drehung der Gewölbeschenkel um die Kämpfer und der Senkung im Scheitel die Beziehung:

$$\operatorname{tg} \Delta\varphi = \Delta\varphi = \frac{\Delta f \cos\varphi}{s - \Delta s} = \frac{\Delta f\, l/2}{s\,(s - \Delta s)} = \frac{l}{2\,s^2}\,\Delta f.$$

Und nach Abb. 367 ergibt sich der Zusammenhang zwischen der Exzentrizität e und dem Drehungswinkel $\Delta\varphi$[1]):

$$e = r_1\,\alpha = r_2\,\beta$$
$$\Delta\varphi = \beta - \alpha.$$

Somit: $$\Delta\varphi = \frac{e}{r_2} - \frac{e}{r_1} \text{ und}$$

$$e = \frac{\Delta\varphi}{\frac{1}{r_2} - \frac{1}{r_1}}.$$

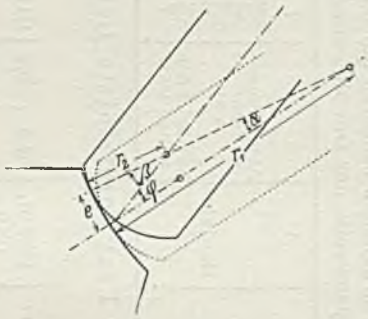


Abb. 367.

Nach dieser Gleichung kann die Größe der Exzentrizität für eine bestimmte Scheitelsenkung berechnet werden. Im Scheitel macht die Exzentrizität e den doppelten Betrag aus.

Die nachstehende Tafel I gibt von einer größeren Zahl ausgeführter bedeutenderer Brückengewölbe eine Zusammenstellung der angenommenen Überhöhungen und beobachteten Einsenkungen im Scheitel.

Messung der Senkungen. — Die senkrechten Bewegungen des Lehrgerüstes bezw. einzelner Punkte desselben während der Betonierung der Gewölbe werden zweckmäßig fortlaufend (täglich ein- bis zweimal) mit Hilfe des Nivellierinstrumentes oder durch Ablesung mittels Nonien festgestellt und verzeichnet, und zwar wird als Meßpunkt der Scheitel, bei größeren Gewölben häufig noch die Kämpfer- und Viertelpunkte und zuweilen auch noch weitere Punkte beobachtet.

Ebenso wird die Höhen- und Lageänderung des Gewölbes und der Pfeiler und Widerlager beim Ausrüsten festgestellt, wozu Nivellierinstrument und Theodolit

[1]) S. a. Kollmar, Auflager und Gelenke. Berlin 1919. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Tafel I. **Senkungen größerer Lehrgerüste und Gewölbe während der Ausführung und bei der Ausrüstung.**
(Die eingeklammerten Zahlen in Spalte 5 bedeuten die Lichtweiten der Brücken, falls dieselben von der Spannweite der Gewölbe erheblich abweichen.)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Nr.	Bezeichnung der Brücke	Art des Gewölbes	Baujahr	Abmessungen des Gewölbes in m: Spannweite	Abmessungen des Gewölbes in m: Pfeilhöhe	Pfeilverhältnis	Dem Lehrgerüst gegebene Überhöhung in mm	Verwendeter Zement, ob Handelszement (Ha) oder hochwertig. Zement (Ho)	Zeit zwischen Gewölbeschluß und Ausrüsten in Wochen	Eingetretene Senkung im Scheitel in mm: während des Betonierens	Eingetretene Senkung im Scheitel in mm: beim Ablassen des Lehrgerüstes	Eingetretene Senkung im Scheitel in mm: bis zur Fertigstellung der Brücke	Spalte 11 bis 13 zus. in mm	Höhenunterschied gegenüb. Plan in mm (+ höher als — tiefer als Plan)
	Fest unterstützte Lehrgerüste.													
	Mit Keilen als Ausrüstungsmittel:													
1	Straßenbrücke über die Fulda in Kassel	Eingespanntes Gewölbe aus Beton	1909 u. 1910	57,5	5,2	1/11	150	Ha	—	100	40	—	140	+ 10
2	Tschallengabrücke über die Jll bei Nüziders (Vorarlberg)	Eingespanntes Gewölbe aus Eisenbeton	1913	50,0	6,1	1/8	33	Ha	4	23	0	—	23	+ 10
3	Straßenbrücke über die Sihl bei Scheeren (Schweiz)	Eingespannter Bogen mit zwei Rippen aus Eisenbeton	1915	52,6	13,2	1/4	50	Ha	8	37	6	—	43	+ 7
	Mit Bügelhölzern als Ausrüstungsmittel:													
4	Straßenbrücke über die Elbe in Nimburg	Eingespanntes Gewölbe aus Eisenbeton	1912 u. 1913	40,4	4,2	1/10	70	Ha	14	28	3	—	31	+ 39
5	Straßenbrücke beim Rudolfinum in Prag	Gewölbe aus Eisenbeton mit drei Gelenken	1911 bis 1913	39,6	4,06	1/10	140	Ha	7	100	10	—	110	+ 30
	Mit Sandtöpfen als Ausrüstungsmittel:													
6	Straßenbrücke über die Isar bei Grünwald (Bogen über den Triebwerkskanal)	Gewölbe aus Eisenbeton mit drei Gelenken	1903/04	70	12,8	1/5	100	Ha	12	17	6,5	10	34	+ 66
7	Wallstraßenbrücke i. Ulm	Gewölbe aus Beton mit drei Gelenken	1905/06	57 (65,5)	5,8	1/10	90	Ha	9	12	7	5	24	+ 66
8	Gmündertobelbrücke bei Teufen in Appenzell	Eingespanntes Gewölbe aus Eisenbeton	1907/08	79,6	25,5	1/3	—	Ha	10	32	5	—	37	—
9	Eisenbahnbrücke über den Neckar in Tübingen	Dreigelenkrippenbogen in Eisenbeton	1909	28,0 (34,0)	2,55	1/11	50	Ha	3½		50		50	0
10	Halenbrücke in Bern	Eingespanntes Gewölbe aus Eisenbeton	1911/12	85,60 (87,15)	29,4	1/3	100	Ha	6	65	10	—	75	+ 25
11	Straßenbrücke über den Hundwilertobel im Kanton Appenzell	Eingespanntes Gewölbe aus Eisenbeton	1923/24	105	36	1/3	90	Ha	8½	75	6,5	—	82	+ 8
12	Straßenbrücke im Wahntal zwischen Siegburg und Much	Gewölbe aus Beton mit drei Gelenken	1925	68,3	7,9	1/9	120	Ha	6	35	50	20	105	+ 15
13	Straßenbrücke über die Donau bei Zwiefaltendorf	Gewölbe aus Eisenbeton mit drei Gelenken	1926	50,0	4,45	1/11	120	Ho	3	7	31	—	38	+ 82
	Mit Schraubenspindeln als Ausrüstungsmittel:													
14	Straßenbrücke über den Neckar bei Gemmrigheim	Gewölbe aus Beton mit drei Gelenken	1895 bis 1897	38,0	5,5	1/7	80	Ha	8	34	16	11	61	+ 19
15	Eisenbahnbrücke über die Jller bei Lautrach	Gewölbe aus Beton mit drei Gelenken	1903	57,0 (59,0)	9,8	1/6	60	Ha	4½	15	9	—	24	+ 36
16	Straßenbrücke über den Kocher bei Ottendorf	Gewölbe aus Beton mit drei Gelenken	1908	40,0	4,0	1/10	70	Ha	6	36	10	10	56	+ 14
17	Neckarbrücke Ziegelhausen—Schlierbach (linke Flußöffnung)	Gewölbe aus Beton mit drei Gelenken	1913	39,5	5,44	1/7	60	Ha	5	13	12	14	39	+ 21
18	Straßenbrücke über die Alz bei Wiesmühl	Gewölbe aus Beton mit drei Gelenken	1913	60,0	6,5	1/9	75	Ha	10	40	11	—	51	+ 20
19	Eisenbahnbrücke über d. Neckar in Cannstatt	Gewölbe aus Beton mit drei Gelenken	1911 bis 1913	54,00 (61,50)	5,10	1/11	70	Ha	10	24	26	5	55	+ 15
20	Talübergang bei Langwies (Eisenbahnbrücke)	Eingespannter Bogen mit zwei Rippen aus Eisenbeton	1913 u. 1914	100,0	42,0	1/2,5	70	Ha	35 (üb. den Winter)	30	—	—	—	—
21	Straßenbrücke über die Saale bei Dürrenberg	Gewölbe aus Beton mit drei Gelenken	1914	54,0 (58,0)	4,92	1/11	150	Ha	7	—	76	—	—	—
22	Straßenbrücke (Skurubrücke) bei Stockholm	Eingespanntes Gewölbe aus Eisenbeton	1914 u. 1915	72	28	1/2,5	—	Ha	8	120	4	—	124	—
23	Eisenbahnbrücke über die Sieg in Niederschelden (Rhld.)	Gewölbe aus Beton mit drei Gelenken	1919	24,4 (27,0)	3,6	1/7	100	Ha	6	25	17	10	50	+ 50
24	Straßenbrücke über die Jller bei Kellmünz	Zwillingsbogen aus Eisenbeton mit drei Gelenken	1926	63,5	8,40	1/8	132	Ho	3	43	30	12	95	+ 37
	Freitragende Lehrgerüste.													
25	Talbrücke bei Vielsalm (Belgien) (Eisenbahnbrücke)	Eingespanntes Betongewölbe	1915	Halbkreisbogen mit 20 m Lichtweite			80	Ha	—	—	—	—	—	—
26	Karlstraßenunterführung in Cannstatt (Eisenbahnbrücke)	Eingespanntes Gewölbe aus Eisenbeton	1924	24,1	8,0	1/3	90	Ha	—	35	1,2	—	40	+ 50
27	Verbreiterung der Wolfgangbrücke i. Mergentheim	Eingespanntes Gewölbe aus Beton	1924	9,5	3,0	1/3	40	Ha	—	—	—	—	—	—

Den freitragenden Lehrgerüsten der halbkreisförmigen Gewölbe für die Viadukte der österreichischen Tauernbahn wurden nachstehende Überhöhungen gegeben[1]): bei 22 m Spannweite 55 mm, bei 8 m Spannweite 20 mm, bei 6 m Spannweite 15 mm.

[1]) Allgemeine Bauzeitung, Wien 1911, Blatt 8.

benutzt werden können. In wichtigen Fällen werden besondere Meßapparate an den zu beobachtenden Stellen (Scheitel, Kämpfer, Viertelpunkte, Pfeiler und Widerlager) aufgestellt. Zum Beobachten der Senkungen benutzt man hauptsächlich Griotsche oder Bauschingersche Apparate, Leunersche Durchbiegungsmesser oder Meßuhren (Zeißsche Uhren). Winkeländerungen in senkrechter Richtung kann man durch Libellen, solche in wagerechter Richtung u. a. mit den Meßuhren bestimmen.

9. Lehrgerüst und Betonierungsweise der Gewölbe.

Das Vorgehen beim Betonieren der Gewölbe muß in zweckmäßiger Weise geschehen, weil sonst das Gerüst schädliche Verdrückungen erleiden kann.

Eine einseitige Formänderung wird dadurch vermieden, daß stets symmetrisch zum Scheitel betoniert wird. Im übrigen wird man die Betonlast möglichst gleichmäßig auf das Lehrgerüst verteilen.

Bei kleineren Gewölben und Eisenbetonrippenbogen bis zu mittlerer Spannweite, welche man wegen der nicht großen Betonmasse in einem Zuge (Tage) herstellen kann, wird die Betonierung häufig im Kämpfer angefangen und ohne zonenmäßige Abgrenzung bis zum Scheitel durchgeführt. Um hierbei ein Heben des Gerüstes im Scheitel zu vermeiden, wird oft eine künstliche Belastung (Sandsäcke) aufgebracht, welche entsprechend dem Vorrücken der Betonierung wieder entfernt wird.

Hat man es jedoch mit größeren Gewölben zu tun, bei denen die Gewölbemasse nicht in einem Tage verarbeitet werden kann, so wird der Bogen in einzelnen getrennten Abschnitten (Streifen, Lamellen) betoniert. Diese zonenweise Herstellung hat außerdem den Zweck, längere zusammenhängende Gewölbeteile zunächst und so lange zu vermeiden, bis das Lehrgerüst unter der nahezu vollen Gewölbelast steht und seine neue Form in der Hauptsache angenommen hat.

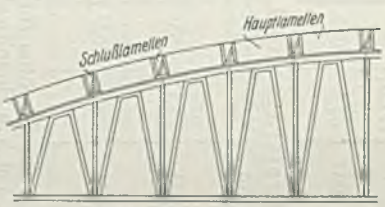


Abb. 368. Betonierungsweise der Gewölbe.

Die Größe und Anzahl dieser Abschnitte hängt von dem Arbeitsprogramm, der Art des Überbaues der Gewölbe und der Ausbildung des Lehrgerüstes ab. In den meisten Fällen werden zuerst größere Abteilungen (Hauptlamellen) betoniert und am Schluß die kleineren Zwischenräume (Schlußlamellen) ausgefüllt (Abb. 368), oft werden jedoch auch die Abteilungen etwa gleich groß gemacht.

Bei den fest gestützten Gerüsten werden die Hauptlamellen nach Abb. 368 zweckmäßig über das Kranzholz und die Schlußlamellen jeweils über die Pfosten gelegt, wo die Kranzhölzer gestoßen sind. Hierbei kann die Durchbiegung der Kranzhölzer und ihre Verdrehung am Auflager im noch nicht geschlossenen Gewölbe vor sich gehen, so daß Risse im Beton vermieden werden.

Bei Gewölben mittlerer Spannweite ist es meist möglich, zwei solcher symmetrisch liegender Lamellen in einer Tagesleistung (40 bis 70 m^3 Beton) herzustellen.

Von großem Einfluß auf die Verdrückungen des Bogenkranzes ist die Reihenfolge der Betonierung. Eine Belastung in den Kämpfern hat eine Hebung des nicht belasteten Scheitels zur Folge und umgekehrt. Es werden daher die ersten Lamellen im Scheitel und Kämpfer möglichst gleichzeitig und falls dies nicht angängig ist, unmittelbar hintereinander aufgelegt. Dann muß in den Bogenvierteln betoniert werden, damit dort keine schädlichen Hebungen auftreten. Der Schluß des Gewölbes

erfolgt in der Bruchfuge oder gleichzeitig im Scheitel und Kämpfer oder an allen drei Stellen[1]).

10. Aussteifung und Standfestigkeit der Lehrgerüste.

Neben den senkrechten Kräften durch die Auflast der Gewölbe wirken auf ein Lehrgerüst auch seitliche Kräfte, hauptsächlich Windkräfte ein, welche das Gerüst oder einzelne Teile desselben zu verdrücken, verschieben oder zu kanten suchen. Diese Kräfte üben ihre ungünstigste Wirkung in dem Falle aus, wo das Gerüst fertiggestellt, aber noch nicht mit der Gewölbeauflast versehen ist.

In Abb. 369 sind die Aussteifungen schematisch dargestellt, wie sie bei einfachen Strebenwerken angebracht werden[2]). Man kann dieselben unterscheiden in solche,

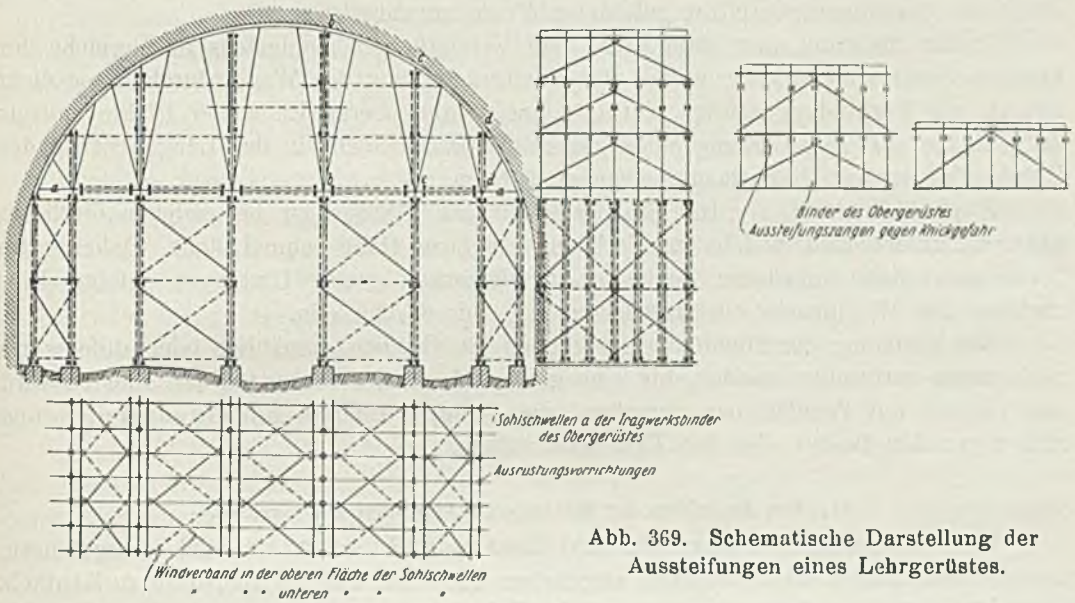


Abb. 369. Schematische Darstellung der Aussteifungen eines Lehrgerüstes.

welche allein gegen die Einwirkung des Windes und verwandter Kräfte angeordnet sind, und andere, welche in erster Linie den Zweck haben, die Knicklänge der auf Druck beanspruchten Hölzer zu sichern. Dazu kommen noch Maßnahmen, welche die Standfestigkeit der Gerüste als Ganzes zu sichern haben.

Windversteifungen. — Beim Obergerüst wird in der Regel ein wagerechter Windverband in Höhe der Sohlschwellen der Binder und mehrere senkrechte Windverbände in den Ebenen der senkrechten Streben, bisweilen auch noch in denjenigen einiger geneigter Streben durch Anbringen einfacher oder gekreuzter Diagonalen (Andreaskreuze) geschaffen, wodurch eine Art von Fachwerkträger gebildet wird.

Gegen Windkräfte, welche in der Ebene der Lehrbogen wirken, ist als unterer Windverband der zuvor genannte in der Ebene der Sohlschwellen gelegene ebenfalls wirksam, während als oberer Windverband die Gewölbeschalung dient.

Beim Untergerüst sind die Ständer sowohl in der Quer- als in der Längsrichtung der Brücke in geeigneter Weise mittels einfacher oder gekreuzter Diagonalen zu steifen Konstruktionen ausgebildet bald so, daß in der Längsrichtung der Brücke die Ständer

[1]) Über die Verdrückung des Lehrgerüstes für eine 70 m weit gespannte Dreigelenkbogenbrücke s. B. T. 1926, S. 420.

[2]) Vergl. Arm. B. 1918, S. 22 bis 27.

fortlaufend miteinander verbunden sind, bald so, daß nach Abb. 369 immer zwei Nachbarständerreihen zu einem Gerüstturm vereinigt sind.

Versteifungen zur Sicherung der Knicklänge. — Die zur Sicherung der Knicklänge der auf Druck beanspruchten Hölzer anzubringenden Aussteifungen bestehen in doppelten Zangen, welche übereinander in der Quer- und Längsrichtung der Brücke angebracht sind, da die Punkte nach zwei Richtungen festgehalten werden müssen. Diese Zangen dienen insofern gleichzeitig der Versteifung gegen die Windkräfte, als sie in den entsprechenden Verbänden die Vertikalen bilden.

Versteifung der Pfahljoche. — Die Versteifung der gerammten Pfahljoche erfolgt in der Flußrichtung durch einen oberen Holm, auf Niederwasserhöhe angebrachte, in gleicher Richtung laufende Zangen, sowie durch Andreaskreuze, welche in dem durch die vorgenannten Hölzer gebildeten Felde angebracht sind.

In der Richtung quer zum Fluß sind Versteifungen wenigstens im Bereiche der häufigen Sommerhochwasser wegen der Beeinträchtigung des Wasserdurchflusses nicht tunlich, die Verbindung erfolgt hierbei zumeist am oberen Ende der Pfähle mittels Zangen, die zur Verhinderung einer Verschiebung der Joche in der Längsrichtung der Brücke fest an der Pfeilermauer anstehen müssen.

Standfähigkeit. — Die Standfähigkeit als Ganzes ist bei solchen Gerüsten näher zu untersuchen, welche im Verhältnis zu ihrer Höhe schmal sind. Dabei sollte beim noch nicht belasteten Zustande die Sicherheit gegen Umkippen infolge Einwirkung des Winddrucks eine mindestens 1,5- bis 2fache sein.

Zur Erhöhung der Standfähigkeit können die Gerüste allmählich oder stufenweise nach unten verbreitert werden, bis eine genügende Breite vorhanden ist, oder es wird das Gerüst mit Windstreben versehen, die an den äußeren Bindern angreifen und sich gegen den Boden oder den Unterbau stützen.

11. Das Zurichten der Hölzer und Abbinden der Gerüste.

Bei Verwendung von Kantholz wird dasselbe meist schon als solches angefahren, in selteneren Fällen wird Rundholz angeliefert und dann auf der Baustelle zu Kantholz geschnitten, falls solches benötigt wird. Bei der Auswahl der Lagerplätze für die Hölzer sowie des Zimmerplatzes ist darauf zu achten, daß sowohl die Zufuhr des Holzes von dessen Ankunftstelle als die Abfuhr desselben zur Verwendungstelle leicht und mit den geringsten Kosten vor sich gehen kann, weiter soll der Platz eben, trocken und hochwasserfrei gelegen sein.

Bei einigermaßen wichtigeren Gerüsten wäre es nicht angängig, die Maße für die einzelnen Hölzer und Holzschnitte aus der — stark verkleinerten — Zeichnung zu entnehmen und nach dem Zuschneiden sofort mit dem Aufstellen zu beginnen, man würde auf diese Weise nicht die erforderliche Genauigkeit bekommen. Die Lehrbogen werden vielmehr vor dem Aufstellen — bei größeren Gerüsten unter Zuhilfenahme eines Theodolits — auf einem ebenen Bretterboden, dem „Rüstboden“ oder „Reißboden“, zusammengebaut, zu diesem Zweck auf demselben in natürlicher Größe aufgezeichnet oder, wie man sagt, „aufgerissen“ und die einzelnen Hölzer sodann durch Auflegen, Anreißen, Zuschneiden und Bohren der erforderlichen Löcher unter Zuhilfenahme von Säge, Beil und Bohrer zugerichtet. Hierbei muß natürlich die dem Lehrgerüst zu gebende Überhöhung berücksichtigt werden.

Beim Aufreißen des Lehrgerüstes wird am besten zuerst die Mittellinie des Bogens aufgezeichnet. Mit der halben Gewölbestärke als Halbmesser werden sodann Kreise geschlagen, worauf die Tangentenpunkte mit Nägeln fixiert und die Leibungslinien als

Tangentenlinien durch Anlegen eines Rundeisens (Schwung) aufgezeichnet werden. Bei den Strebenwerken werden sodann die Mittellinien der Ständer und Streben aufgezeichnet und hierauf Kranzholz, Ständer und Streben aufgerissen.

Erhält das Gewölbe einen Aufbau in Eisenbeton, so wird auch dieser auf dem Reißboden aufgezeichnet, damit man die notwendige Höhe der Säulenschalungen erhält.

Bei symmetrischen Gewölben genügt die Aufzeichnung der einen Hälfte des Gerüstes.

Die Windverbände werden auf Böcken besonders abgebunden.

Das Bohren der Schraubenlöcher erfolgt zweckmäßig durch druckluftgetriebene oder elektrische Bohrer, die sehr rasch arbeiten. Hierbei werden die Löcher um 2 mm größer gebohrt, als der Schraubendurchmesser beträgt.

Nachdem so die einzelnen Hölzer zugerichtet sind, werden dieselben mit dem zimmermannsmäßigen Zeichen zum leichten Wiederauffinden versehen und sodann geordnet auf die Seite gelegt.

12. Das Aufstellen und Abnehmen der Lehrgerüste.

Bei den fest unterstützten hölzernen Gerüsten erfolgt die Aufrichtung stockwerkweise derart, daß zuerst die einzelnen Ständer und Streben des unteren Stockwerks gestellt, provisorisch gestützt und baldmöglichst durch Einziehen von Zangen und Diagonalen zu steifen Wänden zusammengefaßt werden. In Höhe des oberen Stockwerks wird sodann ein Arbeitsboden als Standplatz für die Arbeiter und die Abstellung der Hölzer für das nächste Stockwerk hergestellt und alsdann in gleicher Weise das Holzwerk dieses Stockwerks aufgerichtet, worauf der Arbeitsboden um einen Stock höher gelegt wird und sich der geschilderte Vorgang wiederholt.

Das Zubringen der Hölzer von den Zimmerplätzen oder dem Reißboden erfolgt bei größeren Ausführungen, sofern ein unmittelbares Aufnehmen durch die Hebezeuge nicht möglich ist, mittels Rollbahnen, die auf dem Boden oder den Fördergerüsten verlegt sind, welch letztere meist an den Brückenstirnen entlanglaufen.

In den meisten Fällen ist noch ein Heben oder Ablassen der Hölzer an den Verwendungsort nötig, wozu weitere maschinelle Hilfsmittel notwendig sind, von denen die gebräuchlichsten im nachstehenden genannt sind.

Für kleinere Bauwerke genügen Flaschenzüge oder Winden, die von Hand oder mit Maschinenkraft (Dampf, Benzol, Öl, Elektrizität) betrieben werden. Gern benutzt wird der Galgen mit oberem Schwenkarm, der aus einem an der Brückenstirn angelehnten Ständermast und einem kleinen Ausleger mit Rollenführung am oberen Ende besteht.

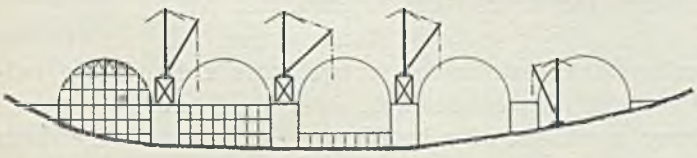


Abb. 370. Verwendung von Derrickkranen zum Aufstellen der Lehrgerüste.

Abb. 370 zeigt den Gebrauch der Schwenkkrane (derricks), wie sie bei amerikanischen Ausführungen mit großem Vorteil verwendet werden, da sie sich rasch und leicht aufstellen und abbrechen lassen und bei wenig Bedienung große Leistungsfähigkeit haben. Die Ausleger haben genügend Reichweite, um je die Hälfte der benachbarten Öffnungen zu bedienen.

Die Baulaufkrane überspannen mit ihrer Brücke das Gewölbe der Quere nach und laufen mittels Räder auf Schienenträgern, die außerhalb der Gewölbestirnen auf

beiderseitigen Rüstungen aufgelegt sind. Derartige Krane besorgen sowohl den wagerechten als den Höhentransport.

Neuere Hilfsmittel sind die Turmdrehkrane, welche auf entlang der Brücke gestellten Gerüsten fahren und sehr leistungsfähig sind. Sie erfordern ziemlich schwere Gerüste.

Neuerdings werden mit gutem Erfolg sogenannte Baukabelkrane verwendet, besonders in solchen Fällen, wo es sich um Brücken über Wasserläufe handelt, bei denen der Einbau von Fördergerüsten nicht tunlich ist. Diese Krane lassen das Baufeld unter sich vollkommen frei und stören daher die Bauarbeiten in keiner Weise.

Beim Bau der neuen Donaubrücke in Ulm, wo ein solcher Kabelkran Verwendung fand, war das Seil, auf welchem sich die Laufkatze bewegte, über zwei Türme gespannt, von denen der eine fest, der andere in einem Kreisbogen fahrbar angeordnet wurde, so daß Lagerplatz und Brücke vollkommen bestrichen werden konnten[1]). Um die Kosten herabzusetzen, wurden die Türme, soweit das möglich war, aus vorhandenen Hölzern von der bauausführenden Unternehmerfirma selbst hergestellt. Auch die Baukabelkrane besorgen die Förderung sowohl der Länge als der Höhe nach.

Zuweilen ist es auch möglich, die Hölzer von den das Tal begrenzenden Hanghöhen herbeizuschaffen und sie dann mittels Rutschen oder Bremsbergen auf die notwendige Höhenlage abzulassen, so daß ein Heben entfällt.

Die Aufstellung von freitragenden hölzernen Lehrgerüsten wie Sprengwerken u. dergl. geschieht bisweilen unter Zuhilfenahme von besonderen leichten Hilfsgerüsten oder Arbeitsbühnen, bisweilen findet auch ein freier Vorbau von den Kämpfern her statt, wobei erforderlichenfalls die einzelnen Hölzer oder Gerüstteile an geeigneten Stellen mittels Zangen, Rundeisenstangen oder Drahtseile nach rückwärts verankert werden.

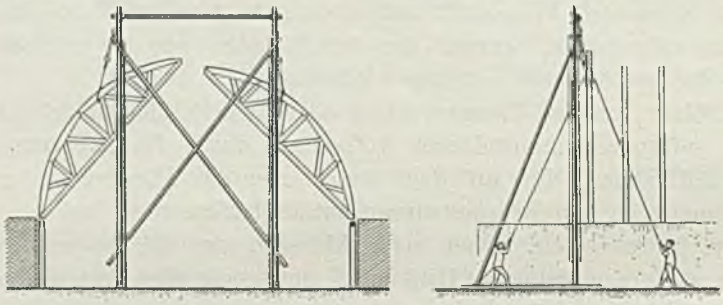


Abb 371. Versetzung hölzerner Dreigelenkbogenbinder mittels Standbaum.

Werden die Lehrbogen als fertige Stücke (meist in Hälften) versetzt, so geschieht dies mit Winden oder Flaschenzügen unter Verwendung des Standbaums (Abb. 371) oder Bocks oder unter Zuhilfenahme von Kranen der vorerwähnten Art.

Hölzerne oder eiserne Balkenträger größerer Abmessungen, wie sie vielfach zur Überdeckung frei zu haltender Öffnungen von fest unterstützten Lehrgerüsten notwendig werden, können vom Ufer aus, falls erforderlich, unter Zuhilfenahme vorübergehender Pfeiler über die Öffnung geschoben oder im Wasser auf Pontons eingefahren werden.

Für die Aufstellung der freitragenden amerikanischen eisernen Bogenfachwerkbinder werden zahlreiche Methoden angewendet, die sich dem eisernen Brückenbau anschließen und von denen einige im nachstehenden genannt werden sollen.

Bei dem in Abb. 372 dargestellten Vorgang ist der halbe Binder in zwei Teile zerlegt. Die einzelnen Hälften werden mit Derrickkranen versetzt, welche auf dem Widerlager bezw. dem freien Ende des ersten Binderteils aufgestellt sind und je durch

[1]) S. a. D. Bztg. 1911, S. 167.

vorübergehende Verankerungen so lange gehalten werden, bis die andere Binderhälfte aufgestellt und die Verbindung beider im Scheitel hergestellt ist.

Bei der aus Abb. 373 ersichtlichen Aufstellungsweise wird der halbe Rüstbinder von einem Auslegerkran aufgenommen, hochgehoben und im Scheitel auf einem vorübergehend aufgestellten Gerüstturm niedergelassen.

Bei der in Abb. 374 gezeigten Methode wird der halbe Rüstbinder auf einem leichten Gerüst unter dem Gewölbe zusammengesetzt oder fertig dahin gebracht und sodann mittels Drahtseil und Winde, welch ersteres über einen Bock läuft, angehoben.

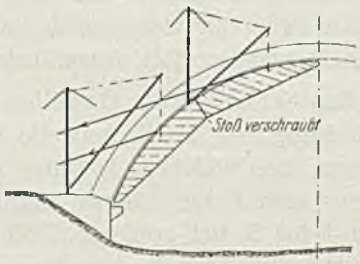


Abb. 372.

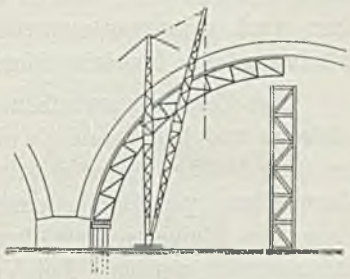


Abb. 373.

Versetzen eiserner Lehrgerüste.

Schließlich zeigt Abb. 375 eine Ausführungsweise, bei der der ganze Rüstbinder auf einer auf zwei Prahmen aufgestellten Rüstung aufliegt und so unter die Brücken-

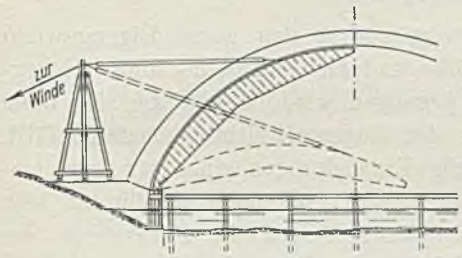


Abb. 374.
Versetzen eiserner Lehrgerüste.

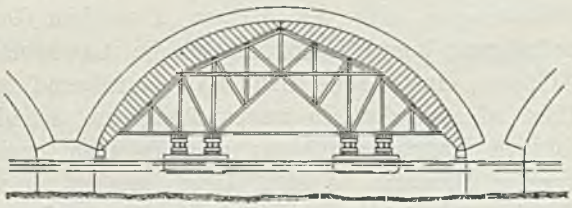


Abb. 375. Versetzen eiserner Lehrgerüste durch Einfahren auf Pontons.

öffnung gefahren wird. Das Niederlassen auf die Konsolen geschieht durch Einpumpen von Wasserballast in die Kähne[1]).

Das Abbrechen der hölzernen Gerüste kann natürlich am schnellsten durch Abstürzen der Hölzer und Niederlegen der Gerüstwände mit dem Seile bewerkstelligt werden, doch wird dies nur in seltenen Fällen gemacht, da das Holz meist nachher zu anderen Bauzwecken wieder verwendet werden will. In diesem Falle werden die einzelnen Hölzer mit entsprechender Vorsicht abgenommen und mit den bereits genannten Hebemaschinen oder auf hölzernen Rutschen auf die Talsohle abgelassen oder aber auf die Brückenbahn hochgezogen und abgefahren.

Bei freitragenden Lehrbogen, die als Ganzes oder in Hälften ohne Zerlegung in die Einzelhölzer abgelassen werden, werden die für deren Aufstellung benutzten Hilfsmittel verwendet, wobei die einzelnen Binder bis an die Gewölbestirn vorgeschoben werden müssen, damit sie von der Windekette des Krans erfaßt werden können.

Die Entfernung von Pfahljochen geschieht entweder durch Absägen der Pfähle in genügender Tiefe oder durch Ausziehen derselben mittels Winden, was zuweilen ein sehr zeitraubendes Geschäft ist.

[1]) Über ein schwimmendes Gerüst, das auf einem einstellbaren Aufsatz höher und tiefer gestellt werden konnte, s. B.-I. 1923, S. 28.

13. Das Ausrüsten.

Das Ausrüsten eines Gewölbes geht dem Abbrechen bezw. der Entfernung des Lehrgerüstes voran und bezweckt das möglichst stoßfreie Ablösen der Schalung von der Gewölbeleibung derart, daß in dem nunmehr tragfähigen Gewölbe die Bogenkräfte allmählich und stetig zum Erwachen gebracht werden. Diese Arbeit ist die spannendste, aber auch verantwortungsvollste während der ganzen Bauausführung und muß daher mit besonderer Umsicht, Vorsicht und Sorgfalt ausgeführt werden.

Der Zeitraum zwischen dem Schließen des Gewölbes und dem Ausrüsten ist verschieden und hauptsächlich abhängig von der Spannweite des Gewölbes, der Jahreszeit und den Witterungsverhältnissen, bei welchen dasselbe ausgeführt worden ist. Bei Verwendung von Handelszement zum Beton können hierfür unter normalen Verhältnissen bei kleineren Gewölben 4 bis 5, bei größeren 7 bis 8 Wochen als Mindestzeiten angenommen werden. Bei Verwendung von hochwertigem Zement verringern sich die genannten Zeiten entsprechend. So hat das 50 m weit gespannte Dreigelenkbogengewölbe der Donaubrücke bei Zwiefaltendorf nur 3 Wochen nach Schließung unter Schalung gestanden.

In der Spalte 10 der Tafel I (S. 344 u. 345) sind für eine Reihe ausgeführter größerer Brückengewölbe die Ausrüstungszeiten angegeben.

Theoretisch ist es richtig, vor der Ausrüstung zuerst das ganze Eigengewicht aufzubringen, also den Aufbau über dem Gewölbe und die Fahrbahn- und Gehwegbefestigung herzustellen, ehe an die Ausrüstung gegangen wird, damit die sich beim Ablassen einstellende Drucklinie annähernd mit der Bogenmittellinie zusammenfällt. Dies ist auch deshalb zweckmäßig, um schädliche Einwirkungen eines etwaigen einseitigen Fahrbahnaufbaues zu vermeiden, welcher unter Umständen erwünscht sein kann, z. B. wenn es sich darum handelt, aus Ersparnisgründen die Schalungen der Fahrbahntafeln der einen Seite auf der anderen wieder zu verwenden.

In der Mehrzahl der Fälle ist jedoch die Entfernung des Gerüstes dringlich, besonders bei fest gestützten Gerüsten, welche über Flüssen hergestellt sind, wo wegen Hochwasser oder aus Gründen der Schiffahrt und Flößerei die Beendigung des Aufbaues über dem Gewölbe nicht abgewartet werden kann und daher ausgerüstet wird, solange der Aufbau noch nicht oder nur teilweise aufgebracht ist.

Das Ausrüsten wird nach zweierlei Methoden bewerkstelligt, und zwar:

a) durch Senken des Lehrgerüstes;

b) durch Anheben des Gewölbes.

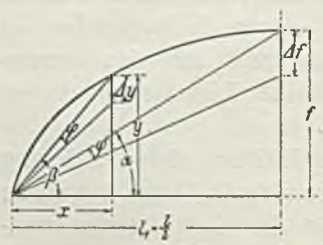


Abb. 376.

a) Ausrüsten durch Senken des Lehrgerüstes.

Entsprechend der beim Erwachen der Bogenkräfte eintretenden Verkürzung der Bogensehne beim Ausrüsten nimmt die Senkung der Gewölbepunkte sowohl bei eingespannten als auch bei Dreigelenkbogen vom Scheitel nach den Kämpfern hin ab. Die Betätigung der Ausrüstungsvorrichtungen hat daher in einem vom Scheitel nach den Kämpfern abnehmenden Maße zu geschehen.

Die nicht selten in der Literatur vertretene, praktisch allerdings wenig befolgte Anschauung, daß man beim Dreigelenkbogen mit dem Ausrüsten in den Bogenvierteln beginnen und erst hernach den Scheitel mitnehmen müsse, ist unrichtig, da hierbei

gefährliche balkenartige Wirkungen eintreten können, welche im schlimmsten Falle zu Einstürzen führen[1]).

Bei dem Dreigelenkbogen tritt beim Freimachen eine Drehung um die Kämpfergelenke ein, wobei jeder Absenkung im Scheitel ein bestimmtes Maß an einem anderen Punkte entspricht.

Es ist nach Abb. 376 bei Annahme eines Kreisbogens:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{f}{l_1}; \quad \operatorname{tg}\beta = \frac{y}{x}; \quad \operatorname{tg}(\alpha-\varphi) = \frac{f-\Delta f}{l_1}; \quad \operatorname{tg}(\beta-\varphi) = \frac{y-\Delta y}{x}$$

$$-\operatorname{tg}\varphi = \operatorname{tg}[(\alpha-\varphi)-\alpha] = \frac{\operatorname{tg}(\alpha-\varphi)-\operatorname{tg}\alpha}{1+\operatorname{tg}(\alpha-\varphi)\operatorname{tg}\alpha} = \frac{\frac{1}{l_1}(f-\Delta f-f)}{1+\frac{1}{l_1^2}(f-\Delta f)f}$$

$$= -\frac{l_1\,\Delta f}{l_1^2+f^2-\Delta f f}$$

$$-\operatorname{tg}\varphi = \operatorname{tg}[(\beta-\varphi)-\beta] = \frac{\operatorname{tg}(\beta-\varphi)-\operatorname{tg}\beta}{1+\operatorname{tg}(\beta-\varphi)\operatorname{tg}\beta} = \frac{\frac{1}{x}(y-\Delta y-y)}{1+\frac{1}{x^2}(y-\Delta y)y}$$

$$= -\frac{x\,\Delta y}{x^2+(y-\Delta y)y}.$$

Werden die kleinen Größen $\Delta f f$ und $\Delta y y$ vernachlässigt, so erhält man durch Gleichsetzen:

$$\Delta y = \Delta f \frac{l_1}{x}\frac{x^2+y^2}{l_1^2+f^2}.$$

Wollte man also das Ablassen theoretisch genau vornehmen, so müßten bei jeder bestimmten Ablassung im Scheitel gleichzeitig sämtliche anderen Ausrüstungspunkte um ein ihrer Lage entsprechendes (geringes) Maß abgelassen werden. Eine derartige der Bewegung des Gewölbes entsprechende Ablassung des Lehrbogenkranzes findet bei den freitragenden amerikanischen Lehrgerüsten statt, wobei eiserne Fachwerk-Dreigelenkbogenbinder verwendet werden, die beim Ablassen unter Längenänderung eines Fachwerkstabes am Scheitel eine Drehbewegung um die Kämpfer vollführen (s. S. 355). Bei Verwendung der gewöhnlichen Ausrüstungsvorrichtungen (Spindeln, Sandtöpfe) kann der theoretischen Forderung aus praktischen Gründen in der Regel nicht ganz Rechnung getragen werden, weil bei großen, fest unterstützten Gerüsten — zumal bei gleichzeitiger Ausrüstung mehrerer Öffnungen — häufig die notwendige Arbeiterzahl schwer beigebracht und auch übersehen werden kann, und infolge der Verschiedenartigkeit in der Ablassung jeder einzelnen Reihe der Ausrüstungsmittel die Kontrolle sehr erschwert wird[2]).

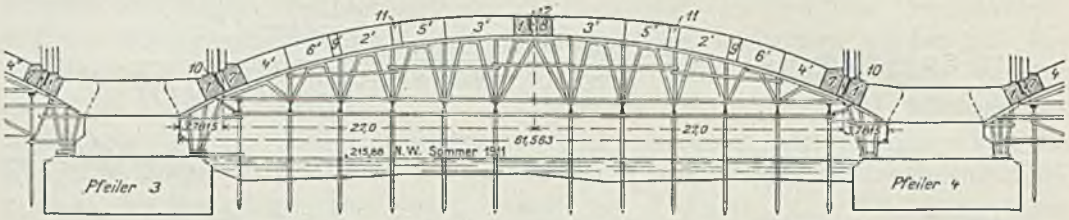
Man geht daher meist stufenweise vor, indem man mit dem Absenken unter dem Scheitel beginnt und allmählich gegen die Widerlager hin vorschreitet, wobei man die Punkte gegen den Scheitel hin immer wieder mitnimmt.

Der Vorgang wird am leichtesten durch Beschreibung einer Ausführung verständlich, wofür als Beispiel unter Verwendung von Schraubenspindeln der Vorgang beim Ausrüsten der Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Cannstatt beschrieben werden soll.

[1]) B. u. E. 1924, S. 334; 1925, S. 140, 144, 145, 290, 292, 304 u. 351 sowie 1926, S. 33 und B. T. 1924, Heft 46 sowie 1925 Heft 38.

[2]) S. a. B. T. 1926, S. 442.

Das ganze Bauwerk bestand aus drei großen und vier kleinen Dreigelenkbogen. Die Absenkung der drei großen Gerüste geschah gleichzeitig und in der Weise, daß auf 13 gegebene Signale (mit Trompeten oder Hupen) gleichzeitig an allen drei Gerüsten die in der nachstehenden Tabelle (Abb. 377) nach Reihenfolge und Größe angegebenen Spindelumdrehungen ausgeführt wurden. Die Spindeln unter den acht mittleren Jochen hatten eine Ganghöhe von 16 mm, alle übrigen eine solche von 13 mm. Verteilung und Größe der einzelnen Absenkungen waren so bemessen, daß am Kämpfer die ersten Absenkungen gerade in dem Augenblick eintraten, wo der Scheitel angenähert um das Maß



Anzahl Achtelumdrehungen der Lehrgerüstspindeln auf:

Gerüstjoch Nr.	6	5	4	3	2	1	1	2	3	4	5	6	Gerüstjoch Nr.
Signal 1						1	1						1. Signal
„ 2					1	1	1	1					2. „
„ 3				1	1	2	2	1	1				3. „
„ 4			1	1	2	2	2	2	1	1			4. „
„ 5		1	1	2	2	3	3	2	2	1	1		5. „
„ 6	1	1	2	2	3	3	3	3	2	2	1	1	6. „
„ 7	1	2	2	3	3	4	4	3	3	2	2	1	7. „
„ 8	2	2	3	3	4	4	4	4	3	3	2	2	8. „
„ 9	2	3	3	4	4	5	5	4	4	3	3	2	9. „
„ 10	3	3	4	4	5	5	5	5	4	4	3	3	10. „
„ 11	3	4	4	5	5	6	6	5	5	4	4	3	11. „
„ 12	4	4	5	5	6	6	6	6	5	5	4	4	12. „
Senkungen der Leibungslinie beim Ausrüsten in mm	↓ 1			↓ 12		↓ 24			↓ 10			↓ 1	

Anzahl Achtelumdrehungen der Lehrgerüstspindeln auf:

Abb. 377. Schematische Darstellung der Ablassung des Lehrgerüstes der Cannstatter Neckarbrücke.

seiner berechneten Senkung gegenüber dem Kämpfer abgelassen war. Von da ab wurden auch die Spindeln im Kämpfer nachgelassen. Insgesamt waren bei den drei Öffnungen 291 Schraubenspindeln zu bedienen. Das Ablassen erforderte an jeder Spindel einen Mann, zu jedem Joch mit acht Spindeln 2 Mann zur Kontrolle sowie zur Abnahme der Signale und zur Meldung über die vollzogene Drehung; daher insgesamt 363 Mann.

Das Ausrüsten, welches in einer halben Stunde beendet war, wurde in der Weise vorbereitet, daß um den Fuß jeder Spindel ein ausgeschnittenes Zeichenblatt mit den acht Strahlen der Achtelumdrehungen befestigt wurde, auf dem die Nummern der einzelnen Drehungen bei dem entsprechenden Strahl eingezeichnet waren.

