

DIE WELTKRAFTKONFERENZ. — SONDERTAGUNG BASEL 1926.

Mit besonderer Berücksichtigung bauingenieurtechnischer Fragen.

Von Professor Heinrich Heiser, Dresden.

(Fortsetzung von Seite 34.)

Schiffsfragen.

Des näheren erwähnen möchte ich noch den Bericht von Zilcher, Deutschland, über Fragen des Binnenschiffbaues und der Schleppkraft. Zilcher verlangt von einem Schleppkahn: 1. größte Ladefähigkeit, 2. geringsten Schleppwiderstand, 3. größte Steifigkeit. Hinsichtlich der dritten Forderung hat die Längsspannenbauweise größere Steifigkeit als die Bauweise mit Querspannen ergeben, billiger aber ist noch eine Mischbauweise aus beiden Systemen. Die Eisenbetonbauweise für Schleppschiffe hält er — wie auch wir — aus verschiedenen Gründen für aussichtslos. Zilcher erhebt auch in seinem Bericht die berechtigte Forderung, daß die Schlepplöhne in Zukunft nicht mehr nach der beförderten Gütermenge allein, sondern vor allem auch nach dem, besonders bei Kanalkähnen ungünstigen Formwiderstand berechnet werden müssen; aber auch er verkennt nicht die Schwierigkeiten, die einer Klassifikation der Schiffe nach der aufzuwendenden Zugkraft in der Schlepptrasse entgegenstehen. Im weiteren begründet er, warum der teure, aber eigentlich überall verwendbare Radschlepper nicht durch den Schraubenschlepper, besonders den Tunnel- oder Tunnel-Verdränger verdrängt werden konnte, er glaubt allerdings, daß dem Vierschraubenschlepper vorbehalten ist, dem Mangel überlasteter Schrauben abzuweichen und einen dem Radschlepper gleichwertigen Schraubenschlepper zu schaffen. Hinsichtlich der Antriebsmaschinen hat sich sowohl auf Bugsierbooten wie für Güterboote und Streckenschlepper die Dieselmachine bei Schraubenantrieb vorzüglich eingeführt, nicht so ganz bei Radantrieb, weil dann die Aufstellung des Motors gewisse Schwierigkeiten macht. Besonders überlegen ist der Dieselmotor der Dampfmaschine gegenüber in allen Fällen, in denen, wie z. B. im Häfenbugsierbetrieb oder bei Güterbooten, lange Betriebspausen die Regel sind. Ebenso ist für Leistungen von etwa 1500 PSi ab der Kolbenmaschine durch die Turbine ein gefährlicher Wettbewerber auf Seitenradschleppern entstanden, deren Überlastbarkeit um rd 50% besonders beachtlich ist. Versuche mit Kohlenstaubfeuerungen haben sich bisher noch nicht als günstig erwiesen. Im allgemeinen wird auf natürlichen Wasserstraßen das Ergebnis beim Schleppbetrieb um so günstiger, je größer die geschleppten Schiffseinheiten sind, dagegen scheint die Entwicklung auf Schleusenkanälen der Einführung des Selbstantriebs beim Lastschiff zuzuneigen, zumal der Eilgüterverkehr verlangt schnellfahrende selbstbewegliche Einzelschiffe.

Im Anschluß daran teilte Patschell, England, interessante Versuche der englischen Marine mit Dieselantrieb mit. Sehr beachtlich waren die Ausführungen von Gebers, Wien, über Versuche mit teilweise tauchenden Schiffspnopellern, die außerordentlich günstige Ergebnisse gezeitigt haben.

Auch der Bericht von Parry, England, über Geschwindigkeitsformeln, sowie der Antrag von Halter-Schaffernak auf Einrichtung eines „Internationalen Geschiebebeobachtungsdienstes“, dessen Ergebnisse laufend veröffentlicht werden sollten, zeitigten eine lebhaftere Aussprache; die Einzelheiten

dieser Berichte und der Aussprache hier mitzuteilen, würde zu weit führen.

Welchem Interesse die behandelten Fragen begegneten, läßt sich daraus ersehen, daß für die Verhandlungen noch ein weiterer Nachmittag (Freitag, 3. September) angesetzt werden mußte, der auch noch kaum ausreichend war. Wie groß die praktische Ausbeute für den Bauingenieur aus diesen Tagen sein wird, läßt sich erst ganz übersehen, wenn die endgültigen Berichte mit den Verhandlungsausführungen in ruhiger Arbeit ausgewertet werden können; daß diese Ausbeute beachtlich und nicht gering ist, wird wohl der allgemeine Eindruck aller Beteiligten gewesen sein.

Wenn auch die Verhandlungen der Sektion A für den Bauingenieur vielleicht das Hauptinteresse böten, so waren die der übrigen Gruppen nicht minder bedeutungsvoll, auch sie haben, insbesondere, soweit es sich um die Frage der Elektrifizierung der Eisenbahnen und die andere des Vergleichs zwischen hydraulisch und thermisch erzeugter Energie handelte, Anspruch auf unsere ganz besondere Beachtung.

In Kürze will ich versuchen, einen Überblick über die Verhandlungen dieser Gruppen zu geben, muß aber hinsichtlich aller Einzelfragen auf die bereits erschienenen Vorberichte und das in Aussicht stehende Sammelwerk verweisen.

C. Elektrische Zugförderung der Eisenbahnen.

Am Donnerstag, dem 2. September, kamen erstmalig die Fragen der Sektion E — Elektrifikation der Eisenbahnen — zur Verhandlung. Generalberichterstattete war Dr. E. Huber-Stockar, gew. Chef der Abteilung für Elektrifizierung der Schweizer Bundesbahnen, Bern, der im Gegensatz eigentlich zu den übrigen Generalberichterstattem einen umfassenden selbständigen Bericht gab, während jene mehr oder weniger über die eingegangenen Berichte aus den verschiedenen Ländern referierten. Er verbreitete sich über die Gründe zur Einführung elektrischer Zugförderung, deren Schrittmaß allerdings durch die ungewöhnlich hohen Einrichtungskosten stark beeinflußt wird, ferner über die Wahl der Stromart, über die noch lange keine Einigkeit besteht, so daß sich auch aus dieser Unsicherheit Hindernisse für die Entwicklung ergeben. Gerade über die Systemwahl entspann sich erwartungsgemäß eine sehr lebhaftere Aussprache, besonders als Wichert, Deutschland, betonte, daß diese gegenwärtig eigentlich weniger bedeutungsvoll sei, nachdem in den verschiedenen Ländern mit den verschiedenen Systemen doch allgemein brauchbare Ergebnisse erzielt seien. Ihm widersprach Rich, England, unter Hinweis auf die vorgenommenen Systemwechsel bei verschiedenen Bahnen in England, Frankreich und Holland, während Parodi, Frankreich, und Huber, Schweiz, sich der Auffassung Wicherts anschlossen.

Vorgelegt waren der Versammlung folgende Berichte:

1. Wilhelm Wechmann, Berlin, und Mitarbeiter (Dr.-Ing. Alexander, Dr.-Ing. Lommel, Michel, Dr.-Ing. P. Müller, Naderer, Rauch, Rechenbach, Dr.-Ing. Walter Reichel, Schieb, Schlemmer, Dr.-Ing. Schultheiß, Tetzlaff, Usbeck, Dr.-Ing. Wichert): Elektrischer Zugbetrieb der Deutschen Reichsbahn, Bericht über den gegenwärtigen Stand und über Betriebserfahrungen;
2. M. Parodi, Paris: Electrifications des Chemins de Fer Français;
3. E. O'Brien, London: The Economic Aspects of Railway Electrification with special consideration of those, which cannot be expressed numerically;
4. Ir. I. Franco, Niederlande: L'Electrifications de quelques lignes des chemins de fer néerlandais;
5. S. Mayehara, Tokio: Electrical Railways in Japan;
6. T. Ohmura, Chosen: Railway Electrification in Japan;
7. Dr. A. Hruschka, Wien: Elektrifikation der Österreichischen Bundesbahnen. I. Systemwahl, Wirtschaftliche Vorteile, Kraftwerke und Unterwerke;
8. Hugo Luithlen, Wien: desgl. II. Leitungsanlagen;
9. Rudolf Lorenz, Wien: desgl. III. Lokomotiven;
10. Kurzel-Runtscheiner, Wien: Dampflokomotive, Elektrische und Thermo-Lokomotive, ein weltwirtschaftlich-technisches Problem;
11. J. Ofverholm, Stockholm: The Railway Electrification Stockholm-Göteborg.
12. Dr. E. Huber-Stockar und Mitarbeiter, Bern: Elektrifizierung der Eisenbahnen.
 - I. Allgemeines: Dr. Huber-Stockar,
 - II. Technische Beschreibungen: Kraftwerke — H. Eggenberger, A. Dudler und H. Habich, Umformer und Transformatorstationen — S. Schild, Streckenausrüstungen — H. W. Schuler, Triebfahrzeuge — S. Steiner,
 - III. L'exploitation Electrique des Chemins de fer Fédéraux au point de vue économique — A. Jobin;
13. William S. Murray, U.S.A.: Railroad Electrification.

Der Bericht von Wechmann und Mitarbeitern umfaßt ein Druckheft von nicht weniger als 120 Seiten und gliedert sich in die drei Abschnitte: I. Stromsystem und gegenwärtiger Stand, II. technische und wirtschaftliche Erfahrungen und III. Ausblicke, Stromversorgungsfragen.

Im Unterabschnitt: „Technische Erfahrungen“ werden Fragen der Arbeitserzeugung (Belastungsschwankungen, Ausnutzungsfaktor, Kupplung großer Kraftwerke, Periodenschwankungen, Spannungsschwankungen, Kraftspeicher für Dampfanlagen und für Wasserkraftwerke, Feuerführung in Dampfkraftwerken) — der Stromverteilung (Schaltanlagen im Kraftwerk, Fernleitungen, Unterwerke, Fahrleitungen, Beeinflussung der Fernmeldeleitungen, anderweitige Verwendung des Einphasenstromes für ortsfeste Anlagen) — und der Fahrzeuge (Aufbau der Lokomotiven und Triebwagen, Betriebseigenschaften, Zugheizung, Werkstättenbehandlung) be-

handelt, während der Unterabschnitt über „Wirtschaftliche Erfahrungen“ sich ausläßt über Stromkosten ab Werk bei Dampf- und Wasserkraftwerken, Wirkungsgrade, Stromkosten, bezogen auf die Arbeit am Radumfang, sonstige Zugförderungskosten, soweit sie vom elektrischen Bahnbetrieb beeinflusst werden, und schließlich Personale.

Der Schlußabschnitt III: „Ausblicke und Stromversorgungsfragen“ erörtert: A. Anschluß an die Landesversorgung; B. Kupplung zwischen Einphasen- und Drehstromlandnetzen; C. Wirtschaftliche Wirkungsgrade.

Aus dieser einfachen Aufzählung geht bereits hervor, daß hier außerordentlich zahlreiche Fragen erörtert werden, an denen heute der Bauingenieur, sei es nun als Eisenbahner oder Wasserkraftfachmann, nicht mehr vorübergehen kann, ganz abgesehen davon, daß hier wirtschaftstechnische Probleme höchster Bedeutung aufgezeigt werden.

Von den übrigen Berichten hebt besonders O'Brien die wirtschaftliche Bedeutung der Elektrifizierung heraus, die nach seiner Ansicht eine Verringerung von Instandsetzungs- und Unterhaltungskosten für die Betriebsmittel und eine Verminderung des Personals bei gleichzeitiger Steigerung der Geschwindigkeit um etwa 50% gegenüber dem Dampfbetrieb zur Folge hat. O'Brien wünscht möglichst einheitliche Lokomotivtypen, worin er von Parodi, Paris, unterstützt wird. Der Bericht des Amerikaners Murray wird durch mündliche Ausführungen von J. W. Lieb wertvoll ergänzt. Bemerkenswert aus dessen Ausführungen ist wohl, daß in Amerika für die Überlandleitungen bereits eine Vereinheitlichung auf Dreiphasenstrom von 60 Per. zustande gekommen ist. Dabei bewegen sich die Spannungen zwischen 100 und 200 kV. Für Bahnbetrieb wird Einphasenwechselstrom oder Gleichstrom hoher Spannungen befürwortet. Im übrigen wurde noch eine ganze Anzahl der eingegangenen Berichte von den Verfassern selbst mündlich ergänzt, so daß auch hier eine weitere Nachmittagssitzung eingeschoben werden mußte. Sehr lebhaft waren, wie bereits erwähnt, die Verhandlungen über die Systemwahl, an deren Schluß Dr. Huber die Notwendigkeit hervorhob, die gemachten Erfahrungen möglichst weitgehend zu veröffentlichen. Zu diesem Zwecke legte er der Versammlung einen mit großem Beifall aufgenommenen Vorschlag vor für eine Zusammenstellung, die alle Angaben zur leichten Ermittlung der Jahreskosten elektrischen Betriebes im Vergleich zum Dampfbetrieb enthalten sollte. Das gab wieder noch Anlaß zu einer lebhaften Erörterung zwischen O'Brien, Wichert, Semenza (Italien) und Jobin über die vergleichende Messung der maximalen Leistungsfähigkeit von Elektro- und Dampflokomotiven. Verhandlungsleiter waren: R. T. Smith, Cons. Eng. London, A. Enström, Schweden, und P. Dittes, Wien.

(Fortsetzung folgt.)

NEUERE UNTERGRUNDBAHNBAUTEN IN BERLIN.

Von Ober-Ingenieur Alfons Schroeter, Berlin.

(Schluß von Seite 27.)

Durch vielerlei statische und bauliche Erfordernisse wie Treppenanlagen und Vorräume, Übergangsstrecken mit Pumpensämpfen und Reinigungsgruben für Aufstellgleise sowie an der Deckenkonstruktion durch Überführung größerer Versorgungsleitungen, durch die provisorischen Straßenabdeckungen, Absteifungen usw. sind vor und hinter dem Bahnhof Hermannplatz besonders zahlreiche Querschnitts- und Konstruktionswechsel erforderlich geworden, von denen einige aus Abb. 6, 7, 9, 11 u. 12 ersichtlich sind. Für die Versuchs- und endgültigen Berechnungen hat sich der Viermomentensatz in den Anwendungsmethoden von Bleich, Ehlers u. a. gut bewährt. Bei der Dimensionierung der Querschnitte auf Biegung mit Achsialdruck haben sich die u. a. auch in die Hütte aufgenommenen Tabellen von

Dr.-Ing. Kunze insofern als nicht gut verwendbar erwiesen, weil sie nicht von der verhältnismäßig bequem benutzbaren und üblichen Mörschen Gleichung ausgehen, sondern auf eine höher potenzierte, schwierigere aufgebaut sind. Die genaue Nachrechnung nach Mörsch zeigt deshalb nicht unerhebliche Abweichungen von den für die Tabellenrechnung angenommenen Werten. Eine einfache Methode ist die von Stark („Bauingenieur“ 1921, Heft 21). Ein Auszug aus den hier besprochenen statischen Berechnungen, soweit es die Momentenermittlung betrifft, ist in der „Bautechnik“ 1925, Heft 52, mit Beschreibung des allgemeinen Berechnungsganges gegeben worden.

Zur Verkürzung der Ausschaltungsfristen wurde für die Bahnhofsdecke hochwertiger Zement verwendet, ohne

daß dies bei der Dimensionierung berücksichtigt war. Infolge des unregelmäßigen Ausfalls der Baustellenkontrollversuche²⁾ konnte jedoch die frühere Ausschalung nicht gewagt werden, so daß hier die Verwendung hochwertigen Zementes ohne Vorteil eine Verteuerung bedeutete.

Die Bewältigung des Grundwassers, welches 6—7 m und mehr abgesenkt wurde, geschah durch das jetzt bei größeren Tiefen übliche, in sich fortschreitende Staffellungsverfahren.

die üblichen. Der Brunnen besteht aus dem Mantel, Filter- und Einhängerohr von etwa 9 m Länge. Ersteres wird bei gleichzeitiger Kieseinfüllung (nicht über 6—8 mm Korngröße) zwischen Mantel- und Filterrohr gleich wieder gezogen.

