

DER BAUINGENIEUR

5. Jahrgang

15. Februar 1924

Heft 3

DIE BAHNHOFSHALLE VON CÖLN-DEUTZ.

Von Geheimrat Professor Dr.-Ing. M. Foerster, Dresden.¹⁾

Die Bahnhofshalle Cöln-Deutz, eine in konstruktiver und architektonischer Hinsicht gleich bedeutsame und überragende Leistung deutscher Eisenbaukunst, entstammt den ersten

Wettbewerb unter drei Firmen ausgeschrieben. Hierbei waren als Unterlagen nur gegeben: die Lage der Gleise und Bahnsteige, die Spannweiten und die Länge der Hallen. Alle anderen

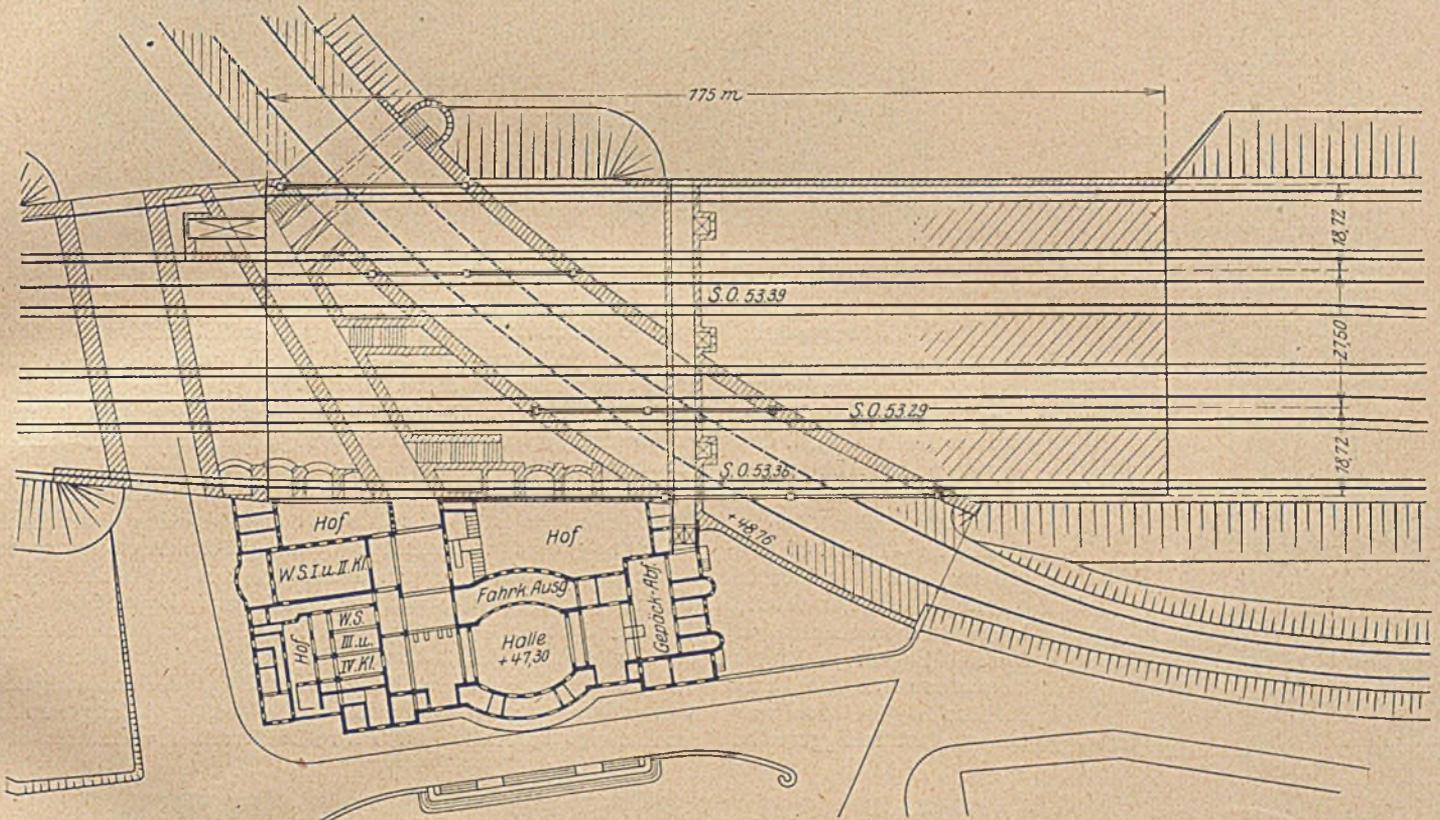


Abb. 1. Lageplan.

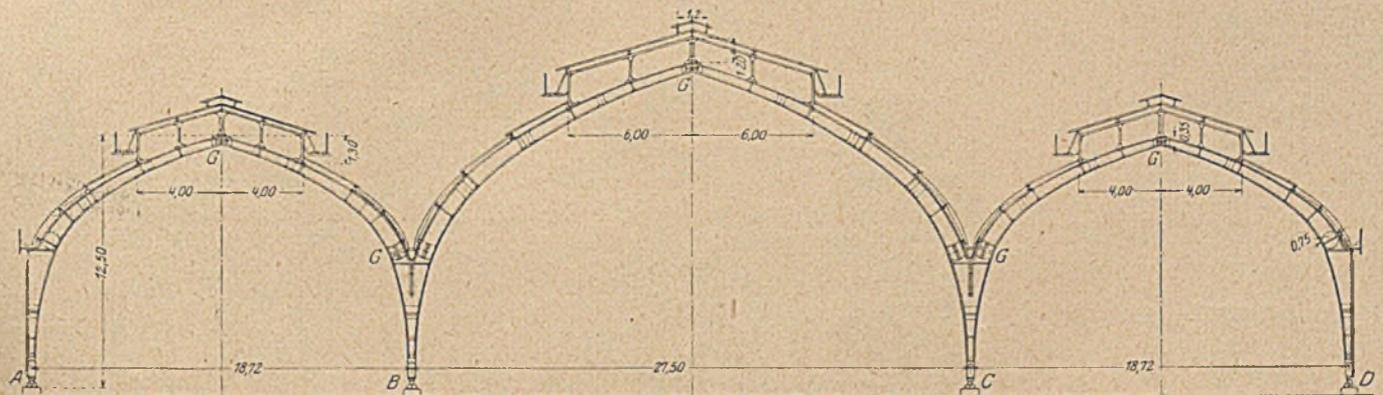


Abb. 2. Hallenquerschnitt.