Für die Ausrüstung der 79 m im Lichten weiten Gmündertobelbrücke bei Teufen im Kanton Appenzell hat man Sandtöpfe verwendet und für die Bedienung der im ganzen 84 Ausrüstungstellen, die zudem fast ausschließlich je mit zwei Sandtöpfen

besetzt waren, nur zwölf Mann benutzt. Dies war auch aus dem Grunde geboten, weil bei der Lage der Ausrüstungsvorrichtungen bis zu 42 m über dem Erdboden der Zugang dazu erschwert war und bei größerer Arbeiterzahl mit einer erhöhten Möglichkeit von Unfällen zu rechnen gewesen wäre. Beim Ausrüsten ging man von der Mitte aus schrittweise und symmetrisch nach den Kämpfern vor, indem man die Sandtöpfe jeweils um 2 mm absenkte und zu dem Zwecke das entsprechende Maß Sand nach Öffnen der Verschlußstöpsel in ein Gefäß laufen ließ. Die Absenkung dauerte bei der beschränkten Arbeiterzahl natürlich länger, sie nahm rund sechs Stunden in Anspruch.

Bei denjenigen freitragenden Gerüsten, die lediglich an den beiden Auflagern mit Ausrüstungsvorrichtungen versehen sind, ist es nicht möglich, die einzelnen Punkte des Bogenkranzes wie vorstehend beschrieben in verschiedenem Maße abzulassen, es erfahren vielmehr alle Punkte die gleiche Senkung. Da es sich in solchen Fällen jedoch meist um Gewölbe mit verhältnismäßig großem Pfeilverhältnis handelt, wo die Einsenkung ohnehin bedeutend geringer ist als bei flachen Gewölben, so wird dieser Mangel nachgesehen.

Ausrüstung durch Längenänderung eines Fachwerkstabes.

Bei den amerikanischen eisernen Lehrgerüstbogenbindern, die in Abb. 311 u. 314 schematisch dargestellt sind, geschieht bisweilen die Ausrüstung in sehr sinnreicher Weise dadurch, daß in jedem Binderschenkel ein nahe dem Scheitelgelenk gelegener Fachwerkstab mittels einer in demselben eingebauten Spannschraube mit Rechts- und Linksgewinde verlängert und verkürzt werden kann, was eine Senkung bezw. ein Heben des Scheitelgelenks und eine Drehung des Binders um das Kämpfergelenk im Gefolge hat. Zu diesem Zwecke sind die in Abb. 378 mit Kreisen versehenen Knotenpunkte des Binders mit Bolzengelenken (Augenstäben) versehen und drehbar gemacht (die übrigen Knotenpunkte sind genietet).

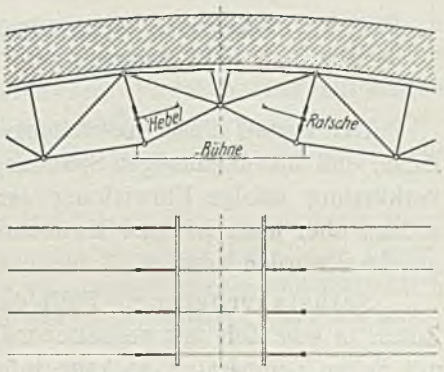


Abb. 378. Schematische Darstellung der Ausrüstung bei eisernen Dreigelenkfachwerkbogen durch Längenänderung eines Fachwerkstabes.

Die Betätigung der Spannschlösser geschieht mit Hilfe von Ratschen, welche für je eine Binderhälfte behufs gleichmäßiger Bewegung miteinander gekuppelt sind und durch maschinellen Antrieb in hin und her gehende Bewegung versetzt werden[1]).

b) Ausrüsten durch Anheben des Gewölbes.

Diese Art der Ausrüstung ist von dem französischen Ingenieur Freyssinet eingeführt und in Frankreich bei mehreren Brücken mittlerer Spannweite, dann aber auch bei solchen sehr großer Spannweite (Lotbrücke bei Villeneuve mit 96 m Lichtweite[2]), Eisenbetonbrücke über die Seine bei St. Pierre du Vauvray mit rd. 132 m Weite[3]) mit Erfolg angewendet worden.

Hierbei wird auf die gewöhnlichen Ausrüstungsmittel verzichtet, und es werden im Scheitel, der zunächst nicht durchbetoniert wird, Druckwasserpressen eingesetzt, die die sonst fertigen Bogenhälften auseinanderdrücken und auf diese Weise das Gewölbe

[1]) S. a. Eng. Rec. April 1909, S. 543.
[2]) Gén. Civ., 30. Juli, 6. und 13. August 1921. — B.-I. 1922, S. 78.
[3]) Eng. News Rec. 1924, 1. Halbjahr, S. 477 und B. u. E. 1924, S. 275.

über das stehenbleibende Lehrgerüst hinaus anheben, so daß dasselbe frei wird[1]) (Abb. 379).

Zur Aufnahme der starken konzentrierten Drücke muß der Beton, gegen welchen sich die Pressen lehnen, aus besonders hochwertigem und stark bewehrtem Beton bestehen.

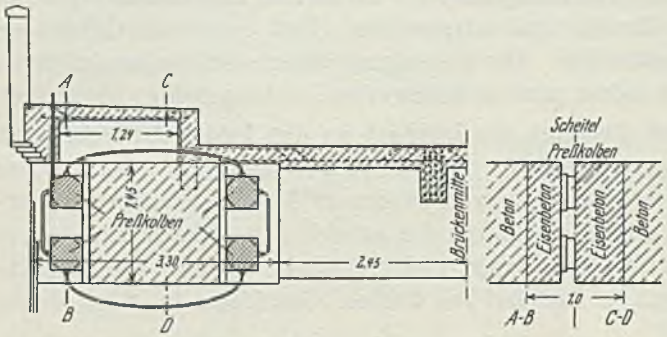


Abb. 379. Ausrüstung durch Anheben des Gewölbes mittels im Scheitel eingesetzter Druckwasserpressen.

Sind die Gewölbeschenkel genügend angehoben, so wird der zwischen ihnen gelegene Raum durch Einlegen von stark bewehrten Betonplatten geschlossen und hierauf der Druck durch Abfließenlassen des Wassers aus den Pressen langsam nachgelassen, worauf dieselben herausgenommen werden und der von ihnen eingenommene Raum ausbetoniert wird.

Der Vorteil dieser Ausrüstungsweise gegenüber der gewöhnlichen besteht zunächst darin, daß die ungünstigen Spannungen ausgeschaltet werden, welche durch die Bogenverkürzung infolge Einwirkung der ständigen Last und infolge Schwindens auftreten, sodann aber auch in einer Kostenersparnis, indem die Bauweise des Gerüstes einfacher gehalten werden kann.

Selbstausrüstung. Fällt der Schluß eines Gewölbes mit oder ohne besonderes Zutun in eine Zeit mit verhältnismäßig niedriger, die Ausrüstung dagegen in eine solche mit hoher Temperatur, so kann infolge Verlängerung der Bogenachse das Gewölbe im günstigsten Falle sich von selbst vom Gerüst abheben oder doch teilweise zur Tragwirkung kommen, so daß man in einem solchen Falle von einer Selbstausrüstung sprechen kann. Beim Bau der Pérollesbrücke in Freiburg in der Schweiz hatte man von vornherein die Absicht, die Ausrüstung im Hochsommer möglichst durch Wärmeausdehnung bewirken zu lassen, weshalb der Gewölbeschluß bei der verhältnismäßig niedrigen Temperatur von 0° vorgenommen wurde. In Wirklichkeit genügte jedoch die Wärmezunahme des Betons nicht ganz, um ein sichtbares Ausrüsten der Gewölbe zu veranlassen, es wurde aber durch sorgfältige Spannungs- und Winkelmessungen festgestellt, daß sich die Gewölbe schon vor dem Ausrüsten fast vollständig selbst getragen haben.

14. Baustoffbedarf für die Lehrgerüste und Arbeitsaufwand bei deren Herstellung.

Der Holzaufwand für ein Lehrgerüst hängt ab von der Gewölbestärke, der Stützweite und dem Pfeilverhältnis des Gewölbes, dem Raumeinheitsgewicht des Gewölbebaustoffes und der Binderentfernung. Eine theoretische Abhandlung über den Einfluß dieser verschiedenen Faktoren ist neuerdings von Stoy veröffentlicht worden, sie beschränkt sich bei der bestehenden Vielgestaltigkeit der Lehrgerüste auf Obergerüste des einfachen Strebensystems, wie sie bei uns zumeist angewendet werden[2]). Stoy geht dabei so vor, daß er den Holzaufwand der Binder auf 1 m² Binderfeld bezieht, d. h. den im Binder steckenden Holzinhalt in eine Bohlenwand von gleich-

[1]) S. a. D. Bztg., Zementbeilage 1923, S. 89; 1921, S. 137; 1916, S. 62 u. 69; 1914, S. 127 u. 137; 1913, S. 53.
[2]) B. T. 1926, S. 810.

mäßiger Stärke verwandelt und für den praktischen Gebrauch graphische Tafeln aufstellt, aus denen bei gegebenen Brückenabmessungen die Stärke der genannten Bohlenwand entnommen werden kann, woraus man durch Multiplikation mit der Binderfläche den gesuchten Holzaufwand für den Binder erhält.

Zur Anfertigung überschlägiger Kostenberechnungen nimmt man den Holzbedarf meist auf Grund der Ausführungen von Brücken ähnlicher Art und Abmessungen an. In nachstehender Tafel II ist der Holz- und Eisenbedarf für die (hölzernen und fest unterstützten) Lehrgerüste einer größeren Zahl bedeutenderer Brückengewölbe zusammengestellt, wozu bemerkt wird, daß die auf die Einheit bezogenen Zahlenwerte nur vergleichsweisen Wert besitzen. Hiernach beträgt der Holzbedarf einschließlich Schalung im Mittel etwa 0,6 m^3 auf 1 m^3 Gewölbebeton und etwa 6% des überwölbten Raumes. Bei Gewölben gleichmäßiger Breite bedarf der Begriff des überwölbten Raumes keiner weiteren Erläuterung. Bei Gewölben mit Anlauf erfolgt die seitliche Begrenzung des überwölbten Raumes bis herab auf Kämpferhöhe durch eine geneigte durch die äußere Randlinie der Innenleibung gelegte Ebene, von da ab durch eine senkrechte Ebene.

Die zu den Gerüsten benötigte Eisenmenge schwankt in der Tafel zwischen 10 und 46 kg für 1 m^3 Rüstholz, wobei das Gewicht etwaiger Sandtöpfe und Schraubenspindeln nicht inbegriffen ist. Die niedrigen Zahlenwerte beziehen sich auf solche Fälle, wo das Eisen sparsam verwendet wurde. Bei reichlicher Verwendung eiserner Schuhe, Knotenbleche, Verankerungen u. dergl. kann der genannte höhere Wert noch überschritten werden.

Der endgültige Holz- und Eisenbedarf wird an Hand des Lehrgerüstplanes in einer Holzliste bezw. Eisenliste festgestellt, in welchen die einzelnen Teile nach Länge, Querschnitt und Inhalt bezw. Gewicht untereinander verzeichnet werden und schließlich durch Summation der Gesamtinhalt des Holzes bezw. das Gesamtgewicht des Eisenwerks erhalten wird.

Als Arbeitsaufwand für Abbinden, Aufstellen, Ausrüsten, Abbrechen, Rammen der Pfähle und Entfernen derselben kann bei mittleren Verhältnissen und Ober- und Untergerüst ineinandergerechnet 30 bis 50 Stunden für 1 m^3 Holz des fertigen Lehrgerüstes angenommen werden. Diese Zahlen gelten hauptsächlich für Flußbrücken, wo das Holz zwar leicht zugebracht werden kann, die Rammung der Pfähle für das Untergerüst aber einen erheblichen Betrag ausmacht. Wo solche nicht vorkommen, wird sich der genannte Betrag etwas verringern.

Bei der Ausführung des Lehrgerüstes der Donaubrücke in Zwiefaltendorf (s. S. 377) wurden für Rammen der Pfähle, Abbinden und Aufrichten des Lehrgerüstes und Abbrechen 30 Stunden für 1 m^3 Holz (ohne Schalung) benötigt.

Bei der Herstellung des Lehrgerüstes für den großen Bogen der Straßenbrücke im Wahntal zwischen Siegburg und Much mit 70 m lichter Weite[1]) wurde für Zimmerung und Aufstellung ein Arbeitsaufwand für 1 m^3 Holz des Lehrgerüstes, aber ohne Rammen der Pfähle benötigt von:

1,5 Polierstunden,
14,6 Zimmererstunden,
5,3 Hilfsarbeiterstunden.

Bei hohen Talbrücken mit großen Transporthöhen und Weiten und ausgesetzter Arbeit der Zimmerleute erhöht sich der Arbeitsaufwand. So wurden bei der Herstellung des Lehrgerüstes des großen Bogens der Langwieser Talbrücke für Zurichten, Aufstellen, Lüften und Abbrechen etwa 60 bis 70 Arbeitsstunden (Durchschnitt aller

[1]) B.-I. 1926, S. 425.

Tafel II. Baustoffbedarf ausgeführter fest unterstützter hölzerner Lehrgerüste.
(Die eingeklammerten Zahlen in Spalte 5 bedeuten die Lichtweiten der Brücken, falls dieselben von der Spannweite der Gewölbe erheblich abweichen.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Nr.	Bezeichnung der Brücke	Baujahr	Art des Gewölbes	Abmessungen des Gewölbes in m		Pfeilverhältnis	Für das Lehrgerüst benötigte Baustoffe an		Gewölbebeton in m³[2])	Überwölbter Raum in m³	Holzbedarf für 1 m³ Gewölbebeton in m³	Holzbedarf in Prozenten des überwölbten Raumes	Eisenbedarf für 1 m³ Holz des Lehrgerüstes in kg
				Spannweite	Pfeilhöhe		Holz in m³[1])	Eisen in kg[3])					
1	Straßenbrücke über den Neckar bei Gemmrigheim	1895 bis 1897	Gewölbe aus Beton mit drei Gelenken	38,0	5,5	1/7	90	950	180	1780	0,5	5	10
2	Straßenbrücke über den Neckar bei Hochberg	1901 u. 1902	Gewölbe aus Beton mit drei Gelenken	40,0	5,4	1/7	126	1700	220	2350	0,6	5	13
3	Eisenbahnbrücke über die Jller bei Lautrach	1903	Gewölbe aus Beton mit drei Gelenken	57,0 (59,0)	9,8	1/6	295	8500	387	2800	0,75	10	29
4	Straßenbrücke über die Isar bei Grünwald	1903 u. 1904	Gewölbe aus Eisenbeton mit drei Gelenken	70,0	12,8	1/5½	300	—	600	6300	0,5	5	—
5	Straßenbrücke über den Neckar bei Neckargartach	1903 u. 1904	Gewölbe aus Beton mit drei Gelenken	40,0	5,2	1/8	219	2400	250	2700	0,85	8	11
6	Straßenbrücke über die Mosel bei Schweich	1905 u. 1906	Eingespanntes Gewölbe aus Beton	46,0	6,2	1/7	260	—	184	3500	0,7	7	—
7	Wallstraßenbrücke in Ulm	1905 u. 1906	Gewölbe aus Beton mit drei Gelenken	57 (65,5)	5,8	1/10	380	8000	1000	5500	0,4	7	21
8	Gmündertobelbrücke bei Teufen in Appenzell	1907 u. 1908	Eingespanntes Gewölbe aus Eisenbeton	79,6	25,5	1/3	1500	60 000	1000	25 000	1,5	6	40
9	Straßenbrücke über den Kocher bei Ottendorf	1908	Gewölbe aus Beton mit drei Gelenken	40,0	4,0	1/10	149	3600	270	1570	0,6	9	24
10	Straßenbrücke über die Alz bei Wiesmühl	1913	Gewölbe aus Beton mit drei Gelenken	60,0	6,5	1/9	175	2050	315	2160	0,6	8	12
11	Talübergang bei Langwies (Eisenbahnbrücke)	1913 u. 1914	Eingespannter Bogen mit zwei Rippen aus Eisenbeton	100,0	42,0	1/2½	700 außerdem 327 m³ Eisenbeton	32 500	1112	33 000	0,6	2 außerdem 1% Eisenbeton	46
12	Eisenbahnbrücke über den Öre Elf in Schweden	1917 bis 1919	Gewölbe aus Eisenbeton mit drei Gelenken	90,07	29,0	1/3	900	35 000	1350	17 400	0,7	5	39
13	Straßenbrücke über den Hundwilertobel im Kanton Appenzell	1923 u. 1924	Eingespanntes Gewölbe aus Eisenbeton	105,0	36,0	1/3	1000	35 200	1650	34 000	0,6	3	35
14	Straßenbrücke im Wahntal zwischen Siegburg und Much	1925	Gewölbe aus Beton mit drei Gelenken	68,3	7,9	1/9	325	3500	970	8400	0,35	4	11
15	Straßenbrücke über die Jller bei Kellmünz	1926	Zwillingsgewölbe aus Eisenbeton mit drei Gelenken	63,5	8,4	1/8	170	5000	460	3900	0,4	4,5	29
16	Straßenbrücke über die Donau bei Zwiefaltendorf	1926	Gewölbe aus Eisenbeton mit drei Gelenken	50,0	4,45	1/11	110	—	200	1400	0,55	8	—

[1]) einschließlich Schalung und etwaige Pfähle — [2]) einschließlich Pfahlschuhe aber ohne Sandtöpfe und Schraubenspindeln. — [3]) einschließlich etwaiger Gelenkquader.

Meister-, Zimmermann- und Handlangerstunden) auf 1 m³ Holz des fertigen Gerüstes benötigt, welcher Betrag auch für andere Lehrgerüste ähnlicher Art und Verhältnisse zutreffend sein dürfte.

Der Anteil der Kosten der Lehrgerüste an den Gesamtkosten eines Brückenbaues schwankt etwa zwischen 15 und 30%.

15. Besondere Schalformen für Wölbtragwerke des Hochbaues.

Die hierbei üblichen Einschalungsweisen stehen etwa in der Mitte zwischen denjenigen, welche wir im Abschnitt A Schalung im Hochbau kennengelernt haben, und denen im Wölbbrückenbau und gleichen mehr diesen oder jenen, je nachdem man es mit schwereren oder leichteren Konstruktionen zu tun hat.

Während bei den Brücken die zu wölbenden Flächen nur nach einer Seite gekrümmt sind, weist ein Teil der hiernach zu besprechenden Wölbkonstruktionen Krümmungen nach zwei Seiten auf, so daß für die Formgebung biegsame Bretter verwendet werden müssen, deren Dicke bei starken Krümmungen bis auf 10 mm herabgeht.

Was die Unterstützung der Schalung betrifft, so werden hierfür in der Regel fest unterstützte Gerüste oder Sprießen verwendet. Nur in einzelnen seltenen Fällen, wo eine Verbauung des unter dem Bauwerk vorhandenen Raumes nicht oder nur teilweise tunlich ist, muß man zu freitragenden Gerüsten seine Zuflucht nehmen. In letzterem Falle hat man sich zuweilen auch schon durch Verwendung vorbetonierter fertiger Stücke geholfen, welche auf dem Boden oder dem Werkplatz angefertigt und unter Zuhilfenahme von Kranen und Hilfsgerüsten versetzt werden.

Bei niedrigen Bauten wird man mit einer Ständerlänge für die Gerüste sein Auskommen finden und dann die Ausrüstungsvorrichtungen am Boden anordnen. Bei Bauwerken größerer Abmessungen und Höhenlage wird dagegen die Einrüstung der Höhe nach meist aus zwei Teilen gebildet, dem Unter- und Obergerüst, zwischen denen die Ausrüstungsvorrichtungen eingelegt sind. Diese bestehen in den meisten Fällen aus eichenen Keilen, nur in einzelnen Fällen bei großen und schweren Gewölben sind schon Senkschrauben und Sandtöpfe verwendet worden.

Die Trennung zwischen Ober- und Untergerüst erfolgt in der Regel etwa in Kämpferhöhe, bei sehr flachen Gewölben kann die Trennungslinie auch tiefer, bei solchen mit großem Stich auch höher gelegen sein.

Die Gerüste können aus einzelnen nahe zusammengestellten, weiter nicht verbundenen Steifen oder aus Ständern bestehen, welche durch Verkreuzungen zu Gerüstwänden zusammengefaßt sind (Ständergerüste). Für größere Wölbbauten werden abgebundene Gerüste verwendet.

Da bei der Ausführung von Wölbtragwerken im Hochbau meist vom Kämpfer nach dem Scheitel hin betoniert wird, so wird häufig im Scheitel eine vorübergehende Belastung (Sandsäcke) aufgebracht, um ein Heben der Schalung daselbst zu verhindern. Mit dem Fortschreiten der Betonierung wird dieselbe allmählich entfernt.

Gleich wie bei den Brückengewölben ist auch bei den Wölbtragwerken im Hochbau infolge der Zusammendrückung der Lehrgerüste eine Überhöhung zu geben, welche vom Scheitel nach den Kämpfern hin abnimmt. Bei großen Gewölben hat man die Formänderung des Lehrgerüstes während des Betonierens schon dadurch auszuschalten gesucht, daß man dasselbe künstlich belastet und demgemäß — z. B. bei den Lehrgerüsten für den Bau der Bahnhofshallen zu Leipzig — von demselben eine Bühne herabgehängt und diese mit Eisenbahnschienen beladen hat. Diese Belastung ließ man

einige Zeit auf das Lehrgerüst wirken, beim Betonieren nahm man dann die Schienen entsprechend der Gewichtszunahme des aufgebrachten Betons allmählich weg.[1])

a) Gurtbogen, Tonnengewölbe und Bogenbinder.

Für kleinere Bogen (Fenster- und Türbogen) genügen zur Einschalung Brett- oder Bohlenstücke, welche nach der Krümmung der inneren Gewölbeleibung zugeschnitten sind (Abb. 380).

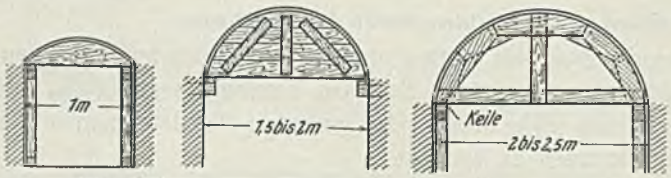


Abb. 380 bis 382. Einschalung kleinerer Bogen und Tonnengewölbe.

Für etwas größere Spannweiten werden zwei oder mehrere solcher Bohlen mit Leisten zusammengenagelt oder es werden mehrere Bohlen zwei- oder dreifach mit abwechselnden Fugen aufeinandergelegt (Abb. 381 u. 382). Die Unterstützung erfolgt an den Enden durch Stempel oder Hölzer, welche aus Aussparungen in den Widerlagsmauern auskragen.

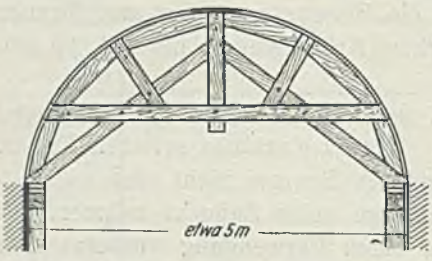


Abb. 383. Lehrbogen für Gurtbogen und Tonnengewölbe mittlerer Spannweite.

Gurtbogen, wie sie in Gebäuden mit größerem öffentlichen Verkehr (Banken, Wirtschaften u. dergl.) zur Anwendung kommen, können etwa mit der in Abb. 383 gegebenen Form eingerüstet werden.

Gurtbogen großen Ausmaßes kommen bei den Hallen der neueren Bahnhöfe vor, sie haben in der Regel schwere Lasten aufzunehmen und werden daher über abgebundenen Gerüsten ausgeführt, die sich von denjenigen für gewölbte Brücken wenig unterscheiden. Da die Gewölbe im Verhältnis zu ihrer Höhe in der Regel schmal sind, so kann unter Umständen zur Erhöhung der seitlichen Stabilität des Gerüstes eine bockartige Verbreiterung desselben notwendig werden (Abbild. 384).

Abb. 384.

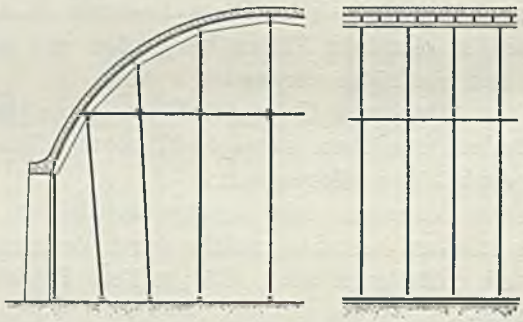


Abb. 385. Schematische Darstellung der Einschalung größerer Tonnengewölbe.

Die für größere Tonnengewölbe hauptsächlich gebräuchliche Schalungsweise ist in Abb. 385 schematisch dargestellt. Die wagerecht gelegten Schalbretter liegen auf den Kranzbohlen auf, die ihrerseits auf Pfetten gelagert sind, welche von Ständern gestützt sind. Die gegenseitige Entfernung der Kranzbohlen ist abhängig von der Belastung und der Stärke der Schalbretter und beträgt bei mittleren Verhältnissen etwa 60 cm.

Neuerdings ist von Dyckerhoff & Widmann für die Herstellung dünnwandiger Tonnengewölbe zur teilweisen Ersparung der hölzernen Rüstungen ein eisernes Netz-

[1]) S. a. B. u. E 1914, S. 185 sowie Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., II. Bd., S. 339.

werk, wie es von den Zeißkuppeln her bekannt ist (s. u. Ziffer c), unter dem Gewölbe montiert und auf dieses die Schalung aufgelegt worden[1]).

Für die Einrüstung von Eisenbetonbogenbindern können zur Abstützung der Schalung hölzerne Böcke oder zwei Lehrgerüstbinder aufgestellt werden. Die Traghölzer für die Schalung der Dachhaut können an den Enden meist auf den Bindergerüsten aufgelegt werden, zur Unterstützung in der Mitte müssen entweder weitere Gespärre untergestellt oder aber die Hölzer sprengwerkartig nach dem Gerüst hin abgestrebt werden (Abb. 386). In der genannten Abbildung ist noch auf den Arbeitssteg zu beiden Seiten des Bogenbinders am oberen Gerüstrande hinzuweisen, welcher die Einschalungs- und Ausrüstungsarbeiten sehr erleichtert.

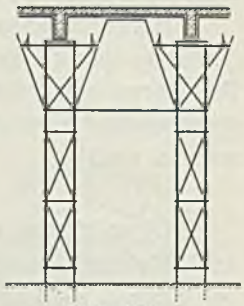


Abb. 386.
Schematische Darstellung der Einrüstung von Eisenbetonbogenbindern.

b) Kloster- und Kreuzgewölbe.

Bei derartigen Gewölben werden die Lehrbogen unter die Gratlinien gestellt und nach Bedarf weitere Lehrbogen dazwischen angebracht.

Die Anordnung beim Klostergewölbe ist aus Abb. 387 ersichtlich. Unter den Graten befinden sich die Gratlehrbogen, deren Kranz vom Kämpfer nach dem Scheitel verläuft und sich bei diesem gegen einen senkrechten kräftigen Ständer legt. Die Zwischenlehrbogen legen sich als „Schiftlehrbogen" vom Kämpfer gegen die Gratlehrbogen senkrecht zu den Erzeugenden der Gewölbeflächen. Die Schalung wird senkrecht zu den Schiftlehrbogen aufgelegt.

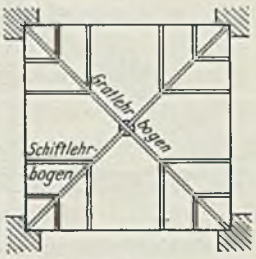


Abb. 387.
Einrüstung beim Klostergewölbe.

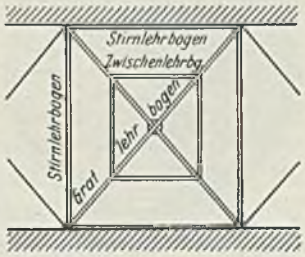


Abb. 388.
Einrüstung beim Kreuzgewölbe.
Schematische Darstellung.

Die Stellung der Lehrbogen beim Kreuzgewölbe ist aus Abb. 388 zu entnehmen. Unter den Graten befinden sich wiederum die „Gratlehrbogen", an die Umfassungsmauern sich anlehnend oder an benachbarte Gewölbe stoßend, sind „Stirnlehrbogen" aufgestellt, zu denen gleichlaufend nach Bedarf weitere Zwischenlehrbogen eingestellt werden, damit die freitragende Länge der Schalbretter nicht zu groß wird.

Wird die Zahl der nach innen vorspringenden Rippen vermehrt, so entsteht das Sterngewölbe, welches eine große Zahl von Lehrbogen nötig macht[2]).

In zahlreichen Fällen haben die genannten Gewölbe nur dekorativen Zweck, so daß eine besondere Tragfähigkeit nicht verlangt wird. Die Ausführung kann dann ohne Verwendung von Rüstung und Schalung „schalungsfrei" erfolgen, indem man die Bewehrung durch besondere Einlagen in den Graten verstärkt. Diese bestehen aus kleinen ⊥- oder L-Eisen, welche mit Löchern in den Stegen versehen werden, damit eine Anzahl der Bewehrungseisen zur besseren Verbindung durchgesteckt werden kann. Auf der Bewehrung wird sodann ein Drahtgewebe befestigt und hiernach in mehreren Schichten Zementmörtel angeworfen oder angedrückt, so daß man ein 3 bis 5 cm starkes Gewölbe bekommt.

[1]) Näheres s. B.-I. 1926, S. 929.
[2]) S. 3. Aufl., II. Bd., S. 345.

c) Kuppeln.

Die Kuppeln (vergl. auch 3. Aufl., XII. Bd., II. Kapitel) werden als Schalen-, auch Vollkuppeln oder als Rippenkuppeln ausgeführt. Bei ersteren ist die Kuppelfläche als glatte Eisenbetondecke ausgebildet, während bei den Rippenkuppeln einzelne meridional gestellte Bogenbinder mit dazwischenliegender Decke vorhanden sind.

Hervorzuheben ist, daß in solchen Fällen, wo die Kuppeln eine obere Öffnung (Laterne) haben, die unterstützenden Gerüste einhüftige Konstruktionen sind, die beim Betonieren einen Schub nach innen ausüben, welchem durch Herstellung einer entsprechenden Verbindung mit den gegenüberliegenden Gerüsten Rechnung getragen werden muß[1]).

α) Schalenkuppeln.

Diese können auf voller Schalung hergestellt sowie ohne Verwendung von Schalung und Rüstung „schalungsfrei" und schließlich „rüstungsfrei" nach dem Verfahren der Firmen Zeiß in Jena und Dyckerhoff & Widmann ausgeführt werden.

Herstellung auf voller Schalung. — Die Einrüstung besteht hierbei in der Regel aus Gespärren, welche in den Meridianebenen, also radial gelegen sind und bis unter den Kuppelscheitel bezw. den Druckring reichen (Abb. 389, rechte Hälfte des Grundrisses). Die zweckmäßige Aufteilung derselben hinsichtlich der Entfernung macht meist die Einstellung kürzerer Zwischengespärre notwendig. Die Schalung liegt hierbei entweder wagerecht und unmittelbar auf den Kranzhölzern der Rüstbinder auf, welche deshalb nicht mehr als etwa 60 cm auseinanderliegen sollen, oder die Anordnung erfolgt, wie in Abb. 389, linke Hälfte des Grundrisses, dargestellt, so, daß zwischen die Kranzhölzer Zwischenpfetten eingesetzt werden, welche im wagerechten Vieleck verlaufen und auf denen die Schalung in senkrechter Ebene aufgebracht wird.

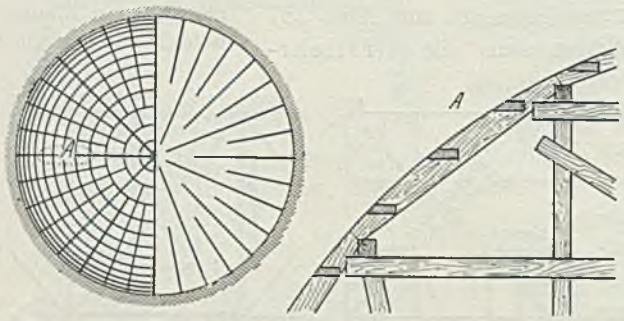


Abb. 389. Einrüstung von Schalenkuppeln mit meridional gestellten Gespärren. Schematische Darstellung.

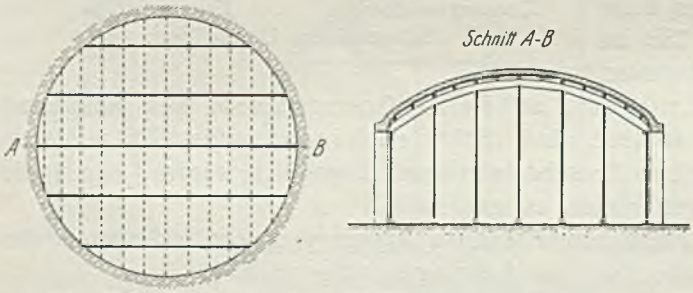


Abb. 390. Einrüstung von Schalenkuppeln mit parallel gestellten Gespärren. Schematische Darstellung.

In seltenen Fällen und dann meist bei flachen Kuppeln werden die Rüstungsbinder in senkrechten Ebenen und parallel zueinander aufgestellt und die Traghölzer für die Schalung senkrecht zu ihnen verlegt (Abb. 390).

Schalungsfreie Herstellung. — Diese erfolgt in ähnlicher Weise, wie oben unter Ziffer b) beschrieben, indem neben der Bewehrung zur Versteifung in der Richtung der Meridiane und Parallelkreise kleine ⊥-Profil-Eisen oder Gasröhren eingelegt werden. Die Felder werden mit Drahtgewebe überzogen und alsdann Mörtel in mehreren Lagen aufgebracht.

[1]) S. a. D. Bztg., Zementbeilage 1913, S. 51, wo ein Druckring aus ⊏-Eisen verwendet ist.

Rüstungsfreie Herstellung. — Auf diese Weise werden die sog. „Zeißkuppeln" hergestellt, bei denen fliegende Schaltafeln an der inneren Seite der eigenartig hergestellten, frei montierten und steifen Bewehrung angehängt und nach Vornahme der Betonierung (Torkretierung von außen) mit Hilfe von in Kuppelmitte aufgestellten drehbaren Armen versetzt werden[1]).

β) Rippenkuppeln.

Bei den Rippenkuppeln werden die Rüstungsbinder unter den Schalkasten der Rippen also radial aufgestellt. Sind Eisenbetonpfetten vorhanden, so kann die Verschalung der Decke zwischen den Rippen nach Abb. 391 derart angeordnet werden, daß zwischen die Schalkasten der Eisenbetonpfetten sparrenartige Traghölzer gelegt werden und über diese die Schalung in wagerechter Richtung verlegt wird. Es können aber auch weitere meridionale Binder gestellt und dann wagerechte Gerüstpfetten gelegt werden, so daß die Schalung in senkrechter Richtung aufgebracht werden kann.

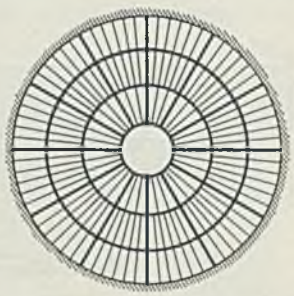


Abb. 391. Einrüstung von Rippenkuppeln. Schematische Darstellung.

Verwendung vorbetonierter Teile. — Aus Gründen der Kosten- und Zeitersparnis oder wegen beschränkter Benutzbarkeit des Bauplatzes ist es zuweilen zweckmäßig, die Rippen auf dem Boden herzustellen und sie alsdann mit Hebezeugen unter Benutzung von Rollbahnen und leichten Hilfsgerüsten zu versetzen[2]). Da die Stücke meist liegend hergestellt werden, so müssen sie zunächst gekantet und dann verschoben und gehoben werden. Der Angriffspunkt für die Hebezeuge muß dabei zweckmäßig gewählt werden und die Bewehrung den dabei auftretenden Spannungen Rechnung tragen. Insbesondere muß dieselbe auch dem Zustand unmittelbar nach dem Versetzen genügen, wo die Rippe als freiaufliegender Träger beansprucht wird.

16. Besondere Schalformen für Überwölbungen im Kanal- und Tunnelbau.

Die Schalungen, welche hierunter behandelt werden, dienen hauptsächlich der Ausführung von Abwasserkanälen, Wasserleitungen, Tunnelgewölben und -auskleidungen. Sie nehmen hinsichtlich der Schalung insofern eine besondere Stellung ein, als es sich um Bauten von mehr oder weniger großer Längenausdehnung handelt, was auch auf die Ausbildung der Schalung von maßgebendem Einfluß ist, indem hierbei eine oftmalige Wiederverwendung möglich wird und die Formen deshalb fast ausschließlich versetzbar gemacht werden.

Des weiteren ist die Ausbildung dieser Schalungen von den bisher behandelten insofern verschieden, als die Bauwerke zumeist geschlossene Profilformen aufweisen und daher auch Seitenwände und Sohle einzuschalen sind.

Entsprechend der großen Mannigfaltigkeit in Form und Größe der Bauwerke ist natürlich auch die Ausbildung der Schalformen eine sehr verschiedenartige, und es können daher im nachstehenden nur einige typische Vertreterinnen der meist gebräuchlichen Schalungsweisen aufgeführt werden.

Für die praktische Verwendung werden mehrere Kranzbinder mit der Schalung meist zu Formstücken von handlicher Länge (bei kleinen 1 bis 2 m, bei größeren Profilen 2 bis 4 m und mehr) verbunden.

[1]) Näheres über die Zeißkuppeln s. B.-I. 1925, Heft 10, sowie 1926, Heft 37.
[2]) S. a. B. u. E. 1925, S. 339.

a) Hölzerne Formen.

Eine einfache Einschalung kreisrunder Kanäle ist in Abb. 392 dargestellt, wobei Bogenlehren Verwendung finden, die sowohl für die Sohlen- als für die Scheitelhälfte benutzbar sind und von denen mehrere durch Übernageln mit Riemen zu einer „Schaltrommel" vereinigt sind.

Die Ausführung erfolgt hierbei in drei Teilen, indem zuerst die Sohle (Teil I) vorausbetoniert und darauf die Trommel zur Betonierung der aufgehenden Wände

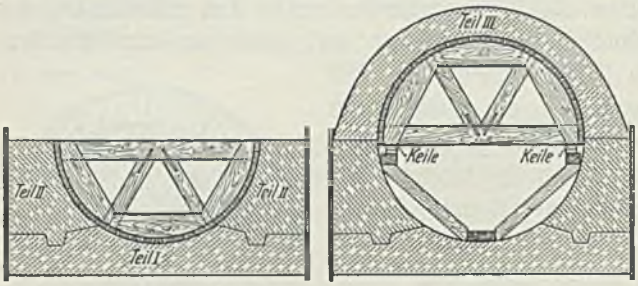


Abb. 392.
Verschalung kreisrunder Kanäle.

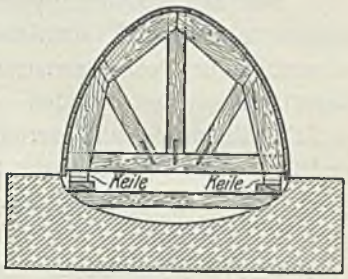


Abb. 393. Verschalung eines haubenförmigen Kanals.

(Teil II) gelegt wird. Nach Abbinden des Betons und Wegnahme der Schalung (1 bis 2 Tage) wird die Scheiteltrommel in der aus der Abb. 392 rechts ersichtlichen Weise zur Betonierung von Teil III aufgestellt und zum genauen Einstellen in der Höhe und zum Ablassen beim Ausrüsten auf Keilen gelagert.

Zur besseren Verbindung des Betons und Vermeidung durchgehender Fugen werden die einzelnen Teile zweckmäßig miteinander verzahnt.

Ein überhöhtes Profil — Haubenprofil — mit flacher Sohle ist aus Abb. 393 zu ersehen. Die Sohle kann bei der geringen Krümmung von deren Oberfläche ohne Anbringung einer Schalung gestampft werden. Es ist daher nur eine Lehre notwendig, welche in ähnlicher Weise wie die vorstehende ausgebildet ist und auf einem Querholz aufgestellt wird, das zwischen die Wände eingespannt ist.

In Abb. 394 bis 396 ist eine Schalungsweise ersichtlich gemacht, wobei drei verschiedene Lehren benutzt werden. Der unterste Teil der Sohle ist hierbei, wie das

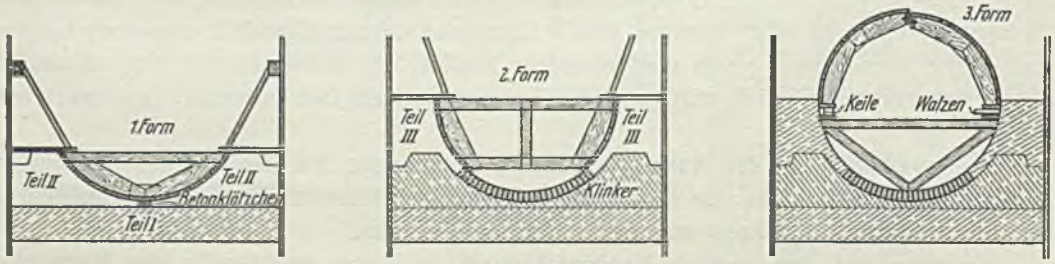


Abb. 394 bis 396.

bei Abwasserkanälen meist verlangt wird, mit Klinkern oder Steinzeugplatten verkleidet. In der in Abb. 394 gezeichneten Weise wird eine erste Form zur Herstellung der Sohle benutzt und durch Aufsetzen auf Betonklötzen in Richtung und Visier gebracht, worauf der Beton eingegeben oder vielmehr, um leichter unter die Schalung gelangen zu können, eingegossen wird. Nach Abbinden des Betons und Wegnahme dieser Form wird die säurefeste Verkleidung vermauert und hernach die zweite Form

aufgestellt und gegen die Seitenwände der Baugrube verstrebt. Die weitere Einschalung des oberen Halbkreises, dritte Form (Abb. 396), besteht aus zwei Segmentbogen, die im Scheitel gegeneinander lehnen und bei der Aufstellung daselbst mit Schrauben verbunden werden.

Eine zwischen die Bogenkränze eingesetzte Spreize sichert den notwendigen Abstand derselben. Die Formen stehen wiederum auf Keilen auf und können beim Ausschalen, wie aus Abb. 396 rechte Seite ersichtlich ist, auf Walzen zum Verschieben niedergelassen werden.

Den Schalungsvorgang beim Bau eines größeren hufeisenförmigen Kanals zeigt Abb. 397. Hierbei wird wieder zuerst die Sohle betoniert und sodann zur Herstellung der Widerlager innere und äußere Schalwände aufgestellt und durch Streben gehalten. Nachdem Teil II betoniert worden ist, werden die Lehrbogen für die Herstellung der Haube, welche wiederum aus zwei im Scheitel zusammenstoßenden Teilen bestehen, auf an die Widerlager gelehnte Pfosten gestellt.

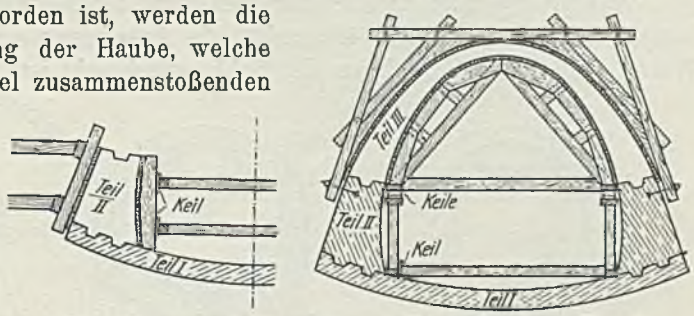


Abb. 397. Verschalung eines hufeisenförmigen Kanals.

Die Handhabung größerer Schalstücke erfolgt meist mit Hilfe von Hebezeugen.

Eine weitere Vervollkommnung in der Richtung der Ermöglichung einer leichten Ablösung der Formen von dem Beton wird durch nachstehend geschilderte Schalweisen erreicht.

Bei derjenigen welche in Abb. 398 dargestellt ist, können die beiden Segmentstücke des Lehrbogens etwas nach innen verschoben werden durch Herausnahme von Keilen, welche im Scheitel oben und in der Mitte der Spreizdiele unten angebracht sind. Die letztere ist zur Unterbringung des Keiles aus zwei Teilen hergestellt, welche durch Laschen und in Schlitzen geführte Schrauben verschiebbar verbunden sind.

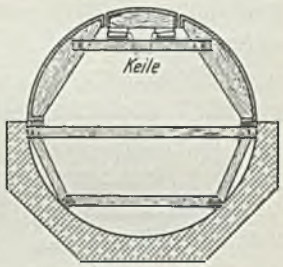


Abb. 399.

Eine Ausbildung, bei der im Scheitel ein besonderes Schlußstück eingesetzt ist, das beim Ausrüsten zuerst herausgenommen wird, um Platz zu schaffen für die Wegnahme der übrigen Teile, ist in Abb. 399 gezeichnet. Die Schalung für die untere Hälfte des Kanals (Abb. 400) besteht aus drei segmentförmigen Stücken, die beim Betonieren miteinander durch Schraubenbolzen verbunden sind und in Höhe des wagerechten Durchmessers durch ein Verbindungsholz zusammengehalten werden. Das mittlere Segment ist gegen den Auftrieb des gegossenen Betons, der nicht unterschätzt werden darf, mit Schrauben in vorher in den Sohlenbeton einbetonierte eiserne Mutterstücke verankert.

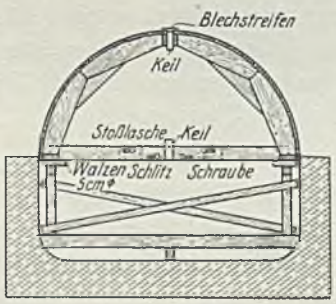


Abb. 398.

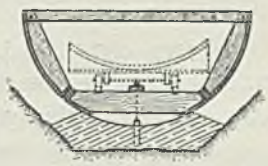


Abb. 400.

Die Schalung für die obere Hälfte des Kanals besteht ebenfalls aus drei Teilen, wobei das Mittelstück mittels Keilen auf einer Spreize aufliegt, die zwischen die seitlichen Segmente gesetzt und mit ihnen verbolzt ist.

Der Vorteil dieser Schalungsweise besteht darin, daß durch Entfernen des Schlußstückes genügend Platz für das Drehen und die Abnahme der beiden seitlichen Schalstücke geschaffen wird.

Will man in der Anwendung mechanischer Hilfsmittel weitergehen, so kann man nach Abb. 400 auf die Rippen der Schalstücke an der Sohle längslaufende Hölzer legen, auf denen sich ein Plattformwagen bewegt, der die vom Entschalen anfallenden Stücke aufnimmt und durch Ziehen mittels eines am Wagen befestigten Seiles fortbewegt wird.

Zuweilen werden zwecks Verkleinerung der Form zusammenklappbare Schalungen verwendet. Abb. 401 zeigt die Anordnung einer solchen in schematischer Weise, wobei das Gelenk an der Sohle angebracht ist. Die Zusammenlegung erfolgt

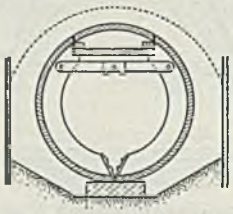


Abb. 401. Zusammenklappbare Schalung mit unterem Gelenk.