Ein weiterer Gegenstand sorgfältigster Aufmerksamkeit bei der Herstellung eines Untergrundbahntunnels im Grundwasser ist die Dichtung, die je nach Tiefe des Tunnels in zwei-, drei- und vierfacher Papplage ausgeführt wird. Hierbei ist die Pappe aber nur Träger der sie beiderseitig einschließenden Dichtungsmasse, die aus einer gleichteiligen Mischung von Weichpech (abdestilliertem Steinkohlenteer, $\gamma = 1,2$) und Trinidadasphalt ($\gamma = 1,4$) besteht. Diese Mischung (Klebmasse) wird durch Erhitzen bis auf 160° C in der Fabrik hergestellt, Verkokungsgefahr bei 360° bis 420° C. Der Schmelzpunkt im Anlieferungszustande soll 40° C betragen. Klebmasse mit niedrigerem Schmelzpunkt als 25° C kann für das Bauwerk gefährlich werden, weil sie dem Eindringen von Kieskörnern des Betons nicht genügenden Widerstand entgegengesetzt und damit die ungenügend gedeckte Pappe dem Vergärungsprozeß aussetzt. Hierüber liegen sehr unangenehme Erfahrungen vor.

Südlich des Bahnhofs Hermannplatz bestand bereits die von der früheren Stadtgemeinde Neukölln 1920—1923 gebaute Strecke Berliner — Bergstraße. Ihr nördlicher Anschluß an den Hermannplatz war für den Gemeinschaftsbahnhof eingerichtet, so daß die gesamte Übergangsstrecke vollständig und der Anschluß an die Normalstrecke teilweise beseitigt werden mußte.

Mit Rücksicht auf die anliegenden Häuser und den aufrechtzuerhaltenden Straßenverkehr wurde zunächst mit flüssiger Luft gesprengt. Da dieses Sprengmittel bei den verhältnismäßig dünnen Sohlen und Wänden, die ungewöhnlich stark armiert und sehr hart waren, nicht

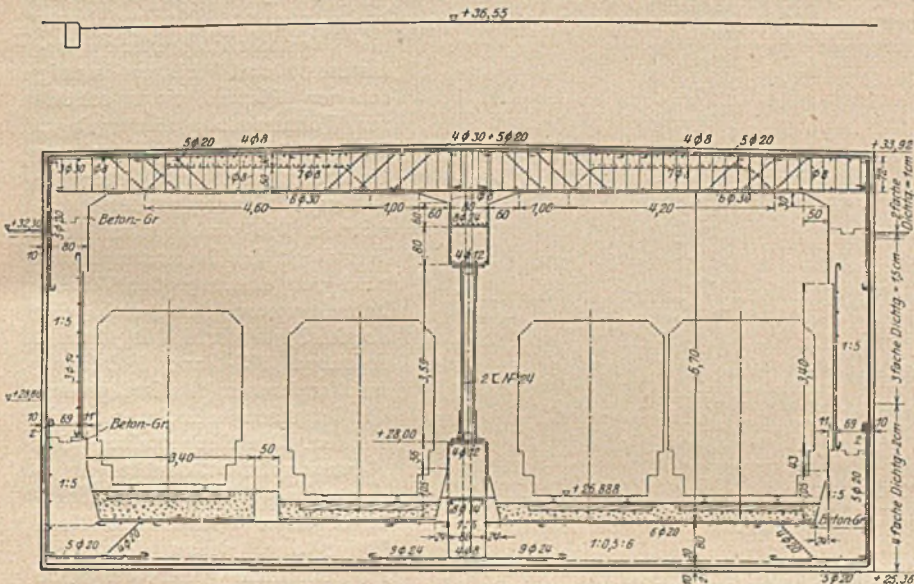


Abb. 11. Rahmenquerschnitt mit einer Mittelstütze (östliche Übergangsstrecke).

Das Grundwasser wurde in Sonderleitung zum Landwehrkanal bzw. in einen in der Nähe befindlichen Notauslaßkanal gepumpt, der hierdurch eine Mehrbelastung von 180—200 Sekundenlitern erhielt. Da sich bei den zahlreichen Besichtigungen der Baustelle für die Einrichtung der Pumpenstufen besonderes Interesse zeigte, sei hier in der Abb. 13 eine normaleingerichtete Pumpenstube der Baustelle Hermannplatz nach örtlicher Aufnahme wiedergegeben. Die Zentrifugalpumpen leisten manometrische Förderhöhen von 10 m bis 20 und bis 26 m bei entsprechenden Sekundenlittermengen von 75 bis 110 bis 60. Höchstdrehzahl 1750 pro Minute. Die erforderliche Motorleistung ist dann 20 bis 46 bis 37 PS. Die vorhandene Leistung der eingebauten Drehstrommotore ist 50 PS und der Reservegleichstrommotore 50 bis 60 PS. Für erstere ist die Umformung des städtischen Versorgungsstromes erforderlich, letztere werden ohne Umformung aus Straßenbahnstrom mit Sicherung gegen Überbeanspruchung gespeist. Die Ansaugleitung wird durch einfache Diaphragmapumpe betätigt. Eine solche Pumpenstube bedient bei den Berliner Bodenverhältnissen bis zu 30 Brunnen mit 2,5 bis 3,5 m und mehr Absenkungstiefe der Hochhaltung. Jeder Brunnen erhält ein Rückschlagventil, vor dem Anschluß an die Saugleitung einen Schieber und bei Tiefhaltungen bzw. artesischer Grundwasserwirkung einen Brunnenstopf, der vor dem Ziehen des Brunnens in innige Verbindung mit der Sohlendichtung und dem Sohlenbeton gebracht und später gegen nachdrängendes Grundwasser geschlossen wird. Die Rohrteile eines Brunnens sind

²⁾ Siehe hierzu die Arbeit des Verfassers: „Über die Notwendigkeit einer einheitlichen Bestimmung des Materialbedarfs für Beton und Traßbeton im Zusammenhang mit der Notwendigkeit einer wissenschaftlichen Bauforschung“ in „Beton u. Eisen“ 1926, Heft 16.

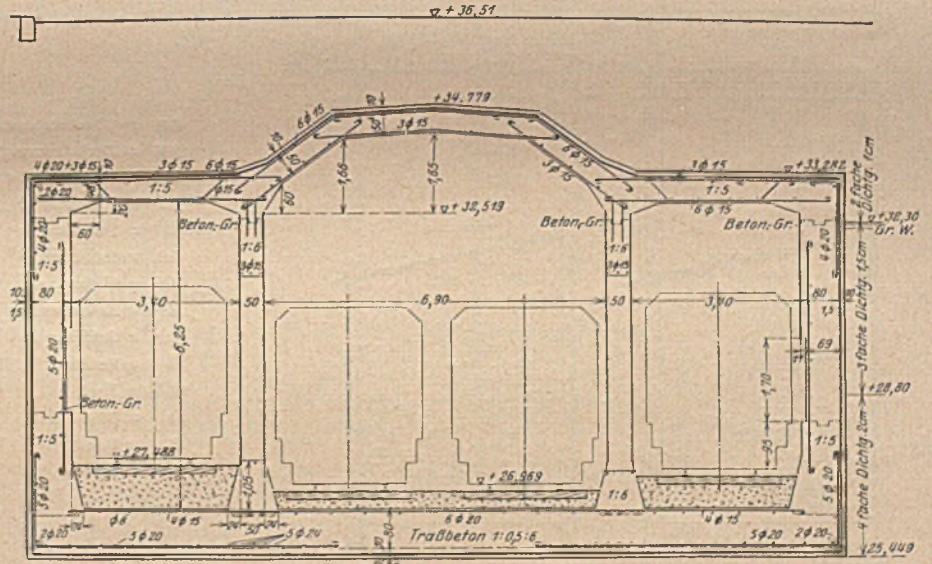


Abb. 12. Rahmenquerschnitt mit zwei Mittelstützen (östliche Übergangsstrecke).

die erforderliche Wirkung trotz hoher Kosten brachte, wurde es zugunsten eines für den vorliegenden Fall geeigneteren Sicherheitssprengstoffes wieder aufgegeben. Die Nacharbeiten wurden mit Preßluftschlämmern und üblichem Stemmwerkzeug (bei den Dichtungsanschlüssen) ausgeführt.

Betrachtet man den in Abb. 3 dargestellten Bahnhof Hermannplatz vom ingenieurästhetischen Standpunkte, so erscheint es selbstverständlich, daß die — wie gezeigt — festgefügtten Wandeinteilungsmaße keinerlei Einschränkung

infolge sekundärer Schwierigkeiten gelegentlich der Bauausführung erfahren durften. Ebenso hätte eine Vierteilung des Bahnsteiges durch doppelte Stützenreihen mit den in Bahnsteigmitte stehenden, eine eigene Begrenzung bildenden Diensthäuschen, Bänken usw. die mit der einfachen Mittelstützenreihe erzielte verkehrstechnischen und ingenieur-ästhetischen Vorteile verschlechtert. Wie aus Abb. 8 er-

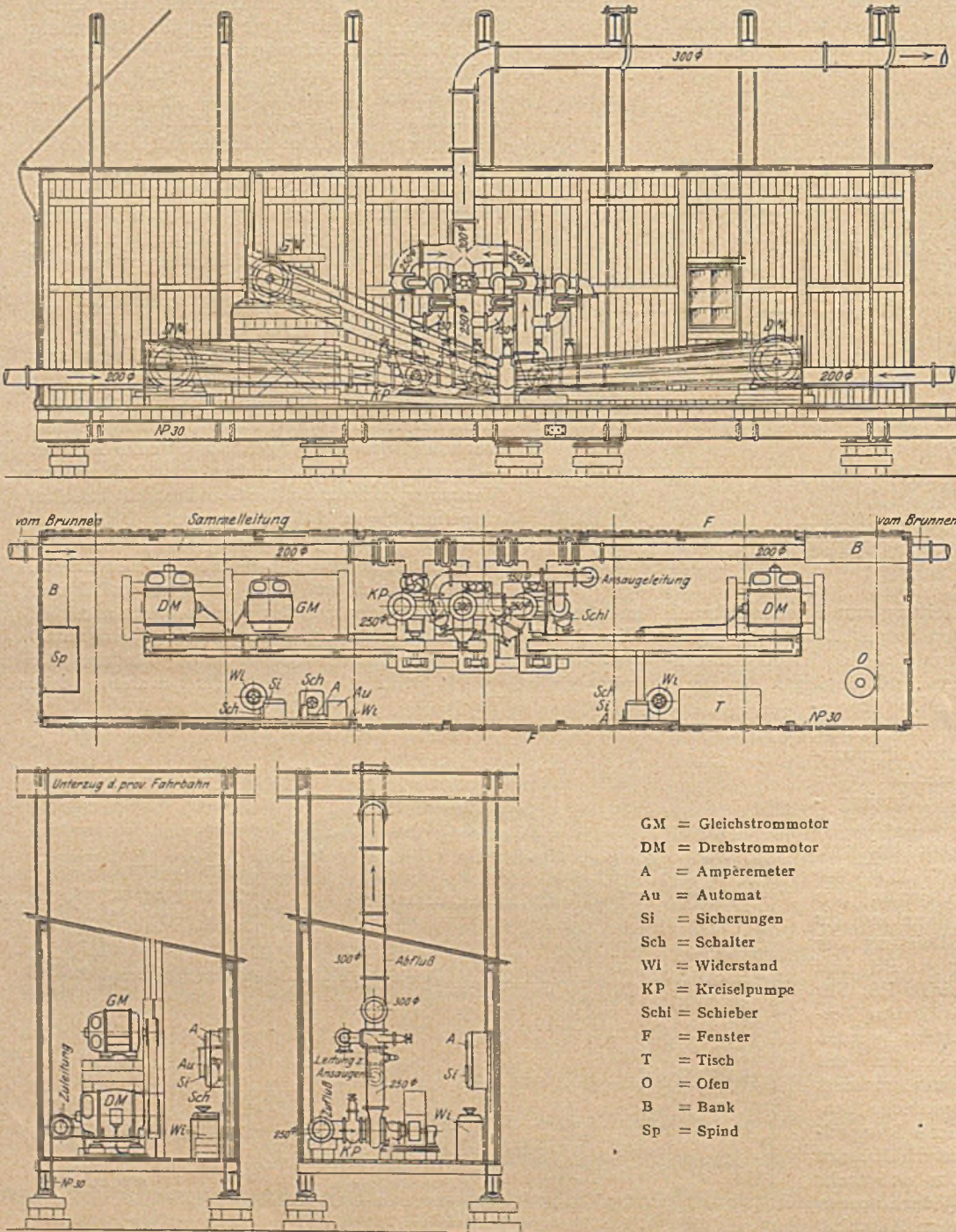
Der Kreuzungsbahnhof Hermannplatz gab, wie allgemein Untergrundbahnbauten, Anlaß nicht nur zur Umlegung zahlreicher Versorgungsleitungen, sondern zu besonders bedeutenden Änderungen des Straßenbildes, nämlich zur Neugestaltung des Hermannplatzes. Was seit Jahrzehnten angestrebt, ist hier überraschend schnell aufgegriffen und ermöglicht worden. Die ganze Westfront des Hermannplatzes mit rd. 200 Wohn-

ungen und vielen Geschäften wurde zugunsten einer Verbreiterung und Neugestaltung des verkehrlich stark belasteten und bisher wenig schönen Platzes trotz schwerer Wohnungsnot niedergelegt. Neue Wohnhäuser wurden zur Unterbringung der Mieter in anderen Stadtgedegen errichtet. Die neue 140 m lange Westfront des Hermannplatzes wird von einem großen Warenhaus, unter dem sich der eingleisige Verbindungstunnel zwischen NS- und NG-Bahn mit mehreren Aufstellgleisen der letzteren befindet, gebildet werden. Die Neugestaltung des Hermannplatzes, der Ausgangspunkt zu dem großen dichtbevölkerten Hinterlande Neukölln, darf schon jetzt als städtebaulich hervorragende Tat bezeichnet werden.

Zu den durch neuartige Ausgestaltung bemerkenswerten Bahnhöfen der hier zu schildernden Neubaustrecken gehört der Untergrundbahnhof Kreuzberg (Abb. 14—16). Er ist die erste Station der im Weiterbau befindlichen Zweigstrecke von Bahnhof Belle-Alliance-Straße nach Tempelhof und Mariendorf. Die NS-Bahn erreicht am Bahnhof Kreuzberg ihren höchsten Punkt und vorher ihre größte Steigung mit rd. 40‰ (1 : 25). Von der Spreeunterführung bis hierher hat die Bahn 20,6 m Höhe zu überwinden.

Etwa die Hälfte der fertigen Zweigstrecke Belle-Alliance-Straße—Kreuzberg konnte somit ohne Sohle ausgeführt werden, da sie über dem höchsten Grundwasserstande liegt. Riegelverbindungen sichern die Seitenwandabstände. Außerdem wurde aber zwischen die Riegel eine schwache Betonschicht eingebracht zur Sicherung gegen Durchdrücken von Sandboden durch das

Schotterbett des Oberbaues infolge Überdrucks der äußeren Bodenlast. Diese Vorsichtsmaßnahme war wegen ungünstiger Erfahrungen an anderen Berliner grundwasserfreien Tunneln innerhalb der Sandbodenstrecken notwendig. Die eigenartigen Sanddurchsickerungen, die hinter den Seitenwänden Pflastersackungen verursachen, werden durch den Fahrverkehr im Tunnel unterstützt oder vielleicht auch überhaupt erst hervorgerufen.



- GM = Gleichstrommotor
- DM = Drehstrommotor
- A = Ampèremeter
- Au = Automat
- Si = Sicherungen
- Sch = Schalter
- Wl = Widerstand
- KP = Kreiselpumpe
- Schi = Schieber
- F = Fenster
- T = Tisch
- O = Ofen
- B = Bank
- Sp = Spind

Abb. 13. Pumpenstube der Grundwasserhaltung in Längsschnitt, Grundriß und Querschnitten.

sichtlich, steht für den oberen Bahnhof bei gleichgroßer Breite nur eine Höhe von 2,85 m gegenüber 7,25 m des unteren zur Verfügung. So niedrige Höhen sehr breiter Bahnhofsräume mildern mit der Höhe den ästhetischen Nachteil der doppelten Stützenreihen, die hier vorgesehen sind. Die verkehrstechnischen Mängel bleiben dieselben, vorausgesetzt, daß die gewählten Bahnsteigbreiten dem zukünftigen Verkehrsbedürfnis wirklich entsprechen.

Der Bahnhof Kreuzberg liegt in einer Neigung von $5\frac{0}{100}$ ($1:200$) und hat die Normalbreite der NS-Bahnhöfe von $13,10$ m bei 7 m Bahnsteigbreite und eine Länge von $121,5$ m. Auch hier mußte wieder die durch Lage des Straßengeländes mögliche äußerste Raumhöhe teilweise auf Kosten sekundärer Ausführungserschwerisse ausgenutzt werden. Dauerwert des Bauwerks und leichtere Deckenkonstruktion wiegen diese



Abb. 14. Untergrundbahnhof Kreuzberg.