Kriegsjahren. Zur Erlangung von Entwürfen hatte die Kgl. Eisenbahndirektion in Cöln Ende Dezember 1912 einen engeren

für den Entwurf wichtigen Angaben, so im besonderen die Wahl der Binderform, der Binderabstände, Längsverbände,

¹⁾ Die Unterlagen zu der vorliegenden, in Anbetracht des außerordentlich reichen Materials nur kurzen Veröffentlichung sind von der Entwurfsverfasserin und Erbauerin der Halle in dankenswerter Weise zur Verfügung gestellt worden. Viele der hier nur kurz besprochenen Fragen finden sich

in ausführlicher Behandlung in der jetzt erscheinenden 5. Auflage der Eisenkonstruktionen des Ingenieur-Hochbaus (Verlag Wilhelm Engelmann, Leipzig) vom Verfasser dieses; ihr ist auch ein erheblicher Teil der Abbildungen entnommen.

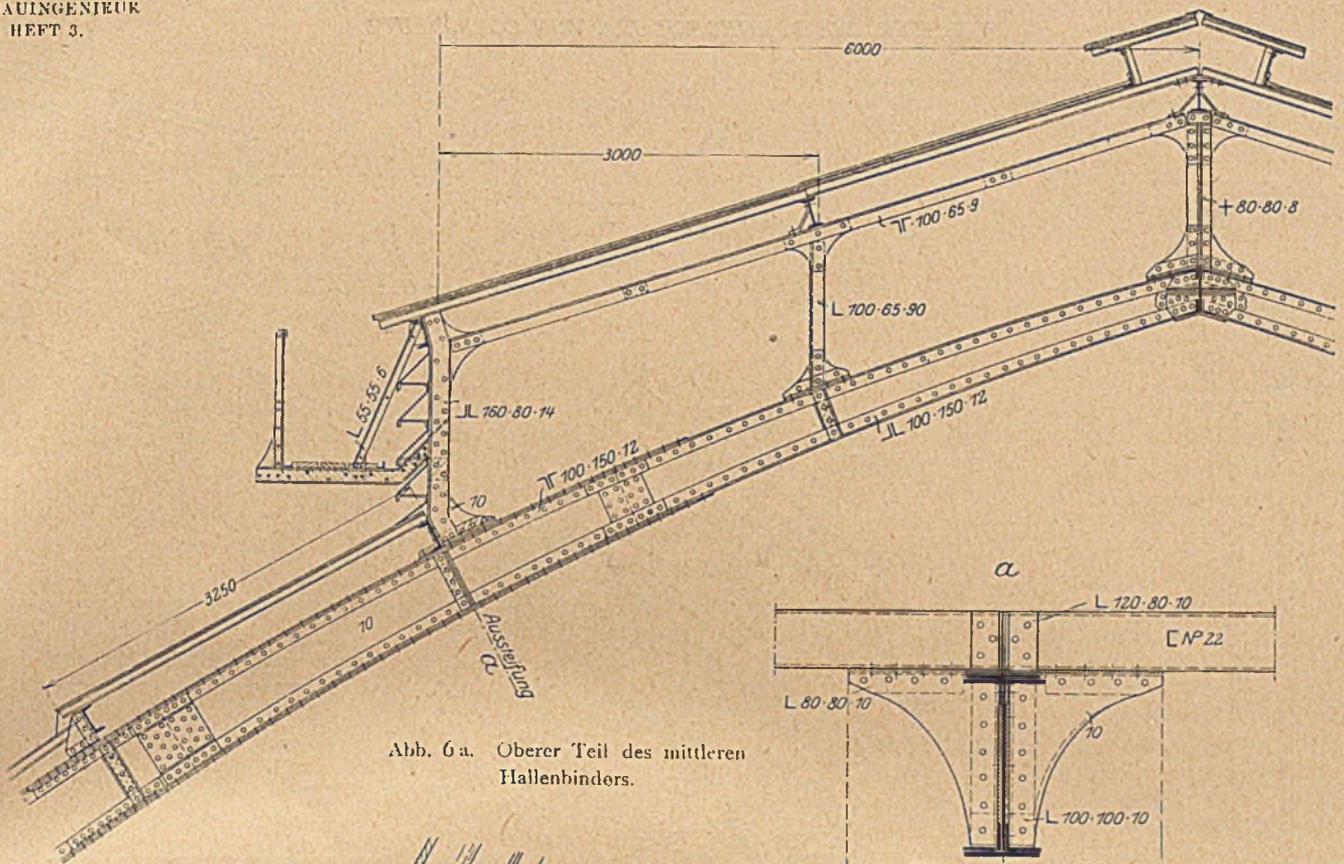


Abb. 6 a. Oberer Teil des mittleren Hallenbinders.

Abb. 6 b. Aussteifung bei a.