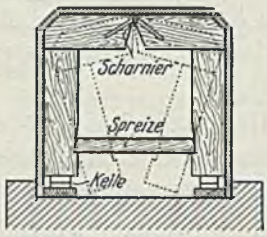


Abb. 402. Zusammenklappbare Schalung mit oberem Gelenk.

durch Herausnahme des Schlußstückes im Scheitel und Eindrücken der die beiden Segmente verbindenden Spreize in der Mitte.

Derartige Formen können aus Holz oder Eisen angefertigt werden, in zusammengeklapptem Zustande können sie durch den fertigen Kanal gezogen und vor Ort wieder aufgestellt werden.

Eine Form, bei der das Gelenk im Scheitel angebracht ist, ist in Abb. 402 dargestellt. Die Schalkasten bestehen aus zwei winkelförmigen Teilen, die im Scheitel mit einem Scharnier verbunden sind und nach Fortnahme der im unteren Teil angebrachten Spreize zusammengeklappt werden können[1]).

Neuerdings sind Einschalungen von Eisenbetondruckrohren vorgenommen worden, bei denen die Schalung an Ort und Stelle verblieb und die Aufgabe der Abdichtung des Rohres übernahm, also den Putz ersetzte[2]).

b) Eiserne Formen.

Diese eignen sich für die Einschalung der in Frage stehenden Bauten besonders gut, da sie ohne Reparatur oft wiederverwendbar und leicht so auszuführen sind, daß beim Ausrüsten eine gleichmäßige Ablösung der Schalung ermöglicht wird.

Die Schalung besteht hierbei aus gekrümmten Blechplatten, die bei größerer Fläche mit Winkeln ausgesteift sind. Diese Platten liegen auf den Kranzbindern auf, die als gebogene L-, ⊥-, I- oder C-Träger oder als Fachwerkträger ausgebildet sind.

Für kleinere kreisförmige Profile werden halbkreisförmige Formen nach Art der Abb. 403 verwendet, welche aus einem etwa 3 mm starken Blech bestehen, an

[1]) Weitere zusammenklappbare Schalungen sind beschrieben u. a. in D. Bztg., Zementbeilage 1919, S. 113 u. B.-I. 1924, S. 202 u. 204. — [2]) S. a. B.-I. 1924, S. 204.

dessen unterem Ende Zugstangen angebracht sind, die in der Mitte zum Ausschalen ein Spannschloß haben. Die Form liegt zum Absenken auf Keilen auf, sie kann auf Walzen bewegt oder auch fahrbar gemacht werden. Da die Formen für die Sohlen- und Scheitelhälfte gleich sind, so können dieselben wechselseitig verwendet werden.

Größere Profile werden in der Regel unter Verwendung fahrbarer Gerüstwagen eingeschalt, die entweder ständig mit der Schalung verbunden sind oder nur zur Aufstellung und Abnahme derselben benutzt werden, in welchem Falle man zur Abstützung besondere Wagen unterstellt.

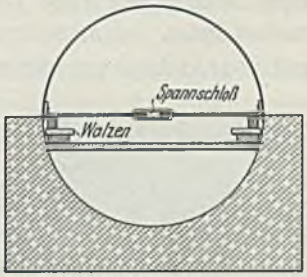


Abb. 403. Blechschalung für halbkreisförmige Kanäle.

Eine Bauweise letzterer Art ist in Abb. 404 ersichtlich gemacht, wobei die Schalung zum Zusammenklappen dem

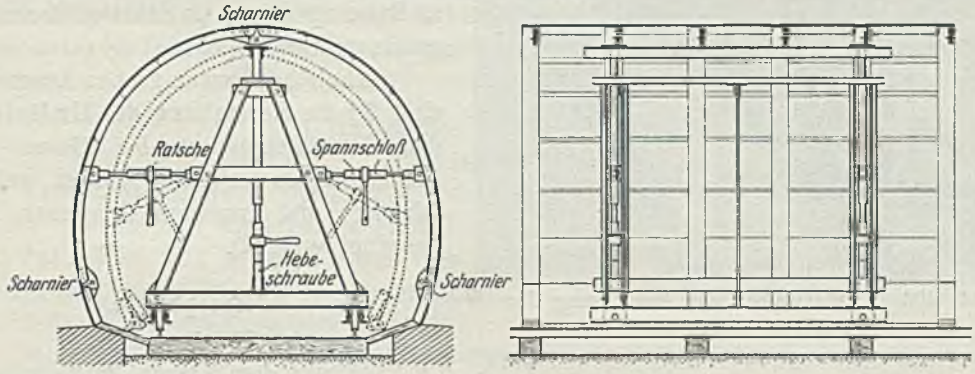


Abb. 404. Eiserne Schalung samt Fahrgerüst.

Umfange nach aus vier Teilen besteht, die miteinander gelenkig verbunden sind. Von dem bockartigen Wagengestell gehen verstellbare Arme aus, welche die Schalung fassen, ein senkrecht stehender nach dem Scheitel, der unten mittels einer Hebeschraube verstellbar ist, und zwei seitliche, die als Spannschlösser ausgebildet sind. Alle drei Verstellvorrichtungen werden mit Ratschen bedient. Die zusammengeklappte Stellung der Form für deren Fortbewegung ist in der Abbildung mit gestrichelten Linien angedeutet[1]).

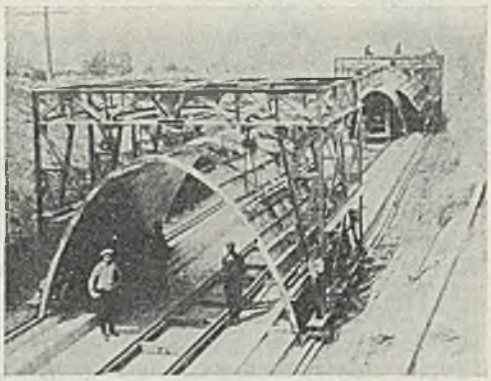


Abb. 405. Fahrbares Portalgerüst zum Versetzen der eisernen Schalungen.

Eine dem Prinzip nach gleiche, sonst etwas abweichende Ausführung zeigen Abbild. 405 u. 406. Bei der Herstellung des Kanals wurde so verfahren, daß zuerst mittels einer die Baustrecke entlangfahrenden Betonmischmaschine die Sohle betoniert wurde und hernach außerhalb des Profils Gleise zur Aufnahme eines portalartigen Gerüstwagens verlegt wurden, der die Schalung des Gewölbes versetzte (Abb. 405). Nach der Aufstellung fuhr dieser Wagen weg, und es fuhren zur Betonierung auf Gleisen innerhalb des Profils andere Wagen ein, welche lediglich zur Abstützung der Schalung dienten und zu diesem Zweck unten mit vier Hebeschrauben ausgestattet waren (Abb. 406).

[1]) S. a. B. u. E. 1926, S. 286.

Tragfähige Formen, die einer weiteren Abstützung in der Regel nicht bedürfen, erhält man, wenn man die Kranzbinder als Fachwerkträger ausbildet. Abb. 407 zeigt eine leichte derartige Rüstung, wobei der Rüstbinder aus zwei im Scheitel gelenkig verbundenen segmentförmigen Teilen besteht und die Kämpfer durch eine Zugstange mit Spannschloß zusammengehalten werden[1]). Es entfallen so alle Stempel und Sprieße, und der innere Raum bleibt frei.

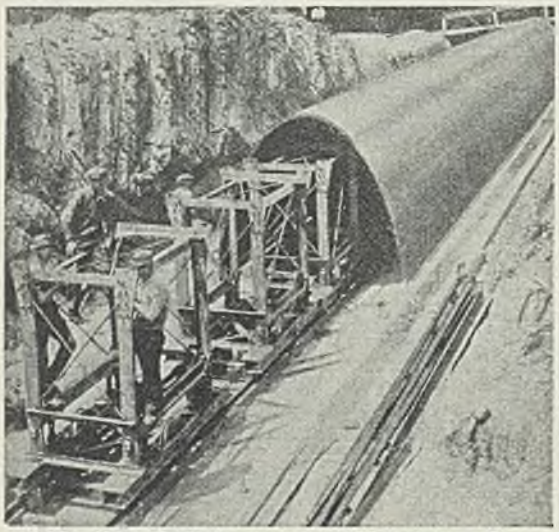


Abb. 406. Gerüstwagen zur Abstützung der inneren Schalung.

Die äußere Schalung wird durch verstellbare eiserne Bügel gebildet, an welche die Schaldielen entsprechend dem Arbeitsfortschritt Zug um Zug gelegt werden. Einer Änderung in der Stärke des Gewölbes und der Außenform desselben kann durch verschiedene Einstellung der Bügel im Scheitel Rechnung getragen werden.

Ähnliche Formen großen Ausmaßes sind für die Herstellung der Umläufe in den Schleusenmauern bei Gatun des Panamakanals verwendet worden, welche fahrbar und zusammenklappbar angeordnet waren[2]).

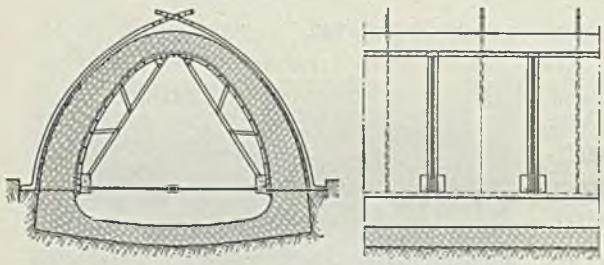


Abb. 407. Eiserne Schalung mit Fachwerkbindern.

II. Hilfsgerüste.

Einleitung.

Unter dem Namen „Hilfsgerüste“ werden alle diejenigen Gerüste zusammengefaßt, welche nicht wie die Lehrgerüste zur unmittelbaren Herstellung des Bauwerks dienen, vielmehr für die Herbeischaffung und Verteilung der zum Bau nötigen Stoffe, als Kies, Sand, Schotter, Zement, Holz, Eisen, Beton u. dergl. mehr, sowie zur Schaffung eines sicheren Standes und Wandels für die beim Bau beschäftigten Arbeiter Verwendung finden.

Im gewissen Sinne sind auch die Notbrücken hierher zu rechnen, welche bei Brückenbauten da notwendig werden, wo die neue Brücke an die Stelle einer alten Brücke zu stehen kommt und keine Umleitungsmöglichkeit für den Verkehr vorhanden ist. Hinsichtlich der Ausbildung solcher Notbrücken wird auf die Literatur über hölzerne Brücken verwiesen[3]).

Für die Berechnung der Hilfsgerüste sind die für die Berechnung der Lehrgerüste maßgebenden Grundsätze gültig. In der baulichen Durchbildung pflegen die Hilfsgerüste einfacher und in der Herstellung nicht mit der großen Sorgfalt ausgeführt zu werden, wie das bei den Lehrgerüsten üblich und auch angezeigt ist, weil geringe Setzungen bei den Hilfsgerüsten nicht die Rolle spielen wie bei den Lehrgerüsten und weil auch

[1]) Über eine senkbare amerikanische Form mit Fachwerkträgern s. Eng. News Rec., 22. Januar 1925, sowie B. T. 1925, S. 236.

[2]) D. Bztg., Zementbeilage 1911, S. 47.

[3]) Laskus, Hölzerne Brücken. Zweite Auflage. Berlin 1922. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

die Hilfsgerüste während des Baues häufig ihre Lage wechseln. Es wird deshalb auch weitgehend Rundholz und wahnkantiges Holz verwendet und es werden die Verbindungen der Hölzer in einfachster Weise vorwiegend mit Klammern und Schrauben ohne besondere Holzverbindungen bewerkstelligt.

Die Hilfsgerüste bilden zusammen mit den zugehörigen Fördereinrichtungen einen wichtigen Teil der gesamten Baustelleneinrichtung eines Bauwerks, und ist daher deren zweckmäßige Wahl und Lage von großer Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit des Baues. Die Lage der Gerüste in bezug auf das Bauwerk und die sonstigen Baustelleneinrichtungen, wie Mischmaschine, Lager- und Werkplätze u. a. m., werden daher zur Beurteilung der Zweckmäßigkeit der Bauvorgänge in einem Grundrißplan zur Darstellung gebracht.

Je nach der Art der Förderung der Baustoffe kann man in der Hauptsache unterscheiden: Transportgerüste, Krangerüste, Aufzuggerüste. Hierzu kommen noch die Arbeitsgerüste, unter welchem Namen solche Gerüste verstanden werden sollen, welche hauptsächlich dem Stand der Arbeiter oder der Materiallagerung dienen, sowie die sonstigen Gerüste, welche die sonst noch bei einem Bau vorkommenden Gerüste umfassen.

1. Hilfsgerüste beim Brückenbau.

a) Transportgerüste.

Transportgerüste, oder auch Fördergerüste genannt, dienen zur Aufnahme von im wesentlichen wagerechten Fahrbahnen. Sie entwickeln sich daher hauptsächlich nach der Länge und bringen sowohl die Rohstoffe von den Bahnstationen oder Steinbrüchen und Kiesgruben zu den Lagerplätzen, als auch die Baustoffe von diesen zu den verschiedenen Verwendungstellen.

Je nachdem die Gerüste auf festen Punkten abgestützt sind und über die Dauer der Bauausführung ihre Lage beibehalten oder sich auf das Bauwerk selbst oder dessen Lehrgerüst stützen und ihre Lage mehr oder weniger ändern, spricht man von festen oder fliegenden Gerüsten.

α) Feste Gerüste.

Handelt es sich um kleine Brücken, so kann der Beton wohl in den meisten Fällen von der Mischmaschine mittels Schubkarren oder kleinen Rollwagen an Ort und Stelle geschafft werden, wobei kleine Höhenunterschiede des Geländes durch Unterlegen der Dielen- bezw. Gleisbahn mit Holzstücken oder Böcken ausgeglichen werden.

Bei größeren Ausführungen bestehen die festen Gerüste — abgesehen von einzelnen freitragenden Konstruktionen über Wasserläufen, Eisenbahnen u. dergl. — aus einzelnen, in möglichst gleichen mäßigen Abständen aufgestellten Jochen als Unterstützung, über welche Streckbalken gelegt werden, die ihrerseits Querschwellen zur Aufnahme der Fahrbahn (Gleise und Dielenbelag) tragen. Wird das Gerüst im Trockenen hergestellt, so werden die Joche als Ständerjoche (Böcke) bezeichnet, während im Wasser Pfähle gerammt werden müssen, welche zu Pfahljochen zusammengefaßt werden.

Die Entfernung der Joche richtet sich nach der Stärke der Streckbalken und dem Gewicht der auf dem Gerüst fahrenden Betriebsmittel. Bei den größeren Spannweiten wird die freitragende Länge der Streckbalken durch Kopfbänder oder den Einbau von Sprengwerken verringert. Zuweilen sind größere freie Weiten notwendig, es können dann hölzerne Fachwerkträger, deren Last unter Umständen auf Gerüsttürme abgestützt werden muß, oder eiserne Träger übergelegt werden.

Die Ständer bezw. Pfähle der Joche bestehen meist aus Rundhölzern von 20 bis 35 cm Stärke, die oben durch einen Holm oder durch doppelte Zangen zur Auflagerung

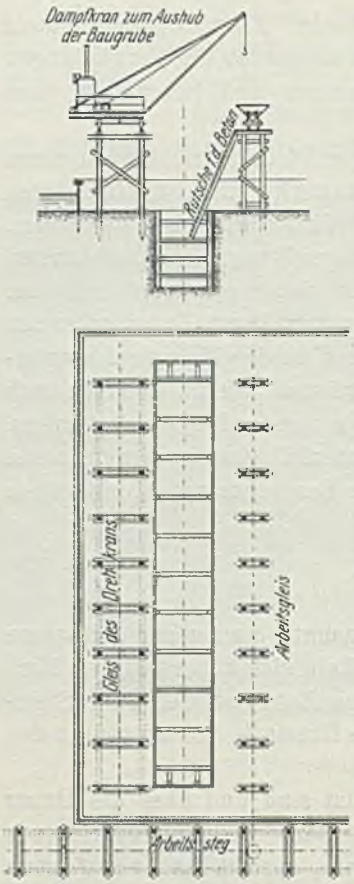


Abb. 408. Arbeitsgerüste zur Herstellung von Brückenpfeilern.

der Streckbalken verbunden sind und unten auf einer durchgehenden Fußschwelle oder auch einzeln auf eingegrabenen Dielstücken aufstehen. Zangen und Streben werden zweckmäßig aus Halbrundhölzern angefertigt. Bei der Verstrebung in der Längsrichtung des Gerüstes werden die Joche entweder fortlaufend durch Andreaskreuze verbunden oder es werden immer nur zwei bis drei Joche mit Kreuzen versehen und wird dazwischen aus Ersparnisgründen ein Feld ausgelassen.

Was die Höhenlage der Gerüste anbelangt, so wird man dieselben bei niedrigen Brücken (Flußbrücken) vielfach gleich hoch genug herstellen, um die obersten Bauteile noch betonieren zu können, für die tiefer gelegenen Teile wird dann der Beton mittels Rutschen oder Rinnen eingegeben. Bei hohen Brücken (Talbrücken) dagegen wird man das Gerüst in mehreren Stockwerken je nach dem Fortschreiten des Pfeileraufbaues errichten. Die Höhe dieser Stockwerke hängt von den Holzlängen ab und schwankt etwa zwischen 5 und 8 m.

Für die Herstellung von Pfeilern werden zuweilen besondere Transportgerüste notwendig, besonders wenn dieselben lang sind und für die Herstellung des Gewölbes nur fliegende Gerüste benutzt werden. Abb. 408 zeigt diesen Fall für den Pfeiler einer Flußbrücke, wo das Fördergerüst an der Langseite des Pfeilers hinläuft und mit Drehscheiben an das Gerüst angeschlossen ist, welches die Verbindung mit dem Ufer herstellt.

Was die Lage des Gerüstes quer zur Brücke anbelangt, so kann dasselbe an einer (Abb. 409) oder an

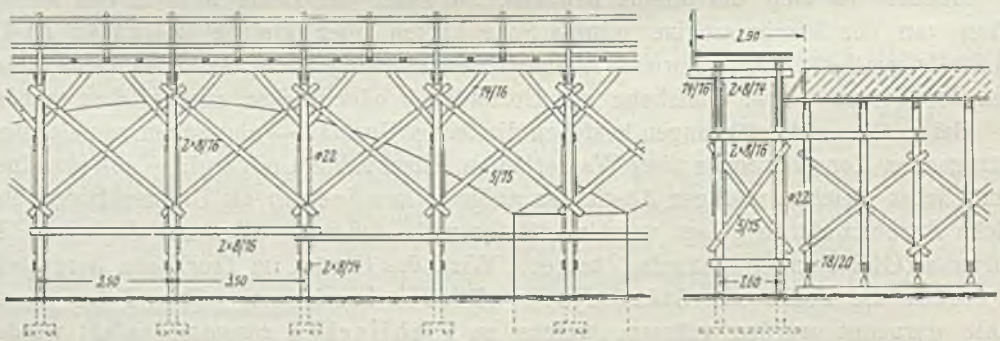


Abb. 409. Transportgerüst an einer Stirnseite der Brücke entlanglaufend.

beiden Gewölbestirnen entlanglaufen, der letztere Fall kommt am ehesten noch bei breiten Brücken und in den Fällen vor, wo eine baldige Fertigstellung der Brücke erwünscht ist. Bei den neuerdings nicht mehr selten ausgeführten Zwillingsgewölben und Rippenbogen werden die Gerüste zweckmäßig in der Mitte zwischen diese gestellt (Abb. 410). Dabei ist eine innigere Verbindung mit den Lehrgerüsten nicht erwünscht, weil durch die Erschütterungen des Hilfsgerüstes das Abbinden des Betons ungünstig

beeinflußt wird, die Gerüste werden deshalb besser mehr oder weniger selbständig an das Lehrgerüst angelehnt und zur Erhöhung ihrer Stabilität höchstens durch Zangen mit ihm verbunden. Führt das Gerüst über ein Flußbett, so können die Pfahljoche für das Lehrgerüst entsprechend lang gemacht werden, so daß auch das Hilfsgerüst daraufgestellt werden kann[1]).

Die Breite der Transportgerüste hängt von der Breite der Förderwagen und davon ab, ob darauf ein oder zwei Gleise zu liegen kommen, auch der Umstand, ob daneben das Gerüst noch zum Verkehr der Arbeiter benutzt werden soll, spielt dabei eine Rolle.

Bei hohen und schmalen Gerüsten wird die seitliche Stabilität durch geneigte Stellung der äußeren Jochständer und nötigenfalls Anbringung von Windstreben erhöht.

Zur Eingabe des Betons und Beförderung an die Verwendungstelle werden an die Gerüste Schüttrinnen (meist aus Holz) an den Seiten oder unter Gleismitte festgemacht, je nachdem die Betonwagen als Seitenkipper oder als Vorderkipper und mit Bodenklappe versehene Wagen ausgebildet sind. Bei geringer Neigung der Schüttrinnen, also in der Nähe des Scheitels der Gewölbe, werden dieselben oben offengelassen, während man bei steileren Neigungen, also gegen die Kämpfer zu, geschlossene Trichter benutzt. Gegen Abnutzung ist das Ausschlagen mit Blech zu empfehlen.

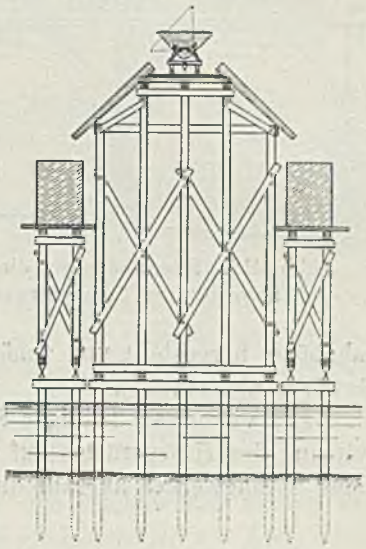


Abb. 410. Transportgerüst bei Herstellung von Zwillingsgewölben.

β) Fliegende Gerüste.

Die auf dem Boden errichteten festen Transportgerüste sind insbesondere in solchen Fällen, wo es sich um große Höhen sowie um schmale Gewölbe handelt, teuer und erfordern auch eine lange Bauzeit.

Man stützt daher in vielen Fällen das Transportgerüst auf Lehrgerüst und Pfeiler ab trotz der Unzuträglichkeiten, welche damit für das Abbinden des Betons verbunden sind, weil eben die Ersparnisse ganz erhebliche sind.

Abb. 411 zeigt ein derartiges Gerüst. In der rechten Bildhälfte ist der erste Bauzustand gezeichnet, wo die Ständer unter Vermittlung von Fußschwellen in den

[1]) Ein derartiges Beispiel siehe Allgem. Bztg. Wien 1911, S. 66.

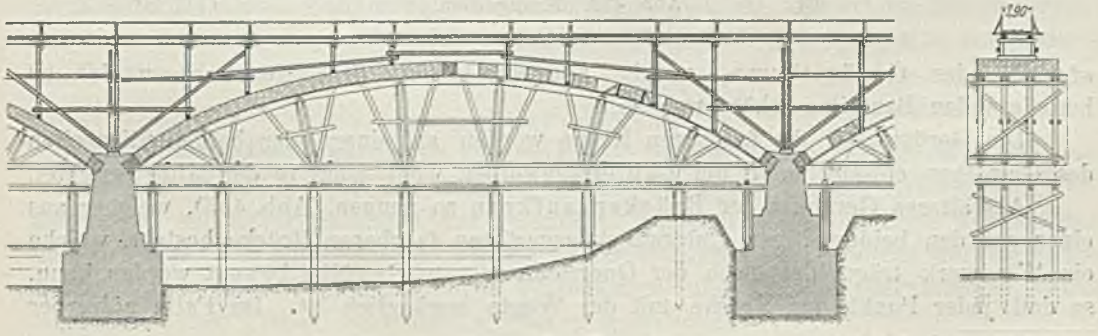


Abb. 411. Fliegendes Transportgerüst.

Räumen zwischen den Betonlamellen aufgestellt sind und so deren Betonierung nicht im Wege stehen. Nach Fertigstellung der Betonierung dieser Lamellen werden Ständer auf die Oberfläche der letzteren gestellt (zweiter Bauzustand, linke Hälfte von Abb. 411) und die Ständer zwischen den Lamellen herausgenommen, so daß die Zwischenräume ausbetoniert werden können.

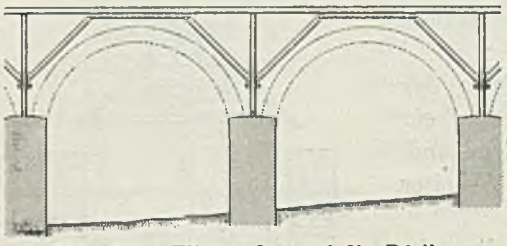


Abb. 412. Fliegendes auf die Pfeiler abgestütztes Transportgerüst.

Bei Talbrücken mit hohen Pfeilern kann für die Betonierung der letzteren das Transportgerüst zunächst auf den ganz oder bis auf Teilhöhe hochgeführten Lehrgerüstunterbau gelegt und der Beton in die hohen Pfeilerschalungen mittels langer hölzerner Trichter eingegeben werden. Zur Betonierung der Gewölbe wird dann eine zweite fliegende Transportbrücke über Fahrbahnhöhe hergestellt und zunächst auf Pfeiler und Lehrbogen, später auf Pfeiler und Gewölbe abgestützt[1]).

Bei Viadukten mäßiger Spannweite ist es unter Umständen möglich, die Abstützung des Hilfsgerüstes auf das Lehrgerüst zu vermeiden und es unter Einschaltung eines Sprengwerkes nur auf die Pfeiler abzustützen (Abb. 412).

b) Krangerüste.

Dieselben dienen zur Unterstützung und Abgabe einer wagerechten Fahrbahn für die mechanischen Hebe- und Fördereinrichtungen, welche sowohl eine Förderung in senkrechter als auch in wagerechter Richtung gestatten.

Feststehende Krane werden meist als Schwenkkrane verwendet und dienen hauptsächlich der Herstellung von Pfeilern. Ihre Unterstützung erfolgt durch Schwellen-

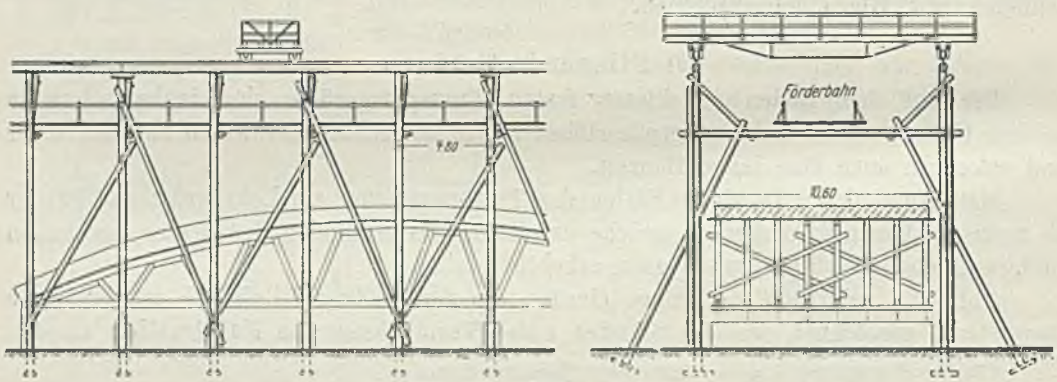


Abb. 413. Krangerüst.

stapel oder Gerüsttürme, welche nötigenfalls mit dem Hochwachsen des zu betonierenden Bauteiles erhöht werden.

Die Gerüste für die fahrbaren Krane werden an einer oder beiden Stirnseiten des Gewölbes entlang oder bei Zwillingsgewölben wohl auch in der Mitte errichtet.

Als älteres Gerät ist der Brückenlaufkran zu nennen (Abb. 413), welcher aus einer auf den beiderseitigen Unterstützungsgerüsten fahrbaren Brücke besteht, welche ein Windwerk trägt, das nach der Querrichtung zum Gewölbe bewegt werden kann, so daß jeder Punkt der Brücke mit der Winde zugänglich ist. Im Falle hölzerner

[1]) S. a. B. u. E. 1911, S. 70.

Brücken werden diese meist behelfsmäßig vom Bauunternehmer nach den Angaben der Maschinenfabrik, welche die Winde liefert, hergestellt. Bei der in obiger Abbildung dargestellten Ausführung bestehen die beiderseitigen Gerüste aus Ständerwänden, welche durch geneigte Streben standfest gemacht sind. Zur Unterstützung der Arbeit des Laufkrans, insbesondere zur Förderung des Betons ist über Mitte Gerüsthöhe ein fliegender Transportsteg eingebaut.

Derartige Gerüste sind früher beim Bau steinerner Brücken als sogenannte „Versetzgerüste" sehr häufig verwendet worden, sie sind jedoch zum Bau von Betonbrücken weniger geeignet, am ehesten vielleicht noch dann, wenn Gelenkquader (für Dreigelenkbogenbrücken) oder Quader für die Verkleidung der Gewölbestirnen zu versetzen sind. Da des weiteren auch die Bewegung verhältnismäßig langsam vor sich geht und die Krane daher nicht besonders leistungsfähig sind, so ist man zur Verwendung von Auslegerkranen übergegangen, von denen zurzeit die Turmdrehkrane besonders bevorzugt werden. Sie erfordern breite und schwere Gerüste, weil der portalartige Unterbau aus Gründen der Standfähigkeit breit ist und die Eigenlasten des Krans insbesondere auch wegen des Beschwerungsgewichtes ziemlich groß sind. Die Gerüste werden zumeist gleichzeitig als Transportgerüste verwendet, wobei die Gleise unter dem Portalrahmen des Krans durchgeführt werden.

Weitere Krangerüste werden zuweilen nötig für den Aushub für Pfeiler und Widerlager (Abb. 408), zum Entladen von Schiffen, falls die Baustoffe, wie Kies, Sand, Schotter, Zement u. a., zu Wasser ankommen u. dergl. mehr.

c) Aufzuggerüste.

Während die maschinellen Hilfsmittel, welche zu den unter b) genannten Gerüsten gehören, sowohl senkrechte Hebungen als auch wagerechte Förderungen vollführen, nehmen die Aufzuggerüste nur senkrechte Hebevorrichtungen auf.

Als einfachste derartige Einrichtung ist der „Galgen" zu nennen, ein kleiner fester oder schwenkbarer Ausleger, welcher am oberen Ende eines Ständers befestigt ist, der an das Lehr- oder Transportgerüst angelehnt und an demselben befestigt ist. Das Hochheben des Betons geschieht in Schubkarren oder anderen Behältern mittels Seil und Winde, die zumeist auf dem Boden aufgestellt ist und von Hand oder maschinell angetrieben wird.

Bei größeren Ausführungen werden Betonaufzüge angewendet, wobei die Kippwagen selbst oder besondere Aufzugmulden zwischen zwei senkrecht aufgestellten Masten laufen. In der Regel werden jedoch richtige Aufzugtürme errichtet aus Holz oder Eisen, in deren Innerem die mit Beton gefüllten Behälter fahrstuhlartig hochgehoben werden. Über diese Türme, die im weiteren Sinne als Hilfsgerüste anzusehen sind, sind im Kapitel III dieses Bandes nähere Ausführungen gemacht. Es sei zu diesem Gegenstande ferner auf das Sonderwerk von Gaye: „Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen" verwiesen[1]).

d) Arbeits- und sonstige Gerüste.

Unter Arbeitsgerüsten (im engeren Sinne) werden diejenigen Gerüste verstanden, welche ausschließlich oder doch vorwiegend als Standplatz für die Arbeiter zur Vornahme von Arbeitsverrichtungen, zur Ablagerung von Baustoffen vor deren Verwendung und zuweilen auch zur Aufnahme von Hebevorrichtungen dienen. Solche Gerüste finden hauptsächlich bei der Vornahme von Vollendungs- und Ausbesserungsarbeiten sowie beim Bau hoher Pfeiler, also bei Talbrücken Anwendung.

[1]) Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Für die Vornahme von Arbeiten an den Brückenstirnen oder auch an den Gewölbeleibungen werden die Gerüste gewöhnlich als „angehängte Gerüste“ auf geeignete Weise mit Hängeeisen oder Seilen von Auskragungen herabgehängt, welche über die Brückenstirne vorkragen und auf der Brückenbahn verankert sind.

Alle sonst noch beim Bau verwendeten Gerüste fallen unter den Begriff der „Sonstigen Gerüste“. Von ihnen sollen die Aufstellgerüste genannt werden, welche zuweilen zum Aufschlagen von freitragenden Lehrgerüsten Verwendung finden und welche eine einfache oder bei höheren Lehrgerüsten allenfalls gestaffelte Arbeitsbühne schaffen. Auch zum Aufstellen von vorbetonierten, auf dem Boden hergestellten Rippenbogen sind derartige Gerüste notwendig[1]). Weitere Gerüste und Böcke werden zur Unterstützung der Rinnen beim Gießverfahren, zur Aufnahme von Rammen (Rammgerüste) und andere Zwecke mehr notwendig.

2. Hilfsgerüste beim Hochbau.

Die im Hochbau verwendeten Hilfsgerüste sind nach Art und Umfang von der Größe und Form des Gebäudes im Grundriß und von dessen Höhe abhängig. Im allgemeinen spielt der senkrechte Aufzug die Hauptrolle. Die hierzu notwendigen Turmgerüste, die aus Holz oder Eisen in derselben Art hergestellt werden, wie dies oben unter Ziffer 1 c) beschrieben ist, werden meist an die Außenwände des Gebäudes angelehnt, zuweilen auch im Innern aufgestellt. Die Anzahl der Aufzugtürme hängt von dem Umfang des Bauwerks ab und von der Schnelligkeit, mit welcher die Ausführung geschehen soll.

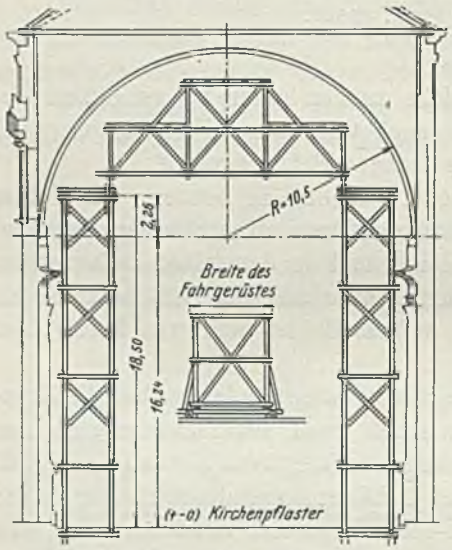


Abb. 414. Arbeitsgerüst für die Vollendungsarbeiten an einem Tonnengewölbe.

Abgesehen von den Gießtürmen, wo der Beton mit Rinnenleitungen weiter verteilt wird, erfolgt die Weiterbeförderung des Betons auf leichten Transportstegen, deren Anordnung von dem Grundriß des Gebäudes abhängt. Bei längeren Hallenbauten werden dieselben über dem Scheitel als fliegende Gerüste oder an den Traufseiten entlang gelegt[2]). Bei Kuppelbauten können die Aufzüge entweder außerhalb an die Umfassungswände gestellt (bei Verwendung von zwei Aufzügen diametral gegenüber) oder — bei Vorhandensein von Laternen — innerhalb dieser hochgeführt werden. Im ersteren Falle wird zur Verteilung des Betons ein Transportsteg nach dem Scheitel hin und gegebenenfalls noch weitere im Parallelkreis notwendig, während bei zentralem Aufzug die Verteilung durch Rutschen oder nötigenfalls radial gelegte Gerüste ermöglicht wird.

Weniger zur Förderung des Betons als zum Aufziehen von Schalungen, Steinen u. a. m. wurden neuerdings bei größeren Bauten Turmdrehkrane benutzt, für welche ein am Gebäude entlanggeführtes starkes Krangerüst erforderlich wird.

[1]) S. a. Eng. Rec., März 1911, S. 331.
[2]) Über fliegende Transportgerüste über den Eisenbetonbindern s. B. u. E. 1914, S. 185.

An weiteren Hilfsgerüsten sollen noch die den verschiedensten Zwecken dienenden Arbeitsgerüste genannt werden, welche hauptsächlich einen Standplatz für die Arbeiter bei ihrer Arbeitsverrichtung abgeben (Abb. 414).

III. Beschreibung ausgeführter Lehr- und Hilfsgerüste.

a) Lehrgerüste für Brückengewölbe.

α) Ständerwerke.

1. Fußgängersteg über die Gäubahn bei der Wildparkstation bei Stuttgart. — Das Tragwerk dieser Brücke besteht aus zwei eingespannten Eisenbetonrippenbogen von je 30 cm Breite und 1,70 m Achsabstand, auf denen mittels Eisenbetonsäulen die Fahrbahnplatte aus Eisenbeton aufgebaut ist. Die theoretische Spannweite des Bogens beträgt 28,85 m, die theoretische Pfeilhöhe 6,3 m.

Das in Abb. 415 dargestellte Lehrgerüst ist im oberen Teile (oberhalb der Kämpfer) sowie in den seitlich der Bahngleise gelegenen Teilen des Untergerüstes als Ständerwerk ausgebildet, während über den zwei Gleisen der Bahn — wo ein Raum von 10 m lichter Weite freizulassen war — eine freitragende Konstruktion aus eisernen Walzträgern eingebaut werden mußte.

Die Schalkasten für die Bogenrippen werden von einzelnen, in Abständen von 1,25 m gestellten Ständern unterstützt, welche auf einer kräftigen durchgehenden Fußschwelle aufstehen und in der Längs- und Querrichtung der Brücke durch Kreuze und Zangen verstrebt sind.

Unter jedem zweiten Ständer liegt die Fußschwelle mittels Querhölzern auf dem Untergerüst auf, welche zur Aufnahme eines Arbeitssteges auf jeder Seite weit vorgekragt und deshalb an den entsprechend weit über die Ständer hinausreichenden Hölzern der Windverstrebung aufgehängt sind.

Die eisernen Hilfsträger über der Bahn wurden paarweise unter jeder Rippe angeordnet und übertrugen den Auflagerdruck auf doppelte hölzerne Pfosten.

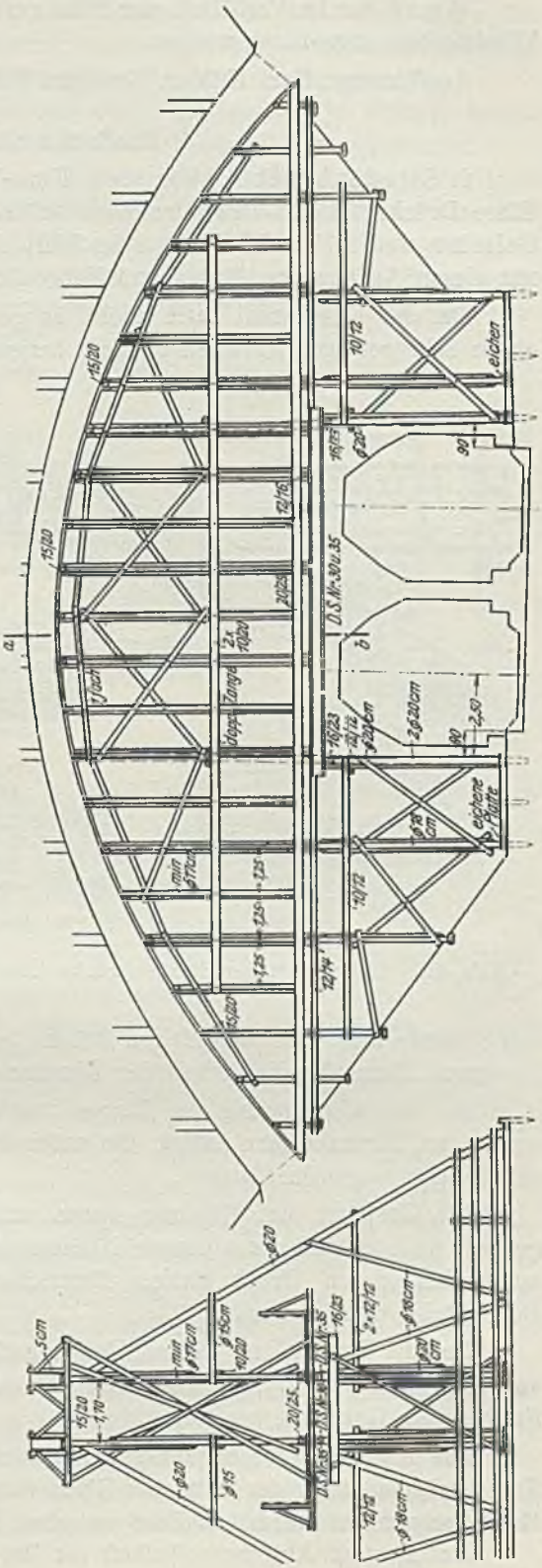


Abb. 415. Lehrgerüst des Fußgängersteges über die Gäubahn bei der Wildparkstation bei Stuttgart.

Wegen der im Verhältnis zur Höhe geringen Breite des Gerüstes mußten besondere Windstreben angeordnet werden.

Ausführung: Karl Kübler, Stuttgart (1914).

β) Einfache Strebenwerke.

2. Straßenbrücke über den Ems-Weser-Kanal bei Niedernwöhren. — Diese Brücke ist als Dreigelenkbogenbrücke mit 49,90 m Spannweite zwischen den Gelenken und 8,15 m Pfeilhöhe ausgeführt und besteht aus vier Eisenbetonrippenbogen mit einem Aufbau aus Säulen und Fahrbahnplatte aus Eisenbeton.

Da das Kanalprofil noch nicht ausgehoben war, so konnte das Lehrgerüst mit einem sehr geringen Aufwand an Holz hergestellt werden (Abb. 416) und wurde hierfür

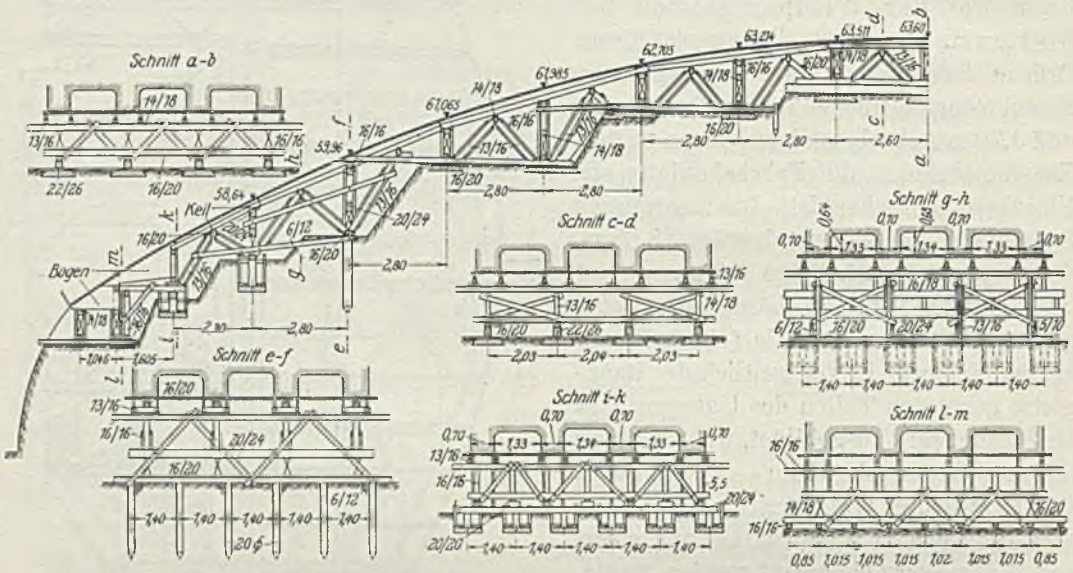


Abb. 416. Lehrgerüst der Straßenbrücke über den Ems-Weser-Kanal bei Niedernwöhren.

das Gelände unter der zukünftigen Brücke terrassenförmig nur so weit abgehoben, daß genügend Raum für die Arbeit der Zimmerleute vorhanden war.

Für die Verschalung der Rippen wurde eine durchgehende Schalung angebracht, welche auf Kranzhölzern auflag, die unter der Verlängerung der seitlichen Begrenzung der Rippen angeordnet waren.

Die Gespärre der Rüstung waren unter der Mitte jeder einzelnen Rippe aufgestellt und bestanden aus kurzen Ständern und Streben, welche auf kräftigen Schwellen aufstanden, deren Druck mittels Bretterlage und Betonschüttung auf eine größere Bodenfläche verteilt wurde.

Da die Kranzhölzer keinen Teil der Gespärre bildeten, so wurde die Einlegung von Pfetten notwendig, welche über die oberen Enden der zugehörigen Pfosten und Streben der Gespärre wegliefen.

Das Ablassen der Schalung erfolgte mittels Schraubenspindeln, welche in den Ständerebenen unter der Mitte der Rippe eingestellt waren. Die Streben konnten durch Keile freigemacht werden, welche zwischen Pfette und Kranzholz eingesetzt waren.

Ausführung: Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau, Berlin (1911).

3. Talbrücke „Quint" bei Ehrang unweit Trier. — Dieses im Zuge der Moseltalbahn Trier—Koblenz gelegene Bauwerk wurde angelegt, um die starke Steigung hinter dem Bahnhof Ehrang nach dem Quinter Tunnel hinauf zu vermeiden[1]).

Es besteht aus 24 gleichen Betonbogen mit drei Gelenken von je 19,65 m lichter Weite, während die Schienenoberkante etwa 20,5 m über dem Boden gelegen ist.

Damit nicht alle Bogen gleichzeitig eingerüstet werden mußten, war jeder vierte Pfeiler als (stärkerer) Gruppenpfeiler ausgebildet worden, welcher imstande war, einseitigen Schub aufzunehmen.

Für die ersten zwölf Bogenstellungen wurden demgemäß für drei Öffnungen die Lehrgerüste hergestellt und nach dem Ausrüsten mit Hilfe der aufgestellten Turmdrehkrane unter die nächsten drei Öffnungen versetzt, so daß also die Gerüste viermal verwendet wurden.

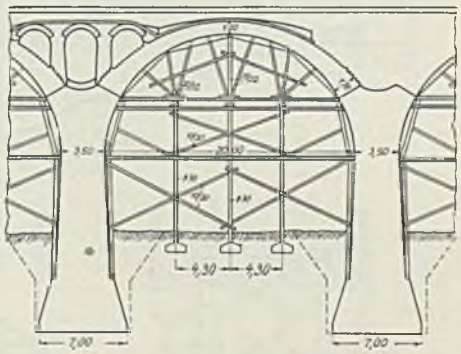


Abb. 417. Lehrgerüst der Talbrücke „Quint" bei Ehrang.