Baustellenschwerisse jedoch auf. Der Bahnhof ist als einziger der NS-Bahn stützenfrei und hat eine lichte Höhe über Bahnsteig von $6,03$ m bis zur obersten Kassettenfläche. Die kräftigen Kassetten von 75 cm Tiefe geben der Bahnhofsdecke ein lebhaftes Gepräge. Die Beleuchtungskörper wirken direkt und befinden sich über den Bahnsteigkanten und in Kassettenmitte. Die Zugangstreppe konnten in die vorhandenen Bürgersteige gelegt werden. Im Gesamteindruck ähnelt der Bahnhof den neuesten Untergrundbahnhöfen Londons. Die konstruktiven Einzelheiten sind aus Abb. 16 ersichtlich. Der Querschnitt wurde als Zweigelenrahmen berechnet.

Beim Bau der Zweigstrecke wurde gleichzeitig der südliche, über dem Nordende des Bahnhofs Kreuzberg beginnende Teil der Belle-Alliance-Straße durch Abtragen eines sogen. verlorenen Gefälles von $1,40$ m Spitzhöhe reguliert. Trotzdem liegt der südlich des Bahnhofs mit zwei Aufstellgleisen ausgerüstete Tunnel noch so tief, daß Nutzräume im Anschluß an die Vorräume in einem zweiten Stockwerk über einem kurzen Teil der breiten Aufstellgleisstrecke, ähnlich wie beim Bahnhof Belle-Alliance-Straße, geschaffen werden konnten. Aber auch die übrige Aufstellgleisstrecke liegt noch tiefer als nur für den Tunnel erforderlich unter Straßengelände und eignet sich deshalb für den Einbau einer Untergrundbahngarage. Die genauere Entwurfsbearbeitung ergab einschließlich Ausnutzung des neben dem Untergrundbahnstreifen verfügbaren Straßenkörpers eine Unterbringungsmöglichkeit für 250 Wagen. Jedoch mußte die Ausführung an Rentabilitätsfragen scheitern, und die Aufstellgleisstrecke wurde durch einen verankerten Dreigelenkbogen aus Eisenbeton überdeckt. Die Idee der Untergrundbahngarage (D.R.P.) hat seitdem aber eifrige Förderer gefunden.

Zurückkehrend zur Stammstrecke der NS-Bahn ist außer dem Bahnhof Hermannplatz nur noch der Bahnhof Hasenheid (Abb. 17—21) als in den eigentlichen Neubaustrecken liegend zu erwähnen. Er ist der erste Flachbahnhof der NS-Linie mit

vollständiger Eisenbetondecke, hat eine Länge von 88 m, eine Normalbreite von $13,10$ m bei einer lichten Höhe über Bahnsteig von $3,31$ m bis zur Kassettenfläche. Der Bahnhof liegt vollkommen in der Horizontalen. Trotzdem er sich dicht unter dem Straßenpflaster befindet, konnten hier die Eingangstreppe in die günstig gelegenen Seitenbürgersteige eingebaut werden. Die Konstruktion ist in Abb. 21 dargestellt. Abweichend von früherem sind hier die als Wölbalken hergestellten Stützenbankette und die über Eck stehenden Teller über den pilzartigen Stützenköpfen bemerkenswert, die durch Überschreiten der zulässigen Schubspannungen der Eisenbetonunterzüge notwendig wurden und sich für die Kassetten als Eckabstumpfung auswirken. Diese Verstärkungen sind auch an den Seitenwandauflagern der Deckenunterzüge statisch erforderlich.

Eine besondere konstruktive Ausbildung war für den Stützenkopf nötig, weil hier die große Pressung beim Übergang vom Beton der Deckenbalken zum Eisen der Stütze vermieden werden mußte. Es wurde ein Strahlenbüschel von 36 Rund-eisen 30 mm nach Abb. 20 eingebaut. Vier dieser Eisen sind in der Stützenkopfplatte verschraubt und das Ganze unten durch eine Eisenblechmanschette zusammengehalten. Die Ausführung war einfacher, als es nach der Abbildung den Anschein hat. Die Eisenbetonunterzüge haben, wie auch aus Abb. 19 ersichtlich ist, trapezartige Querschnittsform, die aufzubiegenden Rundeisen sind hier aus der Doppellage der unteren Zone in die einfache Lage der oberen Zone durch Schräglegen überführt worden. In den drei beschriebenen Bahnhöfen wurden die Bahnsteigplatten und größtenteils auch die dazugehörigen Balken in Eisenbeton nach Herstellung auf dem Lagerplatz und langer Erhärtungszeit als Fertigkonstruktion auf kleinen Betonstützwänden in bewährter Weise und kürzester Frist verlegt.

Die normalen Strecken sind wie bisher mit verankertem Dreigelenkbogen aus Beton $1:6$ überdeckt. Die eisernen Anker

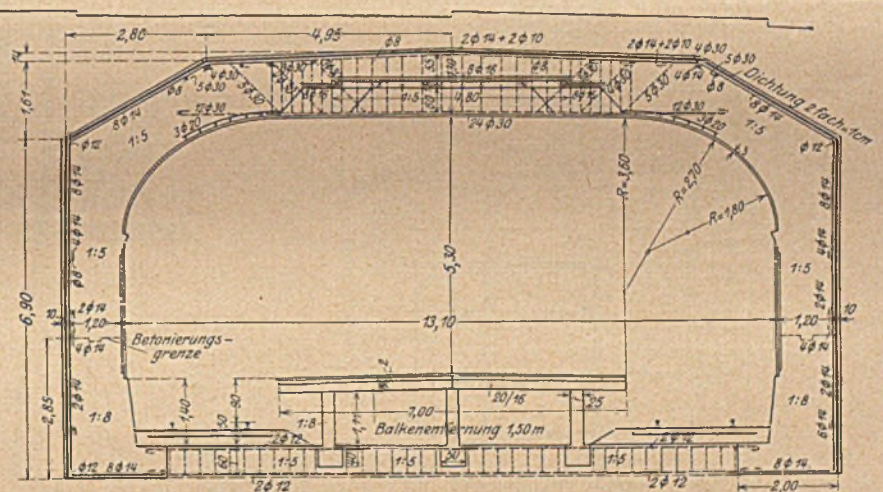


Abb. 15. Querschnitt des Untergrundbahnhofes Kreuzberg.

gehen sämtlich durch den theoretischen Gelenkpunkt bzw. liegen unter diesem, in keinem Falle aber darüber. Die Ankerabstände sind bis auf $1,0$ m vergrößert. Die Rahmentunnel im Grundwasser haben ausnahmslos die dreieckig geschlossene Trogform. Sie wurden ohne Ausnahme in bewährter Weise in offener bzw. provisorisch abgedeckter Baugrube hergestellt.

In neueren amerikanischen Veröffentlichungen finden sich Mitteilungen über Versuchsergebnisse mit einbetonierten Walzträgern, wonach die Mitberücksichtigung des durch Umschnürung zusammengehaltenen Betons auch bei Stelz-Kappendecken Eisensparnisse von $30-45\%$ bringen soll. Demgegenüber stehen aber die umfangreichen älteren Versuchsergebnisse von deutschen Eisenbahndirektionen, die dazu führten, die Mitwirkung des Betons in solchen Fällen ausdrück-

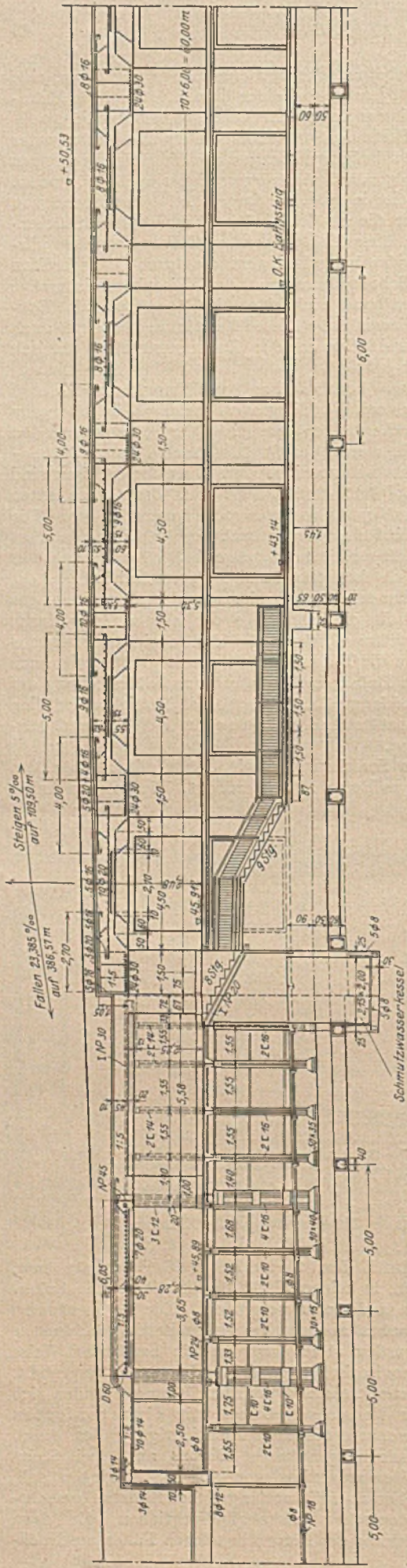
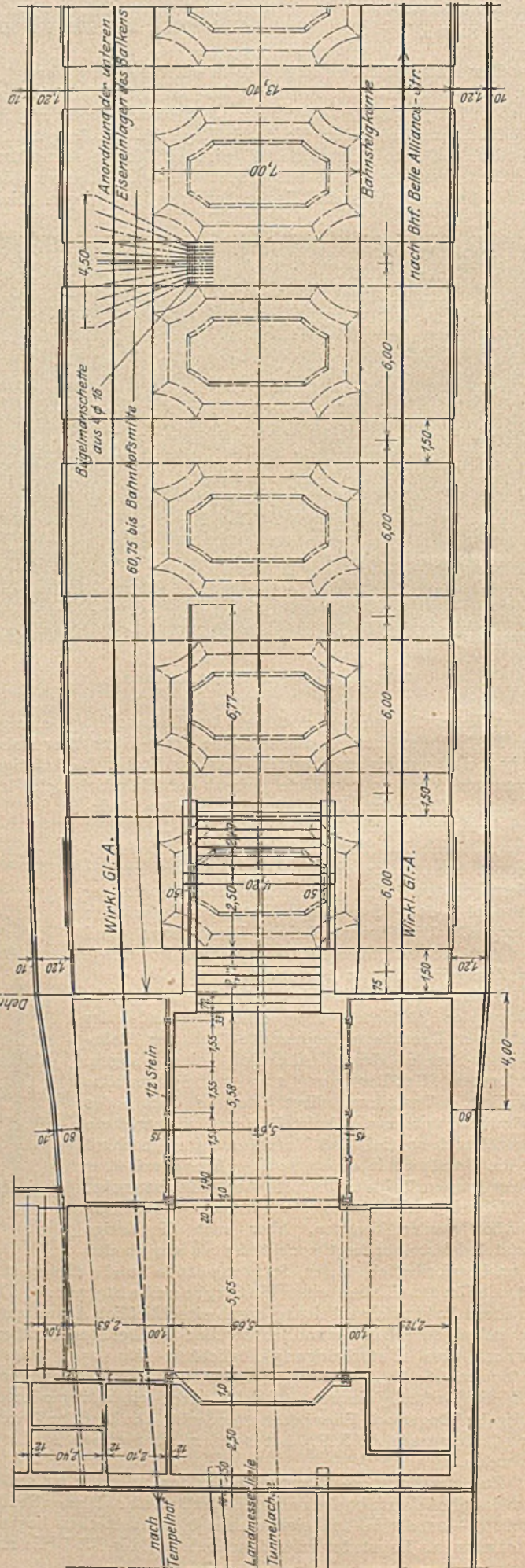
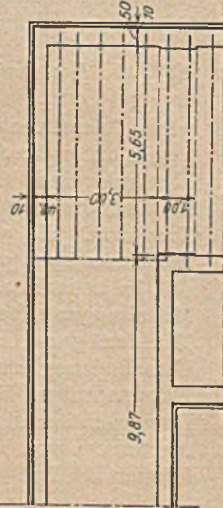


Abb. 16. Längenschnitt und Grundriß des Untergrundbahnhofes Kreuzberg.



lich nicht in Rechnung zu stellen. Auch im Untergrundbahnbau haben sich diese ungünstigen deutschen Versuchsergebnisse insofern bestätigt, als bei Stemmarbeiten an Kappenträgerdecken häufig völlige Zusammenhanglosigkeit zwischen Beton und Trägersteg bzw. Unterflächen der oberen Flanschen vorgefunden wurde. Ob die Umschnürung hier für die Praxis

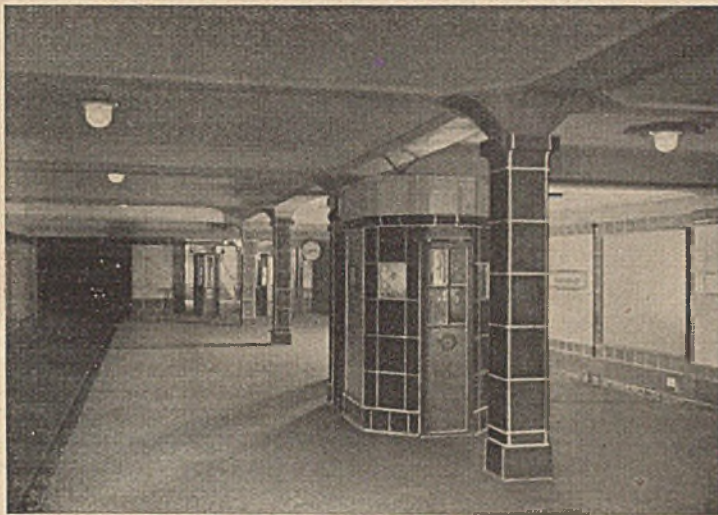


Abb. 17. Untergrundbahnhof Hasenheide.

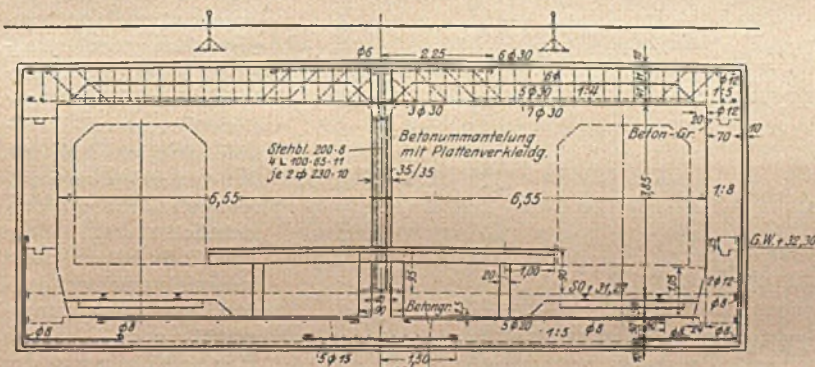


Abb. 18. Querschnitt des Untergrundbahnhofes Hasenheide.

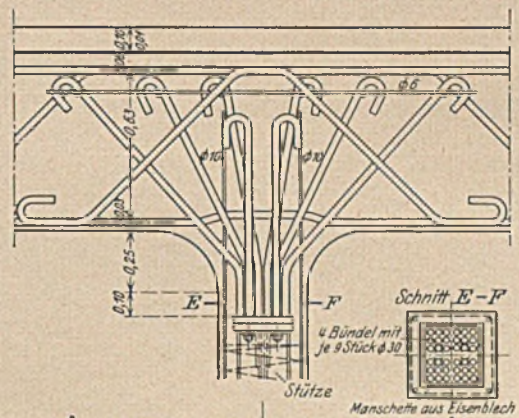


Abb. 20. Stützenkopfbewehrung.