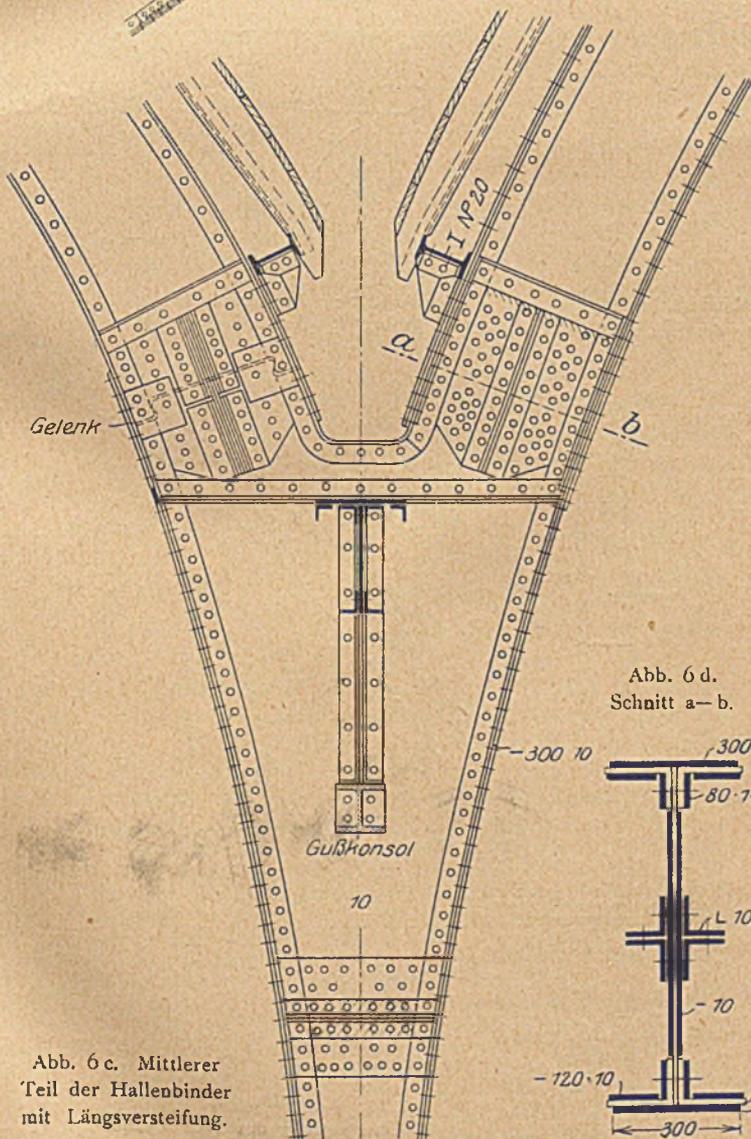


Abb. 6 c. Mittlerer Teil der Hallenbinder mit Längsversteifung.

Abb. 6 d. Schnitt a-b.

Abb. 6 a-d. Binder der Mittelhalle.

6 und 7 in ihrer Formgebung zwar niedrig gehalten, durch ihre räumliche Ausgestaltung aber sehr steif geworden und wirken demgemäß architektonisch, nicht minder aber konstruktiv ausgezeichnet. Auf sie wird an anderer Stelle noch ausführlicher eingegangen. Am Hallenende sind zur Aufnahme der Längs-, namentlich der Winkkräfte, Portale eingebaut, die in statischer Beziehung in enger Zusammenwirkung mit den vorgenannten Längsverbänden stehen. Weitere Portale befinden sich zwischen den Bindern 10 und 11, also in Hallenmitte (Abb. 3). Für Temperaturbewegungen sind in den Feldern 5-6 und 15-16 Dehnungsfugen angeordnet; durch sie wird mithin der Gesamthallenbau in der Längsrichtung in drei Abschnitte zerteilt.

Die Eindeckung der Halle ist (Abb. 6 u. 7) zu einem sehr erheblichen Teile in Glas erfolgt. Neben der Verglasung der Seitenlängswände und der Schürzen dienen der Licht- (bzw. Luft-) Zuführung im Scheitel jeder der drei Hallen ausgedehnte Laternenaufbauten von 8 bzw. 12 und 8 m Breitenausdehnung mit nach unten zu sich anschließenden, weiteren Lichtbändern. Nur der Teil der Hallen nahe der Traufe ist in Schalung auf Holzsparren und in Pappe eingedeckt. In welchem Maße die Lichtflächen hier — in erfolgreichster Weise — überwiegen, läßt einmal die Innenansicht der fertigen Halle, Abb. 4, erkennen und zeigt zum andern die Angabe, daß bei einem Gesamthallenrundriß von rd. 11440 m² für das Oberlicht 10 270 m² Drahtglas und für die Schürzen und Seitenwände rd. 1850 m² Roh- und Buntglas verwendet worden sind.

Die Längsverbände in der Ebene der Binderstiele haben neben ihrer Hauptaufgabe, die Längssteifigkeit des Gesamtbaues zu sichern, die Schübe aus der Dachhaut aufzunehmen,

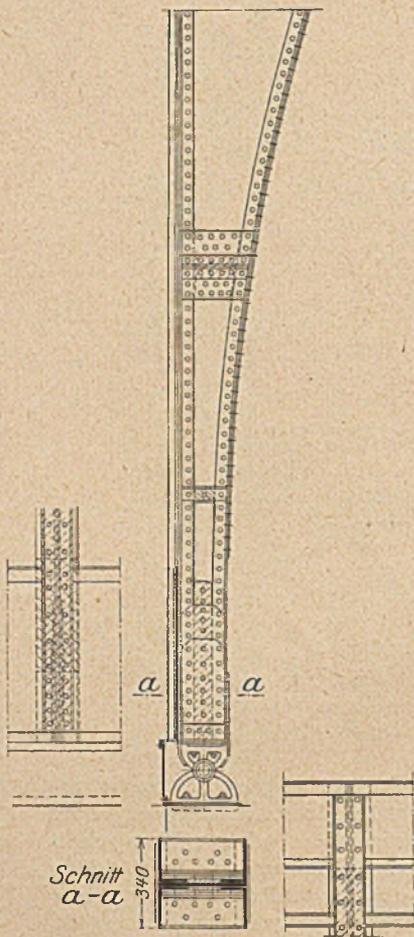


Abb. 7 b. Stiel des Außenbinders.