Das Lehrgerüst (Abb. 417) bestand aus fünf in Abständen von 1,80 m gestellten Gespärren. Der untere Teil des Gerüstes reicht etwa bis Kämpferhöhe und ist ein Ständerwerk, dessen drei mittlere Pfosten auf besonderen Betonfundamenten aufstehen, die in Anpassung an das Gelände terrassenförmig angelegt sind, während die an die Pfeilerwände gestellten Joche auf den Absätzen der Pfeilerfundamente ruhen.

Das Obergerüst ist ein einfaches Strebenwerk, das unter Vermittlung von Sandtöpfen (bei den drei mittleren Knotenpunkten) bezw. Keilen (bei den beiden äußeren Knotenpunkten) auf dem Untergerüst aufsitzt.

Zur Verteilung der Strebendrücke auf die Fußschwelle des Lehrbogens und der konzentrierten Drücke der Sandtöpfe auf Fußschwelle und Jochholm sind Zwischenlagen aus ⊔-Eisen bezw. Hartholz eingeschoben.

Für die Ausführung der zwölf anderen Bogenstellungen wurden ebenfalls für drei Öffnungen die Lehrgerüste angefertigt und diese mit den Turmdrehkranen versetzt. Diese Lehrgerüste wurden ähnlich den vorstehend beschriebenen ausgeführt, nur mit dem Unterschied, daß die Joche an den Pfeilern erspart wurden, indem die äußeren Enden der Lehrbogen auf Steine aufgelegt wurden, welche aus dem Gewölbe vorkragten und nachher abgearbeitet wurden.

Ausführung: Bauunternehmung Jager, G. m. b. H., Trier (1918 bis 1922).

4. Straßenbrücke über die Donau bei Zwiefaltendorf (Württemberg). — Die vorliegende Brücke wurde an Stelle einer hölzernen, vom Hochwasser beschädigten Brücke hergestellt. Sie ist als Dreigelenkbogenbrücke ausgebildet und hat eine Spannweite von 50 m und eine Pfeilhöhe von 4,45 m. Das Gewölbe ist, obwohl an sich nicht erforderlich, zur Sicherheit leicht bewehrt. Fahrbahn und Gehwege werden von einem auf Säulen gestellten Eisenbetonaufbau getragen.

Da die Ausführung des Gewölbes sich infolge unerwarteter Schwierigkeiten bei der Gründung der Widerlager sehr hinauszog, so wurde hochwertiger Zement verwendet, so daß das Gewölbe schon nach drei Wochen ausgerüstet werden konnte.

Das Lehrgerüst für das 4,40 m breite Gewölbe besteht aus einem Untergerüst, das bis etwas über Mittelwasserhöhe reicht, und dem nach dem einfachen Strebensystem

[1]) S. a. B. u. E. 1926, S. 271.

ausgebildeten Obergerüst, welches mittels Sandtöpfen von 20 cm Durchm. auf dem Untergerüst aufruht (Abb. 418).

Das Untergerüst wird aus elf Pfahljochen gebildet, die 5,10 bis 3,60 m auseinanderstehen. Jedes Pfahljoch besteht aus vier durch Holme verbundenen Pfählen

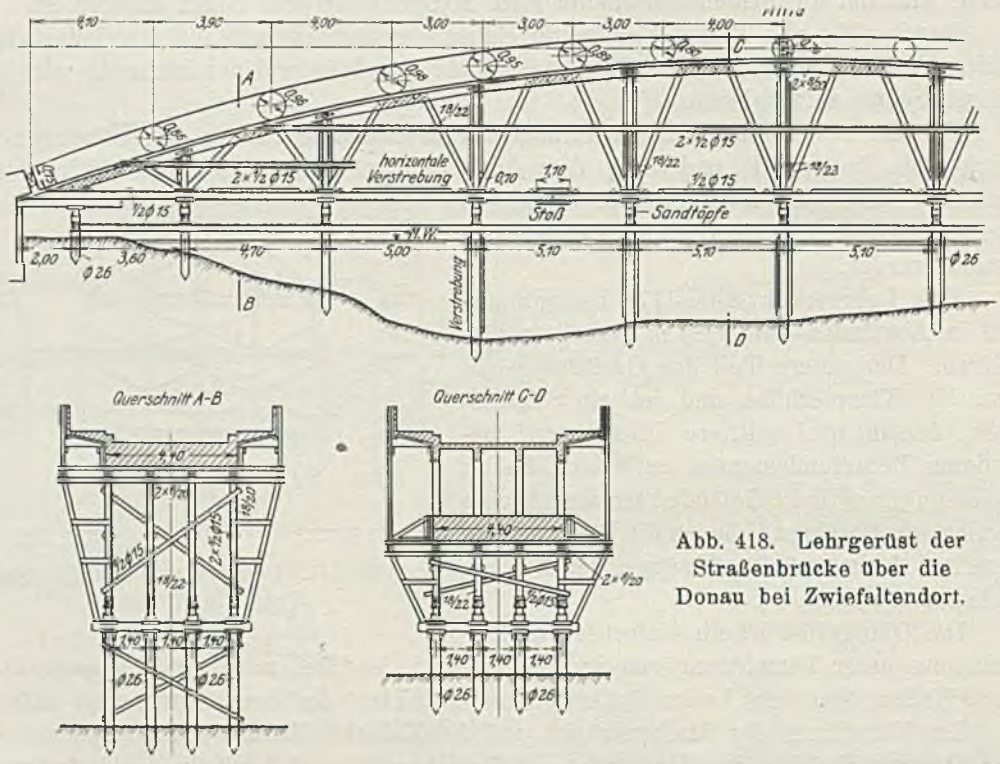


Abb. 418. Lehrgerüst der Straßenbrücke über die Donau bei Zwiefaltendorf.

von 26 cm Durchm. und 1,40 m Entfernung, die mit elektrisch angetriebenen Rammen in den Kiesgrund eingeschlagen wurden. Die Verschalung der über das Gewölbe auskragenden Gehwege ist mit Streben auf die Holme der Pfahljoche abgestützt.

Zur Verteilung der Schwellendrücke auf eine größere Fläche wurden Zwischenlagen aus ⊔-Eisen angebracht.

Die statische Untersuchung des Lehrgerüstes ist nachstehend durchgeführt, wobei als Belastung die einfache Gewölbelast und als zulässige Beanspruchungen des Holzes die nachstehenden angenommen wurden:

Spannungen in der Faserrichtung (Biegung, Druck oder Zug).

Eiche . . . . . = 137 kg/cm²
Buche . . . . . = 112 „
Tanne (Forche) . . = 100 „

Spannungen infolge Druck quer zur Faser.

Eiche, Buche . . . . . = 25 kg/cm²
Tanne (Forche) . . = 15 „

Hiernach ergibt sich die Berechnung:

1. Schalung. $l = 1{,}40$ m

$$\text{Größte Gewölbelast} = 0{,}98 \cdot 2{,}4 = 2{,}35 \text{ t/m}^2$$

$$M = {}^1/_{10} \cdot 2{,}35 \cdot 1{,}40^2 = 0{,}46 \text{ mt}$$

$$W_{8\,\text{cm}} = {}^1/_6 \cdot 100 \cdot 8^2 = 1070 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{46\,000}{1070} = 43 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Kranzhölzer (Abb. 419).

a) In den Öffnungen mit $l = 5{,}25$ m $\quad l' = {}^1/_3 \cdot 5{,}25 = 1{,}75$ m

$p = 2{,}35 \cdot 1{,}40 = 3{,}30$ t/m

$M = {}^1/_{10} \cdot 3{,}30 \cdot 1{,}75^2 = 1{,}01$ mt

$W = \dfrac{2 \cdot 8 \cdot 20^2}{6} = 1070$ cm³

$\sigma = \dfrac{101\,000}{1070} = 94{,}5$ kg/cm².

Abb. 419.

Für die Öffnungen von 5,0 m werden dieselben Kranzhölzer beibehalten.

b) Für die Öffnungen von 4,70 m oder kleiner

$l' = {}^1/_3 \cdot 4{,}70 = 1{,}57$ m

$M = {}^1/_{10} \cdot 3.30 \cdot 1{,}57^2 = 0{,}81$ mt

$\sigma = \dfrac{81\,000}{1070} = 76$ kg/cm².

3. Ständer.

Lasten: $P = 3{,}30$ t/m $\cdot 1{,}75 \simeq 5{,}8$ t.

Freie Knicklänge beim mittelsten größten Binder $l = 4{,}0$ m

Pfosten 18/22 $\quad F = 396$ cm²

$i = \sqrt{\dfrac{324}{12}} = 5{,}2$ cm

$\dfrac{l}{i} = \dfrac{400}{5{,}2} = 77$

$$K = \frac{\sigma}{1 + 0{,}0002 \cdot \frac{l^2}{i^2}} = \frac{100}{1 + 0{,}0002 \cdot 77^2} = \frac{100}{2{,}18}$$

$K = 46$ kg/cm²

$\sigma = \dfrac{5800}{396} = 14{,}65$ „

4. Streben (Abb. 420).

Lasten: $P = 3{,}30$ t/m $\cdot 1{,}75 = 5{,}80$ t

Freie Knicklänge bei den mittleren größten Streben

$l = 4{,}30$ m

Strebe 18/22 $\quad F = 396$ cm²

$i = \sqrt{\dfrac{324}{12}} = 5{,}20$

$\dfrac{l}{i} = \dfrac{430}{5{,}20} = 83$

$$K = \frac{\sigma}{1 + 0{,}0002 \cdot \frac{l^2}{i^2}} = \frac{100}{1 + 0{,}0002 \cdot 83^2} = \frac{100}{2{,}38} = 42 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma = \dfrac{6300}{396} = 15{,}90$ kg/cm²

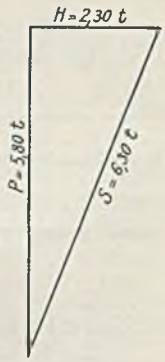


Abb. 420.

$J = 70\,P\,l^2 = 70 \cdot 5{,}80 \cdot 4{,}30^2 = 7500$ cm⁴

$J_{vorh} = 10692$ cm⁴.

5. Knotenpunkt oberhalb der Schwelle.

Gesamtlast $P = 3 \cdot 5{,}80$ t $= 17{,}40$ t

Auflagerfläche: 2 Streben + 1 Pfosten $= 18 \cdot 22 + 2 \cdot 12 \cdot 22 = 924$ cm²

Pressung auf Schwelle $\sigma = \dfrac{17\,400}{924} = 18{,}8$ kg/cm².

Einlage eines Hartholzstückes 10/25/60 cm, Pressung des Unterlagholzes auf der Schwelle

$\sigma = \dfrac{17\,400}{25 \cdot 60} = 11{,}60$ kg/cm².

6. Sandtöpfe.

Gesamtlast $P = 17{,}40$ t

Höchstbeanspruchung des Sandtopfes $P = 80$ t

somit 4,6fache Sicherheit.

7. Pfähle.

Gesamtlast $P = 17{,}40$ t

Größte Knicklänge $l = 4{,}0$ m

mit 7facher Sicherheit gerechnet, ergibt sich ein

$$J_{erf} = 70 \cdot 17{,}4 \cdot 4{,}0^2 = 19500 \text{ cm}^4$$

gewählt Pfähle 26 mm Durchm. mit $J = 22432$ cm^4

$$\sigma_{tats} = \frac{17400}{530{,}9} = 32{,}8 \text{ kg/cm}^2.$$

8. Druckverteilung zwischen Sandtopf — Holm und Holm — Pfahl.

$P = 17{,}40$ t

Unterlage [N.-Pr. 28 60 cm lang.

$$\sigma = \frac{17400}{28 \cdot 60} = 10{,}40 \text{ kg/cm}^2.$$

Auf die Pfähle werden zur Druckverteilung ebenfalls [-Eisen wie zuvor aufgesetzt.

Überhöhung des Lehrgerüstes.

1. Nichtelastische Zusammenpressung des Lehrgerüstes.

Für jede Auflagerfuge der Gerüsthölzer wird eine Zusammenpressung von 2 mm, für jeden Sandtopf von 4 mm angenommen.

An Fugen sind vorhanden

im Scheitel $= 8$ im Kämpfer $= 6$.

Somit ist die Zusammenpressung δ_1 des Gerüstes

im Scheitel $8 \cdot 0{,}2 + 0{,}4 = 2{,}0$ cm

„ Kämpfer $6 \cdot 0{,}2 + 0{,}4 = 1{,}6$ cm.

2. Elastische Zusammenpressung des Lehrgerüstes.

Die Zusammenpressung des Obergerüstes im Scheitel bei einer Höhe von 4,5 m und einer durchschnittlichen Beanspruchung von $\sigma = 20$ kg/cm^2 ist:

$$\delta_2 = \frac{20 \cdot 450}{100000} = 0{,}09 \text{ cm}.$$

Die Zusammendrückung am Kämpfer kann wegen der geringen Höhe vernachlässigt werden.

Die Zusammenpressung der Pfähle ist

am Scheitel bei $h = 4{,}0$ m und $\sigma = 30$ kg/cm^2

$$\delta_2 = \frac{30 \cdot 400}{100000} = 0{,}12 \text{ cm}$$

am Kämpfer bei $h = 2{,}0$ m

$$\delta_2 = \frac{30 \cdot 200}{100000} = 0{,}06 \text{ cm}$$

somit gesamte Zusammenpressung

am Scheitel $\delta_2 = 0{,}09 + 0{,}12 = 0{,}21$ cm

am Kämpfer $\delta_2 = 0{,}06 = 0{,}06$ cm.

3. Scheitelsenkung infolge Eigenlast.

Zur Ermittlung der Scheitelsenkung lassen wir im Scheitel eine Einzellast $P = 1{,}0$ t angreifen und ermitteln deren Größe aus dem Gesetz der virtuellen Verschiebungen.

$$\delta_3 = \int \frac{M M'}{E J} \cdot ds + \int \frac{N N'}{E F} \cdot ds,$$

worin M und N die durch die Eigenlast verursachten Momente, M' und N' jene infolge $P = 1{,}0$ t im Scheitel bezeichnen.

Die M-Momente ermitteln sich aus $H_g\, e$, wenn H_g der ermittelte Horizontalschub durch Eigengewicht, e die Aweichung der Stützlinie für Eigengewicht von der Bogenachse bedeutet; die N-Werte werden genügend genau aus dem Kräfteplan entnommen.

Die M'-Momente bestimmen sich, wenn der Schub infolge $P = 1{,}0$ t im Scheitel

$$H_p = 1{,}0 \cdot {}^1\!/_4 \cdot \frac{50{,}0}{4{,}45} = 2{,}81 \text{ t},$$

y die dem Querschnitt zugehörige Ordinate von der Scheitelwagerechten und x die entsprechende Abszisse vom Scheitel aus ist, aus

$$M' = H_p\, y - \frac{P}{2} \cdot x = 2{,}81\, y - 0{,}5\, x.$$

Die N'-Werte werden wieder aus dem Kräfteplan abgelesen.

Die Werte für e, y und x sind aus den für die Bogenberechnung aufgestellten Tabellen zu entnehmen.

Berechnung von $\int \frac{M M'}{s} \cdot ds$.

Quer-schnitt	d	J	$M = H_g\, e$	$M' = 2{,}81\, y - 0{,}5\, x$	$M M'$	$\frac{M M'}{J}$	Mittel	Δs	$\frac{M M'}{J} \Delta s$
S	0,70	0	0		0	0	15,35	4,00	61,40
I	0,80	0,188	1104,86 · 0,003 = 3,3146	2,81 · 0,092 − 0,5 · 4,0 = − 1,742	− 5,78	30,70			
II	0,89	0,258	1104,86 · 0,003 = 3,3146	2,81 · 0,282 − 0,5 · 7,0 = − 2,706	− 8,955	34,70	32,70	3,01	98,50
III	0,95	0,314	1104,86 · 0,007 = 7,7340	2,81 · 0,612 − 0,5 · 10,0 = − 3,28	− 25,390	80,90	57,80	3,02	174,50
IV	0,98	0,345	1104,86 · 0,010 = 11,0486	2,81 · 1,075 − 0,5 · 13,0 = − 3,48	− 38,500	111,30	96,10	3,05	293,10
V	0,96	0,325	1104,86 · 0,010 = 11,0486	2,81 · 1,945 − 0,5 · 17,0 = − 3,04	− 33,70	104,00	107,65	4,10	442,00
VI	0,86	0,233	1104,86 · 0,008 = 8,8389	2,81 · 3,042 − 0,5 · 20,9 = − 1,89	− 16,690	71,50	87,7	4,08	306,00
K	0,75	0	0 · 0 = 0	0	0		35,75	4,30	153,52
									$\Sigma = -1529{,}02$

Für den ganzen Bogen ist $E\, \delta_{3M} = -3058{,}04$. Setzen wir $E = 210\,000$ kg/cm² $= 2\,100\,000$ t/m² so tritt infolge der Momente durch Eigengewicht eine Hebung des Scheitels um

$$\delta_{3M} = -\frac{3058{,}04}{2\,100\,000} = 0{,}001\,45 \text{ m} = -1{,}45 \text{ mm} \text{ auf.}$$

Berechnung von $\int \frac{N N'}{F} \cdot ds$.

Quer-schnitt	F	N	N'	$N N'$	$\frac{N N'}{F}$	Mittel	Δs	$\frac{N N'}{F} \Delta s$
S	0,70 · 4,40 = 3,08	1104	2,81	3105	1009			
I	0,80 · 4,40 = 3,52	1104	2,81	3105	884	946,5	4,00	3 786,0
II	0,89 · 4,40 = 3,916	1110	2,83	3140	804	844	3,01	2 540,4
III	0,95 · 4,40 = 4,180	1115	2,84	3170	769	786,5	3,02	2 375,2
IV	0,98 · 4,40 = 4,312	1125	2,86	3220	746	757,5	3,05	2 310,4
V	0,96 · 4,40 = 4,224	1140	2,90	3306	784	765	4,10	3 136,5
VI	0,86 · 4,40 = 3,784	1155	2,94	3400	900	842	4,08	3 435,4
K	0,75 · 4,40 = 3,388	1185	3,01	3570	1050	975	4,30	4 192,5
								$\Sigma = +21\,776{,}4$

Für den ganzen Bogen ist $E\, \delta_{3N} = 43\,552{,}8$. Infolge der Normalkräfte durch Eigengewicht tritt eine Senkung des Scheitels ein um

$$\delta_{3N} = +\frac{43\,552{,}8}{2\,100\,000} = 0{,}0208 \text{ m} = 20{,}8 \text{ mm}.$$

Die erforderliche Überhöhung infolge der Zusammendrückung durch das Eigengewicht ist somit

$$\delta_3 = -0{,}145 + 2{,}080 = +1{,}935 \text{ cm}$$
$$\sim 1.95 \text{ cm}.$$

4. Scheitelsenkung durch Schwinden des Betons.

Den Einfluß durch Schwinden und Temperaturerniedrigung nehmen wir mit einer Verkürzung von 0,4 mm je m an. Die Größe der Senkung ermittelt sich durch Differenzieren der Beziehung

$$s^2 = \left(\frac{l}{2}\right)^2 + f^2,$$

wenn $\frac{l}{2}$ als konstant vorausgesetzt wird, ist

$$2 s \Delta s = 0 + 2 f \Delta f \quad \text{oder}$$

$$\Delta f = \frac{s}{f} \cdot \Delta s$$

$$s = \sqrt{25^2 + 4{,}45^2} = 25{,}4 \text{ m}$$

$$\Delta s = 0{,}4 \cdot 25{,}40 = 10{,}16 \text{ mm}$$

$$\delta_4 = \Delta f = \frac{25{,}4}{4{,}45} \cdot 1{,}016 = 5{,}80 \text{ cm}.$$

5. Gesamtüberhöhung.

Die gesamte Überhöhung des Lehrgerüstes, soweit sie überhaupt rechnungsmäßig verfolgt werden kann, beträgt hiernach:

im Scheitel $\delta = 2{,}0 + 0{,}21 + 1{,}95 + 5{,}80 = 9{,}96$ cm
„ Kämpfer $\delta = 1{,}6 + 0{,}06 = 1{,}66$ „ $= 1{,}6$ cm.

Zu der errechneten Zusammendrückung im Scheitel kommt noch ein Zuschlag von 20 %. Die gesamte Überhöhung des Scheitels beträgt somit:

$$\delta = 12 \text{ cm}.$$

Das Abbinden des Lehrgerüstes geschah auf einem nahe der Brücke gelegenen Reißboden, wobei es wegen der Symmetrie genügte, die Hälfte der Binder aufzureißen. Dabei wurde im Scheitel eine Überhöhung von 12 cm gegeben, welche nach den Kämpfern hin geradlinig auf 0 abnahm.

Ausführung: Wayss & Freytag A.-G., Zweigniederlassung Stuttgart (1926).

5. Unterführung der Wiesenstraße in Stettin. — Mit diesem tunnelartigen Gewölbe von 16 m lichter Weite und 11,74 m lichter Höhe wurde eine Straße mit Kleinbahn unter einer Reihe von Eisenbahngleisen unterführt, die auf einer hohen Dammschüttung lagen. Die Länge des Bauwerks betrug etwa 60 m. Das hierzu verwendete, in Abb. 421 dargestellte Lehrgerüst wurde in 20 m Länge, bestehend aus vier Teilen zu je 5 m Länge, hergestellt und nach Fertigstellung eines Tunnelabschnitts von 20 m Länge um dieses Maß nach dem zweiten Abschnitt bezw. später nach dem dritten Abschnitt verschoben.

Die Gespärre des Lehrgerüstes sind in 1,40 m Abstand gestellt und bestehen aus zwei etwa gleich hohen Teilen, einem unteren Ständergerüst aus 25 cm starken Rundholzpfosten und den nötigen Verkreuzungen in der Längs- und Querrichtung und einem darauf aufgebauten einfachen Strebengerüst aus 16 cm starken Rundhölzern. Die 5 cm starke Schalung für die untere Gewölbeleibung liegt auf Kranzhölzern aus ebenso starken Bohlen, die in 0,70 m Abstand gestellt sind und ihrerseits auf Pfetten aufliegen, welche auf die oberen Enden der Pfosten und Streben der Strebenwerke übergelegt sind.

In den beiden Widerlagsmauern waren für Durchlässe eiförmige Profile freizuhalten, die mit Zuhilfenahme von Lehren aus Brettern verschalt wurden.

Ausführung: Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau (1926).

6. Straßenbrücke über den Hundwilertobel[1]). — Diese im Kanton Appenzell (Schweiz) über das tief eingeschnittene Tal der Urnäsch führende Eisenbetonbogenbrücke hat eine lichte Weite von nahezu 105 m des voll durchgehenden 6,00 bis 6,90 m breiten (vom Scheitel zum Kämpfer zunehmenden) eingespannten Eisenbetongewölbes und liegt mit dem Scheitel annähernd 70 m über dem Niederwasserspiegel des Flusses. Das Bauwerk übertrifft daher noch den Langwieser Viadukt mit 100 m Weite.

Das aus Abb. 422 ersichtliche Gerüst besteht aus fünf Stück je im Abstand von 1,40 m gestellten, in senkrechten Ebenen liegenden Gespärren, welche im obersten

[1]) Schweiz. Z. f. Straßenwesen 1925, Nr. 17, auch als Sonderabdruck erschienen.

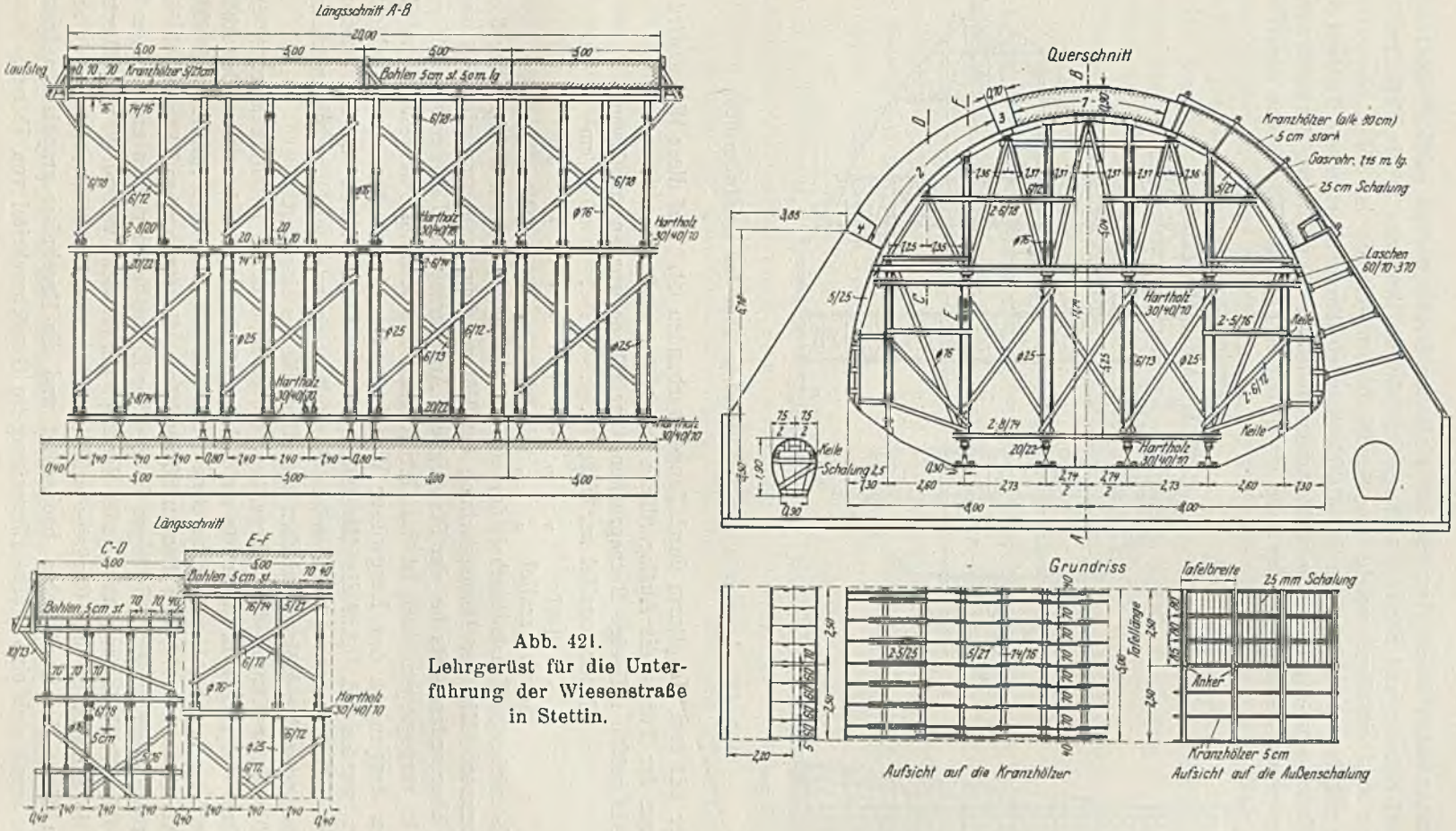


Abb. 421.
Lehrgerüst für die Unterführung der Wiesenstraße in Stettin.

Teil im Anschluß an die Gewölbe aus einfachen Strebenwerken gebildet sind, die ihre Last auf Ständer und Streben weitergeben, die sie ihrerseits in die Fußschwelle des Obergerüstes einleiten, welche von Sandtöpfen unterlagert ist. Von hier wird der Druck mit doppelten Ständern auf die Fundamente herab übertragen. Je zwei Reihen der Ständer sind durch Zangen und Andreaskreuze zu 7,5 m breiten Gerüsttürmen verbunden, gegen welche auf jeder Seite ein geneigter Turm als Windstrebe angelehnt ist,

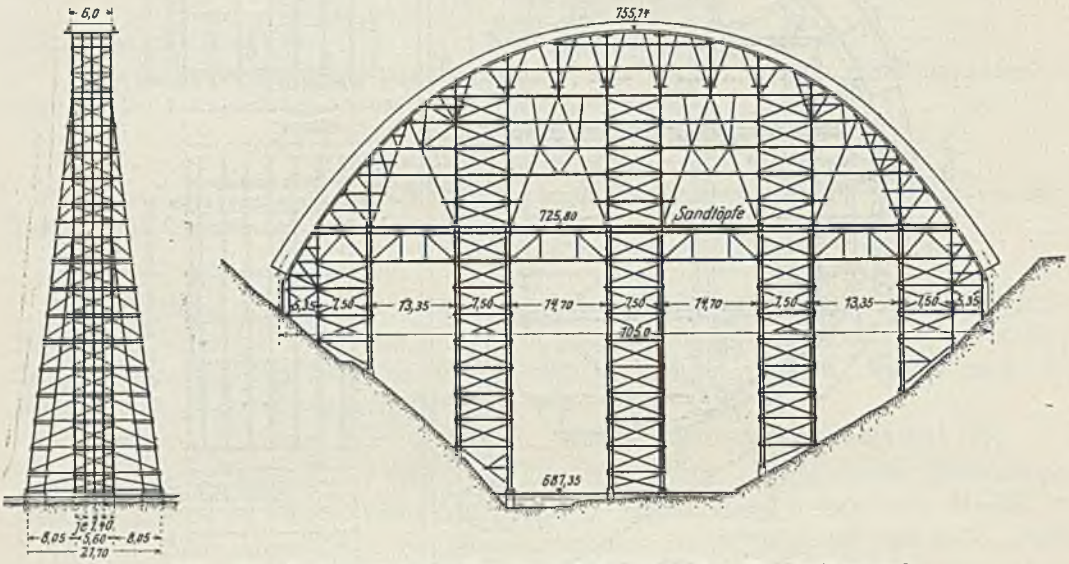


Abb. 422. Lehrgerüst der Straßenbrücke über den Hundwilertobel.

welcher mit dem Hauptturm durch Zangen verbunden ist. Auf diese Weise wird beim mittleren der Türme die Auflagerfläche auf 21,7 m verbreitert.

Als größte zulässige Beanspruchung der Hölzer wurden zugelassen:

Druck parallel zur Faser	. . . . .	80 kg/cm²
„ quer „ „	. . . . .	20 „
Schub parallel „ „	. . . . .	20 „

und als minimale Knicksicherheit der auf Druck beanspruchten Hölzer eine 3,5fache angenommen. Mit der Beanspruchung der Hölzer ging man zwar ziemlich weit, es wurde aber andererseits bei der Planung und Ausführung des Lehrgerüstes mit größter Sorgfalt vorgegangen, auch ist das Gerüst ganz aus Kantholz hergestellt im Gegensatz zu demjenigen des Langwieser Viaduktes, das überwiegend aus Rundholz ausgeführt worden ist. Auf die Herstellung ebener Schnittflächen an den Stößen von Pfosten und Streben wurde besondere Sorgfalt verwendet und zur Vermeidung von Einpressungen der Hölzer zwischen dieselben Bleche eingelegt.

Die Unterstützung der Lehrgerüsttürme erfolgte durch Betonfundamente, die mit Ausnahme desjenigen in Bachmitte auf Fels gegründet werden konnten. Das Abbinden des Gerüstes erfolgte auf einem etwa 1 km von der Baustelle entfernten Reißboden.

Als Absenkvorrichtung dienten 80 Sandtöpfe, die etwas über Kämpferhöhe in das Gerüst eingebaut waren. Sie lagen in gleicher Ebene je zu zweien unter einem Stützpunkt. Bei Vollbelastung hatte jeder Sandtopf ein Gewicht von rd. 40 t zu übertragen.

Die Einsenkung des Gerüstes während der Gewölbebetonierung wurde an fünf Stellen längs der Gerüstachse beobachtet und die Ergebnisse graphisch aufgetragen. Hierbei ergab sich eine größte Einsenkung im Gewölbescheitel von 75 mm.

Zur Ausführung der Betonierung wurde das Gewölbe in 24 Lamellen eingeteilt und nach jeder zweiten Lamelle eine Aussparung angeordnet, die zuletzt betoniert werden sollte. Hierbei geschah die Abstützung der Lamellen gegen die Widerlager durch hölzerne Stempel und fünf Betonsprieße. Anfänglich sollten diese Fugen drei Wochen nach Fertigstellung der letzten Lamelle geschlossen werden, veranlaßt durch verschiedene heftige Stürme im Sommer 1924 und den kurz vorher bei Anlaß eines solchen Sturmes erfolgten Einsturz eines Gerüstes bei der Pont Butin in Genf wurde diese Frist jedoch auf acht Tage gekürzt.

Die Ausrüstung des Gewölbes fand nach $8^1/_2$ wöchentlicher Erhärtung statt, wobei sich eine Einsenkung im Gewölbescheitel von 6,5 mm ergab.

Für das Lehrgerüst wurden rd. 1000 m³ Holz benötigt.

Planbearbeitung und Ausführung: Züblin & Cie. A.-G., Zürich (1923 und 1924).

γ) Zentralstrebenwerke.

7. Talbrücke bei Langwies[1]). — Dieses Bogentragwerk, eines der größten und höchsten, die bis jetzt ausgeführt wurden, ist in zwei Eisenbetonrippen aufgelöst, deren Höhe vom Scheitel mit 2,10 m gegen den Kämpfer mit 4 m allmählich zunimmt. Außerdem sind die Rippen nach außen gespreizt derart, daß der Achsabstand von 4 m im Scheitel auf 6,7 m im Kämpfer sich vergrößert.

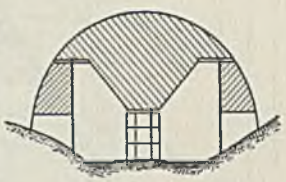


Abb. 423.

Bei der großen Höhe des Bauwerks über der Talsohle schien es nicht wirtschaftlich und auch wegen des im Talgrund fließenden Wildbachs nicht ratsam, eine vollständige Verbauung der Öffnung durch Ständerwerke vorzunehmen, und man entschloß sich daher zu einer Gerüstausbildung, wie sie in Abb. 423 schematisch dargestellt ist.

Wie weiter aus Abb. 424 zu ersehen ist, besteht der Unterbau des Lehrgerüstes aus drei Ständerwerken aus Eisenbeton, von denen das mittlere als räumliches Fachwerk, die beiden seitlichen als Jochpfeiler ausgebildet sind. Während das erstere für sich allein standfest ist, sind die beiden letztgenannten durch je zwei Differdinger I-Träger zugfest mit dem Widerlager verankert.

Das Obergerüst besteht aus dem mittleren Teil, welcher fächerartig ausgebildet ist und den größten Teil des Gewölbes trägt, und den beiden symmetrisch gelegenen einhüftigen Seitenteilen. Während der mittlere Teil mittels Senkschrauben auf dem Eisenbetonständerwerk und den Seitenteilen aufsitzt, sind die Seitenteile fest und ohne Ablaßvorrichtung angeordnet.

Unter jede Eisenbetonrippe sind zwei Gerüstbinder gestellt, so daß vier solcher Binder vorhanden sind (Abb. 425). Da die Eisenbetonrippen vom Scheitel nach den Kämpfern hin auseinanderlaufen, die Binder dagegen in senkrechten Ebenen gelegen sind, so sind diese so gelegt worden, daß sich ihre Mittellinie in den Viertelpunkten des mittleren Gerüstteils mit der Rippenachse schneidet. An dieser Stelle werden beide Binder durch das Gewicht der Rippe gleichmäßig belastet, während am Scheitel der innere, am Gerüstende der äußere Binder stärker belastet ist. In dem gegen den Kämpfer zu gelegenen Gewölbeteil mußten so sechs Binder angeordnet werden, indem außerhalb der beiden durchlaufenden Binder des Mittelteils unter jeder Bogenrippe noch ein dritter Binder vorgesehen wurde.

[1]) Arm. B. 1915, S. 275 u. 289, auch als Sonderabdruck erschienen und Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., VII. Bd., S. 482.

Besondere Aufmerksamkeit mußte bei dem hohen Gerüste der Standfestigkeit zugewendet werden. Zur Erhöhung derselben wurden besondere nach außen gestellte

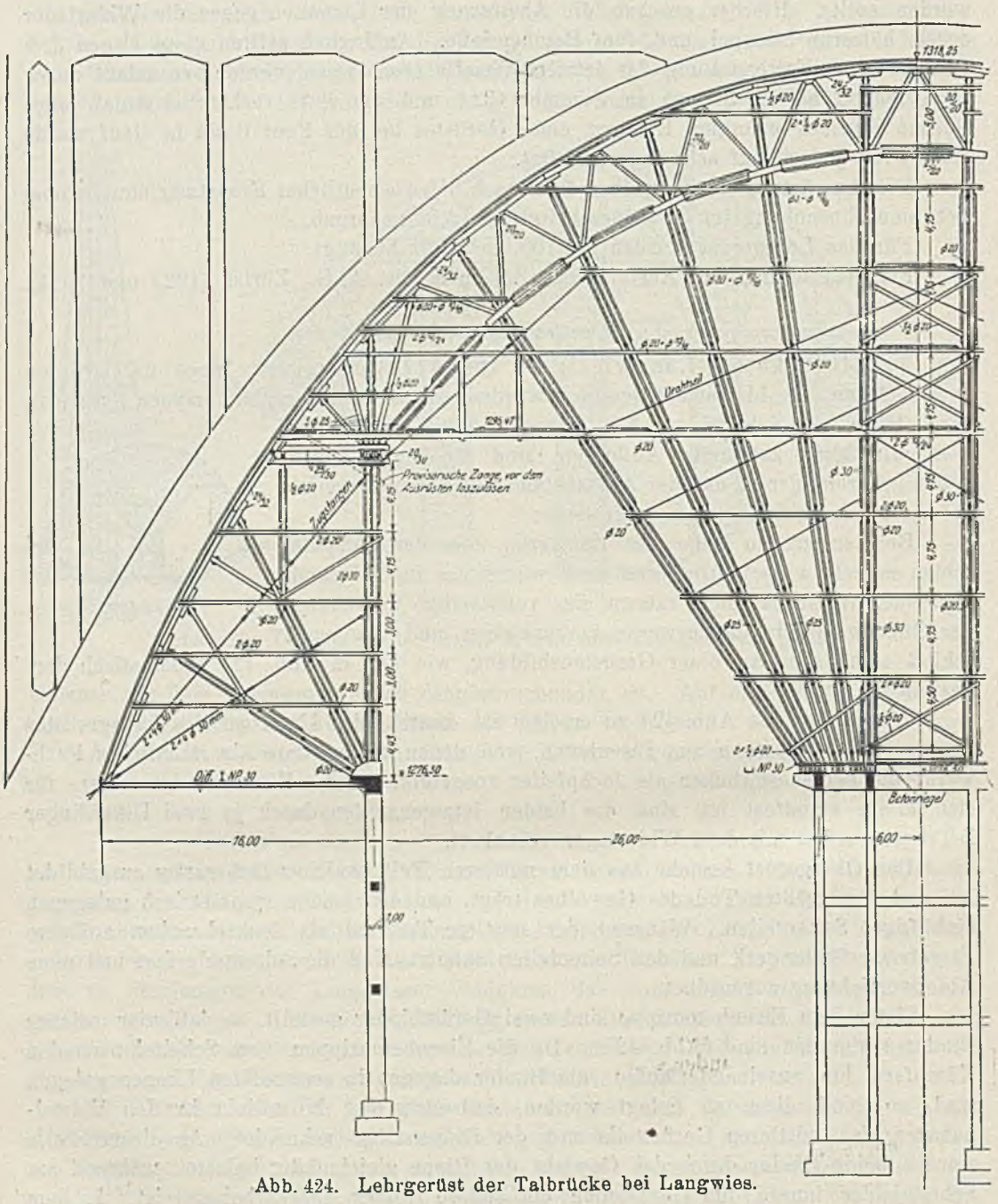


Abb. 424. Lehrgerüst der Talbrücke bei Langwies.

Windstreben angebracht, und zwar sowohl im mittleren Teil als in den beiden seitlichen Teilen. Die für die Kippsicherheit in Betracht kommende Gerüsttiefe wurde so im Mittelteil von 6,6 m auf 18 m und in den Seitenteilen von 8,8 m auf 12 m erhöht.

Der mittlere Teil des Obergerüstes besteht im einzelnen aus den Streben, dem Bogenkranz und den verschiedenen Versteifungsgliedern, wozu auch die Drahtseilverankerungen zu rechnen sind.

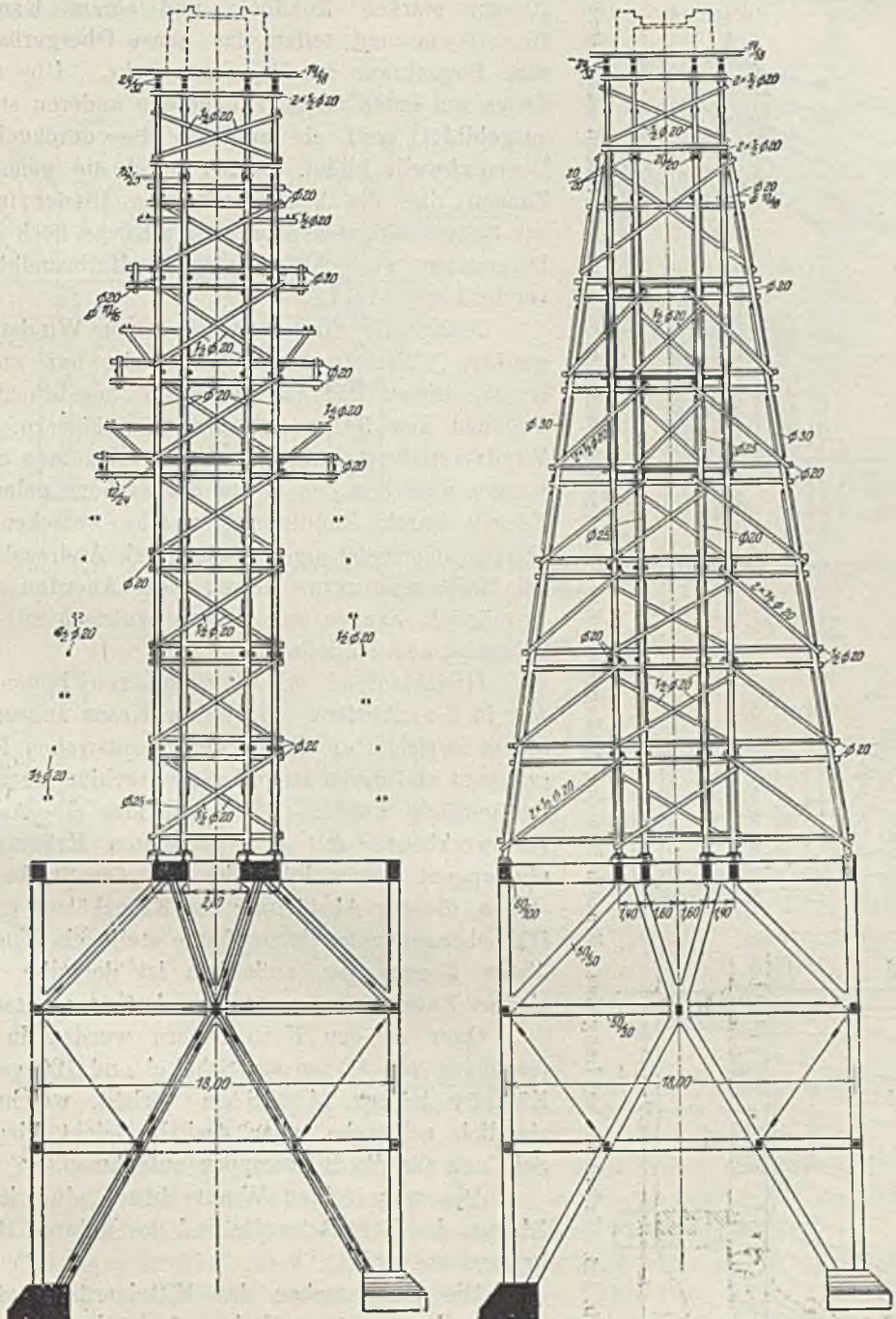


Abb. 425. Querschnitte des Lehrgerüstes der Talbrücke bei Langwies.

Die Streben bestehen aus doppelten Rundhölzern von 25 bezw. 30 cm (mittlere Streben) mittlerem Durchmesser, von denen stets nur eines in Höhe der durch Zangen

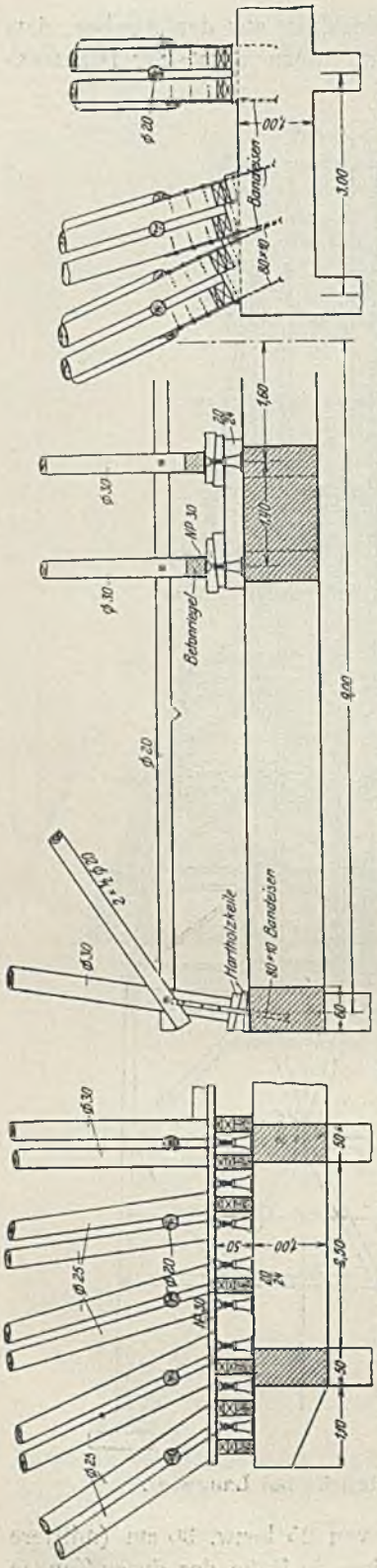


Abb. 426. Talbrücke bei Langwies. Einzelheiten der Auflagerung der Mittelgerüste auf dem mittleren Unterbau aus Eisenbeton.

gebildeten wagerechten Verbindungen gestoßen ist. Diese Zangen, welche in senkrechten Abständen von 4,75 m angeordnet sind, bestehen aus je einem 20 cm starken Rundholz und einem Kantholz 10 × 16 cm, und teilen das ganze Obergerüst bis zum Bogenkranz in $7^1/_2$ Stockwerke. Die vierte Zange von unten ist gegenüber den anderen stärker ausgebildet, weil sie zugleich die durchgehende Bogenschwelle bildet. Außer durch die genannten Zangen sind die beiden mittleren Binder in der zur Brückenlängsachse parallelen Ebene noch durch Diagonalen aus 20 cm starken Halbrundhölzern versteift.