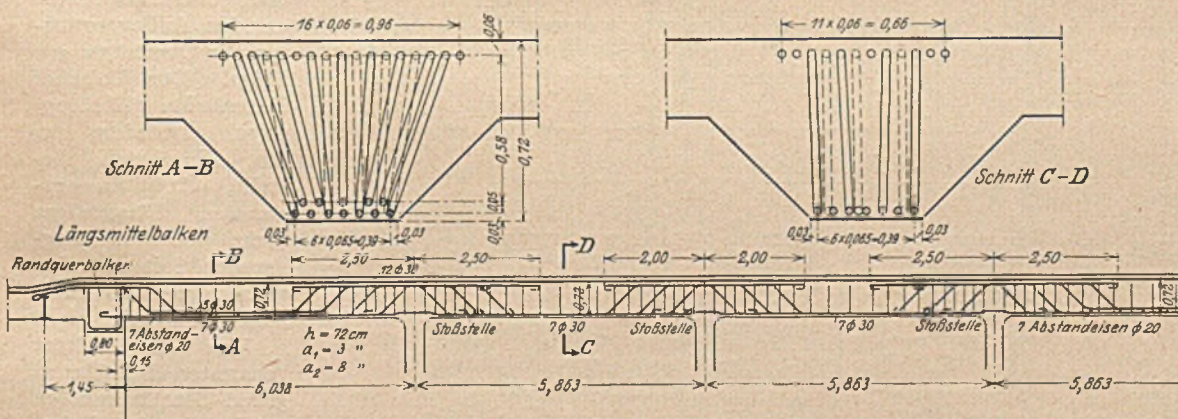


Abb. 19. Deckenunterzug Bahnhof Hasenheide.

letzten Endes Vorteile bringt, dürfte recht zweifelhaft sein. Neuerdings werden Verfahren empfohlen, die den Zusammenhang zwischen Beton und Steg gewährleisten sollen. Über neueste schweizerische Versuche mit einbetonierten Walzträgern wurde auf der internationalen Tagung für Brücken- und Ingenieurhochbau 1926 in Zürich berichtet.

Zum Schluß seien noch allgemeinere ingenieurästhetische Fragen gestreift und dabei die nach älterer Konstruktionsart ausgebildeten Bahnhöfe Gneisenaustraße, Rathaus Neukölln und Bergstraße erwähnt.

Die Kennzeichnung der Untergrundbahnhöfe so, daß allein durch die konstruktiv-ästhetische Raumgestaltung dem Fahrgast die Orientierung gewissermaßen zufällt, der Raumeindruck des Bahnhofes sich ihm einprägt, stößt bei niedrigen Bahnhöfen gleicher Abmessungen wie z. B. den eben genannten auf Schwierigkeiten, wenn die Geschmacksgrenzen gewahrt bleiben sollen. Grelle Farbanstriche und dominierende Raumarchitektur

sind nicht am Platze. In diesem Zusammenhange verdienen die fast ausdruckslos einfachen Bahnhöfe der Spittelmarklinie vor den dekorativ überladenen der Dahlemer Strecke den Vorzug. Und hierbei läßt wieder der Bahnhof Inselbrücke, der an die ähnlichen, aber formschöneren Gewölbebahnhöfe der Pariser Untergrundbahn erinnert, bei aller Zweckmäßigkeit die ordnende Hand des

Ästhetikers vermissen. Bei der unentbehrlichen Gemeinschaftsarbeit des Bauingenieurs mit dem für Ingenieurästhetik geeigneten Architekten besteht die Haupttätigkeit des letzteren in der geschmackvollen Anordnung des dem Bauwerk zu gebenden Gewandes. „Unterordnung des Dekorativen unter das Sachliche und Ausbildung der großen

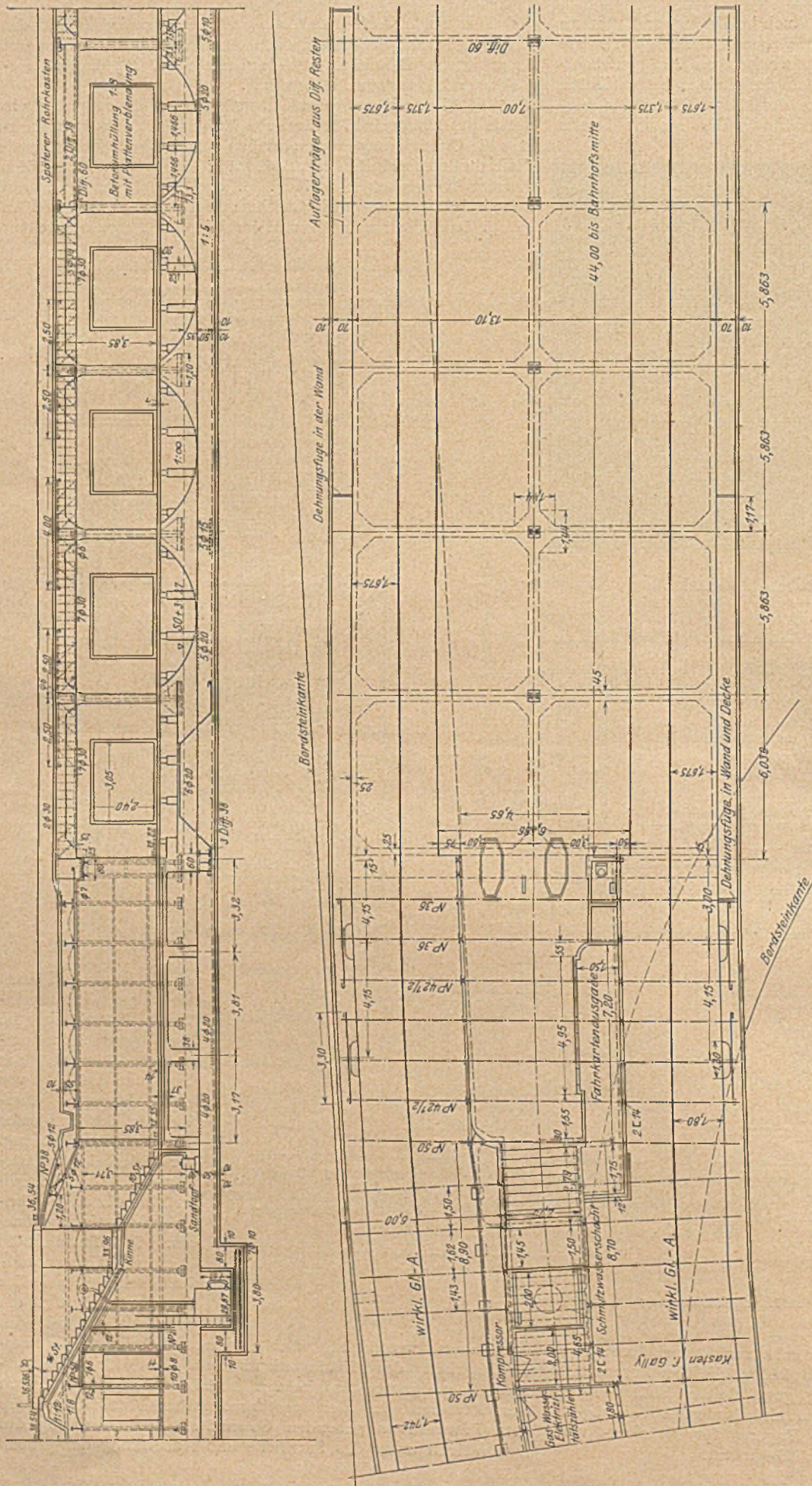


Abb. 21. Längsschnitt und Grundriß des Untergrundbahnhofes Hasenheide.

Form nach dem Wesen des Bauwerks“ — so ist der neuere Zeitgeschmack in der allgemeinen Architektur gekennzeichnet worden. Für die Ingenieurästhetik ist aber diese Forderung nicht Kennzeichnung eines wandelbaren Zeitgeschmacks, sondern Kennzeichnung ihres Wesens. Hierbei ist es wesentlich zu betonen, daß der sein Fach beherrschende — und für Bauwerksästhetik geeignete — Bauingenieur nicht an starre Einheitszweckformen gebunden ist. Das statische und ästhetische Formempfinden kann durch verschiedene Konstruktionen befriedigt werden.

Zwecklos dekorativ sind beispielsweise die statisch nicht erforderlichen, aber als notwendige Kassettenbegrenzung gedachten Walz- bzw. Blechlängsträger der älteren NS-Bahnhöfe, wie aus Abb. 22, die den Bahnhof Gneisenaustraße zeigt, ersichtlich ist. Zum Überflus haben diese materialverschwendenden Träger erfahrungsgemäß noch eine die Rissebildung der Seitenwände unterstützende Vergrößerung der Einzellasten an den Auflagerepunkten der Querträger zur Folge. Der Bahnhof Hasenheide (Abb. 17) zeigt, trotzdem er aus Eisenbeton besteht, daß die genannten Längsträger dicht vor den tragbereiten Seitenwänden statisch und ästhetisch nicht erforderlich sind.

Von den zuletzt genannten drei Untergrund-Flachbahnhöfen wurden in den Bahnhöfen Rathaus Neukölln und Bergstraße die Stützen mit Beton ummantelt und mit Kacheln bekleidet sowie die Eisenflanschen der Träger verputzt. Bahnhof Rathaus Neu-

köln in Abb. 23 zeigt die durch Grundstoffgleichartigkeit aller sichtbaren Flächen erzielte Verbesserung gegenüber der Abb. 22. Die Zugangstreppen für diese beiden Bahnhöfe mußten in besonderen Inselbürgersteigen hergestellt werden.

Die schönheitliche Gesamtgestaltung der Untergrundbahnhöfe ist in erster Linie eine Aufgabe der Ingenieurästhetik. Sie zum Gegenstande eines Wettbewerbes unter Architekten

ungeeignet oder nicht erforderlich war. Um aber Wettbewerbe für Werke der Ingenieurkunst unter Bauingenieuren in Gemeinschaft mit hierzu besonders geeigneten Architekten ausschreiben zu können, sind wir leider in der Pflege der Ingenieurästhetik — alles in allem genommen — noch nicht weit genug. Es ist daher zu wünschen, daß der Bauingenieur seine Werke in gegebenen Fällen allgemeiner noch als bisher nach



Abb. 22. Untergrundbahnhof Gneisenaustraße.



Abb. 23. Untergrundbahnhof Rathaus Neukölln.

zu machen, ist daher nicht angängig. Ein Versuch nach dieser Richtung wurde für die Berliner NG-Bahn unter Leitung der AEG früher schon einmal gemacht. Obwohl als engerer Wettbewerb unter namhaften, sich für die Ingenieurästhetik interessierenden Architekten wie Muthesius, Behrens, Grenander und anderen ausgeschrieben, ist dieser Versuch niemals wiederholt worden. Einen bleibenden Wert hat dieser Wettbewerb nicht gebracht, es sei denn die Erkenntnis, daß dieser Weg

ästhetischen Gesichtspunkten gestaltet und in ein schönes Gewand kleidet, wenn er sich auch genötigt sieht, für dieses einen geeigneten Architekten zu Rate zu ziehen. Und sind insbesondere aus diesem Streben heraus für die Untergrundbahnhöfe zweckentsprechende und ästhetisch wirksame Bauwerke entstanden, so hat der Bauingenieur für Generationen hastender Großstadtmenchen aus der Verkehrsnot gleichzeitig — eine Tugend gemacht.

ERMITTLUNG DER GURTKRAFTDIFFERENZ NACH DEN TAFELN DER REICHSBAHNVORSCHRIFTEN (B. E. 25).

Von Dipl.-Ing. Miesel, Eberswalde.

Im allgemeinen Fall einer geknickten Gurtung ist die Gurtkraftdifferenz ein mit der Laststellung nach Größe und Richtung wechselnder Vektor \bar{D} (Abb. 1):

$$\bar{D} = \bar{S}_2 - \bar{S}_1;$$

dessen skalarer Wert gegeben ist durch:

$$D^2 = S_1^2 + S_2^2 - 2 S_1 S_2 \cos(\alpha_2 - \alpha_1) \\ = \left(\frac{M_1}{r_1}\right)^2 + \left(\frac{M_2}{r_2}\right)^2 - 2 \frac{M_1 M_2}{r_1 r_2} \cos(\alpha_2 - \alpha_1).$$

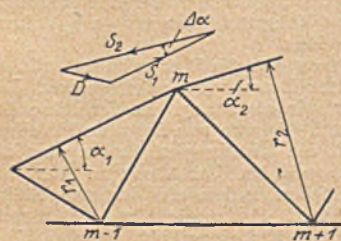


Abb. 1.

Da sich für $|D|$ eine lineare Einflußlinie ergibt, bestimmt man am schnellsten die Einflußwerte d_{m-1} und d_{m+1} und ermittelt aus der ungünstigsten Laststellung D_{max} .

Für den Parallelträger ergibt sich eine einfache Beziehung, welche die bequeme Ermittlung der größten Gurtkraftdifferenz aus den Tabellen der B. E. 25 ohne Aufzeichnen der Einflußlinien ermöglicht. Diese ist auch für den Halb-

parabelträger anwendbar, wenn man für kleines $\Delta a = (a_2 - a_1)$ in guter Annäherung setzt:

$$D = \frac{M_2 - M_1}{r_m},$$

wo r_m den mittleren Hebelarm der Gurtkräfte bedeutet.

Nach Abb. 2 gilt für die Momente:

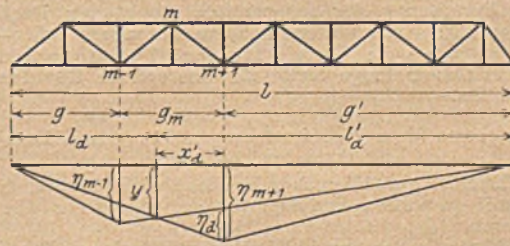


Abb. 2.

$$\eta_d = \eta_{m+1} - \frac{g'}{1-g} \eta_{m-1} = \frac{g'(1-g')}{1} - \frac{g'g(1-g)}{(1-g)} = \frac{g'g_m}{1}; \\ y = \eta_{m-1} \frac{ld'}{1-g} = \eta_{m+1} \frac{ld}{1-g'};$$

hieraus

$$l_d' = \frac{g'}{g+g'} l;$$

$$x_d' = l_d' - g' = \frac{g'l - g'g - g'^2}{g+g'} = \frac{g'g_m}{g+g'}.$$

Es ergibt sich nunmehr die einfache Beziehung:

„Die Einflußlinie des Differenzmomentes ist gleichbedeutend mit der Einflußlinie des Gegenpunktmomentes ($m+1$) für einen Ersatzträger der Stützweite l_d' .“

Beweis:

$$\frac{x_d' g'}{l_d'} = \frac{g' g_m}{l} = \eta_d.$$

Man entnimmt also $\max M_p$ aus Tafel 4 der B. E. 25 für den Wert:

$$l_d' = \frac{g'}{g+g'} l$$

und verkleinert das Moment nach Tafel 5 mit Hilfe von:

$$\frac{x_d'}{l_d'} = \frac{g_m}{l}.$$

Die größte Differenzkraft für Knotenpunkt m ergibt sich nach Teilung durch h bzw. r_m .

Für gleiche Feldweiten tritt eine weitere Vereinfachung dadurch ein, daß $\frac{x_d'}{l_d'}$ für die ganze Brücke einen konstanten Wert annimmt.

Es gilt:

1. Fachwerk mit Wechselständern:

$$\frac{x_d'}{l_d'} = \frac{2}{n}; \quad l_d' = \frac{m'-1}{n-2} l;$$

(m' = Felderzahl rechts des betrachteten Knotenpunkts m).

2. Fachwerk mit fallenden Streben:

$$\text{Obergut: } \frac{x_d'}{l_d'} = \frac{1}{n}; \quad l_d' = \frac{m'-1}{n-1} l.$$

$$\text{Untergut: } \frac{x_d'}{l_d'} = \frac{1}{n}; \quad l_d' = \frac{m'}{n-1} l.$$

3. Fachwerk mit steigenden Streben:

Die Werte für 2. mit vertauschten Gurtungen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die norwegischen Eisenbeton- und Betonvorschriften.

Herausgegeben von

„Den Norske Ingeniørforening“, Oslo 1926.

Der Stoff für die beiden Hauptgruppen, Eisenbeton- und Betonkonstruktionen, ist in je 5 Gruppen und diese wieder in 5 Untergruppen eingeteilt worden. I. Einleitung, II. Material und Mischverhältnisse, A. Eisen, B. Beton. (Bei den Betonvorschriften keine Unterteilung). III. Die Ausführung der Arbeiten. A. Allgemeine Bestimmungen, B. Das Eisen. (Bei den Betonvorschriften fällt naturgemäß diese Untergruppe fort.) C. Der Beton, D. Die Schaltung, IV. Kontrolle, A. Allgemeine Bestimmungen, B. Kontrolle vor der Ausführung, C. Kontrolle während der Ausführung, D. Kontrolle nach der Ausführung, V. Statische Berechnung, A. Bezeichnungen, B. Zulässige Beanspruchungen, C. Einfluß von Temperaturänderungen und Schwindung, D. Äußere Kräfte, E. Innere Kräfte.

In dem Vorwort sagen die Verfasser, daß man bis jetzt in Norwegen einheitliche Beton- und Eisenbetonvorschriften vermißt hat, und daß die Ausführungen von Beton- und Eisenbetonkonstruktionen infolgedessen oft von Unsicherheit und Zufälligkeit zeugen. Bei der Ausarbeitung der vorliegenden Vorschriften haben die Verfasser hauptsächlich praktische Rücksichten im Auge gehabt. Man hat sich auch möglichst an die eingebürgerten Ausführungsweisen anzulehnen versucht.