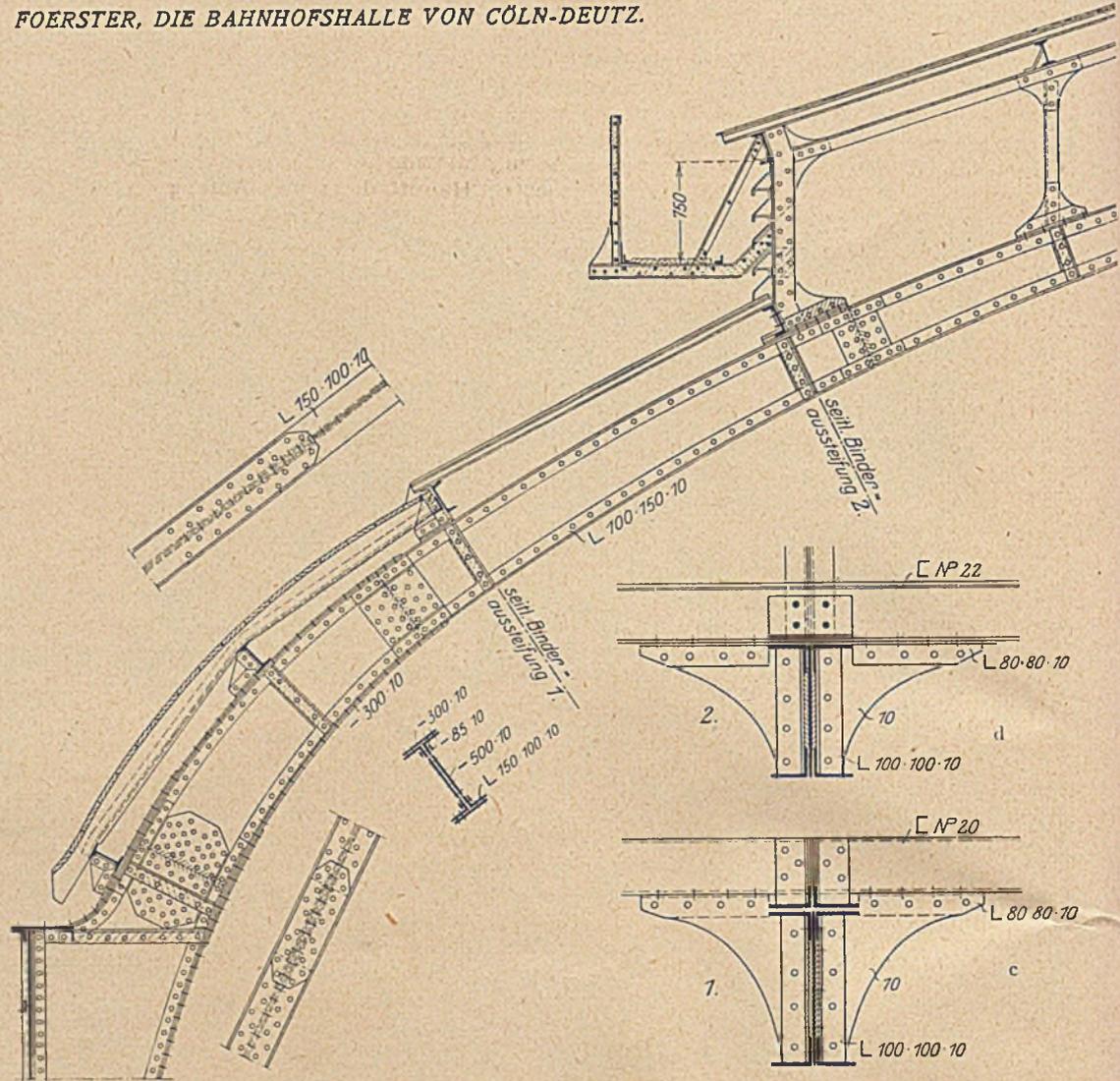


Abb. 7 a. Oberer Teil des Außenbinders.

Abb. 7 a-d. Binder der Seitenhalle.

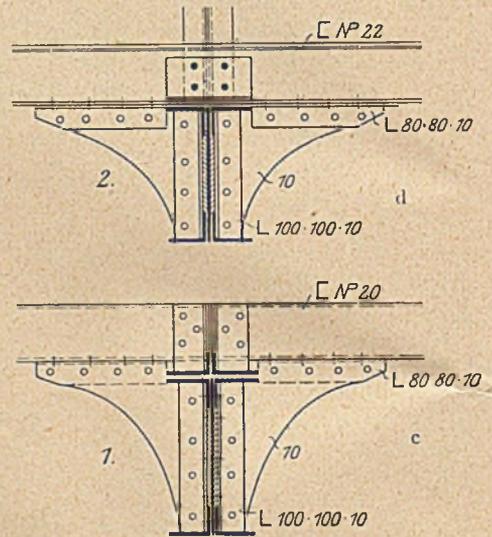


Abb. 7 c. Aussteifung bei 2.

Abb. 7 d. Aussteifung bei 1.

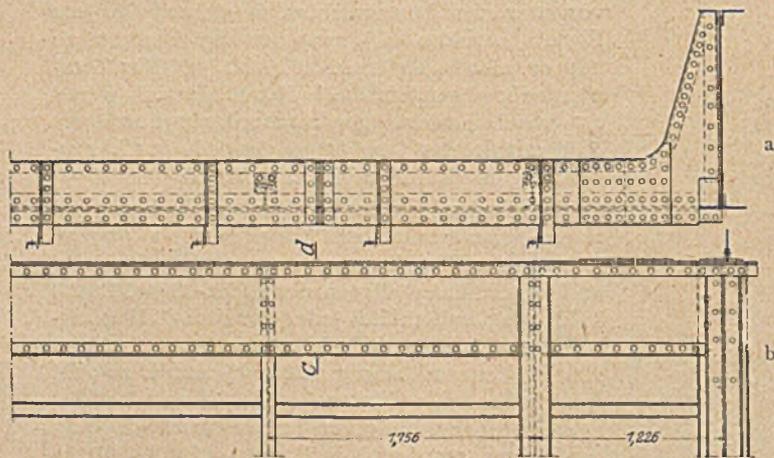


Abb. 9 a-c. Längsversteifung in der Außenwand der Halle.

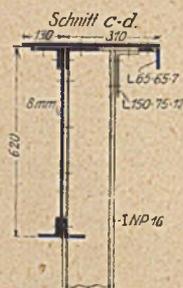


Abb. 9 c.