Nicht alle Streben werden von Windstreben gestützt. Dieselben sind vielmehr nur an der ersten, dritten und vierten Strebe angebracht und bestehen aus 30 cm starken Rundhölzern. Die Windversteifung erfolgt je in den einzelnen Stockwerken zwischen den in der Binderebene gelegenen Zangen durch Rundhölzer, welche zwischen den Streben eingesetzt sind, sowie durch Andreaskreuze aus Halbrundhölzern. Durch diese Anordnung war es möglich, Zangen und Kreuze zentrisch mit einer Schraube anzuschließen.

Gleichlaufend mit dem äußeren Bogenkranz war in 5 m Abstand ein zweiter Kranz angeordnet, indem zwischen die Köpfe der Hauptstreben Riegel gespannt und durch lange Laschenverbindungen zugfest gemacht wurden. So bekam man eine Art von Fachwerkbogen mit den genannten Kränzen als Gurtungen, dessen Füllstäbe aus den Streben bestehen, die zur Abstützung der Kranzhölzer dienen. Die obengenannte vierte Zange stellt ein Zugband dieses Bogens vor, außerdem ist derselbe durch eiserne Zugstangen gegen das Auflager verankert.

Quer zu den Kranzhölzern wurden in Entfernungen von 80 cm am Scheitel und 100 cm am Kämpfer Hölzer 14 × 18 cm verlegt, welche die ziemlich schwache, aber deshalb leicht biegsame Schalung für die Bogenrippen aufnahmen.

Die wagerechten Windverbände sind in den Ebenen der Bogenschwelle und des unteren Bogenkranzes angeordnet.

Die Hauptstreben des Mittelgerüstes stützen sich an ihrem unteren Ende auf ein liegendes, nach oben offenes ⊔-Eisen N.-Pr. 30 (Abb. 426).

Durch Zwischenwinkeleisen innerhalb des letzteren wurden die wagerechten Teilkräfte der schiefen

Streben auf das ⊔-Eisen übertragen, schließlich wurde dieses nach Aufstellung des Lehrgerüstes mit Beton ausgegossen und außerdem zwischen die lotrechten mittleren Ständer noch ein besonderer Spannriegel betoniert. Unter dem ⊔-Eisen befinden sich die Ausrüstungsvorrichtungen.

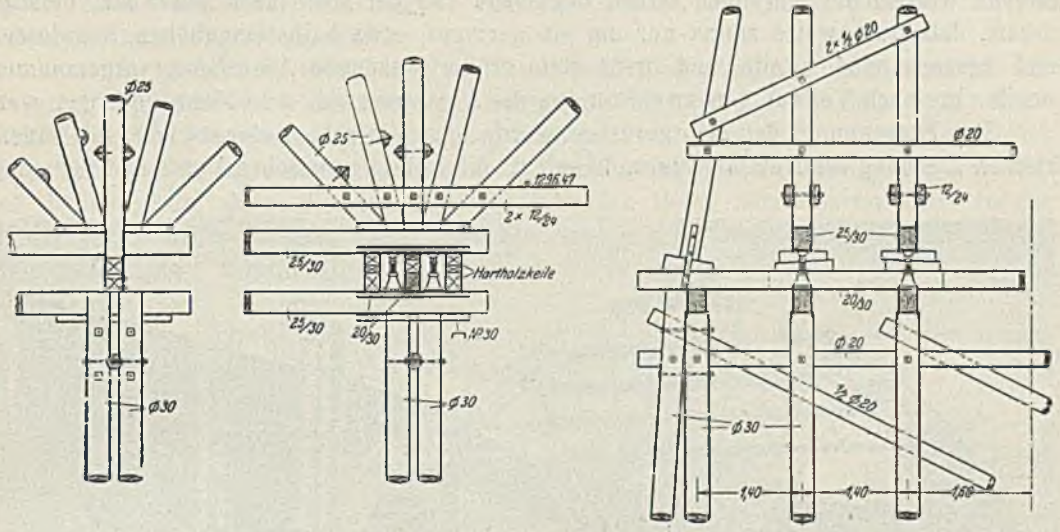


Abb. 427. Talbrücke bei Langwies. Einzelheiten der Auflagerung der Mittelgerüste auf den Seitengerüsten.

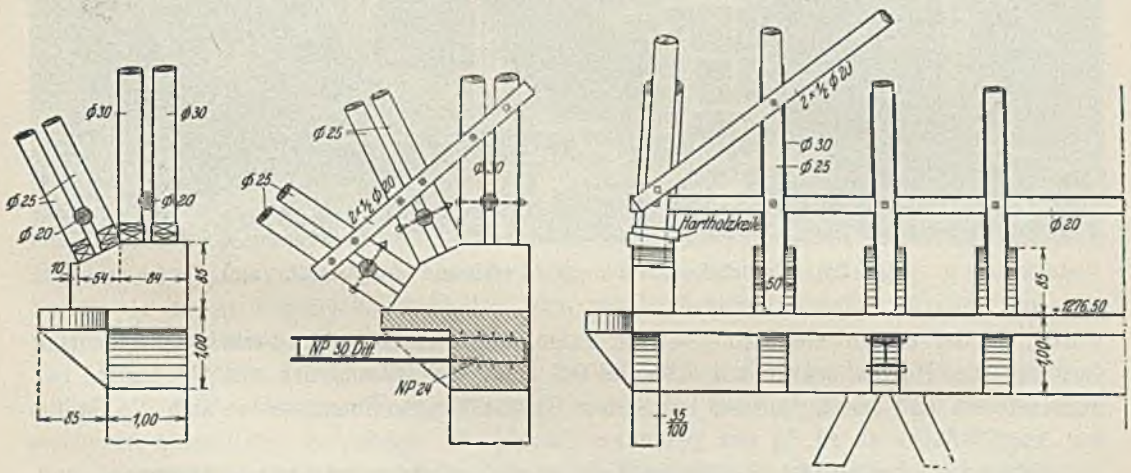


Abb. 428. Talbrücke bei Langwies. Einzelheiten der Auflagerung der Seitengerüste auf dem seitlichen Joche aus Eisenbeton.

Die Auflagerung der Mittelgerüste auf den Seitenteilen erfolgte in Höhe der Bogenschwelle und ist in Abb. 427 dargestellt. Die Drücke quer zur Faser sind dabei sorgfältig durch Unterlagen von ⊔-Eisen auf größere Flächen verteilt.

Die Hauptstreben der Seitenteile des Lehrgerüstes stützen sich unmittelbar auf besondere Aufstandflächen auf den Eisenbetonjochen (Abb. 428).

Als Ausrüstungsvorrichtungen wurden Schraubenspindeln verwendet, und zwar 64 Stück über dem mittleren Unterbau und je 8 Stück über den Seitengerüsten. Um bei der längeren Dauer, auf welche das Lehrgerüst zu stehen hatte, dessen Standfestigkeit hinsichtlich der Auflagerung zu vergrößern, wurden zwischen den einzelnen Schrauben-

spindeln noch Doppelkeillager angeordnet. Die 30 cm starken Windstreben wurden nur auf Hartholzkeile abgestützt.

Das Ablassen des Lehrgerüstes geschah so, daß zuerst die Keile unter den Windstreben und hernach die Keillager neben den Schraubenspindeln gelockert wurden. Sodann wurden die Schrauben selbst, beginnend von der Mitte nach außen hin, betätigt derart, daß stufenweise zuerst nur um ein geringes, etwa halbe Ganghöhen, abgelassen und hernach eine zweite und dritte stets größer werdende Absenkung vorgenommen wurde, bis nach Verlauf von zwei Stunden die Ablassung mit acht Mann vollzogen war.

Bei Berechnung des Lehrgerüstes wurde das einfache Betongewicht mit einem kleinen Zuschlag für Nutzlast zugrunde gelegt, die Reibung zwischen Beton und Schalung

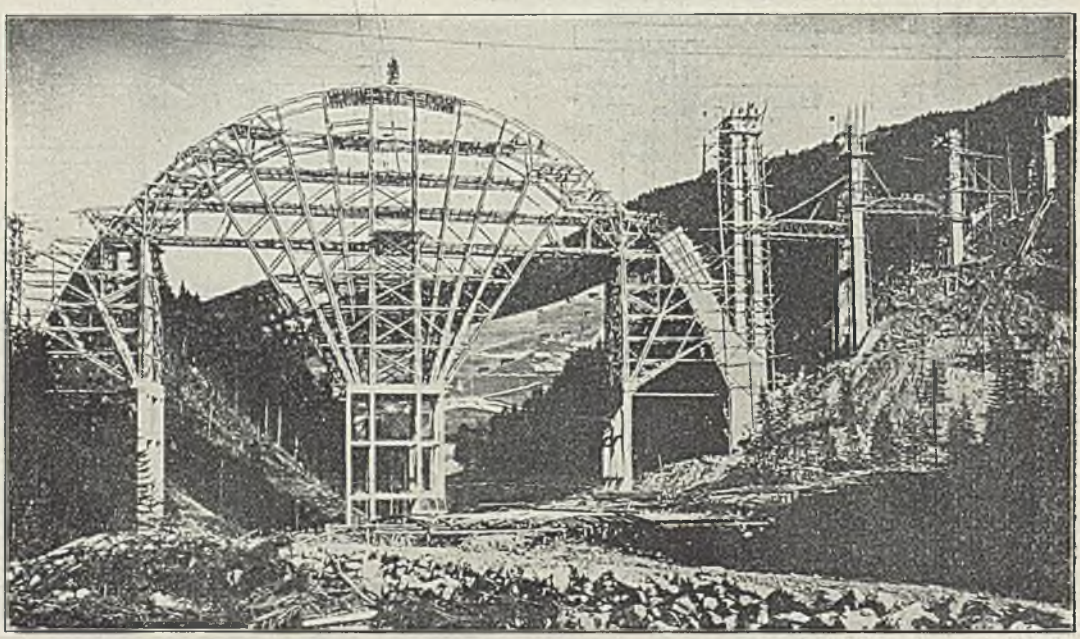


Abb. 429. Talbrücke bei Langwies während der Ausführung.

wurde, da der erstere ziemlich plastisch aufgebracht wurde, nicht berücksichtigt. Das Gewicht des Holzes wurde mit 0,65 bis 0,9 t/m³, der Winddruck mit 100 kg/m² bei unbelastetem und 150 kg/m² bei belastetem Gerüst angenommen, wobei sich die Größe der Angriffsfläche zu rd. $^2/_3$ der gesamten Umrißfläche ergab.

Das zum Lehrgerüst benötigte Holz wurde an Ort und Stelle gewonnen, und zwar wurden im Herbst 1912 etwa 800 m³ gefällt, im Winter zugerichtet und im Sommer und Herbst 1913 aufgestellt. Das Lehrgerüst enthielt 600 m³ Rundholz, 65 m³ waldkantiges und 35 m³ Kantholz.

An Eisen waren erforderlich 12000 kg Gerüstschrauben, 6700 kg ⌴-Eisen, 8150 kg Differdinger Träger und rd. 5700 kg Rundeisenanker, so daß sich die Kosten des Gerüstes auf rd. 25% der Gesamtkosten stellten.

Abb. 429 zeigt den gewaltigen Gerüstbau während der Herstellung, der mittlere Teil des fachwerkartigen Bogenkranzes ist noch in der Aufstellung begriffen.

Die Ausführung des Bogens geschah in der üblichen Art mit Haupt- und Schlußlamellen, wobei die beiden Kämpferstücke bis etwa herauf zu der Bogenschwelle des Gerüstes vorher betoniert wurden. Die Schlußfugen wurden nach Möglichkeit so

angeordnet, daß sie mit den Stößen der Kranzhölzer zusammenfielen. Die Abstrebung der Lamellen geschah neben Holzsprießen durch Einbau schmaler Betonstücke.

Nach Fertigstellung der letzten Hauptlamelle wurde auf der Oberfläche des Betonsprießes der Schlußfuge ein Riß beobachtet, der zweifellos durch die Gerüstsenkung im Mittelteil eingetreten ist, welcher Umstand bewies, daß die Schlußfuge an der richtigen Stelle angeordnet wurde.

An den Stoßstellen zwischen Haupt- und Schlußlamellen wurden Rohrstücke einbetoniert, durch die nach Erhärtung des Betons und nachdem sich die Setzung des Lehrgerüstes und das Schwinden des Betons ausgewirkt hatte, Zementmörtel unter hohem Druck eingepreßt wurde, um damit alle Stoßstellen satt zu schließen. Infolge der Porosität des Betons drang dabei die Zementmilch durch den Beton benachbarter Teile zutage, die Pressung wurde so lange fortgesetzt, bis diese Erscheinung aufhörte.

Ausführung: Züblin & Cie., Straßburg; Gerüst: Zimmermeister Richard Coray, Chur (1913).

8. Straßenbrücke über den Skurusund bei Stockholm[1]). — Die Hauptöffnung dieser Brücke wird mit einem eingespannten Eisenbetongewölbe von 72 m Spannweite überdeckt, das mit seinem Scheitel gegen 32 m über Hochwasser liegt. Die Gewölbebreite beträgt im Scheitel 6,7 m und läuft nach den Kämpfern auf 7,15 m an.

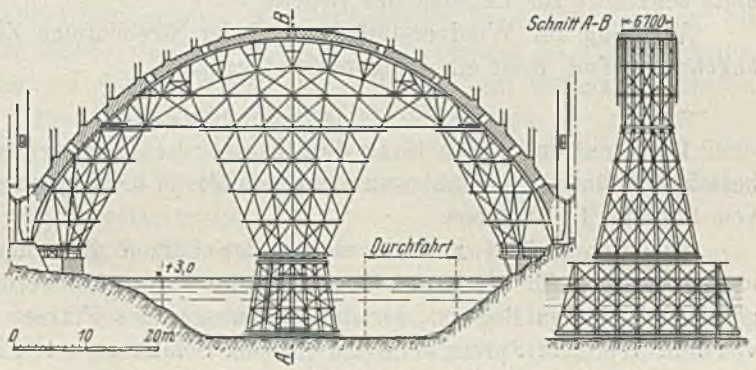


Abb. 430. Lehrgerüst der Straßenbrücke über den Skurusund bei Stockholm.

Das zur Ausführung des Gewölbes benutzte Lehrgerüst (Abbild. 430) ist demjenigen des soeben besprochenen Langwieser Viaduktes ähnlich. Als Stützpunkt dient in der Mitte ein hölzerner Senkkasten, welcher oben auf S. 312 näher beschrieben ist. Von ihm gehen fächerartig sieben Streben aus, die je aus zwei Kanthölzern gebildet sind.

Die seitlichen Stützpunkte bestehen aus Betonklötzen an beiden Widerlagern, von denen mit Hilfe eiserner Walzträger eine Plattform ausgekragt ist, auf welcher die seitlichen Gerüstteile aufstehen.

Es gelangten im ganzen sechs Binder in Abständen von je 1,30 m zur Aufstellung. Ihre Ebenen standen bei den beiden seitlichen Gerüstteilen und im oberen Teil des Mittelgerüstes bis herab zur durchgehenden Bogenschwelle senkrecht, von da ab verliefen die Binder mit Rücksicht auf die Standfestigkeit des Gerüstes schräg nach außen, so daß sich ihr Abstand auf 2,77 m vergrößerte.

Der Höhe nach war das Gerüst in Stockwerke von 4,5 m Höhe geteilt und an diesen Stellen durch wagerechte Zangen zusammengehalten, die zwischen den Doppelständern hindurchgingen. Zur Windversteifung waren Querzangen sowie in jedem Stockwerk zwei Andreaskreuze angebracht.

Für die Ausrüstung wurden 90 Stück Schraubenspindeln benutzt, die je 22 t zu tragen hatten. Der Beton wurde in einzelnen Lamellen aufgebracht; unter der gesamten

[1]) Teknisk Tidskrift 1915, Heft 11; B. u. E. 1916, S. 73; D. Bztg., Zementbeilage 1923, S. 41.

Gewölbelast erfuhr das Gerüst eine Zusammendrückung im Scheitel von 12 cm. Zur Ausrüstung, welche acht Wochen nach Fertigstellung des Gewölbes erfolgte, waren zwölf Mann erforderlich, welche die Spindeln vom Scheitel nach den Kämpfern hin gleichmäßig senkten. Der Bogen erfuhr dabei nur noch eine Senkung von 4 mm.

Ausführung: Bauunternehmung Arcus, Stockholm (1915).

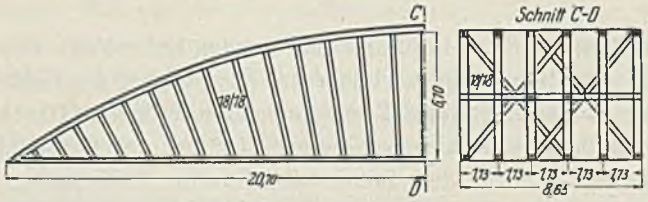


Abb. 431. Lehrgerüst des Eisenbetonviadukts zu Deurne-Merxem.

δ) Radialstrebenwerke.

10. Eisenbetonviadukt zu Deurne-Merxem (Seitenöffnung). — Das aus Abb. 431 ersichtliche Lehrgerüst ist ein theoretisch richtiges Radialstrebenwerk. Sowohl die Fußschwelle als die Kranzhölzer bestehen aus Doppelhölzern 8 × 23 cm, in welche die Streben 18 × 18 cm eingelassen und verschraubt sind. Letztere sind etwa 1,40 m voneinander entfernt und verlaufen stets senkrecht zur Leibung des Bogens.

Während zur Windversteifung in jeder Strebenreihe Zangen und Andreaskreuze angebracht sind, fehlt ein Längsverband ganz.

ε) Sprengwerke.

11. Straßenbrücke über den Neckar bei Neckargartach. — Dieses Bauwerk besteht aus fünf Dreigelenkbogen aus Beton, die je 40 m Spannweite und Pfeilverhältnisse von 1 : 8 bis 1 : 10 haben.

Die Lehrgerüste mußten wegen der kurzen Zeit niedriger Wasserstände am unteren Neckar für die ganze Gewölbebreite aufgestellt werden. Dabei war im Lehrgerüst des ersten Bogens, der das Fahrwasser des Flusses überspannt, eine Öffnung von 9 m Weite in Sprengwerkform für den Schiffahrt- und Floßbetrieb offen zu lassen (Abb. 432). Zur Einführung der Schiffe in diese Durchfahrtöffnung waren aus Pfählen und Bohlen bestehende Leitwände hergestellt und über die Dauer der Arbeiten über dem Neckarfahrwasser besondere Vorschriften für die Schiffahrt und Flößerei erlassen, ein Wahrschauerdienst eingerichtet und ein Benzinmotorboot bereitgestellt, mit dem sich sämtliche zu Tal gehenden Fahrzeuge und Flöße durch die Schiffgasse schleppen lassen mußten. Diese Vorsichtsmaßregeln verursachten zwar einen beträchtlichen Aufwand, hatten aber zur Folge, daß in den sechs Monaten, während welcher die Lehrgerüste im Neckar standen, der Schiff- und Floßverkehr ohne Beschränkung und Unfall vor sich gehen konnte, trotzdem in dieser Zeit 159 Schlepper mit 650 Schiffen zu Berg sowie 799 Schiffe und 212 Flöße zu Tal gefahren sind.

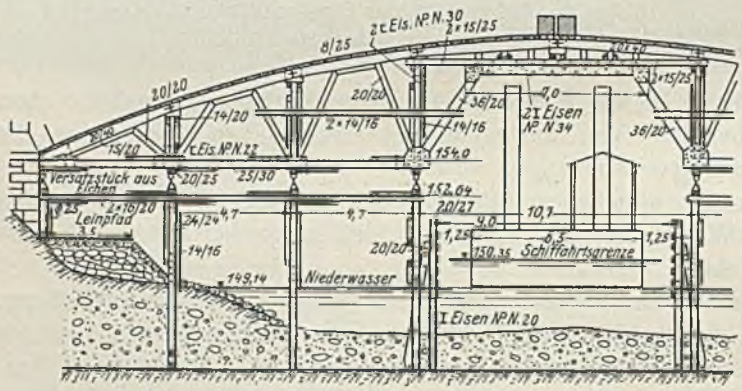


Abb. 432. Lehrgerüst der Flußöffnung der Neckarbrücke bei Neckargartach.

Als Sprengriegel des über dem Lichtraumprofil errichteten Trapezsprengwerks waren zwei I-Eisen N.-Pr. 34 verwendet und die Knotenpunkte unter Anwendung schmiedeeiserner Knotenbleche ausgebildet.

Am ganzen Gerüst wurden keinerlei Verzapfungen angewendet, vielmehr die Hölzer mittels eiserner Dollen von 8 cm Länge und 3 cm Stärke verbunden. Hierdurch wurde nicht nur die Bearbeitung der Hölzer vereinfacht, sondern es konnten dieselben auch um Zapfenlänge kürzer genommen und die eisernen Dollen immer wieder verwendet werden. Pfosten und Streben ruhten in kräftigen, auf die Fußschwelle gelegten [-Eisen, deren Flanschen ein seitliches Ausweichen verhinderten.

Die Überhöhung des Gerüstes wurde im Scheitel zu 10, an den Kämpfern zu 1 cm angenommen und erwies sich als richtig gewählt.

Die Wirkung der Betonlast auf die Lehrgerüste wurde bei jedem Bogen an sechs Lattengestellen mit Nonien zweimal täglich kontrolliert. Die Senkungen blieben überall in den Grenzen der gegebenen Überhöhung.

Die Gerüste waren ausschließlich auf Senkschrauben aufgesetzt, das Aufschlagen derselben wurde durch drei große Laufkrane wesentlich erleichtert.

Das Ablassen der Lehrgerüste erfolgte nicht auf einmal im ganzen Umfang, bis die Gewölbe frei waren, es wurde vielmehr zuerst 8 Tage, hernach 14 Tage nach den letzten Betonierungsarbeiten an dem Gewölbe die Lehrbogen um wenige Millimeter, im Scheitel am meisten, gegen die Kämpfer hin weniger abgelassen — „gelüftet“ —, wobei die Betongewölbe auf dem Lehrgerüste ruhend mitsanken, aber sich noch nicht frei trugen. Erst 4 Wochen nach den letzten Betonierungsarbeiten erfolgte das Ablassen endgültig, bis sich die Gewölbe selbst trugen.

Entwurf: Ministerialabteilung für Straßen- und Wasserbau in Stuttgart; Ausführung: Baresel, Stuttgart (1903 u. 1904).

12. Unterführung der Sandstraße in Cannstatt bei Stuttgart. — In dem Lehrgerüst für das parabelförmige Gewölbe von rd. $14^1/_2$ m theoretischer Spannweite und rd. 6,7 m theoretischer Pfeilhöhe mußte für die Aufrechterhaltung des Straßenverkehrs eine Öffnung von mindestens $3^1/_2$ m lichter Weite und $3^1/_2$ m lichter Höhe frei gehalten werden (Abb. 433).

Die Lehrbogen bestanden demzufolge auf beiden Seiten aus je einer starken Fußschwelle 25×25 cm, welche auf zwei Sandtöpfen auflagen, die ihrerseits auf kleinen Betonfundamenten im Straßenplanum aufgestellt waren. Von diesen Unterstützungspunkten gingen zwei bezw. drei Streben 18×22 cm nach den Kranzhölzern an der Gewölbeleibung, welche aus doppelten Bohlen gebildet waren und die 8 cm starke Schalung trugen. Die auszusparende freie Öffnung wurde derart überdeckt, daß auf die einander zugekehrten beiden mittleren Streben unter Zwischenschaltung eines Hartholzstückes ein starker Holzbalken 22×30 cm aufgelegt war, welcher mit den Streben und anschließenden Kranzhölzern durch T-förmige Flacheisenbänder verbunden wurde. Die so erhaltenen Gespärre waren der Höhe nach durch drei doppelte wagerechte, aus Halbrundhölzern bestehende Zangenverbindungen versteift. Zur Verteilung des Druckes saßen die Streben am unteren Ende auf 0,60 bezw. 0,85 m langen Zwischenlagen aus Hartholz auf und waren in dieselben eingezapft, während der Druck des Sandtopfstempels auf die Schwelle durch Zwischenlegen eines ⊔-Eisens N.-Pr. 28 verteilt wurde.

Zur Herstellung der Krümmung der Gewölbeleibung wurden auf die Kranzhölzer entsprechend ausgeschnittene Futter aus vollen Hölzern aufgelegt.

Die Einzelheiten in der Ausbildung der Knotenpunkte sind in Abb. 434 dargestellt.

Ausführung: Wayss & Freytag A.-G., Zweigniederlassung Stuttgart (1924).

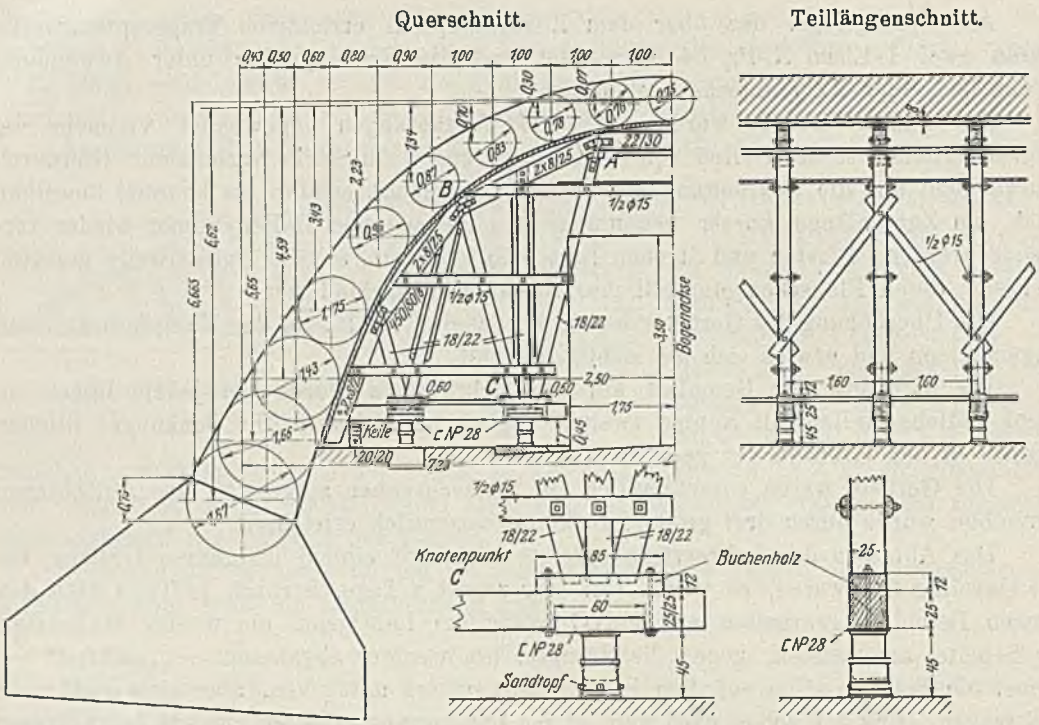


Abb. 433. Lehrgerüst für die Unterführung der Sandstraße in Cannstatt.

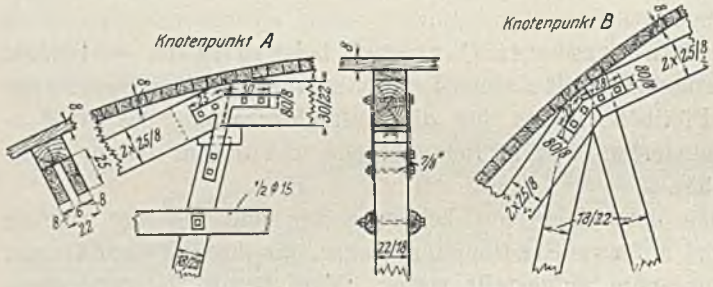


Abb. 434. Einzelheiten zum Lehrgerüst für die Unterführung der Sandstraße in Cannstatt. (Abb. 433).

13. Klußtaldenbrücke im Kanton Luzern[1]). Das Lehrgerüst für diese Brücke ist ob seiner großen freien Weite von gegen 30 m bemerkenswert, welche mit Hilfe von fünf ineinandergebauten Sprengwerken erreicht wurde, deren Sprengriegel unmittelbar unter den Kranzhölzern liegen (Abbild. 435). Etwa in halber Höhe des Gerüstes geht ein Zangenpaar durch, während gegen seitliche Verschiebungen weiterhin von den Knotenpunkten der einzelnen Sprengwerke herab Zangen laufen, welche an das wagerechte Zangenpaar angeschlossen sind. Der mittlere Teil des letzteren wurde wegen seiner großen freien Weite von über 15 m mit Rundeisenstangen zu einem bewehrten Balken ausgebildet.

Zur Herstellung der Auflagerung für die Sprengwerke mußten in den anstehenden Felswänden der zu überbrückenden Schlucht Bankette ausgesprengt werden. Die Auflagerung der Streben erfolgte auf mehreren aufeinandergeschraubten Balkenstücken aus Hartholz, welche zur Übertragung des von den Sprengwerken ausgeübten Schubes mit der Wand fest verkeilt waren und auf jeder Seite auf zwei Schraubenspindeln auflagen.

[1]) Schw. Bztg. 1920, Bd. 75, S. 60.

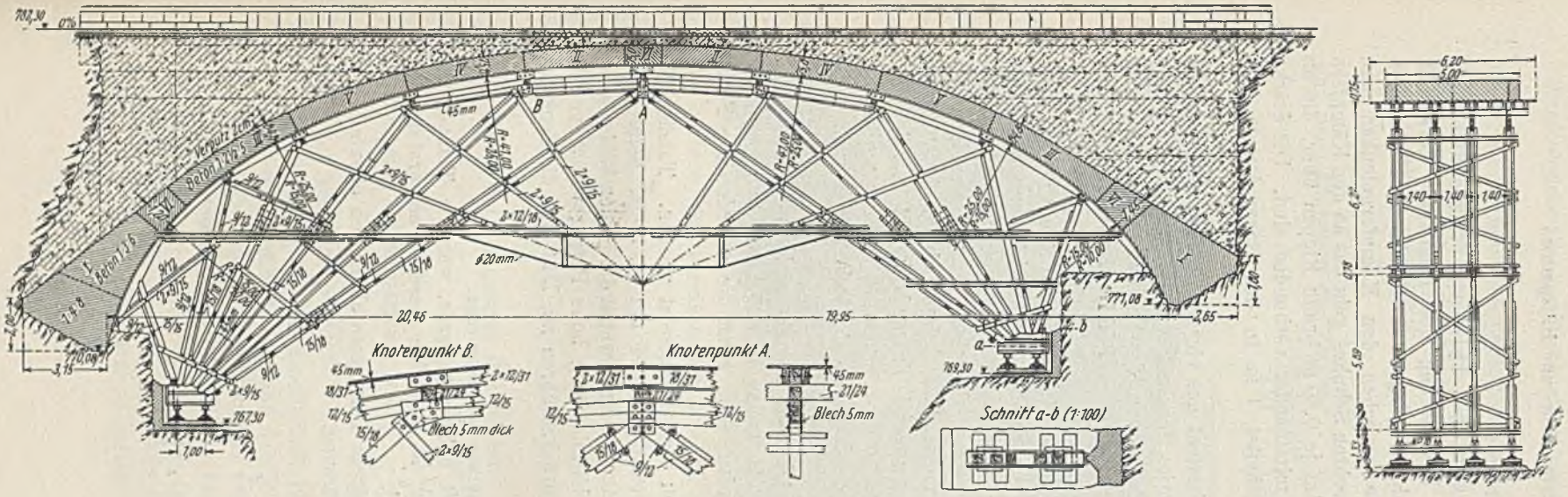


Abb. 435. Lehrgerüst der Klußtaldenbrücke samt Einzelheiten.

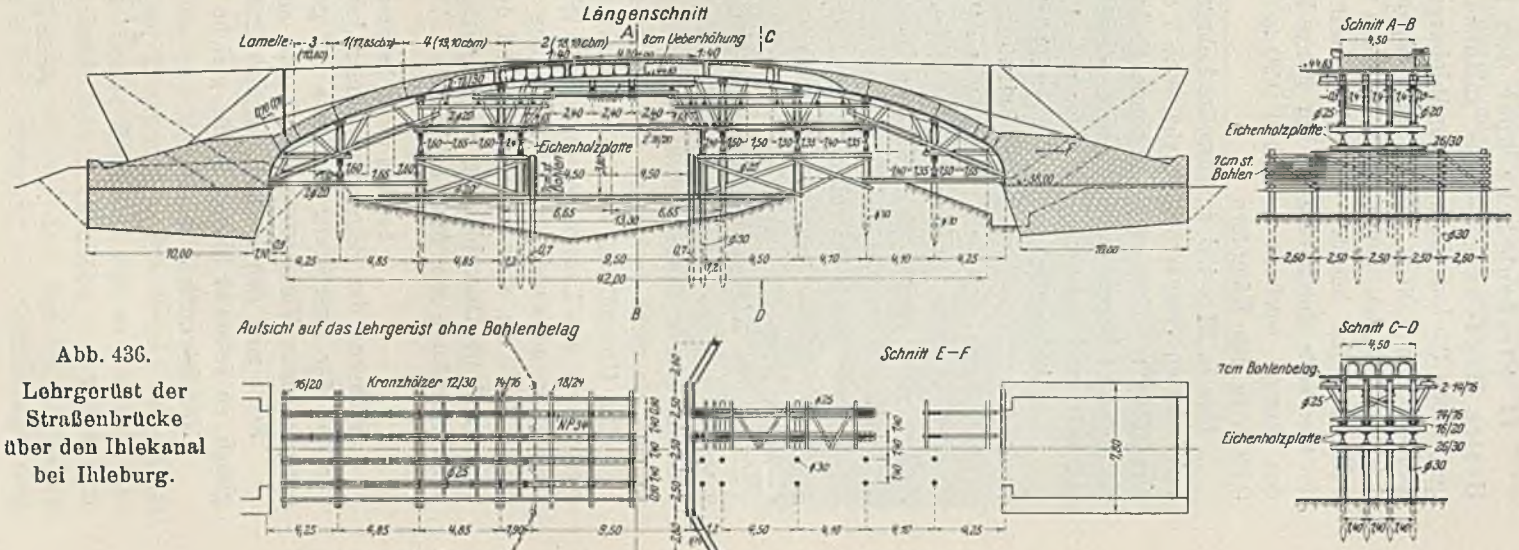


Abb. 436.

Lehrgerüst der Straßenbrücke über den Ihlekanal bei Ihleburg.

ζ) Balkenträger.

14. Straßenbrücke über den Ihlekanal bei Ihleburg („Krielbrücke"), Bezirk Magdeburg. — Die anläßlich der Erweiterung des Ihlekanals notwendig gewordene 0,5 km oberhalb der Ihleburger Schleuse gelegene Brücke ist ein Eisenbetongewölbe von 4,50 m Breite, 42 m Spannweite zwischen den Kämpfergelenken und 4,40 m Pfeilhöhe. Zur Verringerung des wagerechten Schubes geht das an den Kämpfern volle Gewölbe bei den Gewölbevierteln in fünf je 0,30 m breite Rippen über, die an der Oberseite durch eine 0,20 m starke Platte miteinander verbunden sind. Die Stärke des Bogens wechselt zwischen 0,90 m im Scheitel, 1 m in den Bogenvierteln und 0,80 m in den Kämpfern.

Das in Abb. 436 dargestellte Lehrgerüst besteht aus vier in Abständen von 1,40 m aufgestellten Gespärren, welche eine 7 cm starke Schalung tragen. Da die aus zwei Kanthölzern 16/20 cm bestehende Fußschwelle wegen der Schiffahrt höher als der Kämpfer zu liegen kam, so mußte dieselbe beim zweiten Pfahljoch vom Kämpfer her abgesetzt und entsprechend tiefer gelegt werden.

Zur Aufrechterhaltung der Schiffahrt war in den Gespärren ein Raum auszusparen, so daß nach Anbringung der Leitwände für die Schiffahrt zur Sicherung des Lehrgerüstes noch eine lichte Weite von 9,0 m und eine lichte Höhe von 3,80 m verblieb. Zu dem Zwecke sind über den beiden mittleren Pfahljochen je zwei geneigte, mit Zangen nach rückwärts verankerte Pfosten aufgestellt, auf deren einem ein hölzerner Balken 20/26 cm und auf deren anderem ein eiserner I-Träger N.-Pr. 34 aufgelegt ist. Beide sind durch Querhölzer und Hängeschrauben zu einem Hilfsträger verbunden, auf welchem die Schalung durch Vermittlung einer 12 cm starken hölzernen Aufsattelung liegt.

Da die Achsen des neuen und des bestehenden Kanals nicht miteinander zusammenfielen, so konnte die freie Öffnung nicht genau in Brückenmitte angeordnet, sondern mußte etwas seitlich verschoben werden, weil sonst die erforderliche Fahrwassertiefe nicht vorhanden gewesen wäre.

Die Überhöhung des Lehrgerüstes war zu 8 cm festgesetzt worden. Tatsächlich setzte sich das Lehrgerüst durch die Wölblast im Scheitel um rd. 3 cm, beim Ausrüsten kam eine weitere Scheitelsenkung um 4,9 cm hinzu, wobei die beiden Widerlager um je 0,275 cm auswichen. Während der verhältnismäßig hohe Betrag von 3 cm vor allem auf die Durchbiegung des Hilfsträgers zurückzuführen ist, läßt sich die Senkung beim Ausrüsten wie folgt erklären[1]):

Senkung durch Temperaturänderung und Schwinden.

Während der Bogen in warmer Jahreszeit betoniert wurde, war die Temperatur zur Zeit der Ausrüstung um etwa 10° geringer, so daß eine diesem Temperaturabfall entsprechende Verkürzung des Bogens entstand.

Setzt man den Einfluß des Schwindens einem Temperaturabfall von ebenfalls 10° gleich, so entstand hierdurch die gleiche Verkürzung.

Nun ist nach Abb. 364

$$\Delta f = \frac{s}{f} \cdot \Delta s$$

und weiter

$$\Delta s = s\left(\frac{\sigma}{E} + \varepsilon t\right),$$

[1]) D. Bztg., Zementbeilage 1922, S. 13.

wobei Δs die Längenänderung eines Stabes von der ursprünglichen Länge s ist, der durch eine Achskraft mit der Spannung σ und eine Wärmeänderung t angegriffen wird, und weiter E das Elastizitätsmaß und ε die Wärmeausdehnungszahl bedeuten.

Hiernach erhält man:

$$\Delta f = \frac{s^2}{f}\left(\frac{\sigma}{E} + \varepsilon t\right)$$

und nach Einsetzen der Zahlen:

$$\Delta f = -\frac{2100^2 + 440^2}{440}\left(\frac{30}{210\,000} + \frac{10+10}{100\,000}\right) = -3{,}6 \text{ cm}.$$

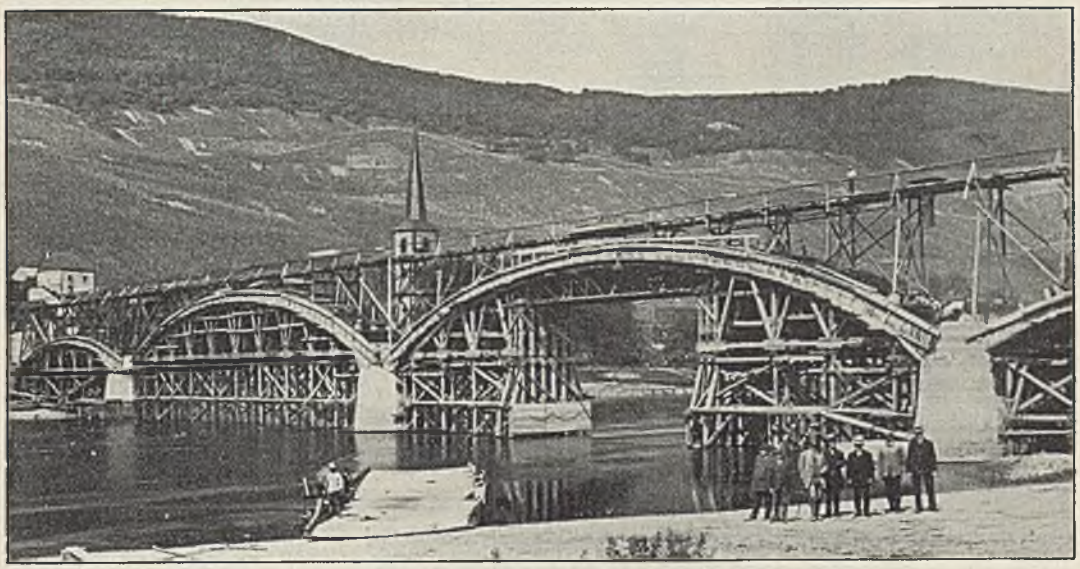


Abb. 437. Straßenbrücke über die Mosel bei Piesport während der Ausführung.

Senkung infolge Änderung der Spannweite.

Aus dem Nachgeben der Widerlager mit zus. $\Delta l = 0{,}55$ cm entsteht nach Abb. 365 eine Senkung von

$$\Delta f = -\frac{l}{4f} \cdot \Delta l.$$

Und nach Einsetzen der Zahlen:

$$\Delta f = -\frac{4200}{4 \cdot 440} \cdot 0{,}55 = -1{,}3 \text{ cm};$$

mithin eine Gesamtsenkung von

$$\Delta f = -3{,}6 - 1{,}3 = -4{,}9 \text{ cm},$$

wie auch gemessen wurde.

Ausführung: Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau, Berlin (1921).

15. Straßenbrücke über die Mosel bei Piesport. — Die Brücke überspannt die Mosel mit zwei Stromöffnungen von 49 m lichter Weite bei 6,30 m Pfeilhöhe und zwei Flutöffnungen von 34 m Weite bei 3,40 bezw. 3,10 m Pfeilhöhe.

Abb. 437 zeigt die Lehrgerüste im Lichtbilde, während Abb. 438 das Lehrgerüst des rechten Strombogens zeigt, in welchem für den Durchgang von Schiffen eine freie Weite von nahezu 17 m frei zu halten war.

Die Überdeckung dieser großen Breite erfolgte mit sechs Stück eisernen Fachwerkbindern von Halbparabelform und nahezu 18 m Spannweite, deren Auflagerdruck mittels drei Ständern übertragen wurde.

Die Ausrüstung wurde mit Keilen bewirkt, welche zwischen Ober- und Untergerüst eingesetzt waren.

Ausführung: Liebold & Cie. A.G. in Holzminden (1912 u. 1913).

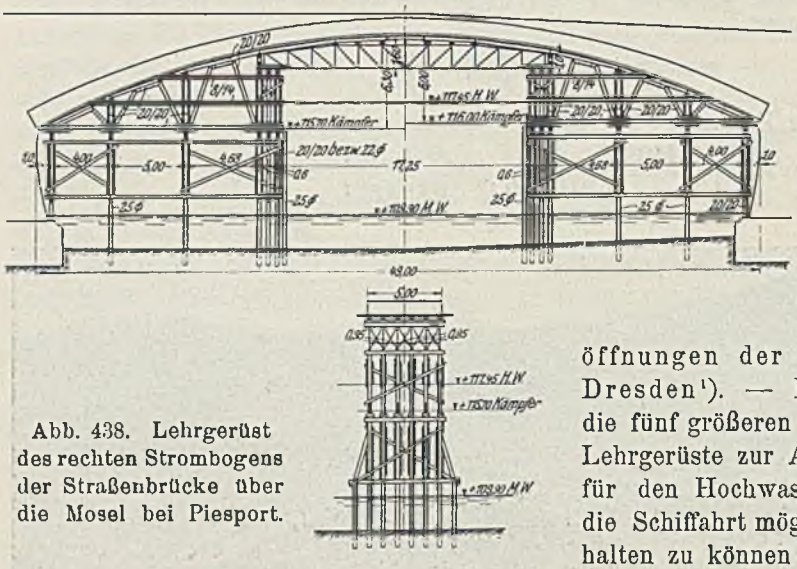


Abb. 438. Lehrgerüst des rechten Strombogens der Straßenbrücke über die Mosel bei Piesport.

16. Schiffahrtöffnungen der Augustusbrücke in Dresden[1]). — Daselbst gelangten für die fünf größeren Bogenöffnungen eiserne Lehrgerüste zur Anwendung, um sowohl für den Hochwasserabfluß als auch für die Schiffahrt möglichst große Profile frei halten zu können (Abb. 439).

Für jedes Gewölbe sind zehn Lehrbogen verwendet worden, die dreiteilig ausgebildet und paarweise unter sich verbunden waren. Auf jeder Kämpferseite waren sie vermittels Gerüstschrauben auf eine Doppelreihe von starken Pfählen gestützt.

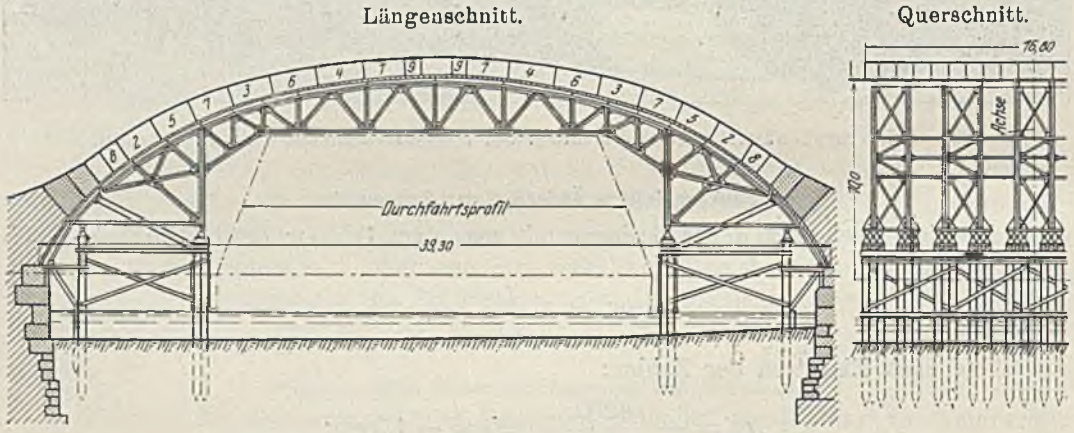


Abb. 439. Lehrgerüst der Augustusbrücke in Dresden.

Während des Betonierens hatte sich das Gewölbe um rd. 50 mm im Scheitel gesetzt, beim Ausrüsten wurde eine weitere Senkung von 8 mm beobachtet.

Ausführung: Dyckerhoff & Widmann, Dresden, und Philipp Holzmann & Co., Frankfurt a. M. (1909).

η) Bogenträger.