Abweichend von der jetzt üblichen Praxis ist die neue Bestimmung über die zulässige Druckbeanspruchung von Beton in Eisenbetonkonstruktionen bei Biegung, die von 40 auf 50 kg/cm² erhöht worden ist, um Übereinstimmung zwischen den zulässigen Druck- und Biegebbeanspruchungen zustandezubringen und um die vorgeschriebenen Materialien besser ausnützen zu können. Für die Berechnung von kreuzweise bewehrten Platten ist eine genauere Berechnungsmethode als die bis jetzt übliche vorgeschlagen worden. Bei den Bestimmungen über Temperaturänderungen und Schwindung sind die klimatischen Verhältnisse in dem langgestreckten Lande berücksichtigt. Die Vorschriften gelten nur für Portlandzemente, da mit anderen Zementarten keine ausreichenden Erfahrungen gesammelt worden sind und man deswegen keine sicheren Richtlinien für ihre Verwendung geben konnte.

Die Berechnung der sogenannten rippenlosen Decken ist in den vorliegenden Vorschriften nicht mitenthalten, weil — wie die Verfasser sagen — die Theorie für diese Decken noch nicht ganz abgeklärt ist; diese Frage bleibt für eine spätere Revision der Vorschriften offen.

Auszug aus den Bestimmungen für die Eisenbetonkonstruktionen.

I. Einleitung. Hieraus geht die Absicht hervor, die Bestimmungen mit passenden Zwischenräumen, wenigstens alle 5 Jahre, zu revidieren.

II. Materialien und Mischverhältnisse. Für Eisen wird die Forderung gestellt, daß es eine Elastizitätsgrenze von mindestens 2400 kg/cm² haben und eine Bruchbeanspruchung von mindestens 3700 kg/cm² vertragen soll.

Die Bruchdehnung soll mindestens 20% sein, gemessen auf die zehnfache Länge des kleinsten Durchmessers. Das Eisen muß in kaltem Zustande um einen Zapfen, dessen Durchmesser gleich der kleinsten Querabmessung der Stange ist, um 180° gebogen werden können, ohne auf der Zugseite Risse zu zeigen.

Für den Beton darf als Bindemittel nur reiner Portlandzement in Anwendung kommen, der den Bestimmungen für Lieferung und Prüfung von Portlandzement bei den Eisenbahn-, Wege-, Hafen-, Flußbau- und Leuchtturmbehörden Norwegens genügt (die im großen und ganzen den deutschen Lieferungsbedingungen entsprechen).

Der Sand (an den die übliche Forderung hinsichtlich Härte und Wetterfestigkeit gestellt wird) muß von wachsender Korngröße sein, von ganz feinem bis 7 mm. Nicht mehr als 30% des Sandes darf durch ein Sieb von 324 Maschen/cm² (freie Maschenweite 0,3 mm) gehen können. Um zu prüfen, ob eine Sandart für Eisenbeton geeignet ist, werden Probewürfel der Mischung 1:3 mit 7 cm Kantenlänge hergestellt. Diese Probewürfel müssen nach 28 Tagen mindestens 20% größere Druckfestigkeit aufweisen als Probewürfel aus Normalsand im ähnlichen Mischungsverhältnis. Wenn der Sand weniger Festigkeit als oben angegeben zeigt, kann er unter folgenden Voraussetzungen im Notfalle doch verwendet werden, daß der Zementzusatz für die Sandprobe vergrößert wird, bis die Würfel 20% größere Festigkeit als mit Normalsand zeigen. In der betreffenden Betonmischung muß dann die Zementmenge auch entsprechend vergrößert werden. Sand, der weniger Festigkeit als 80% von Normalsand aufweist, darf überhaupt nicht verwendet werden.

Der Kies oder Splitt muß eine größere Festigkeit besitzen als der verwendete Mörtel. Die Korngröße von 7 mm und aufwärts muß in passendem Verhältnis zu den Zwischenräumen zwischen dem Eisen und zur Stärke der Konstruktion stehen. Die größten Steine müssen einen Ring von 30 mm Durchmesser passieren können. Bei Fundamenten und anderen Grobkonstruktionen dürfen größere Steine verwendet werden. Schieferartige Gesteine dürfen nicht verwendet werden, da sie den Mischungsprozeß erschweren und im Beton sich leicht Hohlräume bilden. Das Wasser, das zur Verwendung kommen soll, muß Süßwasser und frei von öligen Bestandteilen und anderen Verunreinigungen, die den Zement angreifen können, sein.

Das Mischungsverhältnis ist abhängig von der Art der Konstruktion. Für Eisenbetonkonstruktionen soll im allgemeinen keine magerere Mischung als 1 Volumteil Zement + 3 Volumteile Sand + 0 bis 4 1/2 Volumteile Kies oder Splitt zur Verwendung kommen. Mehr als 3 Teile Kies dürfen nur bei Fundamenten und Grobkonstruktionen verwendet werden. Bei ungünstigen Belastungen und Wetterverhältnissen muß fettere Mischung verwendet werden. Für Eisenbetonkonstruktionen und Süßwasser sollen, wenn unter Wasser gegossen wird, 1 Volumteil Zement + 2 Volumteile Sand + 0 bis 3 Volumteile Kies verwendet werden. Wird das Betonieren in trockener Baugrube vorgenommen, so genügt 1 Volumteil Zement + 2 1/2 Volumteile Sand + 0 bis 3 1/2 Volumteile Kies.

In Seewasser und wo das Wasser schwache Säuren oder ähnliches enthält, darf nur ein absolut dichter Beton verwendet werden. Die Mischung soll daher nicht magerer sein als 1:2:3. In der Nähe der Wasseroberfläche, wo der Beton durch Angriffe von Frost und Wellenschlag stärker abgenutzt wird, soll die Mischung nicht magerer als 1:1 1/2:2 1/2 sein. Die Steinmenge soll im Verhältnis zu der angewandten maximalen Steingröße stehen, indem eine kleinere Steingröße eine kleinere Steinmenge bedingt. Es ist nicht unbedingt notwendig, daß Sand und Kies getrennt herbeigeschafft werden. Der Kies kann Sand enthalten und umgekehrt. Wenn solcher Kiessand zur Verwendung kommt, muß das zufällig vorhandene Mischungsverhältnis durch Sieben festgestellt werden. Weicht dies vom Vorgeschriebenen ab, so muß es durch entsprechenden Zusatz von Sand oder Kies verbessert werden. Bei Bestimmung des Mischungsverhältnisses

nisses nach Gewicht soll für Zement ein spezifisches Gewicht von 1,3 zugrundegelegt werden. Der Beton soll nach 28 Tagen mindestens eine Bruchfestigkeit von 180 kg/cm² aufweisen können, wenn die Probewürfel mit 20 cm Kantenlänge auf dem Bauplatze hergestellt werden.

III. Die Ausführung der Arbeiten.

A. Allgemeine Bestimmungen. B. Das Eisen. Es soll ein Tagebuch geführt werden, in dem u. a. die Frosttage genau vermerkt werden, ebenso Einschaltungs- und Ausschaltungsfristen usw. Die Eisen sollen um einen Zapfen mit einem Durchmesser gleich 2 1/2 des Eisendurchmessers gebogen werden. Der kleinste freie Abstand zwischen den Eisen darf 1 1/2 des Eisendurchmessers, jedoch mindestens 3 cm nicht unterschreiten. Werden die Eisen in verschiedenen Höhenlagen angebracht, so müssen die quergehenden Eisen, die sogenannten Nadeln, einen Durchmesser von mindestens 16 mm haben. Von Außenkante Eisen bis Außenkante Beton soll bei Säulen und Rippen mindestens 2 cm, bei Platten mindestens 1 cm Abstand sein. Wo die Konstruktion durch Wetter, Wasser oder andere Ursachen schädlichen Einflüssen ausgesetzt ist, müssen die Abstände vergrößert werden. In Seewasser z. B. muß der Abstand mindestens gleich 5 cm sein.

Das Stoßen von Eiseneinlagen soll möglichst vermieden werden; wo es nicht zu umgehen ist, muß der Stoß an die Stellen gelegt werden, wo die Eisenbeanspruchung am kleinsten ist.

Das Stoßen mehrerer Eisen im selben Querschnitt soll vermieden werden. Eine Stoßverbindung wird in der Weise ausgeführt, daß man die mit gebogenen Haken versehenen Eisen sich um die 30fache Länge des Eisendurchmessers überdecken läßt. Wo man verhältnismäßig wenig Betonquerschnitt hat und wo sonst die Verhältnisse die Ausführung einer gewöhnlichen Stoßverbindung erschweren, sollen Eisen mit mehr als 25 mm Durchmesser durch Muffen gestoßen werden.

C. Der Beton. Fertiggemischter Beton, der nicht sofort verbraucht wird, muß gegen Sonne, Wind und Regen geschützt werden und muß unmittelbar vor dem Verbrauch umgeschaufelt werden. Die Betonmasse muß vor Beginn des Abbindens verwendet werden und darf unter keinen Umständen älter als 1 1/2 Stunden sein. Beim Betonieren unter niedrigerer Temperatur als + 3° C. müssen angewärmte Materialien verwendet werden. Während und nach dem Betonieren muß die Arbeit gegen Kälte geschützt und unter Umständen eingebaut und künstlich beheizt werden.

D. Die Schalung. Die Fristen zwischen Abschluß des Betonierens und dem Entfernen der Schalung sind abhängig von der Witterung und von der Art der Konstruktion. Als Anhaltspunkt für die Festlegung dieser Fristen kann unter gewöhnlichen Verhältnissen folgendes dienen: Verschalung, die nur als Begrenzung dient, darf in der Regel erst nach 3 Tagen entfernt werden; Säulenschalungen erst nach 6 Tagen; Schalung für Deckenplatten erst nach 10 Tagen und Stützen für Rippen sowie Platten mit größeren Spannweiten erst nach 3 bis 4 Wochen. Unter ungünstigen Witterungsverhältnissen muß die Frist verlängert werden. Geht das Erhärten unter niedrigerer Temperatur als + 3° vor sich, müssen die angegebenen Zeitfristen mindestens um entsprechend viele Tage verlängert werden.

IV. Kontrolle.

A. Allgemeine Bestimmungen. Entwurf, Ausführung und Kontrolle von Eisenbetonkonstruktionen darf der Bauherr nur solchen Fachleuten anvertrauen, die über gründliche theoretische und praktische Kenntnisse von Arbeiten dieser Art verfügen. Der Bauleiter darf nur tüchtige, zuverlässige Leute mit hinreichenden Kenntnissen in Eisenbetonarbeiten als Stellvertreter, Poliere und Vorarbeiter benutzen. Der Bauherr und der Bauleiter sind beide, und jeder für sich, verantwortlich für die Erfüllung ihrer Pflichten.

B. Kontrolle vor der Ausführung. Diese bezieht sich darauf, ob die nötigen Vorbereitungen sämtlich getroffen sind. Ausdehnungsfugen müssen vorgesehen sein. Für größere Bauten werden auch statische Berechnungen der Gerüste gefordert.

C. Kontrolle während der Ausführung. Während der Ausführung können Proben von dem verwendeten Zement, Sand, Kies, Eisen und Wasser zur näheren Untersuchung verlangt werden, ob diese Materialien auch den unter „Materialien“ gestellten Anforderungen genügen. Neben den normalen Untersuchungen in den Materialprüfungsanstalten sollen unter Umständen auch auf der Baustelle fortlaufende Kontrolluntersuchungen über die zu verbrauchenden Zementlieferungen vorgenommen werden, u. a. mit Rücksicht auf Bindezeit. Es empfiehlt sich, Proben von dem verwendeten Zement, Sand und Kies aufzubewahren, bis die Arbeit zu Ende geführt ist. Während des Betonierens können Proben vom fertiggemischtem Beton zum Nachweis der Druckfestigkeit verlangt werden. Diese Proben werden als Würfel mit 20 cm Kantenlänge geformt. (Es folgt dann eine Beschreibung, wie diese Proben behandelt werden müssen, u. a. sollen bei Versand nach der Materialprüfungsanstalt die Proben in Kästen mit Sägespänen oder ähnlichem verpackt werden.)

D. Kontrolle nach der Ausführung. Wenn es für nötig angesehen wird, kann die Probebelastung der ausgeführten Konstruktion verlangt werden, doch darf diese nicht vorgenommen werden, ehe der Beton 40 Tage alt ist, mit Zuschlag für ungünstige Erhärtungsverhältnisse. Größe und Anordnung der Probebelastung wird so gewählt, daß kein Konstruktionsteil größere Beanspruchungen erhält als nachstehenden Belastungen entspricht: a) $(g + 1,5 p)$ kg pro m² für

$p < 700$ kg/cm²; b) $(g + 1000)$ kg pro m² für $p = 700-1000$ kg/cm²; c) $(g + p)$ kg pro m² für $p > 1000$ kg/cm².

Die Durchbiegung wird gemessen, nachdem die Probebelastung mindestens 24 Stunden aufgebracht war, und darf die errechnete Durchbiegung nicht mit mehr als 25% überschreiten.

Die dauernde Durchbiegung soll frühestens 12 Stunden, nachdem die Probebelastung entfernt ist, festgestellt werden und darf nicht mehr als 25% von der gemessenen Totaldurchbiegung betragen. Die Kosten der Probebelastung werden, wenn der Ausfall günstig ist, vom Bauherrn getragen, im andern Falle von der bauausführenden Firma.

V. Statische Berechnung.

A. Bezeichnungen. (Die Bezeichnungen sind ungefähr dieselben wie in den deutschen Eisenbetonvorschriften, doch hat man für die ganze Höhe eines Querschnittes die Bezeichnung h , während für die Nutzhöhe die Bezeichnung h_1 gewählt worden ist. Noch abweichend von den deutschen Bezeichnungen ist nur die Stärke der Druckplatte eines Plattenbalkens, die mit t bezeichnet wird.)

B. Zulässige Beanspruchungen. Im allgemeinen werden folgende Beanspruchungen zugelassen: a) Druck im Beton bei zentrischer Belastung 35 kg/cm²; b) Druck im Beton bei exzentrischer Belastung 50 kg/cm²; c) Druck im Beton bei Biegung 50 kg/cm²; d) Schubspannung im Beton 4 kg/cm²; e) Zugspannung im Eisen 1200 kg/cm².

Die Druckschubspannung im Beton muß für Gebäude mit mehreren Stockwerken folgendermaßen abgestuft werden:

Für Säulen im Dachgeschoß 25 kg/cm²; für Säulen im nächsten Geschoß 30 kg/cm²; für Säulen in den übrigen Geschossen 35 kg/cm². Wenn mit voller Nutzlast auf allen Decken gerechnet wird, kann die Säulenbeanspruchung mit 2 kg für jede darüberliegende Decke, mit Ausnahme der obersten und nächstobersten, vergrößert werden, doch darf die Säulenbeanspruchung niemals mehr als 45 kg/cm² betragen. Bei Berechnung von Rippen und Hauptrippen kann für die negativen Momente über den Auflagern mit einer Druckbeanspruchung von 60 kg/cm² gerechnet werden. Für Platten mit weniger als 10 cm Stärke darf nur mit 40 kg Druckbeanspruchung im Beton und 1000 kg Zugbeanspruchung im Eisen gerechnet werden. Für Wasserbaukonstruktionen, Kaianlagen, Staumauern usw., sowie Behälter für Flüssigkeiten, wie überhaupt bei Konstruktionen, die schädlichen Einwirkungen ausgesetzt sind, müssen mit Rücksicht auf Rostgefahr die Zugbeanspruchungen im Eisen unter Umständen um 20 bis 30% ermäßigt werden.

Wenn in der statischen Berechnung außer mit Eigengewicht und der ungünstigsten Nutzlast auch mit Wind, und bei statisch unbestimmten Systemen mit Einfluß der steifen Verbindung zwischen Balken und Säule gerechnet worden ist, wenn Einfluß von Temperatur und Schwindung, überhaupt wenn alle möglichen Einwirkungen berücksichtigt sind, dürfen die oben erwähnten Beanspruchungen um 30% erhöht werden. Erschütterungen und dynamische Wirkungen sollen durch entsprechende Erhöhung der Nutzlast einbezogen werden. Das Eigengewicht des Eisenbetons wird mit 2400 kg/m³ angesetzt.