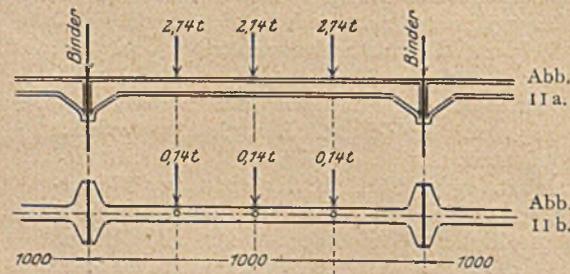


Abb. 11 a.

Abb. 11 b.

Abb. 11 a-b. Belastung der mittleren Versteifungsträger.

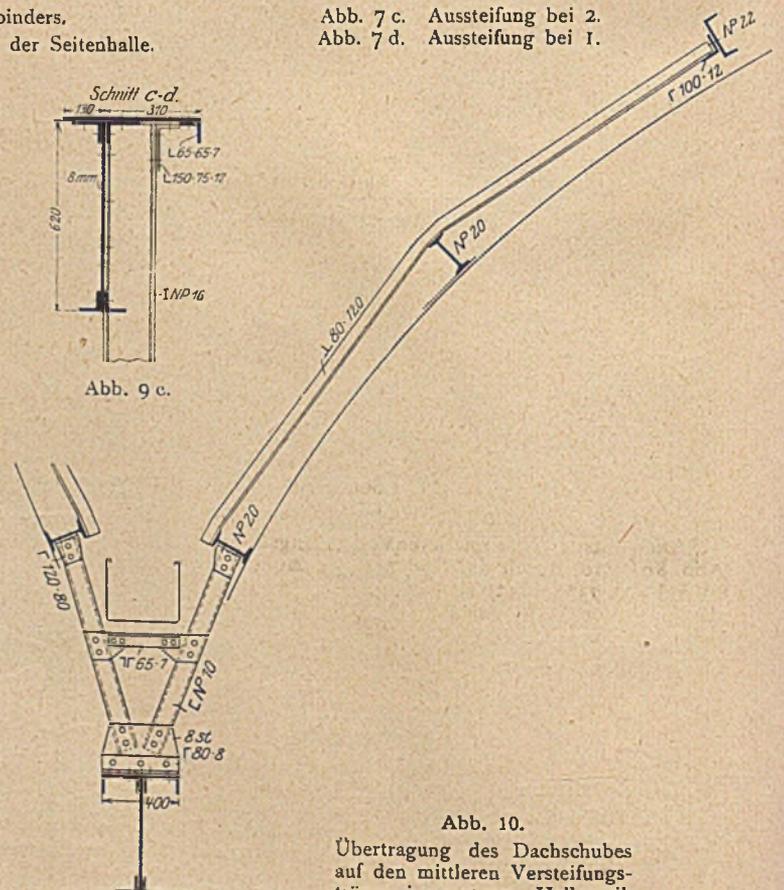


Abb. 10.

Übertragung des Dachschubes auf den mittleren Versteifungsträger im unteren Hallenteil.

soweit diese unterhalb der Laternen liegt, sowie weiterhin am Anschlusse an die Binder deren Quersteifigkeit zu vergrößern. Aus allen diesen Gründen sind die Längsträger räumlich ausgestaltet und bestehen (Abbildungen 6, 7, 8 und 9) sowohl an den Außenstielen als auch in Hallenmitte aus je einem wagerechten und einem senkrechten Hauptteil, ein jeder aus Stehblech und Winkeln gebildet. Zugleich lassen diese Abbildungen erkennen, wie die Längsträger im Anschlusse an den Binder durch Heranziehung an dessen Gurte eine sehr wirksame Versteifung des Bogens in seiner Querrichtung

baut ist, sind für seine Verbiegung zwischen den Bindern nur die wagerechten Lasten bestimmend. Da eine Versuchsrechnung zeigt, daß diese für eine Windlast von außen erheblich höher sind als wie für den stärksten Dachschub von innen, so ist erstere in Rechnung zu ziehen.

Wie vorerwähnt, nimmt der Längsverband der Hallen seinen Anfang am Portal im Anschluß an den Schürzenbinder und setzt sich von hier aus zwischen den Binderfüßen durchgehend fort bis zu den Ausdehnungsfugen. Bei der statischen Berechnung dieses Längsverbandes — anschließend an das Portal — ist jedoch seine Ausdehnung nur auf zwei Felder sich erstreckend angenommen, also ein dreifach statisch unbestimmtes System zugrunde gelegt worden. Der nach dem zweiten Felde infolge der Kontinuität der Versteifung vorhandenen Starrheit ist jedoch hierbei dadurch Rechnung getragen, daß für den Abschlußstiel ein um 80 vH höheres Trägheitsmoment in Rechnung gestellt wurde, als es tatsächlich vorhanden ist — eine Rechnungsvereinfachung, die sich durchaus empfiehlt.

In engem Zusammenhange mit den Längsträgern an den Außenstielen steht die Hallenseitenwand — Abb. 12 u. 13. Im Anschluß an die Binder sind die Nachbarfelder von je 1,225 m Länge besonders architektonisch durch ein reicheres, verschränktes Sprossenwerk, ebenso die