17. Brücke über der Schlucht Sidi Rached zu Constantine, Algier[2]). — Bei dieser über 450 m langen Talbrücke mußte eine gegen 60 m tiefe Schlucht

[1]) D. Bztg. 1910, S. 364.
[2]) Eng. News, Bd. 68, S. 649 bis 651 und Ann. d. P. et Chs. 1912, S. 473.

mit einem rd. 70 m weiten Gewölbe aus Stein überbrückt werden, das als Zwillingsgewölbe ausgeführt wurde. Mit Rücksicht auf das große Hindernis war zuerst eine eiserne Lehrgerüstkonstruktion geplant, von der man aber Abstand nahm und einen

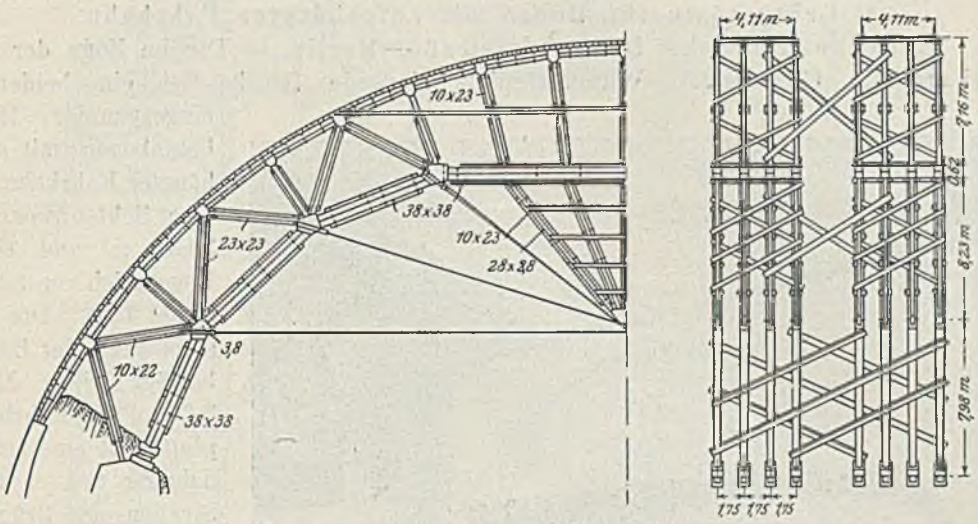


Abb. 440. Lehrgerüst der Brücke über die Schlucht Sidi Rached zu Constantine.

hölzernen Fachwerkbogen zur Ausführung brachte mit einzelnen in Abständen von 1,75 m gestellten Bindern (Abb. 440).

Im Hinblick auf die in dieser Gegend herrschenden starken Stürme wurde das Lehrgerüst nicht nur unter einem, sondern gleichzeitig unter beiden Gewölben aufgestellt und die einzelnen Gerüste durch kräftige Zangen miteinander verbunden, wodurch man gegen seitliche Kräfte eine größere Widerstandsfähigkeit erzielte, als wenn die Lehr-

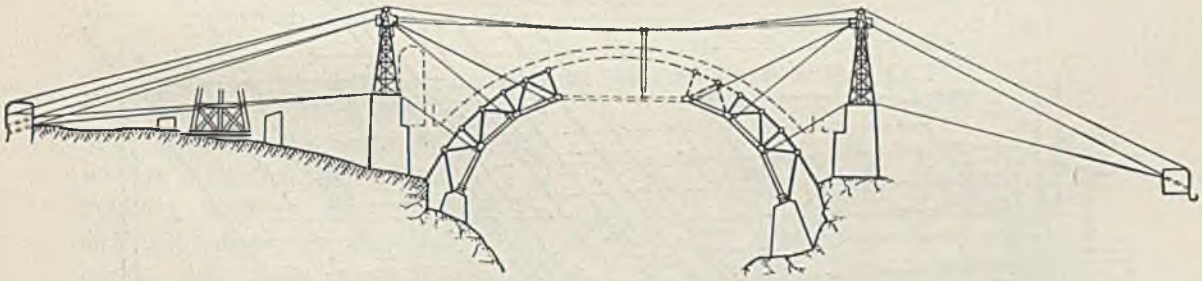


Abb. 441. Aufstellungsvorgang des Lehrgerüstes der Brücke über die Schlucht Sidi Rached zu Constantine.

gerüste einzeln ausgeführt worden wären. Die Verbindung der Stäbe in den Knotenpunkten geschah durch schmiedeeiserne Schuhe, auch war eine größere Zahl der Knotenpunkte mit 40 mm starken Stahldrahtkabeln verankert.

Zur Aufstellung des Fachwerkbogens wurden auf den Widerlagspfeilern hölzerne Gerüsttürme errichtet, über welche eine Seilbahn zur Beförderung der Baustoffe und Arbeiter lief (Abb. 441). Der Bogen wurde frei vorgebaut und an den Knotenpunkten des Untergurtes über den Gerüstturm nach hinten verankert. Zur Herstellung des Mittelstücks im Scheitel wurde zwischen den Untergurtknoten der Enden der Seiten-

teile eine einstweilige Bühne ausgeführt und von dieser aus der Fachwerkbogen vollends geschlossen.

Ausführung: Corps des Ponts et Chaussées; Entwurf: Ingenieur Boisnier (1911).

ϑ) Lehrgerüste für Bogen mit aufgehängter Fahrbahn.

18. Hochbahnbrücke Dennewitzstraße, Berlin. — Die im Zuge der Verstärkungslinie Gleisdreieck—Wittenbergplatz liegende Brücke ist ein beiderseits eingespannter Eisenbetonbogen mit angehängter Fahrbahn und einer lichten Weite von 30,31 m und einem Bogenstich von 8,20 m (Abb. 442). Die Gesamtbreite der Brücke beträgt im Mittel 9,30 m, die Fahrbahnplatte hat eine Längsneigung von 1 : 30,5, Straßen- und Brückenachse bilden einen Winkel von 55°. Um die Geräusche des Zugverkehrs von den Häusern abzuhalten, wurde die Brücke durch Eisenbetonwände und Decken allseitig geschlossen.

Abb. 442. Hochbahnbrücke Dennewitzstraße in Berlin.

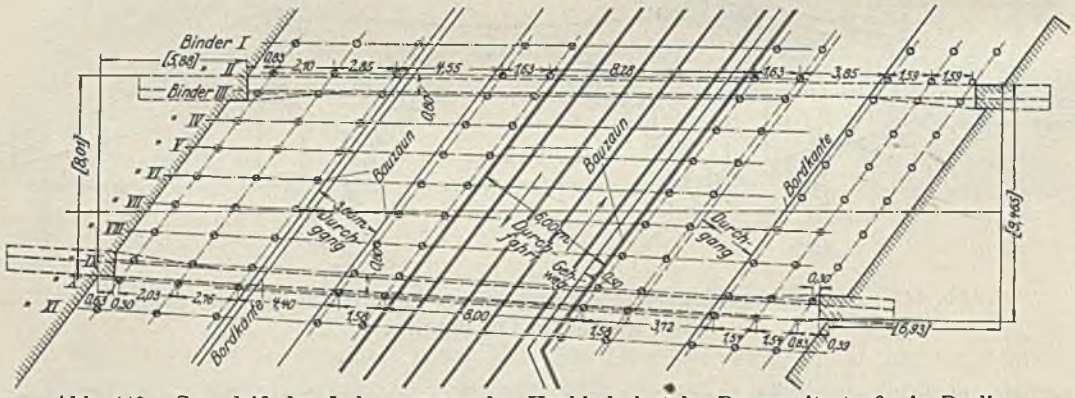
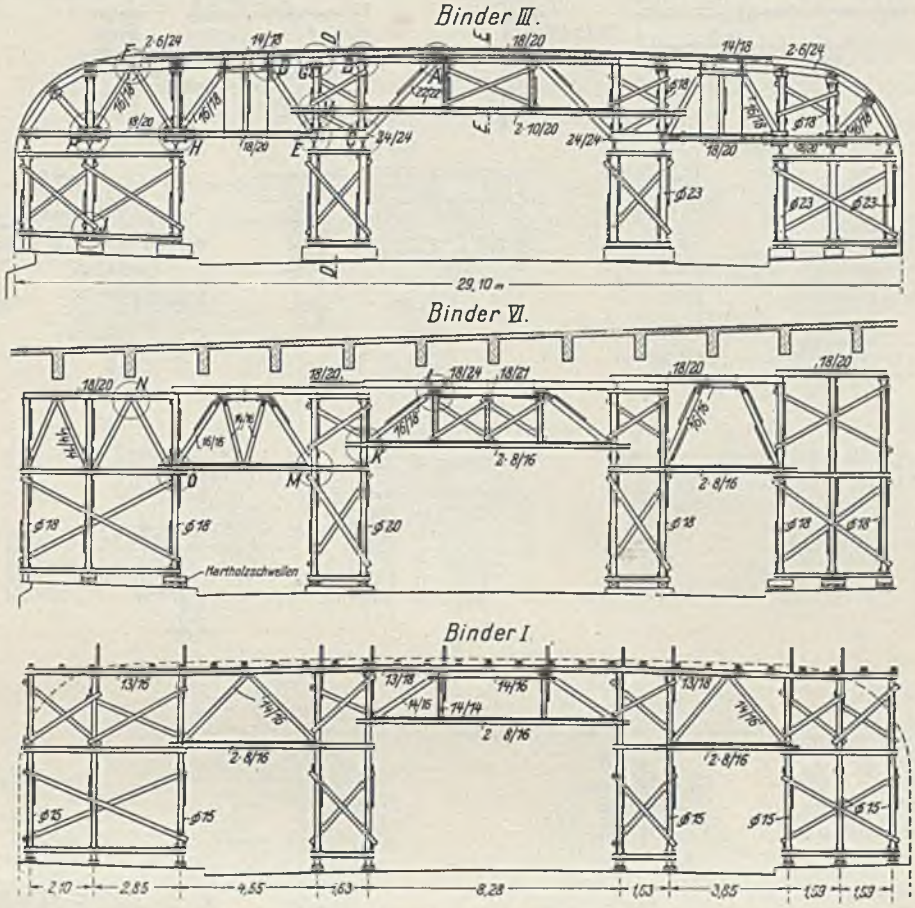


Abb. 443. Grundriß des Lehrgerüstes der Hochbahnbrücke Dennewitzstraße in Berlin.

In dem herzustellenden Lehrgerüst mußten für die Durchführung des Verkehrs entsprechende Öffnungen freigelassen werden (Abb. 443), und zwar in der Mitte eine Durchfahrt von 6 m Breite und auf der einen Seite ein Durchgang von 3 m, auf der anderen ein solcher von 2,70 m.

Für die Unterstützung des Bauwerks wurden elf Lehrgerüstbinder angeordnet, von denen je zwei unter den Tragbogen in 0,80 m Abstand, fünf unter der Fahrbahn-

konstruktion in 1,20 bis 1,30 m Abstand und die restlichen zwei je außerhalb des Bogens standen (Abb 444).



Die Binder unter den Tragbogen mit den hohen Eisenbetonwänden mußten natürlich am stärksten ausgebildet werden. Sie unterschieden sich außerdem von den anderen dadurch, daß ihre obere Begrenzung an den Kämpfern entsprechend der Bogenform abgerundet war, auch bestanden sie der Höhe nach aus zwei Teilen, welche durch Schraubenspindeln zum Ablassen voneinander getrennt waren. Die freien Räume für die Durchfahrten und Durchgänge wurden mit Streckbalken überdeckt, welche durch versteifte Trapezsprengwerke zweimal gestützt wurden. Die Streckbalken über der mittleren

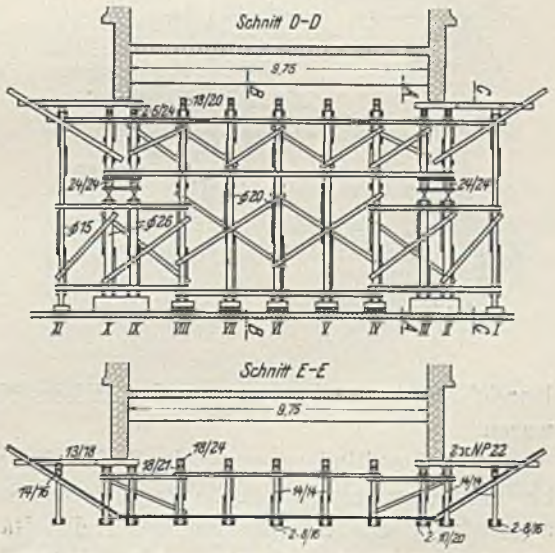


Abb. 444. Lehrgerüstbinder der Hochbahnbrücke Dennewitzstraße in Berlin.

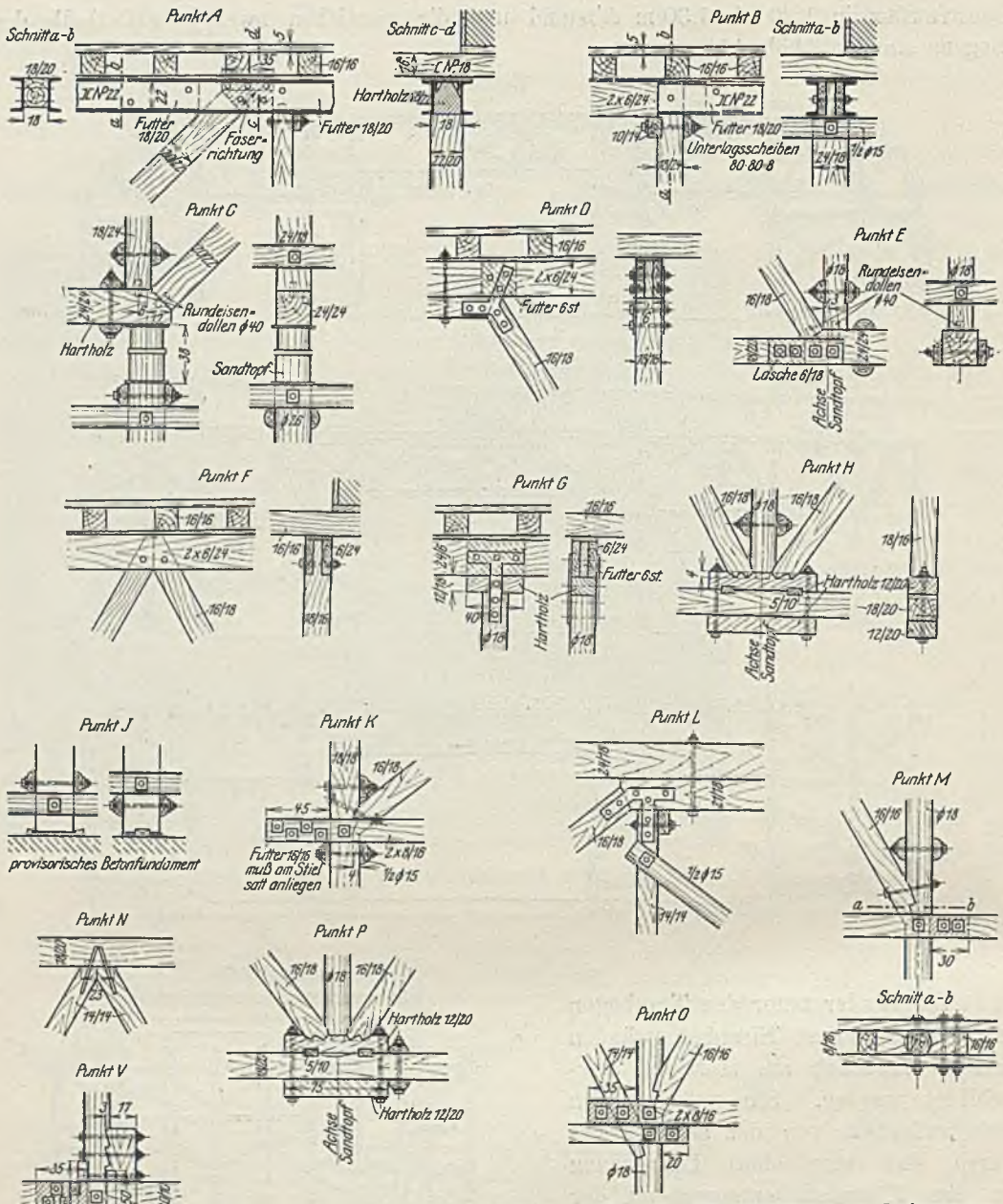


Abb. 445. Einzelheiten zum Lehrgerüst der Hochbahnbrücke Dennewitzstraße in Berlin.

Durchfahrt bestanden aus zwei [-Eisen N.-Pr. 22, welche mit Holz ausgefüttert waren.

Bei den Bindern unter der Fahrbahnkonstruktion gingen die Ständer von oben bis unten durch und waren die Ausrüstungsmittel oberhalb derselben unter der Schalung angeordnet. Die Überdeckung der freien Räume geschah auf ähnliche Weise wie bei den zuvor genannten Bindern. Im allgemeinen konnten die Hölzer entsprechend der geringeren Belastung schwächer gehalten werden als bei diesen.

Die Binder außerhalb der Tragbogen gleichen den vorgenannten. Da sie lediglich zum Tragen eines Arbeitssteges dienten, konnten sie noch schwächer ausgebildet werden als diese.

Die Ausbildung der Holzverbindungen im einzelnen ist aus Abb. 445 zu ersehen.

Von großer Wichtigkeit war die Gründung des Lehrgerüstes, da unter der Straße eine große Zahl mehr oder weniger empfindlicher Leitungen für Gas, Wasser, Abwasser, Elektrizität usf. lagen (Abb. 446).

Am schwierigsten war die Gründung für die schwerbelasteten Ständer der Binder unter den Tragbogen. Die Ständerpaare in der Fahrbahn lagen über einem Kanalisations-

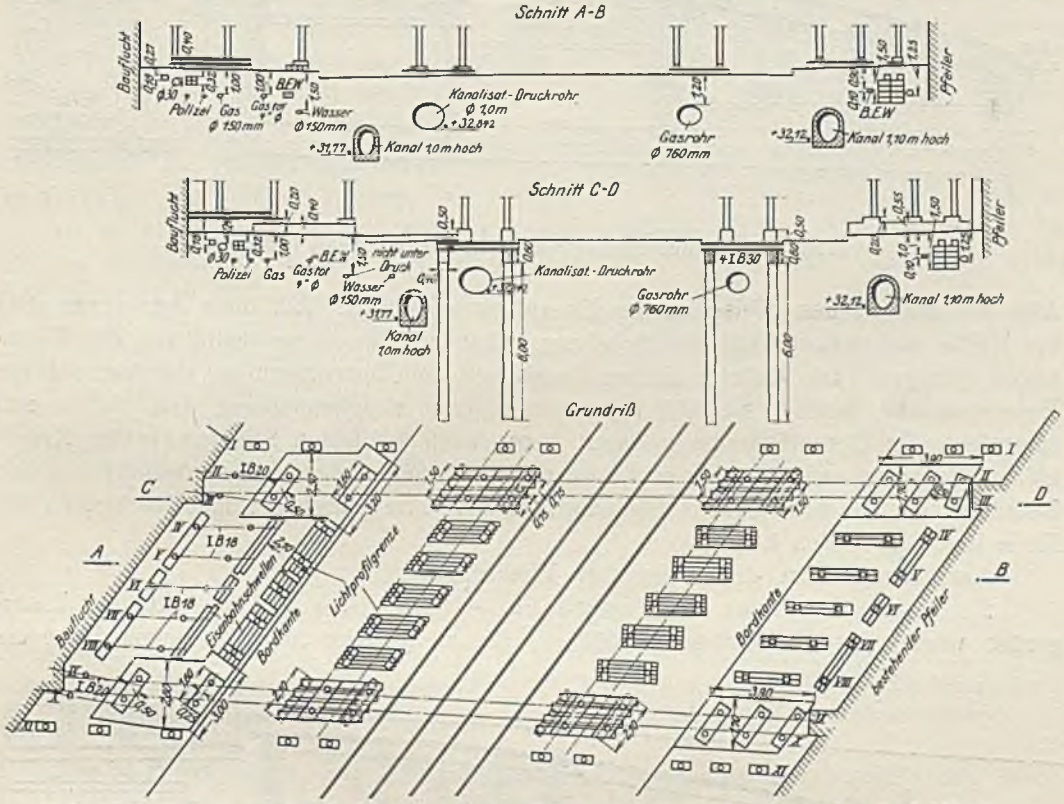


Abb. 446. Gründung der Lehrgerüstes der Hochbahnbrücke Dennewitzstraße in Berlin.

druckrohr von 1 m und einem Gasrohr von 760 mm Durchm. Um Beschädigungen und Undichtigkeiten derselben zu vermeiden, wurden seitlich der Rohre je zwei Pfähle von 35 cm Durchm. und 6 m Länge hinabgeführt und durch einen 40 cm breiten Eisenbetonbalken verbunden. Über letztere wurden sodann vier Stück I-Träger B 30 übergelegt und die Stempel mittels eines Betonfundaments daraufgestellt. Auf den Gehwegen, unter denen kleinere Gas- und Wasserleitungen, Kabelleitungen u. a. m. lagen, wurden die Drücke mit vorübergehenden Betonfundamenten auf eine größere Fläche verteilt.

Bei den Ständern der unter der Fahrbahnkonstruktion aufgestellten Binder konnte wegen der geringeren Belastung die Druckverteilung mit Schwellenlagen von größerer oder geringerer Breite geschehen, während für die geringbelasteten Binder außerhalb der Tragbogen besondere Vorkehrungen nicht getroffen wurden.

Ausführung: Wayss & Freytag A.-G., Zweigniederlassung Berlin (1926).

c) Lehrgerüste für Melanbrücken.

19. Schwimmschulbrücke in Steyr. — Dieses aus Abb. 447 ersichtliche Lehrgerüst ruhte auf neun in das Flußbett eingerammten Pfahljochen, die mit Ausnahme der näher gestellten Endjoche rd. 6 m Abstand hatten. Nach Aufstellung der Eisenfachwerkbogen wurden die Kranzhölzer, die mittels Keilen auf den Jochholmen lagerten, zwischen je zwei Jochen noch mit Hilfe von Unterzug und Hängeeisen in der aus

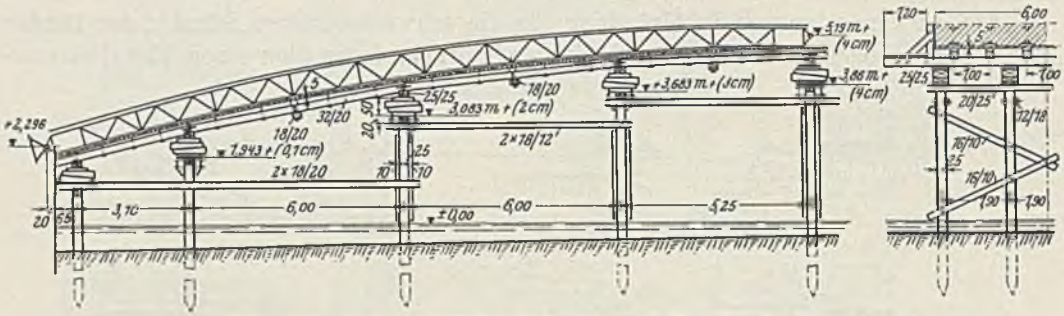


Abb. 447. Lehrgerüst der Schwimmschulbrücke in Steyr.

Abb. 287 ersichtlichen Weise an das Eisenwerk angehängt. Auf diese Art wurde etwa die Hälfte des ganzen auf der Schalung ruhenden Gewölbegewichts von den Eisenbogen getragen. Die dadurch in den Bogengurtungen hervorgerufene durchschnittliche Druckspannung beträgt rd. 600 kg/cm², der eine Scheitelsenkung von rd. 50 mm entspricht. In Übereinstimmung damit waren auch die festen Stützpunkte der Kranzhölzer etwas zu senken, was dort, wo nicht von selbst durch Zusammendrücken der Holzteile sich das erforderliche Senkungsmaß einstellte, durch geringes Nachlassen der Keile bewirkt werden konnte.

Ausführung: Pittel & Brausewetter, Wien (1897).

20. Schwarzabrücke in Payerbach. — Nach Abb. 448 besteht das Untergerüst wieder aus eingerammten Pfählen, die zu je vier Stück zu einem Joche zu-

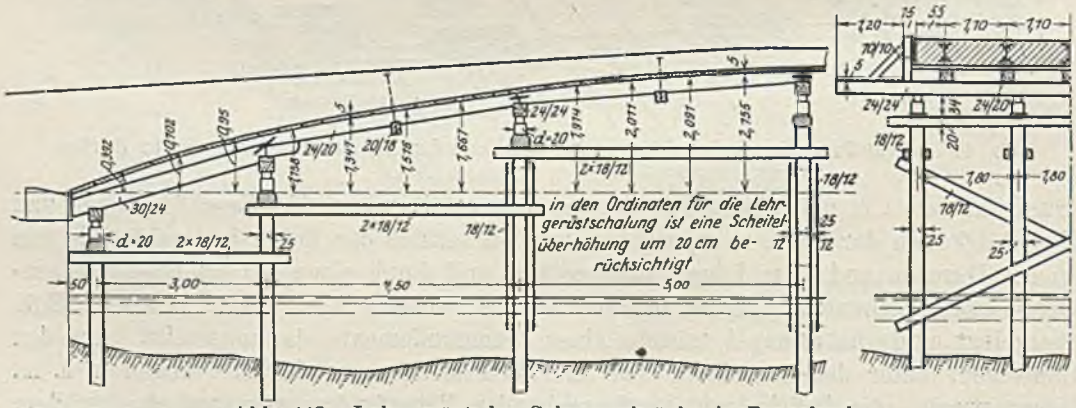


Abb. 448. Lehrgerüst der Schwarzabrücke in Payerbach.

sammengefaßt wurden. Deren Abstand nahm von 3 m am Widerlager auf 5 m in der Mitte zu.

Die Joche waren durch eine verschieden hoch liegende Kappschwelle abgedeckt, auf der die Sandtöpfe ruhten. Zur Längsversteifung waren je zwei benachbarte Joche durch Doppelzangen verbunden.

Das Obergerüst bestand lediglich aus den Hauptpfetten von 24 × 24 cm Querschnitt, die unmittelbar auf den Stempeln der Sandtöpfe lagerten, und aus zwischen diesen aufgehängten Zwischenpfetten von 18 × 20 cm Stärke, die an den Eisenbogen aufgehängt waren. Auf den Pfetten lagen die Kranzhölzer je unter einem eisernen Träger, also in Abständen von 1,10 m und trugen die 5 cm starke Bohlenschalung.

Ausführung: Pittel & Brausewetter, Wien (1902).

x) Aufgehängte Gerüsttragwerke.

21. Straßenbrücke über den Kishwaukeefluß bei Belvidere, Illinois, V. St. A.[1]). — Die Brücke besteht aus vier Öffnungen von je 24,70 m Weite und das Tragwerk einer jeden Öffnung aus zwei stabförmigen Bogenrippen. Mit Rücksicht auf das Hochwasser wurde bei der Ausführung der Brücke auf feste Gerüste verzichtet und statt dessen eine bogenförmige Lehre aus Eisenbeton verwendet, welche von dem Kämpfer her gegen den Scheitel in 17 einzelnen Stücken vorgebaut wurde, die bis zum Schluß im Scheitel einstweilen von Drahtseilen gehalten wurden. Wie Abb. 449 zeigt, haben die Stücke ⊔-Form, sie wurden mit den Stirnen gegeneinander versetzt, so daß sie insgesamt einen trogförmigen Kasten bildeten, in welchen der Beton für die Rippen eingestampft wurde. Die Stücke waren 1,25 m lang und 0,76 m breit sowie 0,90 bis 1,30 m hoch entsprechend der Zunahme der Höhe der Rippen nach dem Kämpfer, die Bodenstärke betrug 10 cm und die Wandstärke 7,5 cm. Die Stücke waren leicht bewehrt und wurden im Mischungsverhältnis 1 : 3 : 4 stehend in eisernen Formen, von denen 10 Stück

Abb. 449. Schalstücke aus Eisenbeton für die Belviderebrücke.

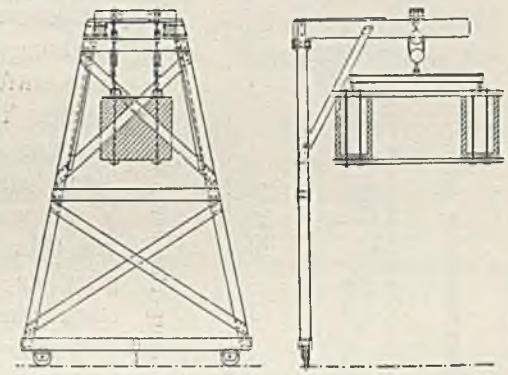


Abb. 450. Laufkran zum Versetzen der Schalung für die Belviderebrücke.

nötig waren, hergestellt. An denjenigen Stellen, wo Querträger hereinkamen, waren die nötigen Öffnungen durch Holzstücke ausgespart.

Zur Aufstellung der Lehren wurde eine leichte Pfahljochrüstung hergestellt, auf welcher ein die Brücke portalartig überspannender Kran lief (Abb. 450), mittels dessen die genannten Formstücke paarweise, d. h. die entsprechenden Stücke für beide Bogenrippen gleichzeitig, vom Kämpfer her gegen den Scheitel fortschreitend eingebaut wurden. Die Formstücke wurden zu diesem Zweck durch Überlegen von Querhölzern über den Boden und die obere offene Seite und Verbinden derselben mit je zwei Schraubenbolzen

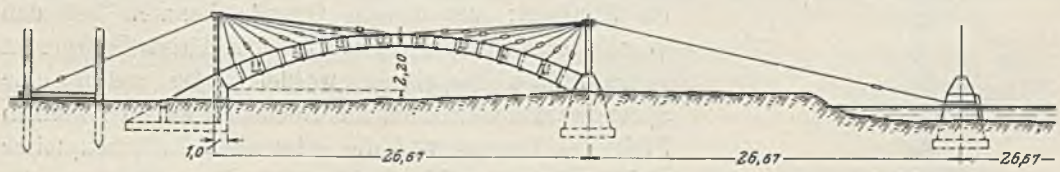


Abb. 451. Verankerung der Schalstücke für Herstellung der Belviderebrücke.

[1]) Eng. Rec., September 1906, S. 237; D. Bztg., Zementbeilage 1906, S. 73.

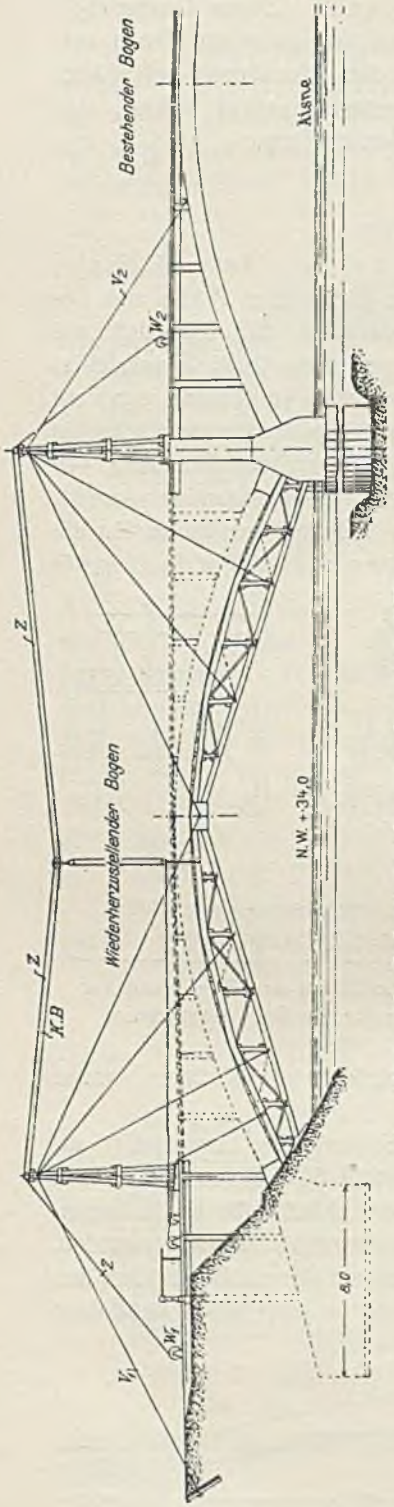


Abb. 452. Lehrgerüst der Aisnebrücke bei Vic-sur-Aisne.

zu einem einheitlichen Versatzstück ausgebildet. Zur Verbindung mit dem Nachbarstück waren in den verdickten Ecken der Formstücke kurze Gasrohrstücke einbetoniert, in welche Dübel eingriffen. Nach dem Versetzen jedes Stückes wurde dasselbe an dem freien Ende durch ein 28 mm starkes Drahtseil gehalten, welches an einem auf dem Widerlager bezw. Zwischenpfeiler aufgestellten Bockgerüst aufgehängt war, das seinerseits wieder mit einem Rückhalte-Drahtseil von 35 mm Stärke nach rückwärts verankert war (Abb. 451).

Um das Scheitelstück bequemer einsetzen zu können, wurden die Stücke schon vom Kämpfer her etwas steiler als planmäßig angelegt, so daß die Öffnung im Scheitel etwas größer war als das einzusetzende Stück. Mit Hilfe von Spannschlössern, welche in die Aufhänge- und Rückhaltseile eingeschaltet waren, konnten dann die beiden Bogenhälften etwas abgelassen werden, bis die Formstücke zur Anlage kamen und sich die Lehre unter der bogenförmigen Wirkung von selbst trug, worauf die Verankerungsseile entfernt und bei der nächsten Öffnung verwendet werden konnten. Zur Ermöglichung einer leichteren Drehung des Lehrbogens war in der Kämpferfuge eine 3 mm starke Bleiplatte eingelegt worden. Auf diese Weise wurden erst die Lehren der Rippen in allen vier Öffnungen aufgestellt, ehe man an die Betonierung ging, da die Pfeiler für den einseitigen Schub nicht stark genug gewesen wären.

Die Aufstellung der Bogenlehren und deren Abbau für eine Öffnung erforderte im Durchschnitt drei Tage, wobei nur ungeübte Arbeiter Verwendung fanden.

Es wird noch angefügt, daß die Eisenbetonlehre, trotzdem sie mit hervorstehenden Eisen in dem Beton der Bogenrippe verankert ist, bei der Berechnung der Tragfähigkeit der letzteren nicht in Rechnung gezogen ist.

22. Aisnebrücke bei Vic-sur-Aisne[1]). — Bei dieser aus zwei Eisenbetonbogen von 32,5 m Spannweite bestehenden Brücke wurde die eine Öffnung während des Krieges zerstört und lagen deren Trümmer im Flußbett; aus diesem Grunde konnten bei den Wiederherstellungsarbeiten für das nötige Lehrgerüst keine Pfähle geschlagen werden. Da weiter eine Sprengwerkkonstruktion mit Rücksicht auf den kleinen Pfeil des Bogens und die schwachen Zwischenpfeiler nicht ratsam erschien, entschloß man sich dazu, die

[1]) Gén. Civ. 1920, Nr. 25; D. Bztg., Zementbeilage 1921, S. 25; s. a. B. T. 1927, Heft 10 Wiederherstellung massiver Bogenbrücken.

Schalung samt Lehre an Drahtseilen aufzuhängen, welche über vorübergehend auf Widerlager und Mittelpfeiler errichtete hölzerne Bockgerüste liefen und einerseits hinter dem Widerlager in eine im Untergrund eingebaute Eisenbetonplatte, anderseits an dem stehengebliebenen Bogen verankert wurden (Abb. 452). Über die genannten Bockgerüste führte außerdem noch eine Kabelbahn zur Aufstellung der Lehren und zur Baustofförderung.

Da jede der beiden Bogenrippen von zwei Lehren getragen wurde, so waren insgesamt vier Lehrbogen nötig, die an 24 Kabeln aufgehängt waren. Jede Lehre bestand aus zwei je vom Kämpfer zum Scheitel reichenden Teilen, die einerseits am Ufer, anderseits auf der Fahrbahn des stehengebliebenen Bogens liegend zusammengebaut und sodann mittels der Laufkatze der Kabelbahn gegen die Mitte bewegt und abgelassen wurden. Die Verankerungen waren hierbei schon an der Lehre befestigt und auch deren entsprechende Länge abgepaßt, so daß die Lehren nunmehr durch die Kabel gehalten wurden. Die Lehren jeder Bogenhälfte wurden dann nach der Quere ausgesteift, blieben aber während der Herstellung der Schalung und des Verlegens der Eisen voneinander unabhängig, wirkten daher nicht als Sprengwerke.

Nachdem die Lehren aufgestellt waren, zeigten dieselben im Scheitel eine Senkung von 7 cm, die vor Ausführung der Betonierung durch Ankeilen bis auf 2,5 cm zurückgeführt wurde. Da ferner eine teilweise Wirkung der Lehre als Dreigelenkbogen angenommen werden mußte, wurden die Felder der Lehren nachträglich noch mit Diagonalen in Holz und Eisen ausgesteift.

Zur Ermöglichung der Ausrüstung der Bogen waren die doppelten Verankerungskabel hinter der Eisenbetonverankerungsplatte schleifenförmig zusammengeführt. In der Rundung der Schleife steckte ein halbrundes Holz und zwischen diesem und der Ankerplatte ein Doppelkeil. Man konnte so, nachdem die nachträglich im Scheitel angebrachten Keile herausgeschlagen waren, die Verankerungskabel nachlassen und die Bogenrippen ausrüsten[1]).

b) Lehrgerüste für Wölbtragwerke des Hochbaues.

α) Hallenbauten.

23. Bahnhofhalle der städtischen Straßenbahn in der Waltherstraße in Dresden. — Als Tragwerk dieses Hallenbaues sind auf Säulen ruhende Zweigelenk-

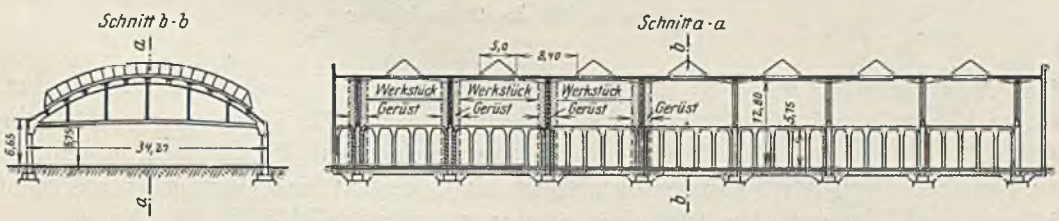


Abb. 453. Bahnhofhalle der städtischen Straßenbahn in der Waltherstraße in Dresden.

bogen mit Zugband verwendet worden, deren Spannweite 33,52 m beträgt bei einer Pfeilhöhe von 6,60 m und die in Abständen von 13,4 bezw. 13,75 m angeordnet sind[2]) (Abb. 453).

[1]) Eine Reihe bemerkenswerter älterer Beispiele ausgeführter Lehrgerüste für Balken- und Bogenbrücken findet sich auch im Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., II. Bd., S. 266 u. f. sowie VII. Bd., S. 123 u. f., ferner in Zeitschriftenschau f. d. ges. Bauingenieurwesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin) unter dem Stichwort VII l. Lehrgerüste. — [2]) S. a. B. I. 1927, S. 198.

Da es dringend geboten war, in wirtschaftlicher Hinsicht bis an den Rand des Zulässigen zu gehen, so wurde ein Teil der Konstruktionsglieder werksteinmäßig, d. h. auf dem ebenen Boden hergestellt und fertig versetzt. So wurden — abgesehen von den Randpfetten, die an Ort und Stelle hergestellt wurden — die Pfetten bis auf ein kleines Stück an den Enden als fertige Werkstücke angefertigt und mit einem in der Achse der Halle aufgestellten Derrickkran verlegt. Desgleichen wurden die zwischen den Pfetten liegenden Dachplatten als fertige 3 m lange Werkstücke aus Eisenbeton mittels eines Holzbocks versetzt.

Zur Einrüstung der an Ort und Stelle zu betonierenden 85 cm hohen und 40 cm breiten Bogenbinder wurden unter dieselben je zwei Lehrgerüstbinder im Abstand von

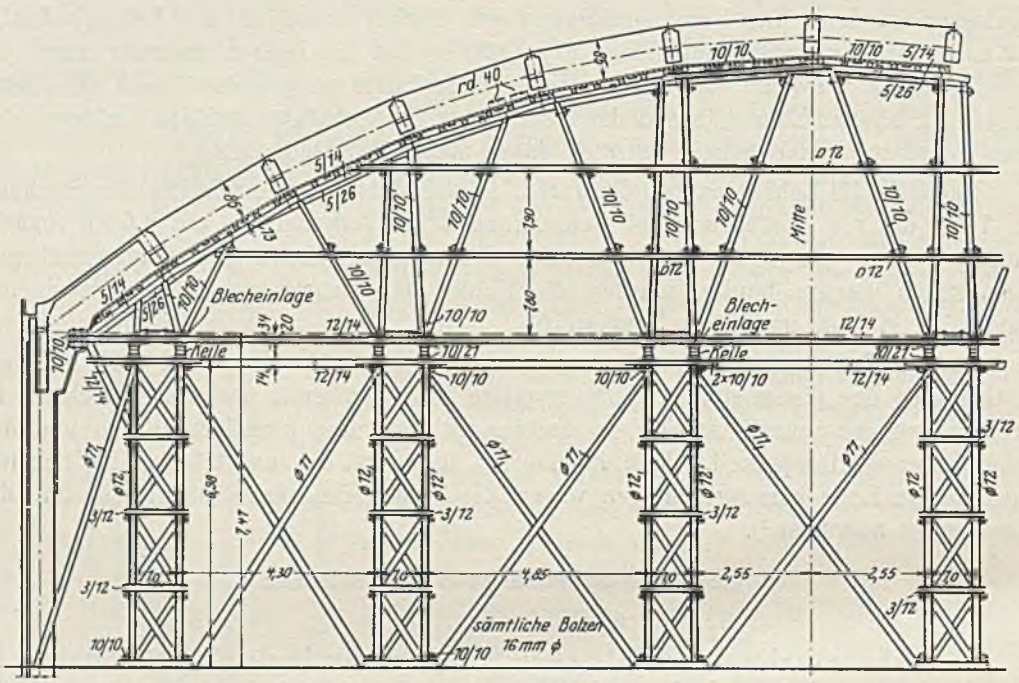


Abb. 454. Bahnhofhalle der städtischen Straßenbahn in der Waltherstraße in Dresden. Lehrgerüst für die Bogenbinder.

0,80 m aufgestellt, die aus einem bis auf Kämpferhöhe reichenden unteren und einem hiervon durch Ausrüstungskeile getrennten oberen Teil zusammengesetzt sind (Abb. 454). Während das Untergerüst im wesentlichen aus Rundhölzern besteht, die zu einzelnen Gerüsttürmen zusammengesetzt sind, besteht das Obergerüst aus Kanthölzern und ist nach dem einfachen Strebensystem ausgebildet.

Da die untere und obere Begrenzung der Bogenrippen nach dem Vieleck verläuft und damit aus einzelnen geraden Stücken besteht, so konnte die Bodenschalung aus längs, d. h. in der Richtung der Bogenrippe laufenden Brettern hergestellt werden, die zu diesem Zweck mittels Laschen zu 3 m langen und 90 cm breiten Brettafeln zusammengesetzt und auf Querhölzern aufgelegt wurden, die auf den Kranzhölzern der beiden Lehrgerüstbinder ruhten. Derartige Schaltafeln, welche sich nach oben leicht konisch verbreiterten, wurden auch für die Seitenschalung der Bogenrippen angefertigt und auf der Bodenschalung aufgestellt.

Zur Einschalung der Auflagerenden der Eisenbetonpfetten und zur Auflagerung der Pfettenwerkstücke wurde je neben die genannten Lehrgerüstbinder in 1,95 m Abstand ein weiterer Lehrgerüstbinder aufgestellt, dessen Streben nicht wie sonst üblich

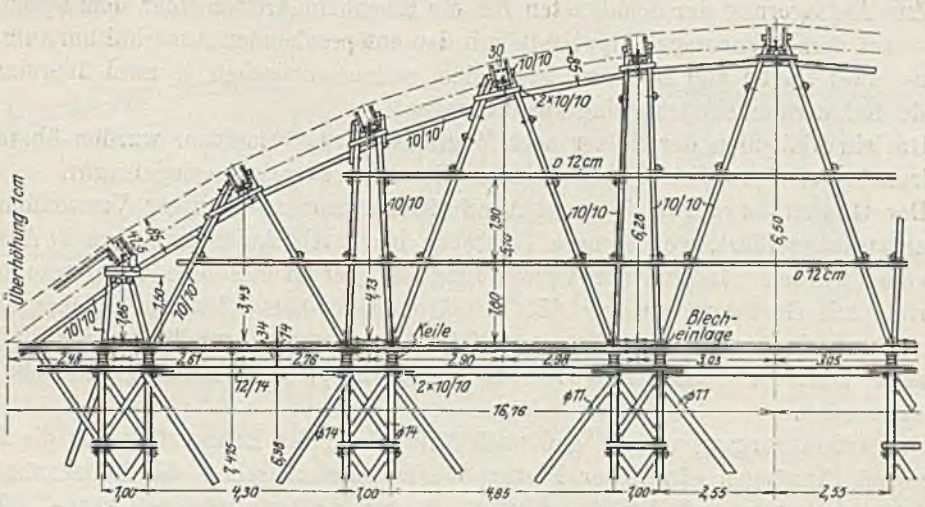


Abb. 455. Bahnhofhalle der städtischen Straßenbahn in der Waltherstraße in Dresden. Äußeres Lehrgerüst zur Auflagerung der Pfetten.

oben am Kranzholz zusammenliefen, sondern unter Bildung einer Gabel so weit auseinanderstanden, daß der Schalkasten für die Herstellung der Eisenbetonpfetten dazwischen versenkt werden konnte (Abb. 455).

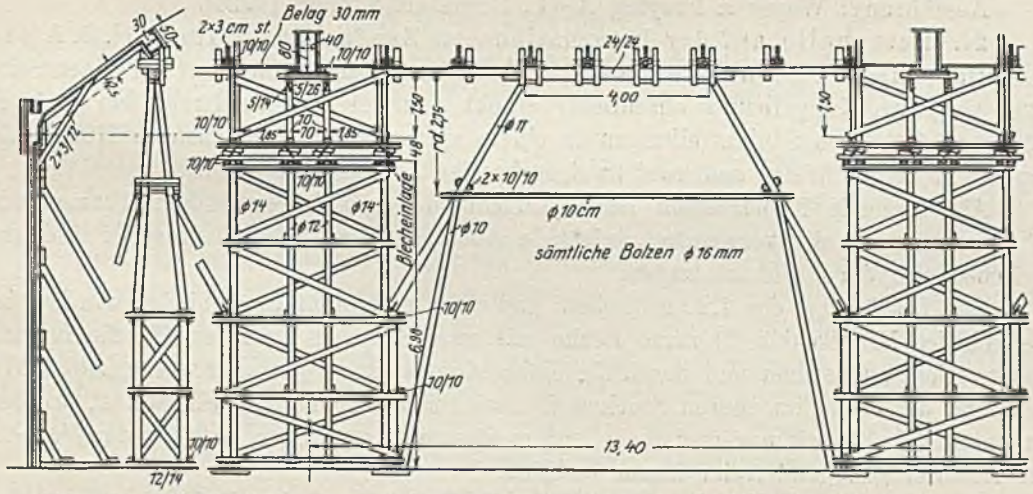


Abb. 456. Bahnhofhalle der städtischen Straßenbahn in der Waltherstraße in Dresden. Abstützung und Einschalung der Randpfetten mit Dachplatte.