C. Einfluß von Temperaturänderungen und Schwindung. Ausdehnungsfugen sind in Abständen von 30—50 m vorzusehen. Wenn bei Wänden der Abstand der Dehnungsfugen 10 m überschreitet, muß, damit keine Risse auftreten, eine Längsbewehrung angeordnet werden. Bei Wänden, die sich nicht ausdehnen können, soll diese Bewehrung 0,33% der Querschnittsfläche der Wand ausmachen. Ist aber die Wand in gewissem Grade imstande, Ausdehnungen mitzumachen, so kann die Zugsbewehrung bis zu 0,2% herabgemindert werden. Bei der Berechnung von Rahmen oder Gewölbekonstruktionen, wo der Abstand der Dehnungsfugen größer als 30 bis 50 m ist, soll mindestens mit folgenden Temperaturänderungen gerechnet werden: a) für eingebaute Konstruktionen 10° C + und 10° C —; b) für freistehende Konstruktionen 15° C + und 20° C —.

In Gegenden, wo der jährliche Unterschied der durchschnittlichen Monatstemperatur kleiner ist als 15° C, kann mit 5° C Temperaturabnahme gerechnet werden. An Orten mit besonders niedriger Wintertemperatur muß dagegen mit bis 10° C größerer Abnahme gerechnet werden. Der Einfluß der Schwindung wird gleichwertig mit 15° C berücksichtigt. Der Wärmeausdehnungskoeffizient des Betons wird mit 0,000 01 angenommen. Der Elastizitätsmodul wird gleich 210 000 kg/cm² gesetzt.

D. Äußere Kräfte. Querschnittsflächen und Trägheitsmomente sowie elastische Formänderungen werden aus dem ganzen Betonquerschnitt bestimmt, die Zugzone mitgerechnet und der Eisenquerschnitt rufach genommen.

Für freigelagerte Platten ist die Spannweite gleich Lichtweite + 10 cm. Für freigelagerte Rippen ist die Spannweite gleich Lichtweite + 20 cm. Für kontinuierliche Platten, Rippen oder Hauptrippen ist in der Regel die Spannweite gleich dem Abstand von Mitte zu Mitte Auflager. (Sonst sind die Annahmen für die statische Berechnung ähnlich wie in den deutschen Vorschriften.)

Das Feldmoment bei kontinuierlichen Platten und Rippen darf auf keinen Fall kleiner als 0,042 $q l^2$ gesetzt werden.

Die Konstruktionshöhe h wird so bestimmt: a) für freigelagerte Rippen und Hauptrippen $h = 1/20$ der Spannweite = 0,050 l, b) für kontinuierliche Rippen und Hauptrippen $h = 1/30$ der Spannweite = 0,039 l, c) für freigelagerte Platten und Hohlsteindecken $h = 1/27$ der Spannweite = 0,037 l, d) für kontinuierliche Platten und Hohl-

steindecken $h = 1/96$ der Spannweite = 0,029 l. Für Dachkonstruktionen wird die Mindesthöhe 15% niedriger gesetzt. Die Stärke der Eisenbetonplatte soll in der Regel mindestens 8 cm sein. Hiervon ausgenommen sind Dachplatten, die eine kleinste Plattenstärke von 7 cm haben können, sowie Rippendecken mit einschl. 60 cm Rippenabstand (auch Hohlsteindecken), die eine Plattenstärke von 5 cm haben können. Dies unter der Voraussetzung, daß die Querrippen ähnlich wie die Längsrippen, und zwar eine für Spannweiten zwischen 4 und 6 m und zwei für Spannweiten über 6 m, angeordnet werden. Bei Rippendecken mit einschl. 0,50 m Rippenabstand (auch Hohlsteindecken) soll die Breite der Rippe mindestens gleich 8 cm sein.

Bei Platten darf der Abstand der Bewehrungsseisen an der Stelle, wo das größte Moment auftritt, die doppelte Plattenstärke nicht überschreiten. Die Berechnung der kreuzweis bewehrten, auf allen 4 Seiten freigelagerten oder über mehrere Felder durchlaufenden Platten, mit den Spannweiten l_x und l_y , worin l_x kürzer ist als l_y , wird, wenn nicht nach genauere Methode gerechnet wird, in folgender Weise durchgeführt:

Man bestimmt die Lage der Nullpunkte für die Feldmomente, indem der Abstand Z von einem Nullpunkt nach der nächsten Stütze für beide Richtungen wie folgt ermittelt wird:

Für freigelagerte Platten $Z = 0$. Für kontinuierliche Platten

P : g	Z
0	0,20 l_x
1	0,14 l_x
4 und größer	0,11 l_x

Für zwischenliegende Werte wird interpoliert. Die angeführten Werte für kontinuierliche Platten müssen entsprechend abgeändert werden, wenn die Spannweiten der Nachbarfelder mehr als 20% von der Spannweite des betrachteten Feldes abweichen. In keinem Falle darf Z größer als 0,20 l_x gerechnet werden. Der kürzere Abstand zwischen den in dieser Weise ermittelten Nullpunkten wird mit a bezeichnet und der dazu lotrechte Abstand mit b. Die Feldschnitte in den entsprechenden Richtungen werden mit a bzw. b bezeichnet.

Man hat dann:

$$M_a = \left(1,13 - 0,75 \frac{a}{b} \right) \frac{g+p}{8} a^2$$

$$M_b = \frac{(g+p) a^2}{21}$$

Beide Feldmomente werden von 0 bei den Nullpunkten geradlinig anwachsend angenommen, bis sie ihr Maximum im Abstände 0,20 a vom Nullpunkt erreichen.

Die Stützmomente für kontinuierliche Platten werden ermittelt nach den Formeln:

$$M_{a_s} = - C_a M_a$$

$$M_{b_s} = - C_b M_b,$$

worin C_a und C_b mit folgenden Werten eingeführt werden:

P : g	C_a	C_b
0	$1,9 + 0,5 \frac{a}{b}$	2,4
1	$1,5 + 0,5 \frac{a}{b}$	2,0
4 und größer	$1,4 + 0,5 \frac{a}{b}$	1,9

Bei der Berechnung des Stützenmomentes über der inneren Stütze in einem Endfelde und sonst wenn die Feldweiten der Nachbarfelder der betrachteten Stütze verschieden sind, werden in den Formeln die Durchschnittswerte der Feldmomente bzw. der Koeffizienten C_a und C_b die beiden Nachbarfelder eingesetzt. Beide Stützenmomente werden als geradlinig von ihrem Maximum über der Stütze bis 0, im Abstände 0,22 l_x von derselben, abfallend angenommen. Die Feldmomente sowie die Stützenmomente werden nach beiden Richtungen über die ganze Breite der Platte konstant angenommen.

Die Auflagerreaktionen der Platte werden nach folgenden Formeln bestimmt. Für die Schnittrichtung a:

$$R_a = \frac{(g+p) l_x l_y}{2} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{a}{b} \right)$$

Für die Schnittrichtung b:

$$R_b = \frac{(g+p) \cdot l_x l_y}{4} \cdot \frac{a}{b}$$

Diese Reaktionen werden als auf einer Strecke symmetrisch zu der Mittellinie der Rippen gleichmäßig verteilt gerechnet, und zwar parallel zur längeren Seite gleich $\left(l_y - \frac{l_x}{2} \right)$ und parallel zur kurzen Seite gleich $\frac{l_x}{2}$.

Bei Platten, die mit Einzellasten belastet sind, wird in folgender Weise verfahren:

Für die Berechnung der Biegemomente wird die effektive Breite $b = \frac{2}{3} l + t_b$ gesetzt, wo t_b die Länge der Angriffsfläche der

Auflast, quer zur Spannweite gemessen, bedeutet. In der Richtung der Längsbewehrung kann die Einzellast als eine auf der Strecke $v = t_1 + 2s$ wirkende, gleichmäßig verteilte Last betrachtet werden, wo t_1 die Länge der Angriffsfläche der Einzellast in der Richtung der Spannweite gemessen und s die Höhe der Deckschicht ist. Für die Berechnung der Schubspannung kann in der Plattenmitte

gleichfalls eine mitwirkende Plattenbreite von $b_1 = \frac{2}{3} l + t_b$ und an den Auflagern $b_0 = t_b + 2(s + h)$ angenommen werden, worin h die Stärke der Platte bedeutet. Zwischen den Auflagern und der Plattenmitte wird mit einer Verteilungsbreite entsprechend einem geradlinigen Übergang zwischen den oben erwähnten Verteilungsbreiten gerechnet. Raddruck kann in der Bewegungsrichtung auf einer Länge von 15 cm verteilt werden.

E. Innere Kräfte. Das Verhältnis zwischen dem Elastizitätsmodul des Eisens und dem des Betons wird gleich 15 gesetzt. Die Schubspannung bei Biegung wird nach folgenden Formeln gerechnet:

Für rechteckige Querschnitte:

$$T_b = 1,14 \cdot \frac{Q}{b h_0}$$

Für T-förmige Querschnitte:

$$T_b = 1,09 \frac{Q}{b_0 \cdot h_0}$$

Übersteigt die in dieser Weise ermittelte Schubspannung 14 kg/cm², so muß der Querschnitt entsprechend vergrößert werden.

Auf Strecken, wo die Schubkraft den für Beton zulässigen Wert von 4 kg/cm² überschreitet, muß die ganze Schubkraft durch aufgebogene Eisen oder Bügel oder beides aufgenommen werden. Ist die Länge dieser Strecken kleiner als $\frac{2}{3}$ der Höhe der Rippe, fällt diese Forderung fort.

Zugbewehrungsseisen dürfen nicht in der Zugzone aufhören, sondern sollen möglichst in die Druckzone oder über das Auflager hinweggeführt werden und von jedem beliebigen Schnitt aus gerechnet

eine kleinste Verankerungslänge von $l = \frac{\sigma_j}{\sigma_{jt}} \cdot 30 d$ haben (σ_j = die auftretende Eisenspannung, σ_{jt} = zulässige Eisenspannung, d = Eisendurchmesser). Bei zentrischer Belastung auf Säulen und anderen gedrückten Gliedern werden die Beanspruchungen nach folgender Formel bestimmt:

$$\sigma_b = \frac{P}{F_b + 15 F_j}$$

Ist die freie Länge der Säule größer als das 15fache der kleinsten Seitenabmessung, so werden die Beanspruchungen bestimmt nach der Formel:

$$\sigma_b = C \frac{P}{F_b + 15 F_j}$$

worin der Koeffizient

$$C = 0,8 \left[1 + 0,0001 \left(\frac{l}{i} \right)^2 \right]$$

wenn i der kleinste Trägheitsradius ist. Bei exzentrischer Belastung wird die Beanspruchung nach der Formel bestimmt:

$$\sigma_b = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$$

worin F und W aus dem ganzen Betonquerschnitt zuzüglich den 15fachen Eisenquerschnitt gefunden werden. Diese Formel kann nur dann verwendet werden, wenn die Zugbeanspruchungen im Beton den Wert von 6 kg/cm² nicht übersteigen. Wird diese Grenze überschritten, so muß die Berechnung ohne Berücksichtigung der Zugaufnahmefähigkeit des Betons durchgeführt werden.

Ist die freie Länge einer Säule größer als das 15fache der kleinsten Querschnittsabmessung, so soll das von der Belastung herrührende Biegemoment um

$$M_{zulage} = 0,0002 \frac{P l^2}{h}$$

erhöht werden. Als Eisenbetonsäulen dürfen nur solche gerechnet werden, die eine Bewehrung von mindestens 0,6% des Säulenquerschnitts haben. Der größte Bügelabstand soll das 12fache des Eisendurchmessers oder $\frac{3}{4}$ der kleinsten Querschnittsabmessung der Säulen betragen, die größte Vertikalbewehrung 3% des Säulenquerschnitts. Tragende Eisenbetonwände sollen eine kleinste Vertikalbewehrung von 0,4% haben und eine Horizontalbewehrung von 0,2 bzw. 0,33% des Wandquerschnitts. Eisenbetonsäulen und -wände mit einer geringeren Vertikalbewehrung als 0,6 bzw. 0,4% des Säulen- bzw. Wandquerschnitts sollen nach den Bestimmungen über Beton ohne Bewehrung berechnet werden.

Wenn die Vertikalbewehrung mindestens 0,2% ausmacht, darf man doch mit dem Verhältnis $\frac{1}{h}$ für Säulen bis 15 gehen (anstatt 10 bei Betonsäulen) und bis 25 für Wände (anstatt 16 für Betonwände ohne Bewehrung).

Für umschnürte Säulen sollen die Beanspruchungen bei zentrischer Belastung nach folgender Formel gerechnet werden:

$$\sigma_b = \frac{P}{F_k + 15 F_j + 45 F_s}$$

$F_k + 15 F_j + 45 F_s$ darf dabei nicht größer sein als $2 F_b$.

Die Steigung soll wenigstens $\frac{1}{6}$ des Kerndurchmessers betragen, jedoch nicht über 8 cm, die freie Länge der Säule nicht mehr als 10mal den Kerndurchmesser; die Vertikalbewehrung mindestens $\frac{1}{3}$ der Spiralbewehrung. Der Querschnitt der umschnürten Säulen muß zylindrisch sein. Der Bügelabstand in Rippen soll höchstens $\frac{3}{4}$ der Rippenhöhe sein, die Druckbewehrung der Rippen mindestens 0,3% des Querschnitts. Bei druckbewehrten Rippen sind Bügel im Abstände von höchstens dem 12fachen Durchmesser des Druckbewehrungsseisens erforderlich. Bei Platten müssen Verteilungseisen entsprechend $\frac{1}{6}$ der Hauptbewehrung und im Abstände von höchstens 4facher Plattenstärke angeordnet werden.

Bei größeren Einzellasten ist eine Längsbewehrung bis zu $\frac{1}{3}$ der Hauptbewehrung notwendig. Wenn die Zugbeanspruchung 6 kg nicht überschreitet, braucht die Platte gegen negative Feldmomente nicht bewehrt zu werden.

Auszug aus den Bestimmungen für Betonkonstruktionen.

I. Einleitung (wie bei Eisenbeton).

II. Materialien und Mischverhältnisse.

Der Sand kann verwendet werden, wenn die Probewürfel von 7 cm Seitenlänge nach 28 Tagen dieselbe Druckfestigkeit aufweisen, wie solche aus Normalsand unter gleichen Verhältnissen hergestellte. Sand mit einer geringeren Druckfestigkeit als 75% des Normalsandes darf nicht verwendet werden. Die obere Grenze der Korngröße des Kieses ist 60 mm (muß Ring mit 60 mm Durchmesser passieren können). Noch größere Steine können nur bei Fundamenten und Grobkonstruktionen verwendet werden. Wo Süßwasser schwer herbeizuschaffen ist und wo auf das Aussehen des Betons kein großer Wert gelegt wird, darf Seewasser benutzt werden.

Betonkonstruktionen, die im Wasser stehen, dürfen nicht magerer gemischt sein als 1:2½:4 oder 1:3:4½, im Seewasser nicht magerer als 1:2:3, in der Nähe der Wasseroberfläche 1:1½:2½ und für tragende Konstruktionen 1:5:7. In Grobkonstruktionen dürfen bis 20% Sparsteine (große Felsstücke usw.) verwendet werden.

Der Beton soll nach 28 Tagen die Bruchfestigkeiten der nachstehenden Tabelle haben.

(Würfel mit 20 cm Seitenlänge.)

Mischungsverhältnis in Volumen	Zement- bedarf in Fässern à 170 kg	Sand- bedarf m³	Kies- bedarf m³	Minimale Festigkeit	
				nach 7 Tagen	nach 28 Tg. = σ_{bt}
1:1½:2½	2,5	0,5	0,8	120	210
1:2:3	2,0	0,5	0,8	105	190
1:2:4	1,8	0,45	0,9	100	170
1:3:3	1,7	0,7	0,7	95	160
1:3:4	1,5	0,6	0,8	85	145
1:3:4½	1,4	0,55	0,8	80	140
1:3:5	1,3	0,5	0,85	80	135
1:4:6	1,0	0,55	0,8	65	105
1:5:7	0,9	0,55	0,8	50	85

Wasserszusatz 15—20% des Gesamtgewichtes von Zement, Sand und Kies. Bei Handmischung 10% mehr Zement als in der Tabelle angegeben.

III. Die Ausführung der Arbeit.

Die Betonmasse muß plastisch sein, d. h. es muß bei der Mischung so viel Wasser zugesetzt werden, daß man einen steifen Brei erhält, der bei der Bearbeitung in den Schalungsformen eine plastische Masse bildet, wobei sich an der Oberfläche Wasser ansammelt.

Es muß genau beachtet werden, daß die Betonmasse nicht zu weich wird, da das überflüssige Wasser auf die Festigkeit des Betons schädlich einwirkt.

(Sonst sind die Bestimmungen wie die entsprechenden für Eisenbeton.)

IV. Kontrolle.

(Wie für Eisenbetonkonstruktionen.)