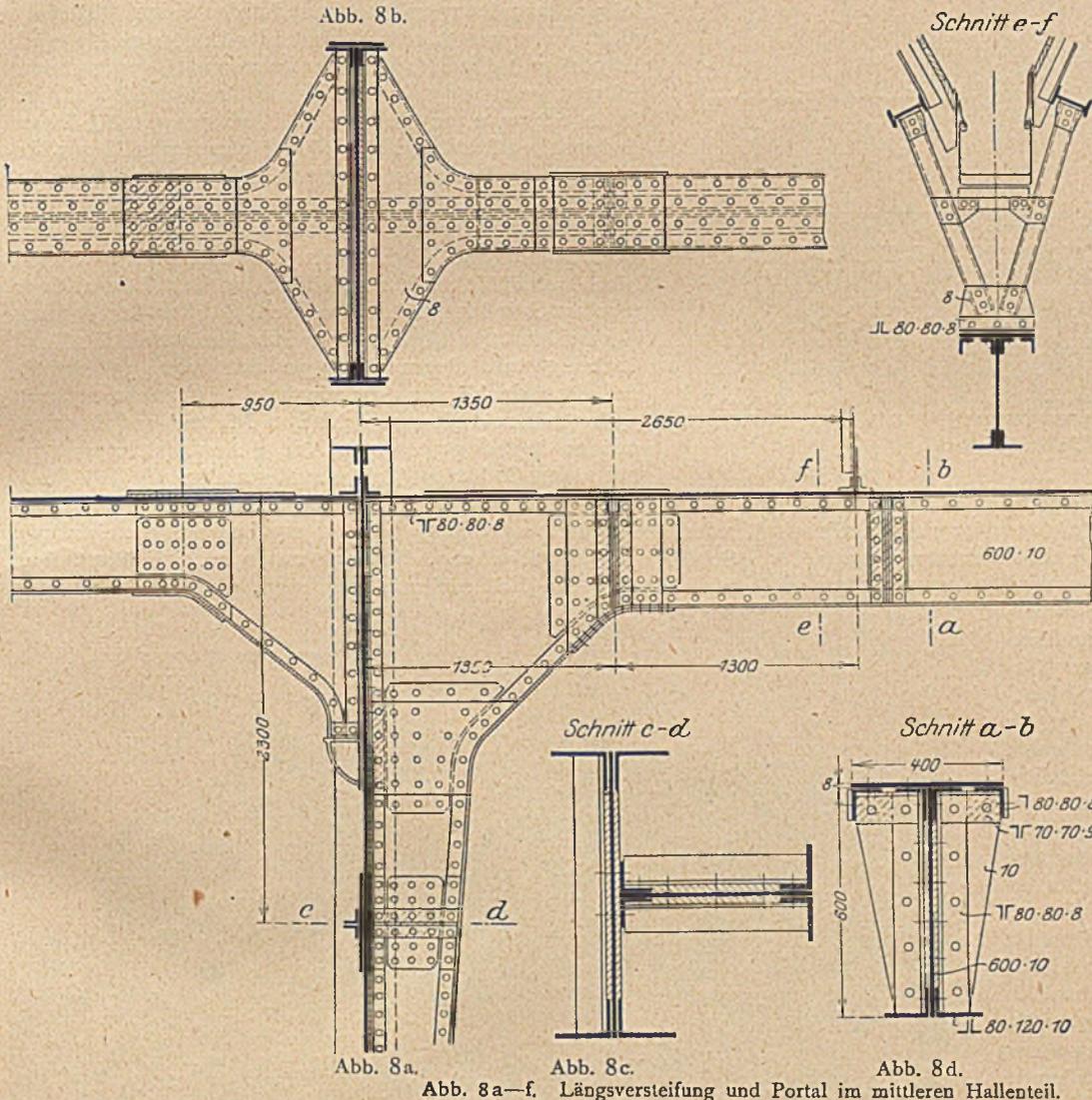


Abb. 8a—f. Längsversteifung und Portal im mittleren Hallenteil.

bedingen. Aus Abb. 9 ist zu gleicher Zeit der Anschluß der Pfosten der Hallenlängswand ersichtlich, die aus einem I Nr. 16 gebildet sind. Am Anschluß an die Binder stützen sich die Längsverbände auf kleine gußeiserne Konsolen, die in erster Linie dem architektonischen Abschlusse dienen (Abb. 8a u. 8f).

Die Belastung der mittleren Versteifungsträger wird somit gebildet (Abb. 8e u. 10) durch die beiden Dachschübe von rechts unter einem Winkel von 73° (7,25 t) und von links unter dem Winkel von $69^\circ 10'$ (4,34t), ferner durch das Eigengewicht des Trägers mit der von ihm gestützten Dachrinne (= 2 t auf 10 m Länge). Der Versteifungsträger ist zwischen zwei Bindern fest eingespannt; er erhält seine Belastung, abgesehen von seinem Auflagerpunkte, an 3. über seine Länge nicht ganz gleichmäßig verteilten Lastpunkten, und zwar wegen der Schräge und Verschiedenheit der Lasten hier sowohl in senkrechter als auch in wagerechter Richtung, Abb. 11 a, b. Dementsprechend ist auch sein Querschnitt nach beiden Lastebenen konstruiert. Ähnlich ist auch der Versteifungsträger an den Hallenaußenseiten belastet und durchgebildet; hier kommen als Lasten einmal ein einseitiger Schub, von innen nach außen, dann eine Windbelastung auf die Außenansichtsfläche der Halle in Frage. Da der Träger hier im senkrechten Sinne durch die höchstens 2 m von einander entfernten Wandpfosten unter-

Endfelder am Portal (Abb. 12 u. 13f) betont, während sonst die Viereckform bei der Teilung vorherrscht. Die Pfosten der Seitenwand sind I-Träger, an die zum Anschluß der Sprosseneisen oben ein I-Profil, unten ein I-Eisen angenietet ist. Den Sockelabschluß bewirkt ein I-Eisen, an das sich weiter nach unten eine Blechverkleidung anschließt, die ihrerseits an einem auf dem Portalmauerwerk festgelegten Winkel endet. Ein ähnlicher Abschluß findet auch nach oben zu in Verbindung mit der Rinnenanordnung und einem Schutzgitter statt (Abb. 13 a u. e). Das hier verwendete Stirnblech ist bogenförmig ausgeschnitten. Zum Zwecke der Lüftung ist über der Fensterwand und Unterkante Längsträger ein 33 cm hoher Streifen vollkommen freigelassen.

Ein eigentlicher Windverband ist nur in Verbindung mit den Portalen durchgeführt, d. h. je am Schürzenbinder und zwischen den Bindern 10 und 11; zudem liegt in den Anfangsfeldern der Laterne, in dieser auch im Felde 10 und 11, ein besonderer Tiefenverband (Abb. 3).