Die Randpfetten wurden wie bereits erwähnt an Ort und Stelle in Schalung betoniert. Hierzu wurden sechs weitere Punkte der Schalkasten mit Hilfe von Sprengwerken nach den beiden zugekehrten Lehrgerüstbindern abgestrebt, wobei die Ständer von der Einmündung der Streben ab durch einen danebengestellten weiteren Ständer verstärkt wurden (Abb. 456).

Zum Zwecke der Erhöhung der seitlichen Stabilität der erwähnten Sprengwerke wurden an den Sprengstreben etwa in halber Höhe derselben nach außen und auf den Erdboden laufende Streben angesetzt.

Zur Auflagerung der Schalkasten für die Eisenbetonpfetten über dem Sprengwerk wurden auf dem Spannriegel Ripptafeln mit den entsprechenden Ausschnitten aufgesetzt, die aus zwei Lagen von Brettern bestanden, welche zwischen je zwei übereinanderliegende Rahmschenkelstücke eingespannt waren.

Um ein Einbeißen der Hölzer nach Möglichkeit zu vermeiden, wurden überall da, wo Hirnholz auf Schwellen zu stehen kam, Blechzwischenlagen eingebracht.

Der Gesamtbau wurde in zwei Abschnitten unter zweimaliger Verwendung der Lehrgerüste ausgeführt, welche nach Gebrauch im 1. Abschnitt nach dem 2. Abschnitt verschoben wurden. Infolge der Verwendung fertiger Werkstücke kam man für ein Binderfeld mit Gerüsten von nur 150 m² Grundfläche aus. Da vier solcher Gerüste verwendet wurden, so mußte für die 3800 m² messende Grundfläche der zu überdeckenden Halle $4 \times 150 \times 2 = 1200$ m², d. i. 32% der Gesamtgrundfläche, eingerüstet werden.

Der Arbeitsvorgang war so, daß nach Aufstellung der Lehrgerüste für die Bogenbinder und Einhängen sämtlicher Pfetten-Werkstücke zwischen die Lehrgerüstbinder der Bogen zusammen mit den Anschlußstellen der Pfetten betoniert wurde. Hierauf wurden die Dachplatten verlegt aber nicht vergossen. Dann nahm man die Sprengung des Zugbandes vor, wodurch sich die Keile des Lehrgerüstes leicht lockern ließen und so der obere Teil des Gerüstes einfach abgenommen werden konnte. Sodann wurden die Zugbänder und Hängestangen ummantelt und gleichzeitig das Vergießen der Dachplatten vorgenommen, und schließlich wurde das entlastete Lehrgerüst zur Verwendung im zweiten Bauabschnitt um etwa 50 m verschoben.

Ausführung: Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt a. Main (1925).

24. Betonhalle auf der Internationalen Baufachausstellung (I. B. A.) in Leipzig. Linke Seitenhalle[1]). — Der Hallenbau, welcher sich auf der einen Seite eines zentralen Kuppelbaues anschließt, erhebt sich bei rd. 24 m Breite bis zu 11 m Höhe und ist durch Säulenstellungen in ein in voller Höhe durchgehendes Mittelschiff von 9,5 m lichter Weite und zwei zweigeschossige Seitenschiffe geteilt.

Als tragende Konstruktion sind Rahmenbinder mit bogenförmigen Tramen von 22,12 m lichter Weite verwendet, welche in Abständen von 4,7 m hergestellt sind und zwischen sich die Dachhaut tragen.

Zur Einrüstung der 1,20 m hohen und 0,60 m breiten Bogenbinder wurden im Bereich des Mittelschiffs hölzerne Böcke mit zwei Ständern untergestellt, die in zwei Stockwerken angeordnet und durch Keileinlagen voneinander getrennt waren (Abb. 457). Während die Joche im oberen Stockwerk etwa 1 m auseinandergestellt waren, wurden im unteren Stockwerk nur drei Joche in 3 m Abstand gestellt, so daß für den Verkehr der Arbeiter genügend freier Raum verblieb.

Da hiernach die Ständer ziemlich große Drücke auf den Boden zu übertragen hatten, so mußten die letzteren durch eine doppelte Bretterlage sowie Verteilungshölzer und Schwelle auf eine genügend große Fläche verteilt werden.

Die Schalung für die Dachhaut wurde mittels Sprengwerk auf die etwas vorstehende Fußschwelle der benachbarten Gerüstböcke abgestützt, wobei die Streckbalken an den Enden auf kurzen Pfosten auflagerten, die auf den vorkragenden Enden der Holme der Gerüstböcke aufgestellt waren.

[1]) S. a. Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., XII. Bd.: Dischinger, Kuppelbauten

Über den Seitenschiffen wurden die Gerüstböcke in der gleichen Weise auf der zuvor betonierten Zwischendecke aufgestellt und auch die Dachdecke mit Sprengwerken nach den mit Steifen unterstellten eisernen Querträgern hin abgestützt.

Ausführung: Rudolf Wolle, Leipzig (1913).

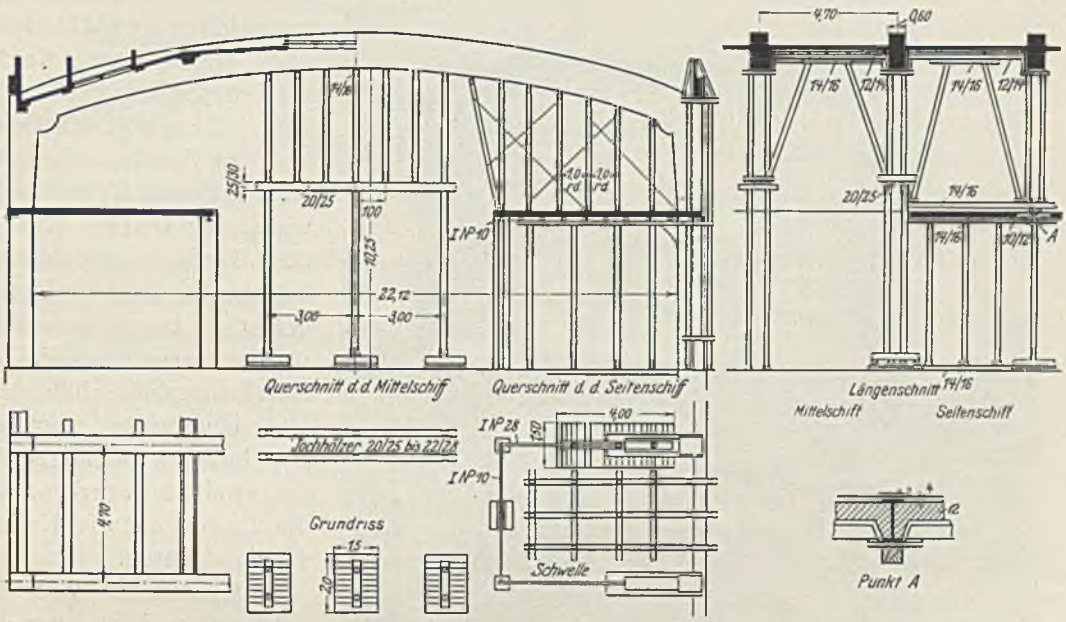


Abb. 457. Einrüstung der linken Seitenhalle der Betonhalle auf der I. B. A. in Leipzig.

β) Kuppelbauten[1]).

25. Neubau des bayerischen Verkehrsministeriums in München[2]). — Bei diesem Bau gelangten zwei Kuppeln zur Ausführung, eine innere Schalenkuppel, welche ein Rotationsellipsoid darstellt, und eine äußere Rippenkuppel von elliptischem Grundriß mit Achsenlängen von 32 bezw. 28 m bis Außenkante der Umfassungsmauern.

Für den allgemeinen Aufbau war ein äußeres Arbeits- und Versetzgerüst erforderlich. Der untere Teil desselben von 22 m Höhe war ein gewöhnliches Ständergerüst aus Rundhölzern, das mit dem Fortschreiten des Mauerwerks in die Höhe getrieben wurde. Auf diesem wurde bis zur Höhe des äußeren Kranzgesimses das eigentliche Versetzgerüst rund um die Außenmauern des Neubaues errichtet, das als abgebundenes Strebenwerk ausgebildet war und aus fünf Geschossen bestand, auf deren oberstem die Versatzkrane liefen. Die Streben dieses Gerüstes gehen jeweils durch zwei Stockwerke durch, womit eine Verbindung der einzelnen Stockwerke unter sich erreicht wird (Abb. 458).

Für die Herstellung der beiden Kuppeln sind abgebundene Lehrgerüste zur Anwendung gekommen. Da die innere Schalenkuppel eine beträchtliche Krümmung aufwies, so konnte nur eine schwache Schalung angewendet werden, welche in senkrechter Ebene verlegt wurde und auf Parallelkreispfetten ruhte, die in die Kranzhölzer

[1]) Über ein anderes neuartiges Bauverfahren für Torkretkuppeln, bei dem im Gegensatz zu dem Zeiß-Dywidag-Verfahren die Kuppel auf fahrbarer Schalung in einzelnen Sektoren torkretiert wird, und das für das Planetarium in Mannheim angewendet wurde, s. B. u. E. 1927, Heft 8, S. 156/57: Scherzinger, Neuartige Ausführung einer weitgespannten Schalenkuppel in Torkret-Eisenbeton. (Bericht über die 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins.)

[2]) B. u. E. 1914, S. 75 bis 80 und 112 bis 115 sowie Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., XII. Bd.: Dischinger, Kuppelbauten.

der Meridianbinder eingelassen waren (Abb. 459). Die Meridiankranzhölzer finden ihre Auflagerung auf vier ringsum laufenden Hauptpfettenkränzen, zu deren Unterstützung radial gestellte Gespärre aus Ständern und Streben nebst den nötigen Zangen aufgestellt waren (Abb. 460). Die wagerechten Kräfte wurden von den geschlossenen Hauptpfettenkränzen und den Zangen aufgenommen, während die senkrechten Lasten von den Streben des Gerüstes auf gewisse Stützpunkte über dem Untergerüst zusammengeführt wurden, woselbst sich die Ausrüstungskeile befanden. Das Untergerüst war ein gewöhnliches Ständergerüst mit zwei Stockwerken, das die Lasten auf die Kellerdecke übertrug.

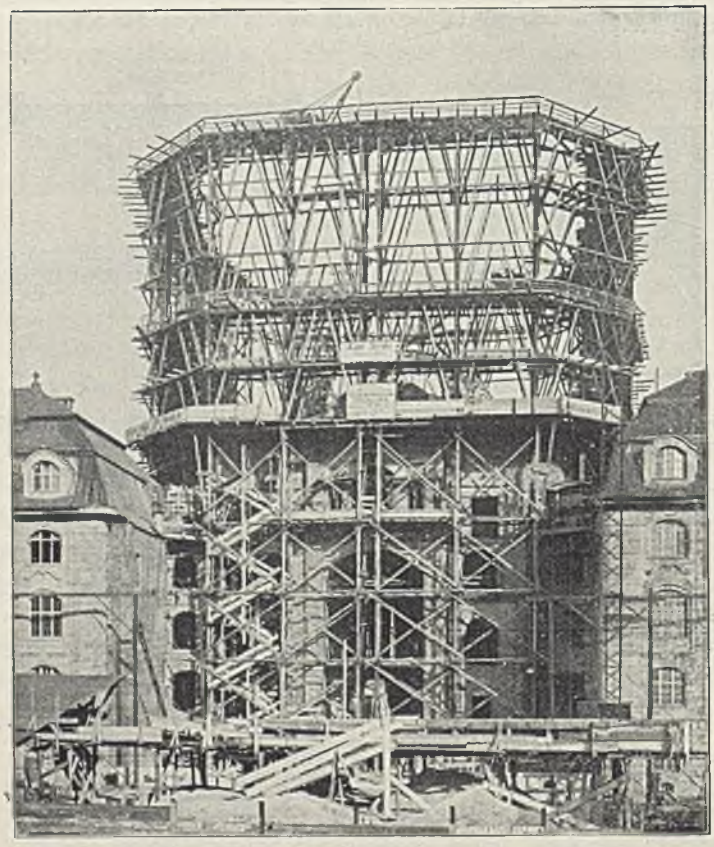


Abb. 458. Arbeits- und Versetzgerüste bei Herstellung des bayerischen Verkehrsministeriums in München.

Schwieriger war die Schalung und Rüstung der äußeren Rippenkuppel. Die Dachhaut war sehr steil und mußte daher sowohl innen als außen geschalt werden. Die Außenschalung besaß einseitige keilförmige Aufdoppelungen zur Herstellung der Verzahnung für die Dacheindeckung. Unter jeder Kuppelrippe wurde ein Meridianbinder aus Streben, Ständern und den nötigen Zangen aufgestellt. Die durchgehenden wagerechten Zangen setzten sich nach außen durch die Eisenbetonkonstruktion hindurch fort und dienten zur Aufnahme von terrassenartig aufgebauten Arbeitsbühnen für das Flechten und Betonieren der Kuppel.

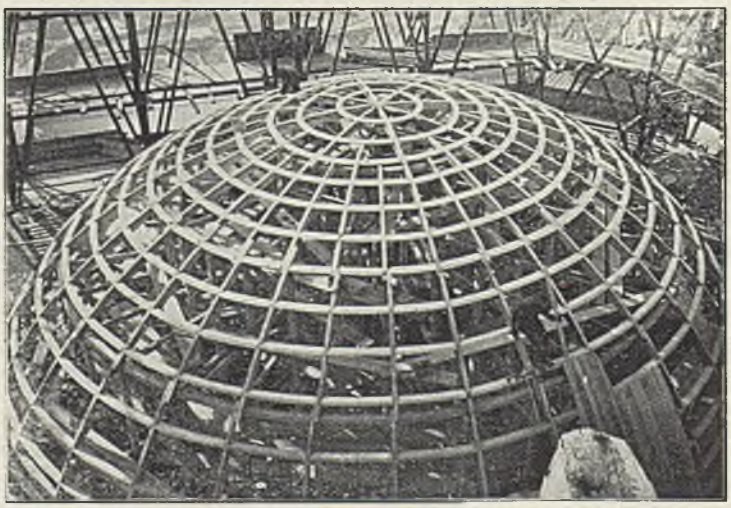


Abb. 459. Einrüstung der inneren Schalenkuppel beim bayerischen Verkehrsministerium in München.

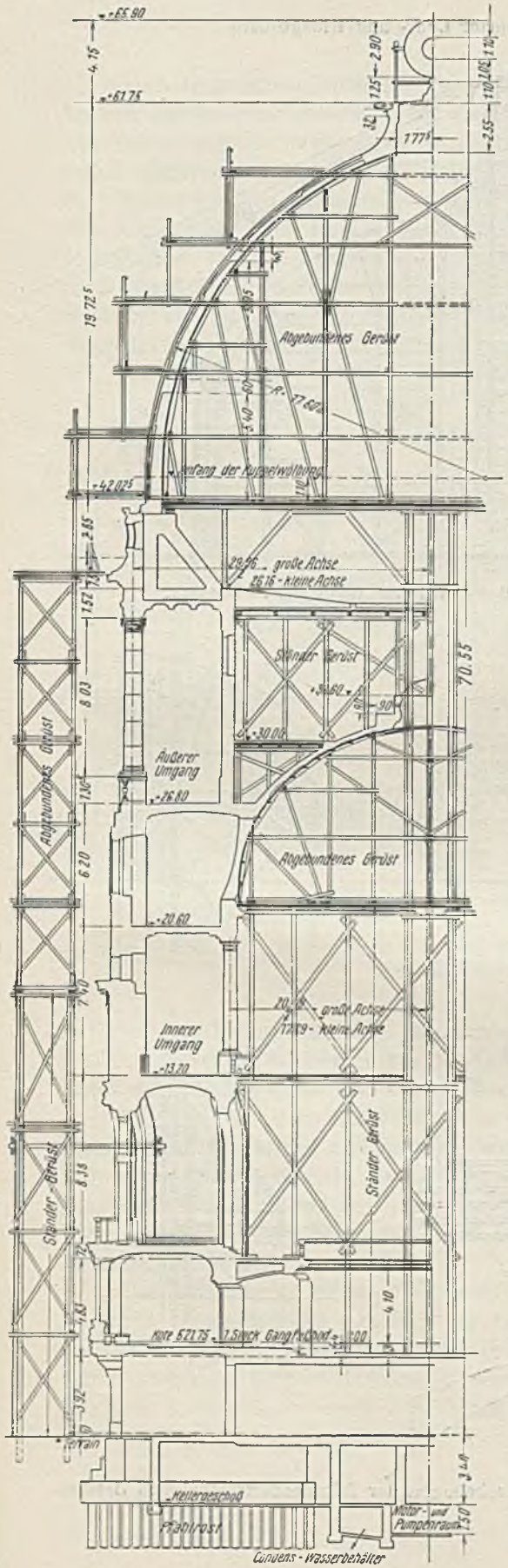


Abb. 460. Rüstungen beim Bau des bayerischen Verkehrsministeriums in München.

Da die innere Schalenkuppel bereits ausgeschalt war und man sie daher nicht weiter belasten durfte, so standen als Stützpunkte nur die äußeren und inneren Ringträger sowie eine Anzahl von Ständern zur Verfügung, die durch die Laternenöffnung der inneren Kuppel nach unten geführt wurden. Aus diesem Grunde mußten die Untergerüste der Außenkuppel in Form von radial gestellten Trapezsprengwerken ausgebildet werden, die sich einerseits auf den inneren Ringträger, anderseits auf die genannten Ständer in Kuppelmitte abstützten.

Ausführung: Karl Stöhr, München (1912).

26. Jahrhundertfesthalle in Breslau[1]). — Dieses großartige Bauwerk stellt nach Abb. 461 eine Rippenkuppel von 65 m lichter Weite vor, die auf vier großen, im Raum gestalteten Eisenbetonbogen aufsitzt.

Die Rüstung für die vier Hauptbogen wurde als Strebenwerk ausgebildet und bestand aus sieben Gerüstbindern, die 1,20 m voneinander entfernt waren (Abb. 462). Da die Bogen im Grundriß in der Krümmung lagen, gingen nur zwei dieser Gerüstbinder auf die ganze Länge durch, während außenseits drei, innen zwei Binder nur so weit geführt wurden, als es die Schalung der Bogen erforderte. Die Rüstung der Strebebogen für die an die Hauptbogen anschließenden Apsiden diente gleichzeitig zur seitlichen Abstützung der Rüstung der Hauptbogen. Zur Unschädlichmachung der wagerecht wirkenden Kräfte wurde das Lehrgerüst durch je zwei Zuganker mit Spannschlössern zusammengehalten.

Die Joche des Untergerüstes für die Hauptbogen wurden an Ort und Stelle auf dem Erdboden liegend zusammengebaut und als Ganzes mit Winden aufgerichtet.

Als Ausrüstungsvorrichtung dienten Schraubenspindeln, welche paarweise unter die unteren Knotenpunkte des Strebenwerks gestellt wurden.

[1]) Arm. B. 1914, S. 8 bis 16, 51 bis 57, 93 bis 101 und Handb. f. Eisenbetonbau. 3. Aufl., XII. Bd.: Dischinger, Kuppelbauten.

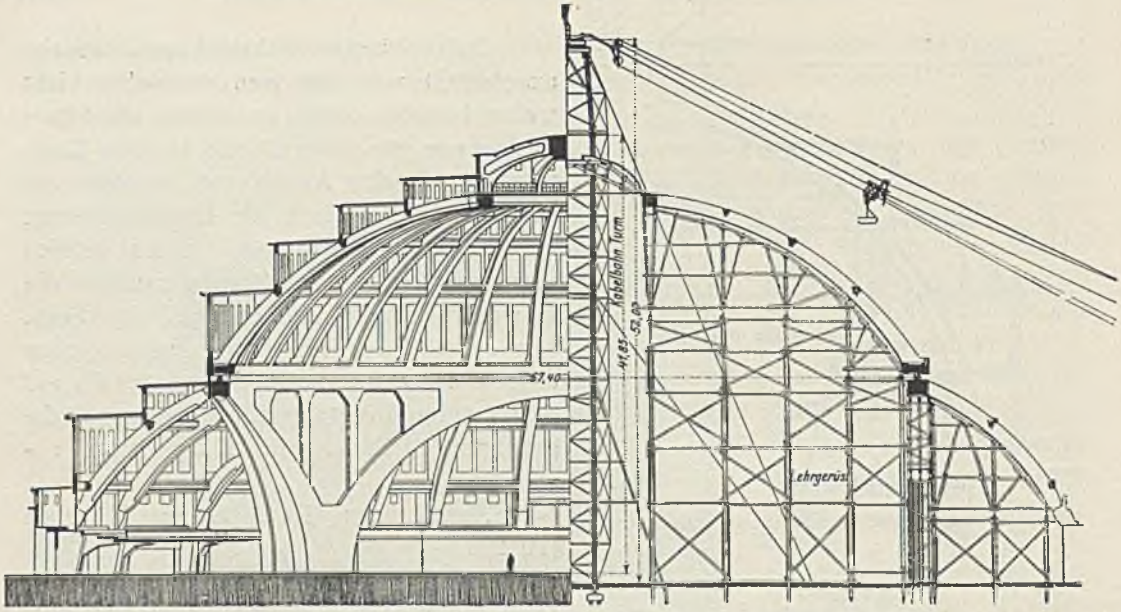


Abb. 461. Lehrgerüst für die Kuppel der Jahrhundertfesthalle in Breslau.

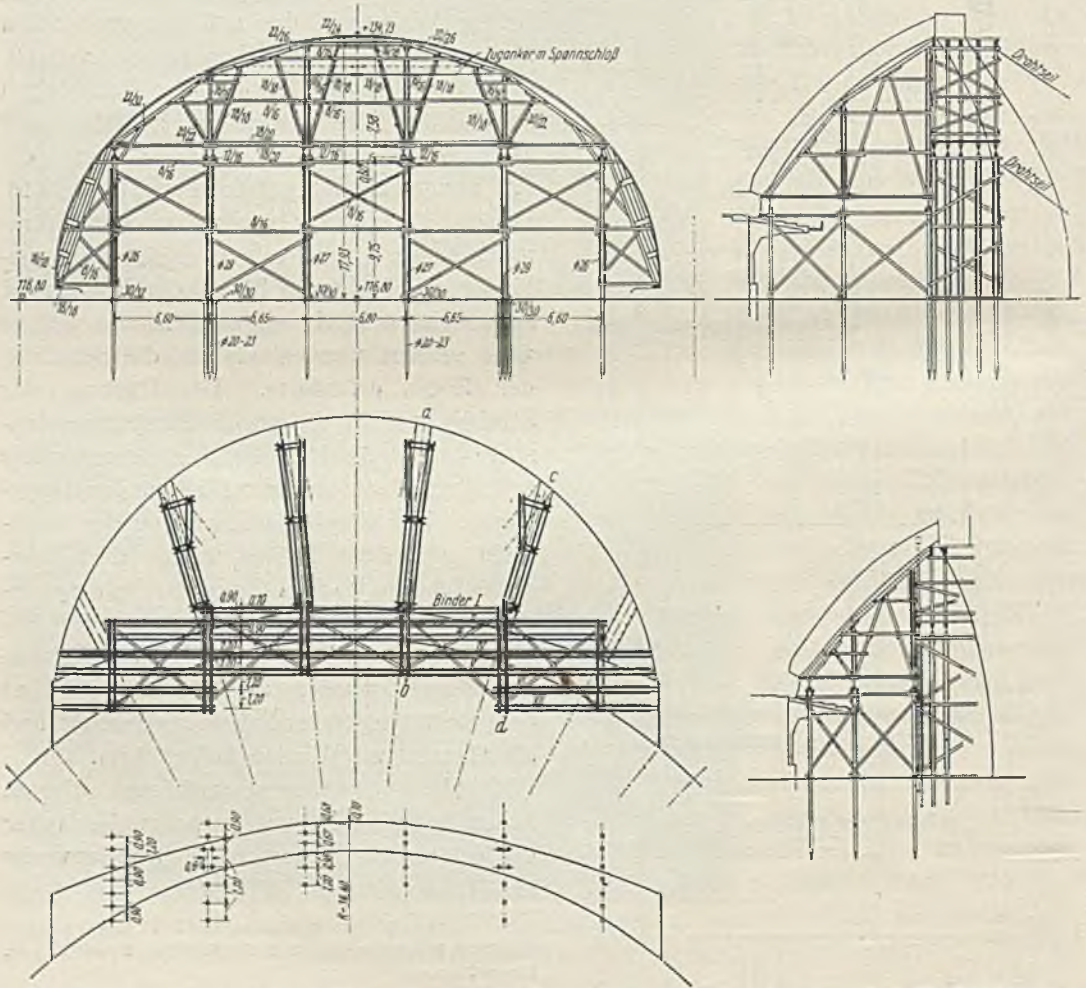


Abb. 462. Lehrgerüst für die Hauptbogen und Strebebogen der Jahrhundertfesthalle in Breslau.

Das 37 m hohe Gerüst für die Rippenkuppel bestand entsprechend der Zahl der Rippen aus 32 Meridianbindern, die im Grundriß radial angeordnet waren und wiederum aus einem oberen Strebenwerk und einem Ständerwerk als Untergerüst bestanden, welch letzteres auf gerammten Holzpfählen stand.

Zum Ausrüsten waren bei jedem Meridianbinder fünf Schraubenspindeln angeordnet. Die Kranzhölzer der Meridianrippen lagerten auf zwölf in sich geschlossenen Pfettenkränzen, die von den Streben des Obergerüstes gestützt wurden.

Die Rüstung der oberen Laternenkuppel bestand aus radial gestellten Sprengwerken, die sich auf den fertigen oberen Kuppeldruckring abstützten, so daß das Kuppelgerüst unabhängig von der Rüstung der Laterne entfernt werden konnte.

Ausführung: Dyckerhoff & Widmann A.-G., Zweigniederlassung Dresden (1912).

27. Neues Zirkusgebäude in Kopenhagen[1]). — Dieses Bauwerk ist deshalb von besonderem Interesse, weil mit Rücksicht auf andere gleichzeitig auszuführende

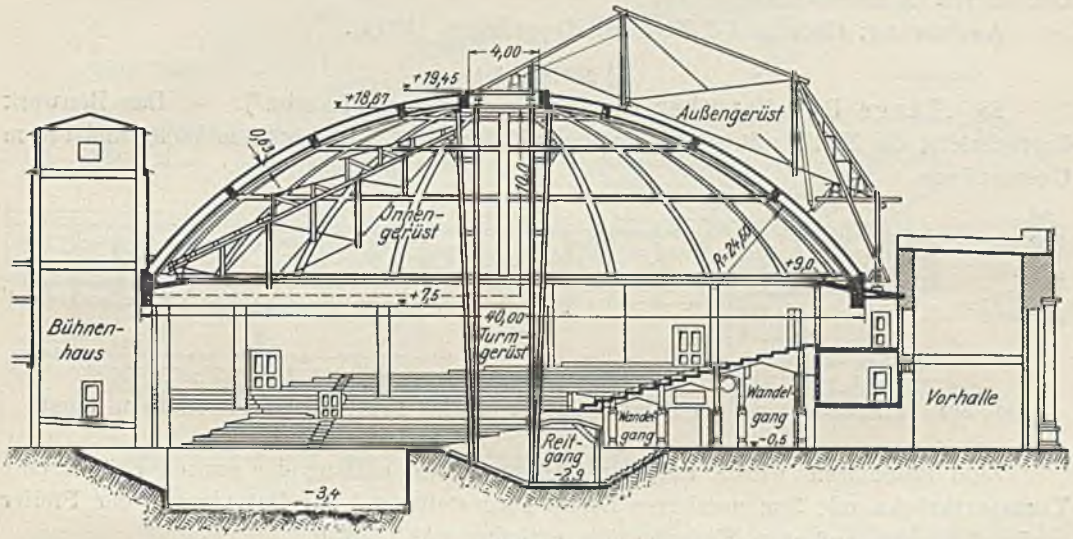


Abb. 463. Bauvorgang und Rüstung bei Herstellung der Kuppel für das Zirkusgebäude in Kopenhagen.

Arbeiten des Unterbaues und Innenausbaues kein festes Lehrgerüst zur Herstellung der Kuppel verwendet werden konnte, vielmehr nur der Einbau eines hölzernen Gerüstturms von rd. 20 m Höhe in Kuppelmitte erfolgte.

Es wurden daher die 20 Meridianrippen für die 40 m weite Kuppel zu ebener Erde liegend hergestellt und nach genügender Erhärtung versetzt. Diese Rippen haben I-förmigen Querschnitt, ein Gewicht von rd. 6 t und waren 20 m lang. Um daher die Biegungsspannungen der bei ihrer einstweiligen Lagerung als frei aufliegende Träger wirkenden Rippen zu begrenzen, war jede Rippe mit einer außerhalb angebrachten Zugstange bewehrt.

Zur Aufstellung der Rippen wurde ein hölzerner, mit Eisenschließen bewehrter Laufkran verwendet, der sich teils auf das mittlere hölzerne Turmgerüst, teils auf den starken Dachteil außerhalb des Fußringes stützte (Abb. 463). Nach zehntägiger Arbeit waren sämtliche Rippen aufgestellt, worauf die oberen Enden unter Benutzung des mittleren Turmgerüstes durch Ausführung des Laternenrings, die unteren Enden durch

[1]) Arm. B. 1915, S. 261 bis 266.

diejenige des Fußrings verbunden wurden, an welch letzterem noch eine nach innen vorkragende Eisenbetonplatte angebracht wurde. Zwischen Fuß- und Laternenring wurden drei in sich geschlossene, an Ort und Stelle in Schalung gestampfe Zwischenringe ausgeführt und in geeigneter Weise mit den Meridianrippen verbunden[1]).

Die Felder zwischen Meridianrippen und Parallelkreisringen wurden durch zwei an Ort und Stelle gestampfe Eisenbetonplatten ausgefüllt, eine innere und eine als Dachhaut dienende äußere.

Zur Herstellung der Zwischenringe und Kuppelschalen wurden vier unterhalb der Kuppel angeordnete, auf Schienen fahrbare freitragende Gerüste verwendet, wobei die obere Schiene auf einer konsolartigen Auskragung des hölzernen Mittelturmes, die untere Schiene auf der obengenannten nach innen gerichteten Auskragung des Fußringes lag

Unter Zuhilfenahme dieser eigenartigen Vorrichtungen gelang es, den ganzen Bau in vier Monaten herzustellen.

Ausführung: Christiani & Nielsen, Kopenhagen (1914).

c) Hilfsgerüste.

28. „Lange Brücke“ über die Neiße in Forst (Lausitz[2]). — Das Bauwerk überschreitet die Neiße mit sieben Dreigelenkbogen von 14,5 bis 28 m Weite und 170 m Gesamtlänge.

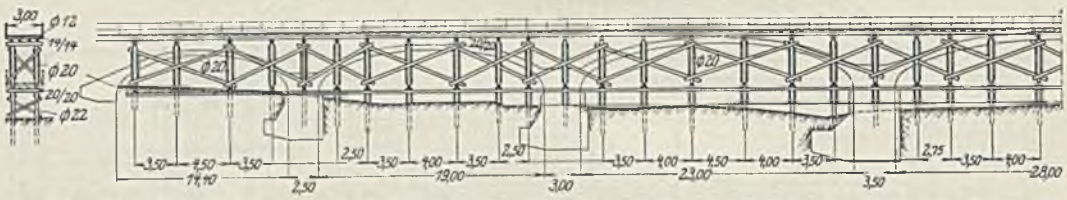


Abb. 464. Transportgerüst zur Herstellung der „Lange Brücke“ über die Neiße in Forst.

Zum Betonieren wurde auf der Oberstromseite entlang der ganzen Brücke eine Transportbrücke mit 3 m nutzbarer Breite hergestellt und zur Betonierung der Pfeiler zunächst nur bis auf etwa Kämpferhöhe errichtet (Abb. 464).

Die in Abständen von 2,50 bis 4 m gestellten, aus zwei Pfählen von 22 cm Durchm. und übergelegtem Holm bestehenden Pfahljoche wurden mit vier Streckbalken belegt, welche den auf Querschwellen ruhenden Brückenbelag trugen. Nach Fertigstellung der Pfeiler wurde die Brückendecke abgehoben, das Gerüst durch Aufstellen von Böcken auf die vorhandenen Pfahljoche um etwa 4 m erhöht und darüber der abgehobene Brückenbelag wieder aufgebracht.

Zum Hochziehen der Betonkippwagen auf die Transportbrücke war an einem Brückenende ein Fahrstuhl eingerichtet.

Ausführung: Rudolf Wolle, Leipzig (1922).

29. Neundorfer Talbrücke im Zuge der Eisenbahnlinie Gouvy–St. Vith (Belgien). Dieses Bauwerk überschreitet ein Tal mittels vier eingespannter Betongewölbe von je 20 m lichter Weite.

Eine Übersicht über die beim Bau verwendeten Hilfsgerüste und die sonstigen umfangreichen Baustelleneinrichtungen ist in Abb. 465 gegeben, während Abb. 466 u. 467 die Gerüstanlagen im Aufriß zeigen, und zwar Abb. 466 die gegen St. Vith und Abb. 467 die gegen Gouvy zu gelegene Seite.

[1]) S. a. Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., XII. Bd.: Dischinger, Kuppelbauten.
[2]) Über die Brücke selbst s. D. Bztg., Zementbeilage 1924, S. 97.

Zur Herstellung der Pfeiler, für das Versetzen der auf dem Zimmerplatz fertig hergestellten halben Lehrgerüstbinder (Abb. 468) und zur Unterstützung beim weiteren Aufbau der Gewölbe und deren Aufbauten war auf der einen Seite entlang dem ganzen Bauwerk ein Krangerüst bis wenig unter Höhe des Bogenanfangs hergestellt. Dasselbe war in zwei Stockwerken aufgebaut, wovon das untere als Ständerwerk mit 4,3 m auseinandergestellten dreipfostigen Böcken ausgebildet war, die wegen der großen zu übertragenden Lasten auf eingerammte Pfähle gestellt wurden, während das obere Stockwerk als Strebenwerk hergestellt wurde. Dieses Krangerüst nahm einen auf Gleisen laufenden 40 t schweren Turmdrehkran mit 2,80 m Spurweite und außerdem noch eine Transportbahn mit 0,90 m Spur sowie ein Patentgleis von 0,60 m Spur zur Bedienung der beiden Turmdrehkrane auf, wobei der Beton auf Plattformwagen in

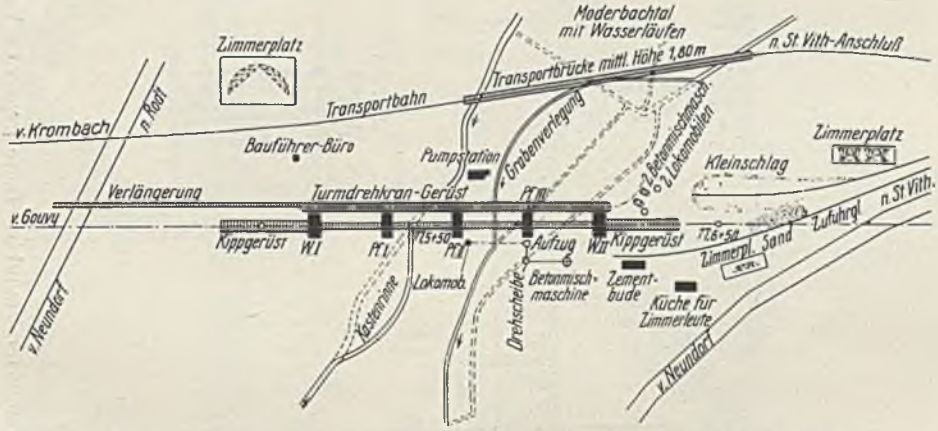


Abb. 465. Baustelleneinrichtungen bei der Herstellung der Neundorfer Talbrücke.

Kübeln angefahren wurde, die vom Ausleger des Krans ergriffen und an der Verwendungstelle entleert wurden.

Die Betonierung der Gewölbe und des Aufbaues geschah in der Hauptsache von einem in der Brückenachse aufgestellten fliegenden Gerüst aus, das auf die drei mittleren Lehrgerüstbinder des Gewölbes abgestützt wurde und dessen Fahrbahn sich etwa 2 m über dem Gewölbescheitel befand. Dieses Gerüst nahm ein 0,60 m-spuriges Gleis mit langer Ausweiche für die leeren Wagen auf. Das Zubringen des Betons erfolgte durch einen an der Schmalseite eines Brückenpfeilers errichteten etwa 23 m hohen senkrechten Aufzug, wobei die mit Beton gefüllten Kippwagen bis auf Fahrbahnhöhe des fliegenden Gerüstes aufgezogen und durch ein kurzes Stichgerüst und die nötigen Drehscheiben auf dieses geschoben wurden.

Zur Anschüttung der hohen Rampen an den Brückenenden wurden besondere zweigleisige Kippgerüste zum Befahren mit Lokomotiven von 18 t Dienstgewicht hergestellt, welche teils auf dem Erdboden, teils auf dem fertigen Widerlagermauerwerk aufstanden. Auf der in Abb. 466 dargestellten Seite gegen St. Vith bestand das Kippgerüst aus hölzernen, nach unten auseinanderlaufenden Gerüstpfeilern, die in 9 m Abstand aufgestellt und mit hölzernen Fachwerkträgern überdeckt waren.

Für die Ausführung der Dammschüttung auf der Seite gegen Gouvy, wo der gewachsene Boden erheblich niedriger lag als auf der anderen Seite, wurde zuerst ein Kippgerüst in der Verlängerung des Gerüstes für den Turmdrehkran hergestellt, das aus vierpfostigen, auf Rammpfählen aufgestellten und in 3 m Abstand gestellten Böcken

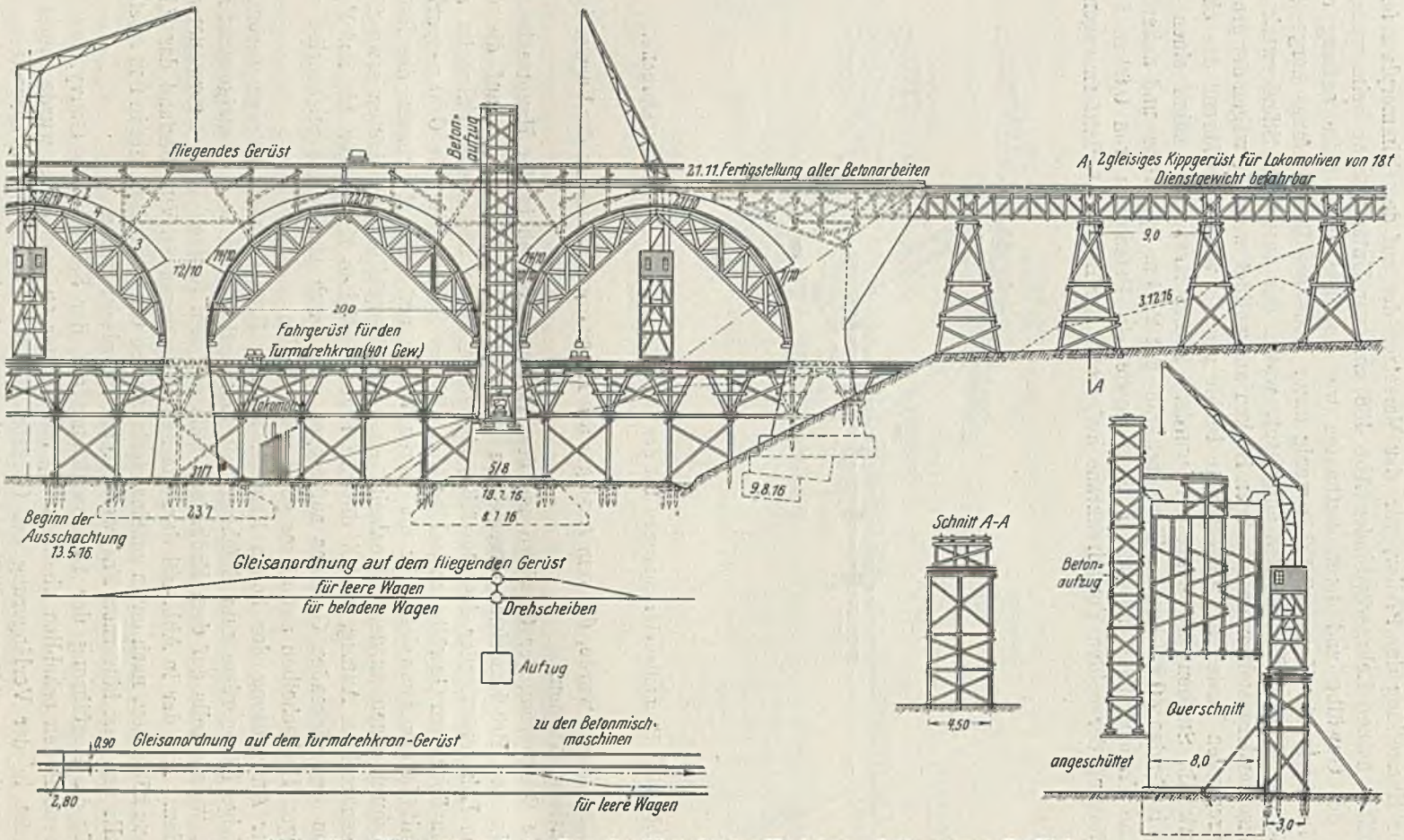


Abb. 466. Hilfsgerüste beim Bau des Neundorfer Viadukts. Seite gegen St. Vith.

bestand, welche in der Längenrichtung des Gerüstes zu je vieren mit Andreaskreuzen verbunden waren.

Ausführung: Baugesellschaft C. Kallenbach, Hamm (Westfalen) (1915/16).

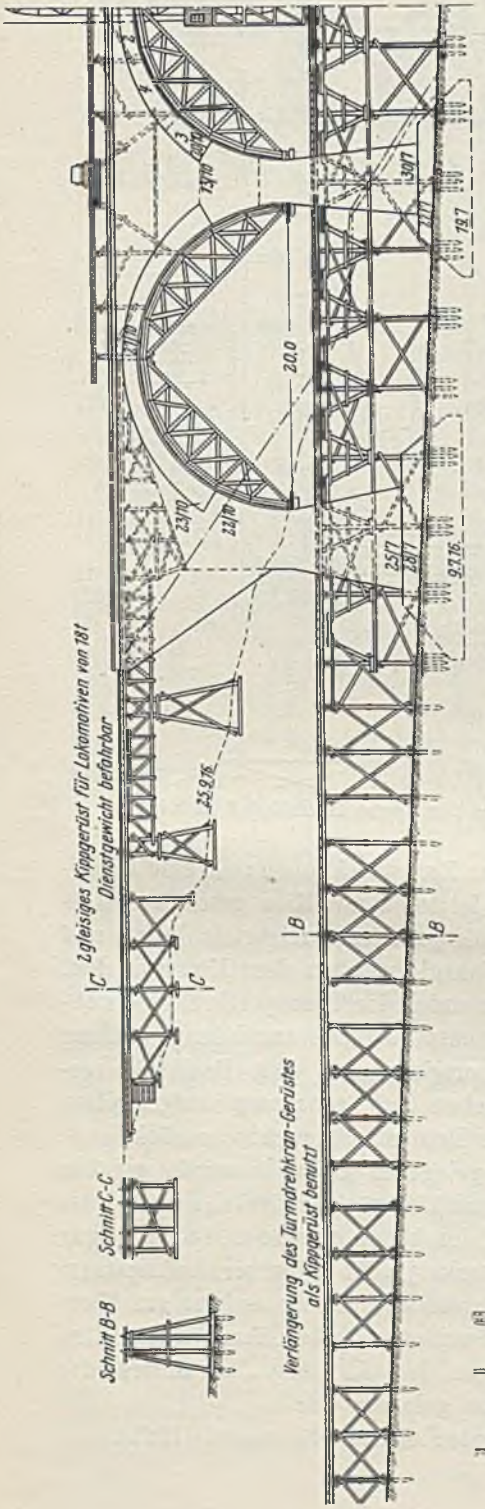


Abb. 467. Hilfsgerüste beim Bau des Neundorfer Viadukts. Seite gegen Gouvy.

30. Kokskohlenturm für Zeche Hannibal I in Essen. — Die Hilfsgerüste zur Herstellung dieses Bauwerks sind in Abb. 469 dargestellt.

Da wegen des Zechenbahnhofs zur Lagerung der Baustoffe und für die Arbeitsplätze neben dem herzustellenden Objekt nicht genügend Platz vorhanden war, so wurden die nötigen Einrichtungen jenseit des Zechenbahnhofs in etwa 80 m Entfernung vom Bauwerk angelegt. Dieser mußte daher mit einer ebenso langen Transportbrücke überschritten werden, welche über die Lichtraumprofile der Bahn hinwegführte.

Soweit möglich, wurden Ständer gestellt und als Streckbalken I-Träger übergelegt, wo dies nicht möglich war, weil die Lichtraumprofile der Bahn hierfür keinen Platz übrigließen, wurden die freien Räume mit Hilfe von Hängewerken von 7,4, 10 und 12,6 m Lichtweite überbrückt. Die Brücke hatte eine nutzbare Breite von 4,5 m und nahm zwei Gleise von 0,60 m Spur je für die leeren und vollen Wagen auf.

Die Zufuhr der Rohstoffe erfolgte auf einem normalspurigen Baugleis, das am Kopf der Transportbrücke senkrecht zu derselben hinlief. An dieses gruppierten sich auf der dem Bahnhof abgelegenen Seite der Kieslagerplatz, das Eisenlager mit Biege- und Schneideeinrichtung, der Zimmer-

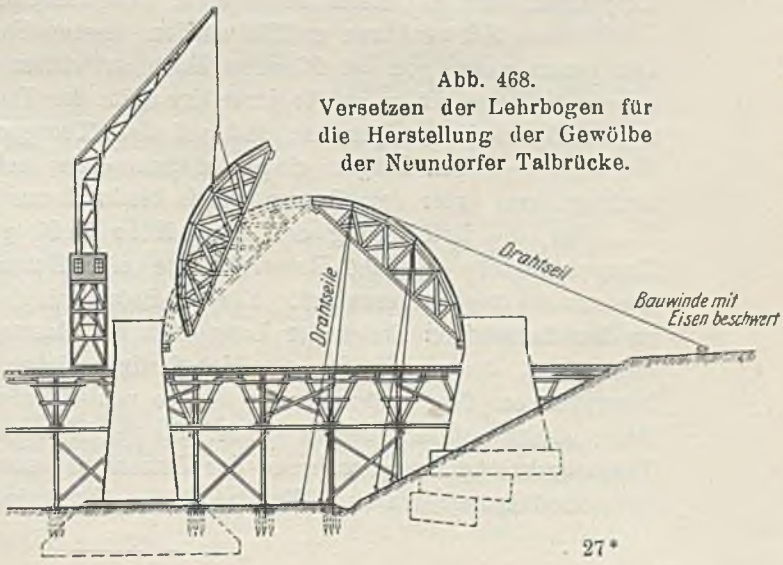


Abb. 468.
Versetzen der Lehrbogen für die Herstellung der Gewölbe der Neundorfer Talbrücke.