V. Statische Berechnung.

Für Betonkonstruktionen werden gewöhnlich folgende Beanspruchungen zugelassen: a) Druck bei zentrischer Belastung $0,15 \sigma_{bt}$, b) Druck bei exzentrischer Belastung: $0,20 \sigma_{bt}$, c) Schub bei Biegung $0,02 \sigma_{bt}$, d) Zug bei Biegung und exzentrischer Belastung: $0,03 \sigma_{bt}$. Wird die Konstruktion mit Sparsteinen ausgeführt, müssen obige zulässigen Beanspruchungen um 1% für je 1% zugesetzte Sparsteine geringer angenommen werden. Dehnungsfugen sind im Abstände 10—15 m anzuordnen. Ist bei Stützen und Wänden die Höhe (l) größer als das Vierfache des kleinsten Quermaßes (h), so wird die Beanspruchung nach folgender Formel bestimmt,

$$\sigma_b = C \cdot \frac{P}{b h}$$

worin der Koeffizient

$$C = 0,7 \left(1 + 0,1 \frac{l}{h} \right)$$

ist. Bei exzentrischer Belastung von Pfeilern, Wänden und Gewölben werden die Beanspruchungen nach folgender Formel bestimmt:

$$\sigma_b = \frac{P}{b h} \pm \frac{M}{\frac{1}{6} b h^2}$$

Für Pfeiler oder Wände, deren Höhe (h) größer als das Vierfache des kleinsten Quermaßes (h), soll das Moment um:

$$M_{Zulage} = 0,012 \left(\frac{l}{h} - 4 \right) P h$$

erhöht werden.

Bei der Berechnung der Auflagerreaktionen einer Säule auf einem Fundament wird die Beanspruchung auf dem Fundament nach folgender Formel gerechnet:

$$\sigma_b = C \frac{P}{b h}$$

wo der Koeffizient

$$C = \sqrt{\frac{b h}{B H}}$$

b, h die Querschnittsabmessungen der Säule und B, H die Abmessungen des Fundaments sind. Wird das Fundament durch eine Grundmauer von der Stärke H gebildet, so soll $B = b + \frac{1}{2} H$ gesetzt werden.

Talsperre mit kuppelförmigen Gewölben.¹⁾

Am Gilafuß in Arizona soll an einer Felsstelle des Tales eine Talsperre mit rd 1600 Mill. m³ Stauraum errichtet werden zur Bewässerung von rd 400 km² Land, zum Abfangen von plötzlichen Fluten, die bis

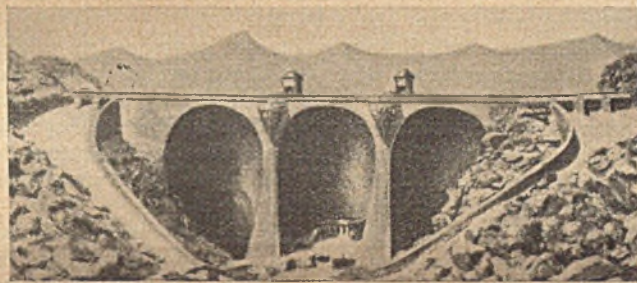


Abb. 1.

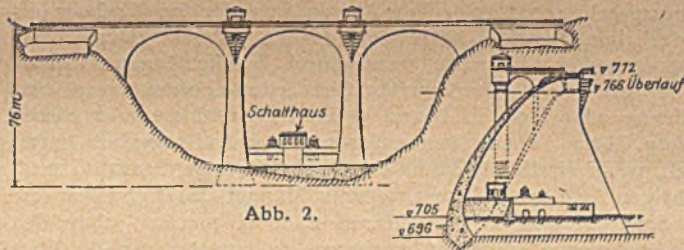


Abb. 2.

Abb. 4.

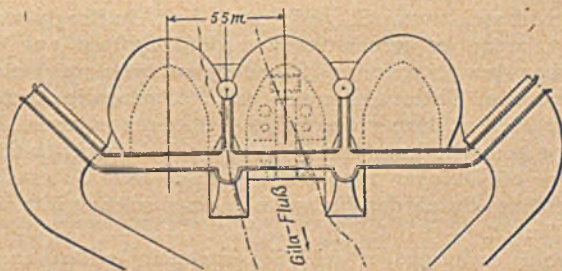


Abb. 3.

2800 m³/s erreichen, und zur Stromerzeugung. Sie wird 76 m hoch und soll mit drei kuppelförmigen Gewölben von 55 m Weite (von Pfeiler zu Pfeilermitte) und zwei seitlichen Überläufen ausgeführt werden, deren Oberkante 6 m unter die Mauerkrone zu liegen kommt (Abb. 1—4). Mit dem Bau soll sofort nach Fertigstellung der Bauzeichnungen begonnen werden. (Nach Engineering News-Record v. 27. Mai 1926, S. 865 m. 4 Abb.)

N.

¹⁾ Über diesen interessanten Bau wird demnächst noch ein größerer Aufsatz folgen. Die Schriftleitung.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Haftung des Bauunternehmers und des Auftraggebers für Personen- und Sachbeschädigungen bei Bauausführungen.

Von Dr. iur. Franz Stern, Rechtsanwalt in Berlin.

Treten bei Bauausführungen Beschädigungen von Personen oder Sachen ein, insbesondere z. B. Brände durch Funkenflug aus Lokomotiven, *Häuserisse infolge von Ausschachtungen, Personenverletzungen durch Bahnbetrieb usw., so geht das Bestreben des Geschädigten im allgemeinen dahin, seine Ansprüche auf möglichst breiter Grundlage geltend zu machen. Er wird also versuchen, sowohl den Bauunternehmer wie den Auftraggeber der Bauarbeiten in Anspruch zu nehmen. In den nachfolgenden Zeilen soll ausgeführt werden, unter welchen Voraussetzungen der Bauunternehmer und der Auftraggeber Ansprüche zu befürchten haben und in welcher Weise der Schaden zwischen beiden zu verrechnen ist, wenn die Schadensersatzpflicht beider durch Urteil feststeht.

I.

Für die Beschädigung von Personen und Sachen haftet, wer die Beschädigung vorsätzlich oder fahrlässig in widerrechtlicher Weise verursacht hat (§ 823 Abs. 1 BGB.) oder wer vorsätzlich oder fahrlässig gegen ein den Schutz eines anderen bezweckendes Gesetz (z. B. gegen eine Polizeiverordnung) verstoßen hat. Haben mehrere den Schaden verursacht, dann ist jeder verantwortlich (§ 830 BGB.), und zwar haften sie als Gesamtschuldner (§ 840 Abs. 1 BGB.).

Bei Eintritt eines Schadens ist also gesondert zu prüfen, ob der Bauunternehmer oder der Auftraggeber oder beide verantwortlich sind. Etwaige Bestimmungen in den Bauverträgen, daß der Unternehmer von dem Bauherrn Ansprüche Dritter fernzuhalten hat, sind diesem gegenüber bedeutungslos und kommen nur für die Ausgleichung zwischen Auftraggeber und Unternehmer in Betracht (s. unten II).

Verursacht hat den Schaden, wer durch seine Handlungsweise (Tun oder Unterlassen) den Erfolg, der normalerweise bei einem derartigen Tun oder Unterlassen einzutreten pflegt, herbeigeführt hat. Verantwortlich ist für den von ihm herbeigeführten Erfolg, wer ihn beim Handeln oder Unterlassen vorausgesehen hat oder bei Anwendung der im Verkehr erforderlichen Sorgfalt hätte voraussehen müssen. Der Unternehmer haftet also z. B., wenn durch Funkenflug aus seinen nicht mit einem Funkensieb versehenen Lokomotiven eine Scheune oder Holz in Brand geraten ist und wenn er diesen Erfolg hätte voraussehen müssen. Der Auftraggeber haftet z. B., wenn er die Baustelle durch fachkundige Beamte beaufsichtigen läßt und diese ihrerseits Mängel des Betriebes, die zu Schädigungen Dritter führen müssen, merken, ohne den Unternehmer darauf aufmerksam zu machen. Allerdings müssen hier besondere Umstände vorliegen. Insbesondere ist die vorbezeichnete Sorgfalt von dem Auftraggeber zu verlangen, wenn er seinerseits von dem Dritten auf einen unmittelbar bevorstehenden Schaden aufmerksam gemacht wurde und dem Unternehmer von den Mängeln, die normalerweise zur Herbeiführung des Schadens führen müssen, keine Mitteilung gemacht hat (Urteil des Oberlandesgerichts Oldenburg vom 16. Oktober 1926 U 4 aus 26). Der Unternehmer wird allerdings durch das Unterlassen einer solchen Mitteilung nicht entlastet.

Sowohl Auftraggeber wie Unternehmer haften an sich auch für die Handlungen oder Unterlassungen der von ihnen für die Ausführung des Baues bestimmten Personen. Haben sie jedoch diese Personen mit der im Verkehr erforderlichen Sorgfalt ausgewählt oder wäre der Schaden auch bei Beobachtung dieser Sorgfalt eingetreten, wofür sie beweispflichtig sind, dann sind sie von jeder Haftung frei (§ 831 BGB.). Der Bauunternehmer ist also von der Haftung frei, wenn er bei der Auswahl des örtlichen Bauleiters sorgfältig vorgegangen ist, der Auftraggeber, wenn er eine gute Baufirma mit der Ausführung der Bauarbeiten betraut hat. Auftraggeber und

Bauunternehmer haften jedoch auch in diesem Falle, wenn sie die Mängel, die infolge Verschuldens des Bauleiters zum ersatzpflichtigen Schaden geführt haben, kannten, ohne für Abstellung besorgt zu sein.

Hat der Angestellte des Auftraggebers oder Unternehmers, für dessen Handlungen dieser gemäß § 831 BGB. einzutreten hat, schuldhaft gehandelt, dann haftet gemäß § 840 Abs. 1 BGB. der Angestellte neben dem Geschäftsherrn als Gesamtschuldner. Im Innenverhältnis zwischen Geschäftsherrn und Angestellten haftet jedoch gemäß § 840 Abs. 2 ausschließlich der Angestellte, falls nicht den Geschäftsherrn außer der mangelnden Sorgfalt bei der Auswahl des Angestellten ein besonderes Mitverschulden an dem Eintritt des Schadens trifft.

II.

Wird durch Urteil die Verantwortlichkeit des Unternehmers und des Auftraggebers festgestellt, so daß sie dem Geschädigten gegenüber als Gesamtschuldner haften, dann ist der Geschädigte berechtigt, nach seiner Wahl entweder von dem Auftraggeber oder dem Unternehmer die ganze Schadenssumme zu fordern oder aber von dem Auftraggeber oder dem Unternehmer einen beliebigen Teil der Schadenssumme, bis er voll befriedigt ist.

Eine andere Frage ist es, wer letzten Endes den Schaden zu tragen hat, das heißt, welcher Teil des Schadens bei der Abrechnung zwischen Auftraggeber und Unternehmer auf den einen und den anderen Teil entfällt. Es sei hier zunächst darauf hingewiesen, daß das Urteil zwischen dem Geschädigten einerseits und dem Auftraggeber und Bauunternehmer andererseits im Verhältnis zwischen Auftraggeber und Bauunternehmer keine Rechtskraftwirkung hat. Es ist daher sehr wohl möglich, daß in einem etwaigen Prozeß zwischen Auftraggeber und Bauunternehmer die Schuld abweichend von dem Urteil im Vorprozeß festgestellt wird, so daß z. B. in dem zweiten Prozeß festgestellt werden kann, daß den Auftraggeber oder Bauunternehmer überhaupt keine Schuld trifft.

Für die Ausgleichung zwischen Auftraggeber und Bauunternehmer gelten folgende Grundsätze:

Enthält der Bauvertrag die Bestimmung, daß der Unternehmer dem Auftraggeber für Ansprüche Dritter aus Anlaß der Bauausführungen einzutreten hat, dann ist zu prüfen, ob hiermit nur solche gemeint sind, die auf die Folgen ordnungsmäßiger Bauausführung zurückzuführen sind, z. B. durch Lagerung von Erde usw., oder ob auch solche Schädigungen gemeint sind, die auf Verschulden zurückzuführen sind. Nur in dem zweiten Falle kommen die hier behandelten Grundsätze zur Anwendung. Normalerweise haben die Gesamtschuldner gemäß § 426 BGB. im Innenverhältnis den Schaden zu gleichen Teilen zu tragen, soweit nicht ein anderes bestimmt ist. Etwas anderes ergibt sich in entsprechender Anwendung des § 254 BGB. aus dem Grade der Schuld des einen und des anderen Teiles. Es kann daher vorkommen, daß infolge stark überwiegender Verschuldens des Auftraggebers oder des Bauunternehmers dieser im Innenverhältnis den Schaden zum überwiegenden Teile oder ganz zu tragen hat, ja, es kann sogar festgestellt werden, daß der eine Teil deshalb nichts zu zahlen hat, weil ihn kein Verschulden trifft.

Der Bauvertrag enthält vielfach die Bestimmung, daß der Bauunternehmer die Folgen seines oder seiner Angestellten Verstoßes gegen Polizeiverordnungen tragen soll. Im Hinblick auf die vom Reichsverdingungs Ausschuss aufgestellte Verdingungsordnung für Bauleistungen wird ferner die vertragliche Bestimmung in Frage kommen, daß der Unternehmer den Auftraggeber dann von jeder Verbindlichkeit gegenüber dem Dritten zu befreien hat, wenn der Auftraggeber von dem Dritten für bestimmte unerlaubte Handlungen in Anspruch genommen wird, für die der Unternehmer dem Dritten gegenüber gemäß §§ 823, 831 nach den Vorschriften über die unerlaubten Handlungen haftet. Gemäß § 10 Ziff. 3 der „Allgemeinen Vertragsbedingungen“ der vorgenannten Verdingungs-

ordnung erstreckt sich die Übernahme der Verbindlichkeit des Auftraggebers durch den Unternehmer auf folgende Tatbestände: „Unbefugtes Betreten und Beschädigung angrenzender Ländereien, Entnahme und Auflagerung von Erde oder von anderen Gegenständen außerhalb der vom Auftraggeber dazu angewiesenen Flächen und die Folgen eigenmächtiger Versperrung von Wegen oder Wasserläufen.“ Voraussetzung für die Haftungsübernahme im Innenverhältnis ist also erstens, daß einer der vorbezeichneten Tatbestände vorliegt, und zweitens, daß der Unternehmer beim Vorliegen dieser Tatbestände für den eingetretenen Schaden gemäß §§ 823, 832 BGB. haftet, d. h. also, daß er entweder den Bauleiter oder sonstige Beamte, die den Schaden herbeigeführt haben, unsorgfältig ausgewählt hat oder aber den Schaden durch eigene Fahrlässigkeit herbeigeführt hat. Nur wenn beide Voraussetzungen vorliegen, trägt der Unternehmer den Schaden allein. In allen übrigen Fällen behält es bei den allgemeinen gesetzlichen Grundsätzen sein Bewenden.

Abzulehnen ist die Auffassung, daß der Auftraggeber unter Berufung auf § 840 Abs. 2 BGB. im Innenverhältnis vom Unternehmer dann volle Tragung des Schadens verlangen kann, wenn der Auftraggeber gemäß § 823 BGB. wegen eigenen Verschuldens, der Unternehmer jedoch nur gemäß § 831 BGB. wegen Verschuldens eines eigenen Angestellten verantwortlich ist, dessen sorgfältige Auswahl bei der Bestellung zu der Verrichtung er nicht nachweisen konnte. § 840 Abs. 2 BGB., der sich nur auf das Verhältnis zwischen dem Geschäftsherrn und seinem Angestellten bezieht, ist eine Ausnahmebestimmung, daher analoger Anwendung nicht fähig (Entscheidung des Oberlandesgerichts Oldenburg vom 16. 10. 1926 U 4/26). Nur derjenige soll im Innenverhältnis von der Tragung des Schadens befreit sein, dessen Verschulden sich auf die mangelnde Sorgfalt bei der Auswahl des Angestellten beschränkt, nicht dagegen derjenige, welcher außerdem gemäß § 823 BGB. selbständig für den Schaden verantwortlich ist.

III.

In den meisten Fällen wird der Unternehmer gegen Ansprüche, die infolge von Schädigungen durch die Bauausführung gegen ihn geltend gemacht werden können, durch eine Haftpflichtversicherung gedeckt sein, und zwar sowohl bezüglich der Schäden, für die er kraft Gesetzes als auch bezüglich derjenigen, für die er kraft Bauvertrages einzutreten hat. Die Versicherungsgesellschaft wird ihm daher in dem Prozeß, den der Geschädigte anstrengt, als Nebenintervenienten bei-

treten. Da durch die Zahlung der Versicherungssumme der Anspruch auf Ausgleichung auf die Versicherungsgesellschaft übergeht, hat diese sich mit dem Auftraggeber nach Maßgabe der oben entwickelten Grundsätze auseinanderzusetzen. Ein Regreß der Versicherungsgesellschaft gegen Angestellte des Unternehmers gemäß § 840 Abs. 2 kommt nicht in Frage, da Haftpflichtansprüche gegen Angestellte des versicherten Unternehmens durch den Versicherungsvertrag mit gedeckt sind. Der Einschuß dieses Risikos in die Haftpflichtversicherung ist den Unternehmern durch die Tarifverträge im allgemeinen vorgeschrieben.