Der Windverband am Hallenabschluß liegt in der Obergurtenebene und folgt naturgemäß der Bogenform der Abschlußbinder. Seine Belastung erhält er durch die Windlasten, welche auf die Schürze entfallen. Hierbei ist der Winddruck zu 150 kg/m^2 der Ansichtsfläche der letzteren gerechnet. Der vom Windverband aufgenommene Winddruck wird schließlich von den Längsportalen aufgenommen, belastet aber zudem in senkrechtem Sinne wegen seiner räumlichen Anordnung

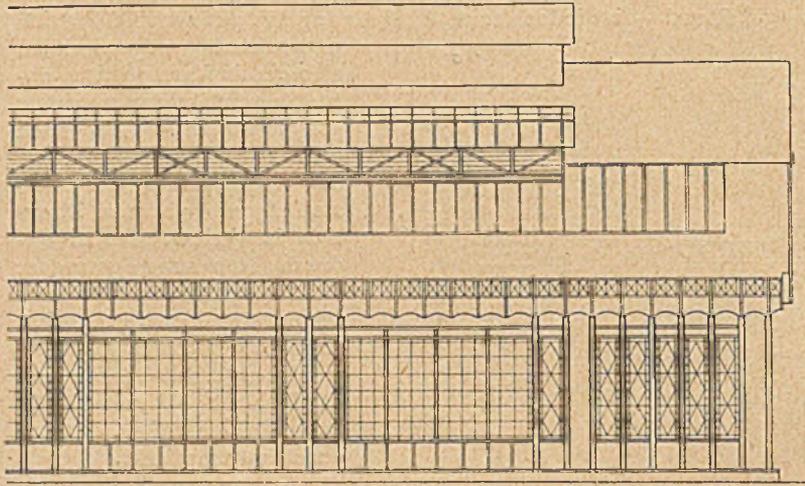


Abb. 12 a. Hallenlängswand.

die beiden Abschlußbinder durch Zusatzlasten, während die entsprechenden wagerechten Raumkräfte unter sich im Gleichgewicht sind. Durch die senkrechten Zusatzlasten werden die vorderen in der Windrichtung liegenden Binder entlastet, die leeseitigen belastet. Kommt der Wind vom Innern der Halle, so tritt das Entgegengesetzte ein. Über die Art der Gesamtkraftwirkung gibt Abb. 15 (entnommen der statischen Berechnung der Halle) Auskunft, zugleich zeigend, in welcher übersichtlicher Art bei der statischen Berechnung die Kräfte zusammengestellt sind.

Die Hauptbinder der Seitenhalle sind in Abb. 7 a–d, die des Mittelteiles in Abb. 6 a–d wiedergegeben. Alle Bögen sind Vollwandbauten. Bei der Klarheit der Bauart darf vorwiegend auf die Abbildungen verwiesen werden. Als zweckmäßig verdienen die seitlichen Versteifungen der Bogen hervorgehoben zu werden, die, in enger Verbindung mit den oberen Pfetten stehend, die Knicksicherheit der Binder senkrecht zu ihrer Ebene erheblich vergrößern. Die auf dem Obergurt aufruhenden oder gegen ihn abgestützten Pfetten sind als Gelenkträger ausgebildet. Die Anordnung der Gelenke geschah von dem Gesichtspunkte aus, die Durchbiegung in Mitte der Kragträger sowie im eingehängten Träger gleich groß zu erhalten. Alsdann folgt die Größe der Durchbiegung bei einer Gesamtlast auf den Pfetten zwischen zwei Stützen = Q und bei einer Entfernung dieser = l zu

$$\delta = 0,0026 \frac{Q l^3}{E J}$$

Hierbei liegen die Gelenke von der Stütze bekanntlich je um den Wert von $0,2113 l$, im vorliegenden Fall bei $l = 10 \text{ m}$, also um je $2,113 \text{ m}$ entfernt. Alsdann werden die Momente $\left(\frac{q l^2}{8}\right)$ für den einfachen Balken „I“ rd im Verhältnis $2:3$ geteilt ($0,8333:0,4167$, gegenüber $0,868$ im Anfangsfelde).

Wie bereits vorstehend erwähnt wurde, ist im Anschlusse

an die Laterne der mittlere Dachteil in Glas, der untere in Pappe eingedeckt.

Die Oberlichtsprossen (Abb. 15) sind nach der Bauart „Hein-Lehmann“ ausgeführt und somit durchgehend durch ein I-Profil (von $7,60 \text{ cm}$ Höhe) unterbaut; ihr Eigengewicht beträgt mit allem Zubehör $9,85 \text{ kg/m}$, das Gewicht des Glasdaches alles in allem 35 kg/m^2 .

Die Fortleitung des Dachschubes im Gebiete dieser oberen Glasdeckung erfolgt einwandfrei infolge der festen Vernietung der Sprossen mit den Pfetten unmittelbar nach unten. Da dies jedoch bei der weiterhin folgenden hölzernen Dachhaut infolge ihres Materials nicht zu erwarten stand, sind hier in $2,50 \text{ m}$ Abstand besondere L-Eisen ($120 \cdot 80 \cdot 10$) verwendet, fest mit den Pfetten verbunden und bis zur Traufpfette geführt (Abb. 6c, 7a u. 10). In welcher Art sich diese L-Eisen dadurch, daß sie zwischen den Holzsparren liegen, in die hölzerne Dachhaut einfügen, läßt Abb. 7a bzw. 6c erkennen. Die feste Abstützung der Traufpfette endlich auf den unter ihr liegenden Längsträger erfolgt durch L-Eisen Nr. 10, die mittels Plattformen aus Stahlblech und Winkeleisen gebildet, an den Längsträger fest anschließen (Abb. 10 u. 8c). Bei der Berechnung der auf letzteren übertragenen Schubkräfte ist die Glasdeckung mit einem Eigengewichte von 35 kg/m^2 , das Pappdach mit Sparren und Holzschalung mit 55 kg/m^2 , das Eisengewicht von Pfetten und Sparren mit 20 kg/m^2 gerechnet. Die Schneelasten sind in normaler Größe in Rechnung gestellt.