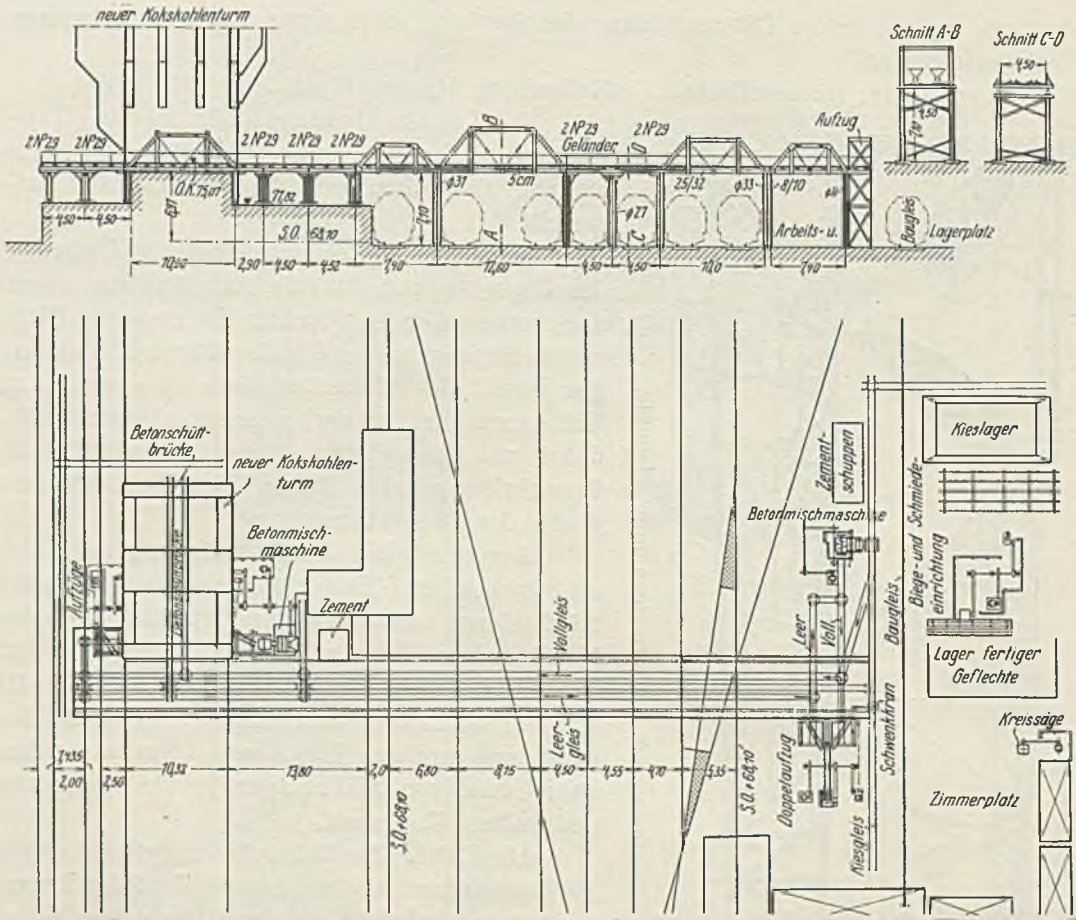


Abb. 469. Hilfsgerüste zum Bau des Kokskohlenturms für Zeche Hannibal I in Essen.

platz mit Kreissäge, während auf der anderen Seite der Zementschuppen und eine Betonmischmaschine aufgestellt war. Die Versorgung der letzteren mit Kies geschah mittels Kippwagen, die auf einem besonderen, dem Baugleis parallelen Kiesgleis liefen und durch einen Schwenkkran gefüllt wurden, dessen Fahrgleis neben dem Kiesgleis lief. Der Beton wurde von der Mischmaschine auf einem unter der Transportbrücke durchgehenden Gleise einem an die jenseitige Seite der Transportbrücke angelehnten Aufzug zugeführt, in diesem gehoben und auf dem Transportgleis nach dem Bauwerk verführt. Die leeren Wagen gingen mittels eines neben dem genannten aufgestellten Aufzugsturms unter dem Transportgleis hindurch zur Betonmischmaschine zurück.

Für die Betonierung der unter Höhe 75,07 gelegenen Bauteile wurde von der Transportbrücke in Höhe Bauwerksmitte eine Betonschüttbrücke ebenfalls mit zwei Gleisen senkrecht abgezweigt. Für die Betonierung der höher gelegenen Bauteile war an den diesseitigen Enden der Langseiten des Bauwerks je ein hölzerner Aufzugsturm angeordnet, von denen der eine den fertigen Beton von der Mischmaschine am Kieslagerplatz empfing, während der andere von einer weiteren, neben ihm aufgestellten Betonmischmaschine versorgt wurde, die den Kies von dem Kieslagerplatz mittels der Transportbrücke bezog, während der Zement nebenan gelagert war.

Ausführung: Wayss & Freytag A.-G., Zweigniederlassung Düsseldorf (1921).

POLITECHNIKA ŚLĄSKA BIBLIOTEKA GLIWICE

NAMEN- U. SACHVERZEICHNIS ZUM III. BANDE.

Die Ziffern bedeuten die Seitenzahlen.

Abbindeverhältnisse (von Zement) 9, 13.
—zeit 17.
Abmessungen des Baukörpers und Erhärtung des Betons 73.
Abnutzung von Mörtel und Beton 50, 96.
Abrams, Duff A., Professor in Chicago 47, 65, 76.
Abwässer, Einfluß von — n 19.
Aebi, Mischmaschinen der Firma R. — & Co. in Düsseldorf 113, 114.
Agatz, Stadtbaurat in Bremen 157.
Alkali, Einfluß — haltiger Wässer 19.
Alter von Beton und Erhärtung 78.
Ambi, Straßenbetoniermaschine der — -Gesellschaft in Berlin 125.
Amos, Regierungsbmstr. 68.
Anmachewasser s. u. Wasser.
Anstriche und Dichtungsmittel für Beton 91.
Antiaqua-Zement 5.
Antrieb von Mischmaschinen 102, 127.
Arbeitsgerüste 373.
Arbeits- und Betriebspläne 128.
Arcus, Ausführung der Bauunternehmung — in Stockholm 392.
Arndt, Dr.-Ing., Direktor in Halle 135.
—, Gerüstunterzug nach — (Abb.) 250.
Arp, Regierungsbaurat in Wesermünde 69.
Assuan, Stauwerk — am Nil 160.
Ast 99.
Ätzkalk, Schädlichkeit von — in Betonzuschlägen 42.
Aufbereiten (und Lagern) der Betonrohstoffe 135.
— der Zuschlagstoffe 136.
— von Beton 70.
Aufzüge (für Baustoff-Förderung) 144.
Aufzuggerüste 373.
Augustusbrücke in Dresden (Abb.) 398.
Ausbeute von Mörtel und Beton 50, 56.
Ausrüsten von Brücken und Gewölben 352.
Ausschalen 171, 193.
Ausschwitzen (Auswittern) von Mörtel und Beton 50, 93.

Bach, C. v., Professor Dr.-Ing. chr. 80, 82, 168, 175.
Balkenbrücken, Scha'ung und Rüstung bei — (Abb.) 260.
—träger (als Lehrgerüste) (Abb.) 302.
Bandförderer 155.
Baresel, Ausführung der Firma — in Stuttgart 393.
Barth, Friedrich, Obering., Nürnberg 103.
Basalt als Betonzuschlag 25.
Baukalk s. u. Kalk.
Baumann, Richard, Prof. Dr.-Ing. in Stuttgart 186.
Bauschinger, Tasterapparat nach — 17.
—, Betonprüfapparat — 95
—, Senkungsmesser Bauart — 346.
Baustahl 177.
Bauxit 4.
Belvidere, Straßenbrücke über den Kishwaukee bei — (Jll.) (Abb.) 405.
Berndt, O., Prof. 99.
Bernhard, Karl, Dr.-Ing. in Berlin 163.
Bethke, G., Dr.-Ing. 69, 155.
Beton, Bindemittel des —s 1.
—, Stampf— 48, 164.
—, Einbauen des —s 164.
—, Bewehrter — 167.
— und Mörtel 48 u. f.
— Begriffsfeststellung von — 48.
—, Eigenschaften von — 48.
—, Druckversuche mit — 65.
Betongemenge, Frische des —s und Erhärtung 71.
Betriebspläne s. u. Arbeitspläne.
Bewehrung von Beton 174, 182, 190.
Biegen der Eisen 186.
Bimskies und —sand als Betonzuschläge 24.
Bindemittel, Begriffsfeststellung 1.
Bleichert, Förderanlagen der Firma Adolf — & Co. 148, 149.
Blochingen, Donaubrücke bei — i. Württbg. (Abb.) 276.
Blumenthal, Dr. F. 18.
Bodemann, Hugo, Obering. 184.
Bogenträger (als Lehrgerüste) (Abb.) 303.
Bohny, Baurat Dr.-Ing. in Sterkrade 181.
Boisnier, Ingenieur 400.
Brandversuche mit Beton 78.
Bredtschneider †, Stadtbaurat von Charlottenburg 36.

Brennecke - Lohmeyer s. u. Lohmeyer 200.
Breslau, Lehrgerüst für die Jahrhunderthalle in — (Abb.) 413.
Bügelhölzer (als Ausrüstungsvorrichtung) (Abb.) 313, 314, 339.
Buhle, M., Geheimrat Prof. in Dresden 135.
Burchartz, H., Prof. in Berlin-Lichterfelde 1, 20, 22, 30, 31, 32, 45, 46, 70, 73, 74, 98, 99.
Burghardt, A., Dipl.-Ing. in Berlin 186.
Büsing-Schumann 91, 99.
Busse, R., Dipl.-Ing. in Geilenkirchen 131.
Butzer, Bautechnische Mitteilungen der Firma — 69.

Calamé, Dr. phil. 45.
Canitz, Muldebrücke in — bei Wurzen 163.
Cannstatt, Neckarbrücke zu — (Abb.) 316, 345, 353.
—, Karlstraßenunterführung zu — 345.
—, Sandstraßenunterführung zu — (Abb.) 393.
Chargenmischer 101, 104.
Le Chatelier 3, 8, 18.
—, Nadelapparat nach — 17.
Chemische Beschaffenheit von Betonzuschlägen 26, 41.
Chlorkalzium, Zusatz von — zum Zement 13.
Christiani & Nielsen, Ausführung der Firma — in Kopenhagen 416.
Christophe †, Paul, Eisenbetoningenieur in Brüssel 99.
Ciment fondu s. u. Tonerdezement.
Clapeyron, Rechnungsverfahren nach — 320.
Constantine, Brücke über die Schlucht Sidi Rached zu —, Algier (Abb.) 398.
Coßmannsdorf, Weißeritzbrücke zu — (Abb.) 265.

Daimler-Motoren-Gesellschaft, Fabrikbau der — (Abb.) 253.
Dauermischer, Mischmaschinen für ununterbrochenen Betrieb 101.
Dehnungsfugen, Schalung bei — (Abb.) 258.
Dennewitzstraße, Lehrgerüst für die Hochbahnüberführung der — (Abb.) 400.
Deurne s. u. Merxem.
Deutsche Industriewerke Mannheim-Waldhof, Mischmaschinen der — 105.
Deutscher Ausschuß für Eisenbeton 2.
Déval, Dampfprobe nach — 17.
—, Trommelprobe nach — 98.
Dichtigkeitsverhältnisse von Betonzuschlägen 25, 29.
Dichtungsmittel 91.
Dielhalter (Abb.) 213, 226, 237.
Dischinger, Franz, Oberingenieur in Wiesbaden 410, 411, 413, 416.
Drais-Werke in Mannheim-Waldhof, Mischmaschinen der — 107, 108.
Drehkrane (Abb.) 144 bis 147.
Dresden, Lehrgerüst für die Straßenbahnhofshalle in der Waltherstraße zu — (Abb.) 407.
Druckbewehrung 174.
—luftförderung von Beton 157.
—wasser, Ausrüsten von Br. mittels – einpressung (Abb.) 356.
Dübelhülse (Abb.) 183.
Duisburg, Einschalung des neuen Stadttheaters zu — (Abb.) 210.
Dürrenberg, Saalebrücke bei — 345.
Dyckerhoff, Walter, Dr., in Biebrich a. Rh. 8.
— & Widmann A.-G., Ausführungen der — (Abb.) 276, 280, 281, 283, 287, 360, 362, 398, 415.

Eggers, Reg.- u. Baurat 135.
Ehingen, Brücke bei — 160.
Einflüsse auf Beton 20.
Eirich-Mischer (Abb.) 118, 120.
Eisen als Betonbewehrung 174.
—arten 176.
—oxyd (in Zement) 1.
—portlandzement 1, 2, 6.
Eitel, Prof. Dr. 8.
Elastizität des Betons 82.
Elektrizität, Wirkung von — auf Beton 50, 98.
Elektro - Schmelze G. m. b. H., Zschornewitz 4.
Emperger, Fritz, Dr. 155.
Endell, Prof. Dr. 8.
Entmischung von Beton 68.
Enzweiler, Dr.-Ing., Oberingenieur in Berlin 69, 135, 145.
Erdmenger-Mann, Raummesser (Volumeter) Bauart — 10.
—, Hochdruckdampfprobe nach — 17.
Erhärtung von Mörtel und Beton 50, 60, 74.
Erlinghagen, Oswald, Direktor in Rheinhausen 181.
Erzzement 1, 3, 4, 6.
Escher, Gotthard, Ingenieur in Mailand 155.
Eschrich & Schlüter, Mischmaschinen der Firma — in Berlin 121, 122.
Euler, Rechnungsverfahren nach — 338, 340.
Excelsior - Maschinenbau - Gesellschaft, Stuttgart 137.

Fachwerkträger als Lehrgerüst 303.
—, hölzerne 304, Versetzen 350.
—, eiserne 307, Versetzen 351.
Feichtinger 18.
Festigkeit von Zement 9, 24, 60.
— von Betonzuschlägen 26, 46.
— von Mörtel und Beton 50, 67.
Flaesheim, Schleuse (Abb.) 153.
Fließprobe (für Mörtel und Beton) 55.
Foerster, M., Dr.-Ing. chr., Geheimer Hofrat, Professor in Dresden 99.
Fördergefäße (Abb.) 143.
Fördern von Beton 127, 142.
— der Rohstoffe 131.
Formänderungsvermögen (von Mörtel und Beton) 50.
Forst, Lehrgerüst für die Lange Brücke in — (Abb.) 416.
Franzius, Geheimrat, Prof. 76.
Freifallmischer 104.
Fremdstoffe, Gehalt an —n im Zement 9, 22.
Freudenstadt, Straßenbrücke in — (Württemberg) (Abb.) 292.
Friedrich, Dr., Ministerialrat in Berlin 181.
Frost, Einwirkung von — auf Beton 76.

Frostschutzmittel 77.
—, Maßnahmen gegen — 169.
Fuldabrücke in Kassel 344.
Futura, Eisenbiegemaschine der Maschinenfabrik — in Elberfeld 189.

Garbotz, G., Dr.-Ing., Oberingenieur, Privatdozent in Berlin 134.
Gary, M., Professor† 23, 47, 64, 73, 75, 78, 97.
Gaspary, Mischmaschinen der Firma Dr. — & Co. in Markranstädt 119, 120.
Gatun, Einschalung der Schleusenmauer in — (Abb.) 219.
Gäubahn, Fußgängersteg über die — bei Stuttgart (Abb.) 375.
Gauhe, Gockel & Cie., Mischmaschinen der Firma — 104, 105, 116, 121.
Gayo, Regierungsbaurat — in Wesermünde 49, 68, 117, 145, 151, 155, 156, 166.
Gehler, W., Dr.-Ing., Prof. in Dresden 98, 140, 181.
Gemmrigheim, Neckarbrücke bei — 345, 358.
Gent, Trockendock der Stadt — 161.
Gewichtsverhältnisse v. Betonzuschlägen 25, 27.
— von Beton 50, 58.
Gieseke-Decke, Einschalen der — (Abb.) 240.
Gips, Zusatz von — zum Portlandzement 2.
Gleitwiderstand s. a. Haftfestigkeit 174.
Glühverlust (des Zementes) 1, 2, 9, 11.
Gmündertobelbrücke b. Teufen 344, 354, 358.
Gossau, Überführung der Niderwiler Straße bei — (Abb.) 275.
Graf, Otto, Prof. in Stuttgart 19, 37, 38, 40, 41, 45, 46, 65, 66, 75, 99, 127, 139, 140, 169, 193.
Granit als Betonzuschlag 25.
Graukalk 5, 6.
—wacke als Betonzuschlag 25.
Gresley, Dampfdarrprobe nach — 17.
Grimmelfingen, Wegüberführung bei — (Abb.) 288.
Griot, Senkungsmesser Bauart — 346.
Grün, Richard, Dr. phil. in Blankenese 8, 19, 41, 46, 66, 99.
— & Bilfinger A.-G., Ausführungen der — (Abb.) 333.
Grünstein als Betonzuschlag 25.
Grünwald, Isarbrücke bei — 344.
Gußbeton 49, 68.
—verteilungsanlagen 150 bis 155, 166.
Guttmann, R., Dr. 88.

Haftfestigkeit 174.
Halenbrücke in Bern 344.
Halm, E., Mischer System — (Abb.) 111, 112, 113.
Hambacher Viadukt in Neustadt a. d Haardt (Abb.) 288.
Hängeeisen für die Aufhängung der Schalung (Abb.) 309.
—werke (für Lehrgerüste) 264, 300.
Hannibal, Hilfsgerüst für den Kokskohlenturm auf Zeche — in Essen (Abb.) 419.
Hansa-Mischer (Abb.) 113, 114.
Hauenschild 8.
Haves, P., Ingenieur 155.
Heckel, Förderanlagen der Firma Ernst —, Saarbrücken 149.
Heintze, F., Baurat 155.
Heintzel, Kugelglühprobe nach — 17.
Held, H., Ingenieur in Nürnberg 127.
Hemmoor, Portlandzementfabrik — 4.
Hennebique, Schalungsverfahren nach — 204.
Herkules-Mischer (Abb.) 104, 105, 106.
Herrmann, P., Dr. 36, 38, 40, 45, 76.
Hetzer, Verbundbogenträger nach — (als Lehrgerüst) (Abb.) 304.
Hilfsgerüste (Abb.) 368 u. f., 416.
— im Hochbau (Abb.) 374, 419.
Hochberg, Neckarbrücke bei — 358.
Hochofenschlacke (im Eisenportlandzement) 3.
— als Zusatz zu Zement 16.
— als Betonzuschlag 25, 42.
—zement 1, 3.
Hochwertige Portlandzemente 2, 6.
Hoffmann, Richard, Oberingenieur in Paderborn 135, 140, 168.
Holzmann, Ausführung der A. G. Philipp — & Co. 398.
Hornblendegestein als Betonzuschlag 25.
Howescher Träger als Lehrgerüst 303.
Hummel, A., Dr.-Ing. in Karlsruhe 64.
Humpel, Zementofen Bauart — 11.
Hundeshagen, F., Dr. in Stuttgart 19, 41, 75, 99, 139, 169, 173.
Hundwilertobelbrücke (Abb.) 344, 358, 382.
Husberg, Lennebrücke bei — (Abb.) 266.

Ibag (Internationale Baumaschinen-A.-G.), Gießtürme der — 152, 153.
Ihleburg, Kielbrücke über den Ihlekanal bei — (Abb.) 395, 396.
Intensiv-Mischer 119, 120.

Jackson, Verfahren nach — zur Prüfung der Abnutzbarkeit von Beton 99.
Jaeger-Mischer (Abb.) 109, 110, 112, 123, 124.
Janssen, Reg.-Baum., Privat-Doz. in Berlin 196.
Jens, Biegemaschinen der Firma J. J. — in Altona 188.
Jordan, E., Dipl.-Ing., Oberingenieur 101.
Jung, F., Dipl.-Ing., Reg.-Baumstr. in Herne 23.

Kabelkrane (Abb.) 144, 148, 149.
Kahlbude, Radaunebrücke bei — (Abb.) 280.
Kahn-Schienen (Abb.) 183.
Kali, Zusatz von — zum Zement 13.
Kalk 1, 5.
—gehalt im Zement 2, 3.
—stein (im Tonerdezement) 4.
— als Betonzuschlag 25, 47.
Kallenbach, C., Ausführung der Baugesellschaft — in Hamm i. W. 419.

Kalziumaluminiumsulfat s. u. Treiben des Zementes.
Kalziumchlorid als Frostschutzmittel 77, 169.
Kanalbau, Besondere Schalformen im — (Abb.) 363.
Kapillarkraft als Abbinde-Ursache 19.
Karlsruhe,Binderschalung beim Hauptbahnhof — i. B. (Abb.) 245.
Kastenwagen für Seilbahnen (Abb.) 133.
Kaumanns, Reg.- u. Baurat 135.
Keile (als Ausrüstungsvorrichtung) (Abb.) 313.
— für Lehrgerüste (Abb.) 273.
Keisermann 18.
Keller, Dr., Prof. 175.
Kellmünz, Illerbrücke bei — (Abb.) 319, 342, 345, 358.
Kempten, Illerbrücken bei — 296.
Kies, Begriffsbestimmung von — 24.
—, Eigenschaften von — 25.
—arten 63.
Kieselsäure (im Zement) 1, 3.
Kiessand, Begriffsbestimmung von — 24.
Kirchner, A., Professor in Berlin 324.
Kittel, Arthur, Dipl.-Ing. in Bln.-Lichterfelde 134, 139, 163.
Kläham, Eisenbahnviadukt — bei Landshut (Abb.) 163.
Kleinlogel, A., Dr.-Ing. Prof. in Darmstadt 3, 19, 20, 41, 47, 75, 99, 102, 127, 139, 159, 164, 169, 173, 174.
Klinker, Zement— 1, 2.
Klöckner-Werke, Mischmaschinen der — 118.
Van der Kloes 93.
Klußtaldenbrücke, Kanton Luzern (Abb.) 394.
Köchlin, Rechnungsverfahren nach — 339, 340.
Kochsalzlösung, Einwirkung von — auf Beton 48, 169.
Koering - Straßenbetonmischer (Abb.) 125.
Kollmar, A., Dr.-Ing. 343.
Kopenhagen, Lehrgerüst für die Zirkuskuppel in — (Abb.) 415.
Kornbeschaffenheit von Betonzuschlägen 25, 26.
Korngröße der Zuschlagstoffe 33.
Kreislauf - Trogmischer (Abb.) 116, 117.
Krane zum Aufstellen von Lehrgerüsten (Abb.) 349.
Krangerüste (Abb.) 372.
Krebs, Dipl.-Ing. 8.
Kühl, Hans, Dr., Prof. in Bln.-Lichterfelde 8, 18.
Kuppelbauten, Schalung für — 362, 411.
Kymen, Brücke über den — in Finnland 312.
—, Wiederherstellung (Abb.) 159.

Lagern (und Aufbereiten) der Betonrohstoffe 135.
Lang, A. 88.
Lange, F., Oberingenieur in Düsseldorf 189.
Langsambinder-Zement 14.
Langwies, Eisenbahntalübergang bei — (Abb.) 345, 358, 385 bis 390.
Laskus, A., Geheimer Regierungsrat in Berlin-Friedenau 264, 301, 368.
Lautrach, Eisenbahnbrücke über die Iller bei — 345, 358.
Lava als Betonzuschlag 25
Lecubain 135.
Lehouchu 135.
Lehrgerüste s. a. u Rüstung.
—, Berechnung 317.
—, Aufstellen und Abnehmen 349.
Leipzig, Lehrgerüst für die Betonhalle der Internationalen Baufachausstellung in — (Abb.) 410.
Leschinsky, freitragende Schalung nach — (Abb.) 250.
Leuner, Durchbiegungsmesser Bauart — 346.
Lichter Raum, Umgrenzung des — es von Eisenbahnen bei Lehrgerüsten (Abb.) 262.
Liebold, Ausführung der Firma — & Cie. 398.
Lohmeyer, Erich, Dr.-Ing., Ministerialrat in Berlin 200.
Löser, Benno, Prof. in Dresden 168.
Luftdurchlässigkeit von Mörtel und Beton 50, 86.
Luitpold & Schneider, Ausführung der Firma — in Stuttgart (Abb.) 293.

Maaske, Regierungsbaurat in Hannover 127.
Mac Bean, T. L., Chefingenieur in New York 135.
Maclay, Kombinierte Heißwasserprobe nach — 17.
Magerungsmittel s. u. Zuschlagstoffe.
Magnesia (im Zement) 1, 2, 3.
Magnesiumchlorid 170.
Mahlfeinheit (von Zement) 9, 11.
Mährisch-Ostrau, Ostrawitza-Steg bei — (Abb.) 290.
Manganoxyd (im Hochofenzement) 3.
Mannheim, Planetarium zu — 411.
Marmor als Betonzuschlag 25.
Martens 99.
—, Betonprüfapparate Bauart — 17, 81, 95.
Materialprüfungsamt, Staatl. — in Berlin-Dahlem 9, 10, 14, 21, 28, 30, 34, 37, 38, 41, 43, 44, 48, 52, 64, 70, 73, 78, 81, 92.
Mauersand 27.
May, P., Stadtbaurat in Düsseldorf 49.
Meerwasser, Einfluß von — 19.
Meissner, Dr. 8.
Melan, J., Dr.-Ing., Hofrat Prof. in Prag 394.
—brücken, Rüstung für — 309, 404.
Memmler, K., Abt.-Vorst. und Prof. in Berlin 99.
Mergentheim, Wolfgangbrücke in — (Abb.) 305, 328, 345.
Merxem, Eisenbetonviadukt Deurne- — (Abb.) 392.
Meyer-Malstatt 8, 18, 94.
—, Raummesser (Volumeter) Bauart — 10.
Michaelis 3, 8, 18.
—, Kochprobe nach — 17.
Mischmaschinen 101.
Mischung von Beton 68.
—s-Verhältnis 49, 50, 60.
Mischzement 1, 5.
Mittelbinder-Zement 14.
Mögglingen, Überführung der Straße Gmünd nach — (Abb.) 281.

Mögglingen, Fußgängersteg bei Bahnhof — (Abb.) 287.
Möller, Schalungsverfahren nach — 208.
Monierbau, Ausführungen der A.-G. für Beton- und — 282, 288, 397.
—wände, Schalung von — n 209.
Mörsch, E., Dr.-Ing., Prof. in Stuttgart 83, 174, 233.
Mörtel und Beton, Begriffsfeststellung von — 48.
Moser, Spritzbetonverfahren der Patent — Kraftbau Gesellschaft 126.
Mosse, Deckeneinsturz im Verlagshaus — 252.
Müller, Dr.-Ing. W. — 19.
München, Lehrgerüst für die Kuppel des Bayer. Verkehrsministeriums in — (Abb.) 411.

Nachbehandeln von Betonbauten 171.
Nacken, Dr., Prof. 8.
Nagelbarkeit von Beton 50, 90.
Nakonz, Walter, Reg.- u. Baurat, Dr.-Ing. in Berlin 135, 136.
Natron, Natriumkarbonat, Zusatz von — zum Zement 13.
Neckargartach, Neckarbrücke bei — (Abb.) 358, 392.
Nestle, Sandtopf Bauart — (Abb.) 314.
Neundorfer Talbrücke an der Strecke Gouvy—St. Vith (Abb.) 416.
Neustadt a. d Haardt, Hambacher Viadukt in (Abb.) 288.
New York, Schalung bei der Untergrundbahn zu — (Abb.) 269.
Niedernwöhren, Straßenbrücke über den Ems-Weser-Kanal bei — (Abb.) 376.
Niederschelden, Siegbrücke bei — (Rhld.) 345.
Nimburg, Elbebrücke bei — 344.
Nipkow, H., Ingenieur in Zürich 150.
Noack 196.
Normen (für Zement) 9.
—, Sieb— 12.
—sand 35.

Öl, Einfluß von — en 19, 20.
Öre Älf, Eisenbahnbrücke über den — 358.
Ottendorf, Kocherbrücke bei — 345, 358.

Payerbach, Schwarzabrücke in — (Abb.) 404.
Peschke, Einschalen von Moniergewölben nach — (Abb.) 231.
—, Mischmaschinen der Firma Karl — in Zweibrücken 111, 112, 113.
Petry, Walter, Regierungsbaumeister, Dr.-Ing. in Obercassel 89, 127.
Pforzheim, Überführung über den Abstellbahnhof — (Abb.) 277.
Physikalische Eigenschaften der verschiedenen Zementarten 23.
— — von Betonzuschlägen 26, 46.
Pieper, E., Direktor 181.
St. Pierre s. u. Vauvray.
Piesport, Straßenbrücke über die Mosel bei — (Abb.) 397.
Pilzdecken, Schalung für — (Abb.) 243.
Pittel & Brausewetter, Ausführungen der Firma — 404, 405.
Poensgen, Plattenprüfapparat Bauart — 84.
Porphyr als Betonzuschlag 25.
Portlandzement 1, 2, 6.
Preßbeton 49, 159.
Preuß, Dr.-Ing., Geh. Hofrat 99.
Proben für Zement 17.
Probst, E., Prof. in Karlsruhe 64, 69, 102, 110.
—, Einrüstung nach — (Abb.) 256.
Prüssing, Preßkuchenprobe nach — 17.
Puzzolanzement 1, 5.

Quarzit als Betonzuschlag 25.
Quint, Talbrücke — bei Ehrang (Abb.) 377.

Rammer, Mischmaschinen der Baumaschinengesellschaft — & Co. in Miltitz bei Leipzig 114, 115, 116.
Rammpfähle für Lehr- und Hilfsgerüste 199.
Randzio, Regierungsbaumeist., Dr.-Ing., Dr. jur. in Berlin 69, 155, 156, 159.
Rank, Bauunternehmung Gebrüder — in München 155.
Rappold, Otto, Baurat in Stuttgart 193.
Raumänderung (Ausdehnung und Schwinden) von Mörtel und Beton 50, 93.
—beständigkeit (von Zement) 9, 16.
—gewicht (des Zements) 2, 9.
Rebuffat 3, 8, 18.
Reck, Ausführungen der Firma H. — in Stuttgart 277.
Reichenbach, Wegüberführung bei — (Oberlausitz) (Abb.) 286.
Rekord-Biegemaschine 188.
Rella & Neffe, Ausführungen der Firma — in Wien (Abb.) 292.
Rendsburg, Eisenbahndrehbrücke bei — 162.
Rheinsand 34, 35.
Richardson 8.
Ritter, Rechnungs-(Schnitt-) Verfahren nach — 339.
Rodt 20.
Rohland, P., Professor † 14, 93.
Rohrdommel - Mischmaschinen (Abb.) 120, 121.
Rohrzellendecke, Schalung der — nach G. A. Wayss (Abb.) 243.
Romankalk (Romanzement) 5, 6.
Rost, Schutz der Eiseneinlagen gegen — 174.
Rudeloff, M., Prof., Geh. Reg.-Rat in Berlin 95, 176.
Rudolfinum, Straßenbrücke beim — in Prag 344.
Rüstung 193 u. f.

Saalach-Sperrmauer b. Reichenhall 161.
Saliger, Rudolf, Dr.-Ing, Prof. an der Technischen Hochschule Wien 174.
Saller, Dr. in Regensburg 47, 127.
Salzsäure 1.
Sand, Begriffsbestimmung von — 24.
—, Eigenschaften von — 25.
—stein als Betonzuschlag 25.
—töpfe (als Ausrüstungsvorrichtung) (Abb.) 273, 313, 314.

Sandzement 5.
Santorinerde (in Zement) 5.
Säure, Einfluß — haltiger Wässer 19, 20.
Saxonia-Mischer (Abb) 114, 115, 116.
Schaechterle, Dr.-Ing., Reichsbahnoberrat in Stuttgart 185.
Schalleitfähigkeit von Mörtel und Beton 50, 89.
Schalung 164, 166, 193 u. f.
— im Hochbau 203.
— bei Mauern und Wänden 208.
- slose Bauweise 207.
—, Verwendung von Eiseneinlagen als — 208.
—, feste 209.
—, hölzerne 209.
—, eiserne 216.
—, bewegliche 217.
— von Kaminen 220.
— bei Säulen und Pfeilern 223.
— für runde Querschnitte 229.
—, Kern— 241.
— für Fachwerkbalken 244.
—, Abstützen der — 246.
—, Freitragende — 249.
— bei Balkenbrücken 260.
— für Bogenbrücken und Wölbtragwerke 293.
—sfristen 193.
Schaper, E., Dr.-Ing. ehr., Dr. techn. h. c., Reichsbahndirektor in Berlin 181, 182.
Scharff, Dr.-Ing., Oberbaurat in Hamburg 181.
Scheidler 18.
Scherzinger, Oberingenieur in Mannheim 411.
Schiege, Mischmaschinen der Firma Eisenbau — in Leipzig-Paunsdorf 107, 108, 109.
Schlacke s. u. Hochofenschlacke.
Schluckebier, H, Regierungsbaumeister in Köln-Mülheim 127, 174.
Schmeer, F., Prof. in München 67.
Schmelzzement s. u. Tonerdezement.
Schmidt, Regierungs- und Baurat in Berlin 69.
— E., Heizungsingenieur 86.
Schmuckler, Hans, Direktor in Berlin 181.
Schneiden der Eisen 186.
Schnellbinder-Zement 14.
Schönhöfer, R., Prof. Dr. techn. 198, 323.
Schonk, Regierungsbaurat in Hannover 127.
Schrägaufzug, Förderung mittels —es (Abb.) 134.
Schraubenspindeln (als Ausrüstungsvorrichtung) (Abb.) 273, 313, 315.
Schumann, Raummesser Bauart — 10.
Schüttbeton 49.
Schwarz-Rankine, Knickformel von — 199.
Schwefelsäureanhydrid (in Zement) 1, 2.
Schwefelsaure Salze (Zusatz von — n zum Zement) 13.
Schweich, Moselbrücke bei — 358.
Schweißen der Eiseneinlagen 186.
Schweppe, Oberingenieur 184.
Schwinden des Betons 169.
—, Senkung von Lehrgerüsten durch — 396.
Seewasser, Wirkung von — auf Zement 3.
Seilbahnen für Baustoffförderung (Abb.) 133.
Seitz, Hugo, Reg.-Baumeister, Dr.-Ing. in Stuttgart 197.
Senftenberg, Förderbrücke in — (Lausitz) (Abb.) 278.
Senkschrauben s. u. Schraubenspindeln.
Setzprobe 55.
Siccofixzement 5.
Sieb- und Waschanlagen (Abb.) 137, 138.
—normung 12.
Siegbrücke bei Fürthen (Abb.) 162, 163.
Siegemann, Bergrat 47.
Sihlbrücke bei Scheeren (Schweiz) 344.
Silikatbildner 5.
Silos, Einschalen von — (Abb.) 210.
Simplex-Mischer (Abb.) 109.
Sinterung 2.
Si-Stoff, Zusatz von — zum Zement 13, 16.
Skinner 134, 135.
Skuru, Straßenbrücke über den —sund bei Stockholm (Abb.) 312, 345, 391.
Sonnenbestrahlung, Einwirkung von — auf Beton 169.
Sonthofen, Mischmaschinen des Hüttenamts — (Abb.) 103, 117, 118.
Spangenberg, Dr.-Ing., Prof. in München 183.
Spiralumschnürung 174.
Splitt 37, 41.
Sprengwerke (für Lehrgerüste) (Abb.) 264, 300.
Spritzbeton 49.
Stadelmann, E., Ingenieur in Zürich 155.
Stahlbeton 49.
Stampfen, Einfluß des — s auf die Erhärtung des Betons 73.
Ständerwerke (für Lehrgerüste) (Abb.) 297.
Steingrus, Begriffsbestimmung von — 24, 41.
Steinmehl, Zusatz von — zu den Betonzuschlägen 31, 32, 41.
—zusatz zum Beton 173.
Steinschlag (Schotter), Begriffsbestimmung von — 25.
—, Eigenschaften von — 25, 26.
Stern, E., Dr. 18.
Sternzement, weißer 5.
Steyr, Lehrgerüst für die Schwimmschulbrücke in — (Abb.) 404.
Stiepers Gerüsthalter (Abb.) 230.
Stöhr, Ausführung der Firma Karl — in München 413.
Stoßen der Eiseneinlagen 186.
Stoy, Wilhelm, Dipl.-Ing. in Holzminden 356.
Strebenwerke (für Lehrgerüste) (Abb.) 261, 299.
Streckmetall 183.
Strubklamm-Werk 159.
Sturm, Oberingenieur — in München 155.
Sulfat, Wirkung von — en auf Zement und Beton 3, 20, 48.

Talbot-Jones, Rüttelprobe nach — 98.
Teer, Einfluß von — 19.
Tektor (Abb.) 125, 126.
Temperaturänderung, Senkung von Lehrgerüsten durch — 396.
Tetmajer, L. v., 15.
—, Einlaufapparat Bauart — 10.
—, Kugelkochprobe nach — 17.
—, Rechnungsverfahren nach — 323, 325, 328.

Thiele, Reichsbahnbauführer in Dresden 163.
Thompson 36.
Tonerde (im Portlandzement) 1, 3.
—zement 1, 4, 6.
Torkret G. m. b. H., Betonförderapparate der — in Berlin 125, 126, 156, 157, 159.
Törnebohm 8.
Trachyt als Betonzuschlag 25.
Trägerlose Decken s. u. Pilzdecken.
Transportgerüste 369.
Traß (im Zement) 5.
— als Zusatz zu Zement 16, 45, 68, 173.
—zement 5.
Treiben (des Zementes) 16.
Tropitzsch, Regierungsbaurat in Falkenstein 135.
Tschallenga-Brücke über die Jll 344.
Tübingen, Eisenbahnbrücke über den Neckar bei — 344.
Tunnelbau, besondere Schalformen im — (Abb.) 363.
Turmdrehkrane s. u. Drehkrane.

Ulm, Wallstraßenbrücke bei — 344, 358.
—, neue Donaubrücke in — 348.
Universalrüster (Abb.) 251.
Unterföhring, Isarbrücke bei — (Abb.) 282.
Untergrundbahn, Schalung bei der — zu New York (Abb.) 269.

Vauvray, Seinebrücke bei St. Pierre du — 395.
Saint-Venant 81.
Verafixbinder (Abb.) 247.
Verarbeiten von Beton 127.
— des Eisens 174, 184.
Verschalung, Einfluß der — auf die Erhärtung des Betons 73 (s. a. u. Schalung).
Verschrauben der Eiseneinlagen 186.
Verspannen der Schalwände (Abb.) 210 u. f.
Vicat 8.
—nadel 15.
Vic-sur-Aisne, Brücke bei — (Abb.) 406.
Vielsalm, Talübergang bei — in Belgien (Abb.) 333, 345.
Viktoria-Mischer (Abb.) 105, 106.
Villeneuve, Lotbrücke bei — 355.
Visintini, Fachwerkträger nach — (Abb.) 245, 273.
St. Vith, Mittelbachviadukt bei — in Belgien (Abb.) 337.
Voegele, Mischmaschinen der Firma Joseph — in Mannheim 109, 110, 123, 124.
Vorbetonierte Bauteile, Verwendung —r — für Schalungszwecke (Abb.) 205, 237.
Vulkansand (im Puzzolanzement) 5.

Wäggitalsperre 154.
Wahntal, Straßenbrücke im — zwischen Siegburg und Much 345, 358.
Walnut-Lane-Brücke 313.
Wärmedehnung 174.
—leitvermögen von Mörtel und Beton 50.
Wärmeschutz 83.
Wasch- und Siebanlagen 137, 138.
Wasser (Anmachewasser) 47.
—dichtigkeit von Mörtel und Beton 50, 90, 172.
—kalk 5, 6.
—zementfaktor 64.
—zusatz zum Beton 49, 52, 70.
—, Verunreinigungen im — 47, 48.
Wayss, Rohrzellendecke nach S. A. — (Abb.) 243.
—, Deckenstütze nach — (Abb.) 248.
— & Freytag, Säulenschalung nach — (Abb.) 224, 233, 234.
—, Ausführungen der — A.-G. 253, 278, 290, 305, 329, 393, 403, 410, 420.
Weißer Zement 5.
Weißkalk 5.
Wellblech, Schalung mit — tafeln (Abb.) 240.
Westhafen Berlin 155, 156.
Wever, F. 8.
Wiesenstraße, Unterführung der — bei Stettin (Abb.) 382.
Wiesmühl, Alpbrücke bei — 345, 358.
Winden (Abb.) 144.
Wirtz, K., Dr. Prof. 99.
Witkin, Z., Chefingenieur in Los Angeles 135.
Wölbtragwerke, besondere Schalformen für — (Abb.) 359.
—, Lehrgerüste für — des Hochbaues (Abb.) 407.
Wolfgang-Brücke in Mergentheim (Abb.) 305, 328, 345.
Wolfsholz, Preßzementbauten der August — A.-G. 160.
Wolle, Ausführungen der Firma Rudolf — 411, 416.
v. Wrochem, 20, 23.
Würfelfestigkeit von Beton 175.
Würzner, Dr.-Ing. 19.

Zeiß, Meßuhr (für Durchbiegungen) Bauart — 346.
Zement 1 u. f.
—, Eigenschaften 9.
—, Erzeugung 7.
—, Gehalt an Fremdstoffen 9.
—kalk 5, 6.
—, Konstitution von 8.
—, Lagern von — 135.
—, Proben für — 17.
Ziegelbausen - Schlierbach, Neckarbrücke bei — 296, 312, 315.
Zschornewitz, Tonerdezementfabrik zu — 4.
Züblin & Cie., Ausführungen der Firma — 385, 391.
Zucker, Schädlichkeit von — für Beton 48.
Zufferscher Klotz s. u. Bügelhölzer.
Zugfestigkeit des Betons 175.
—risse 174.
Zulkowsky, K., Prof. 8.
Zuschlagstoffe, Begriffsfeststellung 23.
—, Festigkeit der 70.
—, Lagern und Aufbereiten 136.
Zwangsmischer 104.
Zwiefaltendorf, Donaubrücke bei — (Abb.) 345, 358, 377.
Zwygart, A., Ingenieur in Baden (Aargau) 134.

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

POLITECHNIKA ŚLĄSKA BIBLIOTEKA GLIWICE

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN, BERLIN W 8

Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Vom September 1925. Eingeführt durch Erlaß des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt vom 9. September 1925.
Dritte mit amtlichen Berichtigungen versehene Auflage.
Mit 20 Textabbildungen. 1927. Geh. 1,80 R.-M.

Vorläufige Richtlinien für die Ausführung von Bauwerken aus Beton im Moor, in Moorgewässern und ähnlich zusammengesetzten Wässern. Aufgestellt vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton. Arbeitsausschuß II (Moorausschuß). Dezember 1926. 1927. Geh. 0,30 R.-M.

Erläuterungen zu den Eisenbeton-Bestimmungen 1925 mit Beispielen. Von Dr.-Ing. W. Gehler, o. Professor a. d. Techn. Hochschule Dresden.
Vierte überarbeitete und ergänzte Auflage.
Mit 80 Textabbildungen. 1927. Geh. etwa 6 R.-M.

Bemessungsverfahren. Zahlentafeln und Zahlenbeispiele zu den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925. Von B. Löser, Prof. a. d. Techn. Hochschule Dresden.
Zweite vollständig neubearbeitete Auflage.
Mit 160 Textabbildungen. 1927. Geh. 6 R.-M., Halbleinen 6,90 R.-M.

Betonzusammensetzung und Druckfestigkeit. Von Dr.-Ing. G. Eisfelder.
Mit 17 Textabbildungen. 1927. Geh. 5,40 R.-M.
(Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft 31.)

Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen. Von Regierungsbaurat J. Gaye, Wesermünde, unter Mitarbeit von Oberingenieur A. Sturm, München.
Mit 232 Textabbildungen. 1926. Geh. 15,60 R.-M., in Leinen geb. 16,80 R.-M.

Versuche über die Druckelastizität und Druckfestigkeit von Mauerwerk, namentlich zur Ermittlung des Einflusses verschiedener Mörtel auf die Druckelastizität von Beton und Backsteinmauerwerk. Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart. Von O. Graf.
Mit 24 Textabbildungen. 1924. Geh. 1,50 R.-M.

R. Hoffmann, Ratgeber für Bauführer und Poliere im Eisenbetonbau.
Zweite vollkommen neubearbeitete und bedeutend erweiterte Auflage von Reichsbahnrat E. Klett, Berlin.
Mit rd. 80 Textabbildungen. 1927. Steif geh. etwa 3,50 R.-M.

Einflüsse auf Beton. Die chemischen, mechanischen und sonstigen Einflüsse von Luft, Wässern, Säuren, Laugen, Ölen, Dämpfen, Erden, Lagergütern u. dergl. auf Zement, Mörtel, Beton und Eisenbeton, sowie die Maßnahmen zur Verringerung und Verhütung dieser Einflüsse. Ein Auskunftsbuch für die Praxis. Unter Mitarbeit von Dr. F. Hundeshagen, Stuttgart, und Prof. O. Graf, Stuttgart, herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Privatdozent an der Techn. Hochschule Darmstadt.
Vollständig neubearbeitete und bedeutend erweiterte Auflage.
Mit 124 Textabbildungen u. einer farbigen Tafel. 1925. Geh. 19,50 R.-M., in Leinen geb. 21,60 R.-M.

Bewegungsfugen im Beton- und Eisenbetonbau. Mehr als 150 Ausführungsbeispiele aus der Praxis. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Privatdozent an der Techn. Hochschule Darmstadt.
Mit 540 Textabbildungen. 1927. Geh. 17,50 R.-M., in Leinen geb. 19 R.-M.

Praktische Winke für Zement und Beton. Ein Hand- und Nachschlagebuch für die Praxis. Herausgegeben von P. May, Stadtbaurat.
Mit 18 Textabbildungen. 1925. Geh. 6 R.-M.

Versuche mit dem Gießverfahren für Eisenbeton. Von Prof. F. Schmeer.
Mit 14 Textabbildungen. 1926. Geh. 3,90 R.-M.
(Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 56).

BG Politechniki Śląskiej w Gliwicach
nr inw.: 11 - 11323
Dyr.1 11753