Die Berufs- und Altersgliederung der unterstützten Erwerbslosen. Von der Erhebung in der Erwerbslosenfürsorge vom 2. 7. 26 liegen weitere Teilergebnisse vor, die über die Berufs- und die Altersgliederung der unterstützten Erwerbslosen wesentliche Aufschlüsse geben. (Veröffentlicht im Reichsarbeitsblatt Nr. 48 vom 24. 12. 26.) Die das Baugewerbe betreffenden Zahlen sind nachfolgend im Auszug wiedergegeben. — Von den 1 450 110 erfaßten erwerbslosen Arbeitern gehörten 73 817 dem Baugewerbe und 25 333 den Industrien der Stein und Erden an, das sind 5,1 und 1,75%. Berücksichtigt man nur die männlichen Arbeiter, lauten die Zahlen 72 939 = 6,2 und 23 205 = 2,0%. Eine genauere Berufsgliederung ist für das Baugewerbe bisher noch nicht bekannt. Die Zahl der erwerbslosen Angestellten betrug insgesamt 144 190, darunter 25 584 = 17,7% technische Angestellte. Von den 24 391 männlichen technischen Angestellten entfielen 1320 auf das Baugewerbe, und zwar 672 auf den Hochbau, 252 auf den Tiefbau und 396 auf sonstige Angestellte im Baugewerbe. An erwerbslosen weiblichen technischen Angestellten wurden insgesamt 1193, darunter 16 für das Baugewerbe, gezählt. — Die Altersgliederung der unterstützten Erwerbslosen geht aus den folgenden Tabellen hervor, in denen außer den baugewerblichen Berufen zum Vergleiche auch die Gesamtzahlen aufgenommen sind. Da für das Baugewerbe — wie auch aus den obengenannten Ziffern der Berufsgliederung hervorgeht — auf die weiblichen Arbeiter und Angestellten nur ein verschwindend geringer Prozentsatz entfällt, berücksichtigen die Tabellen nur die männlichen Erwerbslosen.

Wie aus der Übersicht I. hervorgeht, weichen die prozentualen Anteile der einzelnen Altersstufen im Baugewerbe nicht unwesentlich von denen der Gesamtzahl ab. So beträgt der Prozentsatz der erwerbslosen Baufacharbeiter bis zu 30 Jahren 41,4% gegenüber 51,2% bei der Gesamtzahl der Erwerbslosen, während derselbe Anteil bei den Bauhilfsarbeitern mit 50,1 dem Durchschnittsatz sehr nahekommt.

Auch bei den Angestellten zeigt sich das gleiche Bild wie bei den Arbeitern: der Anteil der Erwerbslosen unter 31 Jahren liegt im Baugewerbe wesentlich unter dem bei der Gesamtzahl. Er beträgt 27,3% gegenüber 32,7% bei den technischen Angestellten überhaupt und 51,3% bei allen erwerbslosen Angestellten zusammen. Entsprechend entfällt auf die Altersgruppe von 40—60 Jahren im Baugewerbe ein fast doppelt so großer Prozentsatz wie bei der Gesamtzahl, nämlich 41,3% gegenüber 22,9%.

I. Arbeiter.

Alter	Facharbeiter im Baugewerbe						Bauhilfsarbeiter		Ind. der Steine und Erden		Erwerbslose insgesamt	
	insgesamt		Maurer usw.		Zimmerer usw.		Anzahl	%	Anzahl	%	Anzahl	%
	Anzahl	%	Anzahl	%	Anzahl	%						
bis 20	7 478	10,3	3 285	9,9	2 030	12,5	4 057	5,8	2 113	9,1	129 412	11,0
über 20—30	22 693	31,1	9 084	27,5	5 340	32,9	30 799	44,3	8 377	36,1	472 699	40,2
„ 30—40	13 475	18,5	5 640	17,1	2 859	17,6	13 389	19,3	4 228	18,2	205 699	17,5
„ 40—50	11 446	15,7	5 630	17,0	2 141	13,2	9 549	13,7	3 625	15,6	154 018	13,1
„ 50—60	10 339	14,2	5 447	16,5	2 018	12,5	7 953	11,5	3 219	13,9	133 183	11,3
„ 60—70	6 324	8,7	3 305	10,0	1 527	9,4	3 343	4,8	1 449	6,2	68 235	5,8
„ 70	1 100	1,5	638	1,9	283	1,8	312	0,5	175	0,8	10 541	0,9
insgesamt	72 939	100	33 078	100	16 222	100	69 462	100	23 205	100	1 174 899	100

II. Angestellte.

Alter	Technische Angestellte im Baugewerbe						Techn. Angest. insgesamt		Erwerbslose insgesamt	
	Hochbau		Tiefbau		Sonst.		Anzahl	%	Anzahl	%
	Anzahl	%	Anzahl	%	Anzahl	%				
bis 20	16	2,4	8	3,2	36	9,1	1 014	4,1	10 634	10,5
über 20—30	135	20,1	50	19,8	115	29,0	6 969	28,6	41 359	40,8
„ 30—40	181	26,9	65	25,8	92	23,2	5 933	24,3	22 485	22,2
„ 40—50	198	29,5	68	27,0	88	22,2	5 211	21,4	14 072	13,9
„ 50—60	106	15,8	46	18,3	39	9,8	3 773	15,5	9 141	9,0
„ 60—70	30	4,5	14	5,6	20	5,1	1 275	5,2	3 228	3,2
„ 70	3	0,4	1	0,4	5	1,3	185	0,8	408	0,4
insgesamt	672	100	252	100	396	100	24 391	100	101 420	100

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 8. Januar 1927, S. 37.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 49 vom 9. Dezember 1926.

- Kl. 19 a, Gr. 7. A 46 489. Willy Abel, Berlin-Lichtenberg, Rittergutstr. 106/7. Stoßfreies Gleis. 30. XI. 25.
- Kl. 20 g, Gr. 1. K 97 855. Nikolaus A. Kalaschnikow u. Leo Reißer, Moskau; Vertr.: H. Neubart, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zum selbsttätigen Drehen der Eisenbahndrehscheiben. 16. II. 26.
- Kl. 20 g, Gr. 1. O 15 390. Kurt Orlovius, Berlin, Brandenburgische Str. 36. Drehscheibe m. unterteiltem Hauptträger. 18. XII. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 4. V 20 557. Joseph Vögele Akt.-Ges., Mannheim. Herzstückspitze für Vignolschienen. 12. IX. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 24. M 91 675. Maschinenfabrik Oerlikon, Schweiz; Vertr.: Th. Zimmermann, Stuttgart, Rothebühlstr. 59. Einrichtung zur Signalgebung in Schienentriebsfahrzeugen. 14. X. 25. Schweiz 28. IX. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 29. B 121 931. Georg Busch, Heidelberg, Landhausstraße 6. Verfahren zur elektrischen Zugvormeldung von Blockstationen nach Bahnhöfen. 19. IX. 25.
- Kl. 37 d, Gr. 17. H 99 856. Rasmus Hansen, Kvaglung pr. Esbjerg; Vertr.: Dipl.-Ing. S. Meier, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Federnde Klemme zum Festhalten der Fensterscheiben auf eisernen Fenstersprossen. 24. XII. 24. Dänemark 28. XII. 23.
- Kl. 37 e, Gr. 13. T 31 210. Torkret-Gesellschaft m. b. H., Berlin. Vorrichtung zum Regeln der Austrittsgeschwindigkeit bei Betonspritzanlagen. 16. XII. 25.
- Kl. 80 a, Gr. 7. R 64 315. Heinrich Ruef, Zürich; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zum Mischen von Beton, Mörtel, Chemikalien u. dergl. 15. V. 25. Schweiz 8. IV. 25.
- Kl. 80 a, Gr. 42. E 33 081. Fa. Emmendorfer Tonwerk J. Koch, Komm.-Ges., Emmendorf b. Uelzen. Verfahren zur Herstellung von Deckenbaukörpern mit unteren Erhöhungen bzw. Verdickungen zur Auflagerung der Deckenzugeisen aufweisenden Ansatzleisten. 12. IX. 24.
- Kl. 80 a, Gr. 43. E 33 082. Fa. Emmendorfer Tonwerk J. Koch, Komm.-Ges., Emmendorf b. Uelzen. Vorrichtung zur Ausführung des Verfahrens zur Herstellung von Deckenbaukörpern mit unteren Erhöhungen bzw. Verdickungen zur Auflagerung der Deckenzugeisen aufweisenden Ansatzleisten; Zus. z. Anm. E 33 081. 23. IX. 25.
- Kl. 80 a, Gr. 56. H 103 854. Franz Hoff, Köln, Rosenstr. 48—54. Schleuderformmaschine zur Herstellung von Masten, Röhren u. dgl. aus Beton. 18. III. 26.
- Kl. 80 a, Gr. 56. M 91 204. Donald Moir u. Hugh Buchanan, Rosario de Santa Fe, Argentinien; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung oder zum Auskleiden von Hohlkörpern nach dem Schleudergußverfahren. 2. IX. 25.
- Kl. 80 b, Gr. 1. M 90 410. Dr. Paul Mecke, Unna i. W. Verfahren zur Herstellung eines wasserdicht. Zements od. Kalks. 6. VII. 25.
- Kl. 80 b, Gr. 25. G 65 089. Dr. Otto Heiken, Berlin-Friedenau, Kaiserallee 117. Verfahren zur Brauchbarmachung des Gasanstaltsteers für den Straßenbau. 14. VIII. 25.
- Kl. 81 e, Gr. 127. A 42 108. Fa. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großschocher. Verfahren zum Aufschließen von Tagebauen für Braunkohlen o. dgl. mittels Abraumförderbrücke. 19. IV. 24.
- Kl. 85 c, Gr. 6. F 60 912. Franz Fries, Essen, Schlüterstr. 11. Vorrichtung zum Auffangen von Gasen aus Faulräumen. 27. II. 26.
- Kl. 85 c, Gr. 6. P 48 296. Dr.-Ing. Max Prüß, Essen, Semperstr. 6. Verfahren und Vorrichtung zur mechanischen Frischwasserklämung mit getrennter Schlammfäulung. 19. VI. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 49 vom 9. Dezember 1926.

- Kl. 19 a, Gr. 6. 438 922. Oscar Roudolf, Berlin-Friedenau, Handjerystr. 24. Zweiteilige Eisenbetonquerschwellen mit Mittelgelenk. 27. VII. 24. R 61 656.

- Kl. 19 a, Gr. 28. 438 683. Dr.-Ing. e. h. Otto Kammerer, Berlin-Charlottenburg, Lyckallee 12, und Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11. Brückengleisrückmaschine. 24. VI. 23. K 68 307.
- Kl. 19 a, Gr. 28. 438 684. Dr.-Ing. e. h. Otto Kammerer, Berlin-Charlottenburg, Lyckallee 12, und Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11. Gleisrückmaschine. 24. VI. 25. K 94 703.
- Kl. 19 a, Gr. 28. 438 685. Dr.-Ing. e. h. Otto Kammerer, Berlin-Charlottenburg, Lyckallee 12, und Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11. Brückengleisrückmaschine. 19. VII. 25. K 95 048.
- Kl. 19 a, Gr. 28. 438 686. Dr.-Ing. e. h. Otto Kammerer, Berlin-Charlottenburg, Lyckallee 12, und Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11. Vorrichtung für Brückengleisrückmaschinen zum Rücken der Gleisenden. 18. X. 25. K 96 244.
- Kl. 19 a, Gr. 28. 438 767. Dr.-Ing. e. h. Otto Kammerer, Berlin-Charlottenburg, Lyckallee 12, und Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11. Vorrichtung zum Rücken des Endes von Fördergleisen auf den Kippen. 21. X. 24. K 91 371.
- Kl. 19 a, Gr. 28. 438 910. Fa. Georg Robel & Co., München. Schienenbohrmaschine mit verschiedener Geschwindigkeit für Bohren und Eilvorschub und umklappbarem Antrieb. 10. XII. 24. R 62 804.
- Kl. 20 a, Gr. 14. 438 746. August Hermes, Leipzig, Delitzscher Str. 7 F. Schrägaufzug mit zungenloser Gleisweiche. 14. II. 26. H 105 382.
- Kl. 20 a, Gr. 14. 438 923. August Hermes, Leipzig, Delitzscher Str. 7 F. Mit Seilausgleichpuffern versehener Zwischenwagen für Schrägaufzüge. 4. IX. 26. H 106 077.
- Kl. 20 h, Gr. 5. 438 633. Dipl.-Ing. Heinrich Blendermann, Cassel, Kirchweg 84. Durch Gewichtshebel gesteuerte Abwurfvorrichtung für Bremschuhe; Zus. z. Pat. 433 465. 14. II. 26. B 124 125.
- Kl. 20 i, Gr. 11. 438 634. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Eisenbahnsignaleinrichtung. 17. V. 25. S 70 028.
- Kl. 20 i, Gr. 28. 438 635. C. Lorenz, Akt.-Ges., Berlin-Tempelhof. Verfahren und Vorrichtung zum Antrieb von Streckenblockierung-Schaltwerken. 21. IV. 25. L 62 999.
- Kl. 20 i, Gr. 28. 438 636. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zum Schutz von Wechselstromblockanlagen gegen Fremdstrom. 6. VIII. 25. S 71 045.
- Kl. 20 k, Gr. 9. 438 637. Karl Spieckermann, Dortmund, Johannesstraße 27. Elastische Fahrradklemme für Fahrleitungen an elektrischen Bahnen. 11. III. 26. S 73 663.
- Kl. 35 a, Gr. 9. 438 642. Fa. F. W. Moll Söhne, Witten, Ruhr. Gleisbrücke für Förderschächte. 6. VI. 24. M 85 237.
- Kl. 37 f, Gr. 8. 438 495. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Luftschiffhafen mit drehbarer Schleusenhalle. 30. X. 24. S 67 526.
- Kl. 80 a, Gr. 43. 438 666. Leo Longert, Essen, Irmgardstr. 19. Formvorrichtung zur Herstellung von Hohlsteinen aus stampfbarer Masse. 15. VIII. 25. L 63 835.
- Kl. 81 c, Gr. 126. 438 774. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Verfahren zur Verbreiterung von Halden. 5. III. 25. K 93 242.
- Kl. 84 a, Gr. 3. 438 667. Maschinenbau Akt.-Ges. vormals Starke & Hoffmann, Hirschberg i. Schles. Selbsttätige, durch den Wasserdruck gesteuerte Stauklappe für Überläufe. 23. II. 24. B 112 893.
- Kl. 84 c, Gr. 2. 483 815. Alfred Hiley, Dalegarth, County of Hertford, England, und Edward Le Bas, London; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren und Einrichtung zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton. 31. I. 23. H 92 535. England 17. II. 22.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Vortragsreihe über Maschine und Handarbeit
im Baubetriebe.

Es ist beabsichtigt, eine Vortragsreihe unter obigem Titel zu veranstalten. Die ersten beiden Vortragsabende werden stattfinden am Montag, den 24., und Montag, den 31. Januar 1927, abends 8 Uhr, im Ingenieurhaus, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27 (großer Saal). Herr Privatdozent Dr. Georg Garbotz, Oberingenieur der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt, wird über das Thema „Förder- und Energiewirtschaftsprobleme bei den Bauarbeiten für die Ausnutzung der Shannon-Wasserkraft in Irland“ sprechen. In den darauffolgenden Wochen werden weitere Vorträge folgen. Lichtbilder und Filme werden den Vortrag unterstützen. Der Vor-

tragende hat über das gleiche Thema vor der Institution of Civil Engineers in Dublin am 10. 1. ds. Js. gesprochen.
Eintritt frei, Gäste willkommen.

Die Überwindung der Wohnungsnot.

Der Deutsche Verein für Wohnungsreform E. V., Berlin W. 35, Potsdamer Straße 118 a, veranstaltet am 22. Januar 1927 vormittags 1/10 Uhr im großen Saale des ehemaligen Herrenhauses, Leipziger Straße 2, eine Tagung. Gegenstand der Tagung bildet eine Kundgebung an die Öffentlichkeit betreffend „Die Überwindung der Wohnungsnot“.

Unsere Mitglieder sind zu dieser Tagung freundlichst eingeladen