Betragen (Abb. 16a, b) die senkrechten Belastungen der einzelnen Dachflächen Q_1, Q_2, Q_3 usw., so ergeben sich die einzelnen Schübe in der Dachfläche, die nach unten zu sich übertragen und hier unschädlich aufzunehmen sind, aus den bekannten



Abb. 12 b. Hallenansicht von außen.

Beziehungen (Abb. 16a): $S_1 = Q_1 \sin \alpha$; $S_2 = S_1 \cos (\beta - \alpha) + Q_2 \sin \beta$; $S_3 = S_2 \cos (\gamma - \beta) + Q_3 \sin \gamma$ usw. Diese Ausdrücke lassen sich auch leicht graphisch zusammenfassen (Abb. 16 b).

Hier ist (Abb. 16b) zunächst die Strecke „ab“: $S_1 = Q_1 \sin \alpha$ aus Q_1 konstruiert, aus ihm dann durch Fällung des Lotes bd von b aus auf die Richtung von S_2 die Strecke $ad = ba \cos (\beta - \alpha) = S_1 \cos (\beta - \alpha)$ abgeleitet und nunmehr an Punkt d die Konstruktion von $Q_2 \sin \beta = de$ angeschlossen ($\triangle dfe$). Alsdann ist $ae = S_2 = S_1 \cos (\beta - \alpha) + Q_2 \sin \beta$. In gleicher Weise stellt zur Ermittlung des Schubes S_3 : a g den Wert $S_2 \cos (\gamma - \beta)$ und g h die Größe $Q_3 \sin \beta$, also ihre Summe den Wert S_3 dar.

Die Pfetten am Beginn der Laternenwand sind (Abb. 6 und 7) durch diese so fest unter sich verbunden, daß hier beide für die Lastaufnahme in Frage kommen. Bei Bestimmung der Lastverteilung sind sowohl die Trägheitsmomente als auch die Neigungen der Pfetten zur Wagerechten in Rechnung ge-

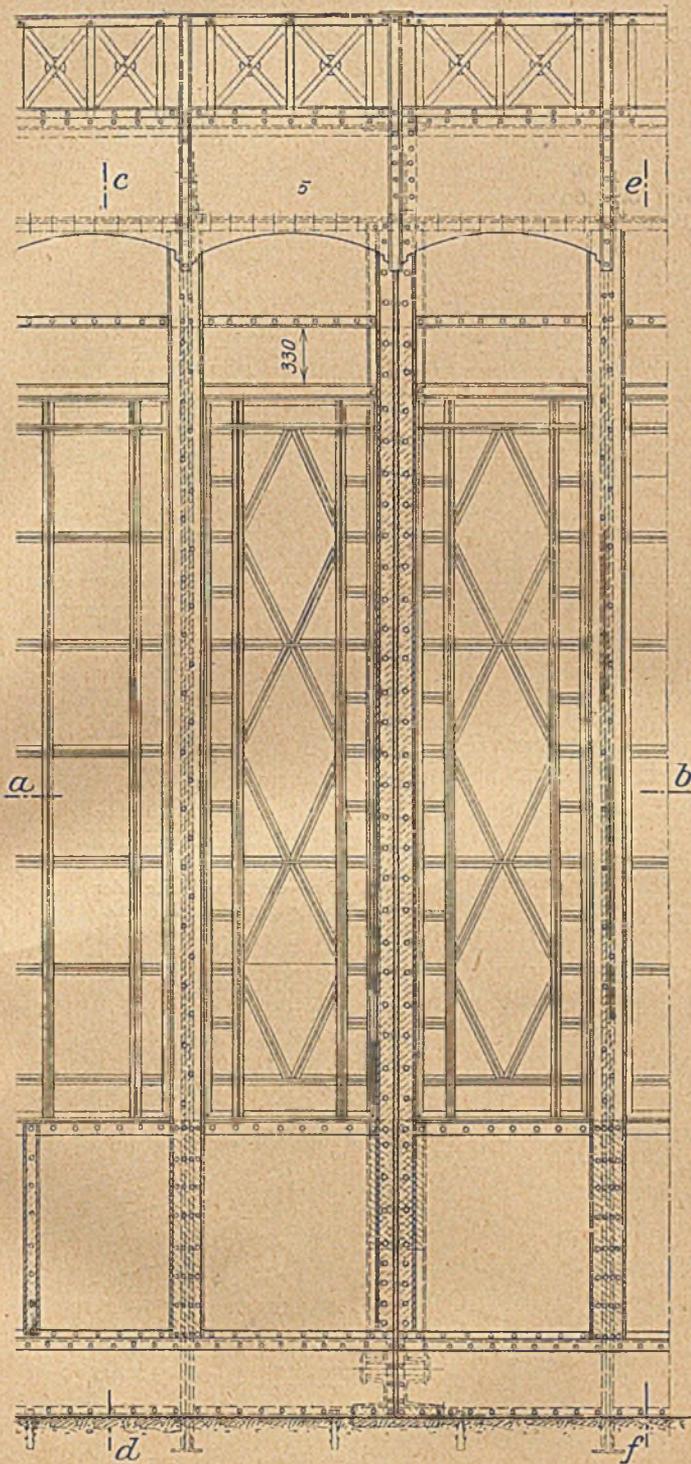


Abb. 13a.



Abb. 13b, Abb. 13c.

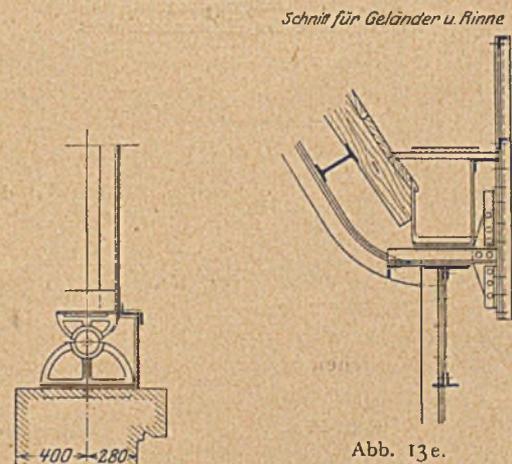


Abb. 13e.

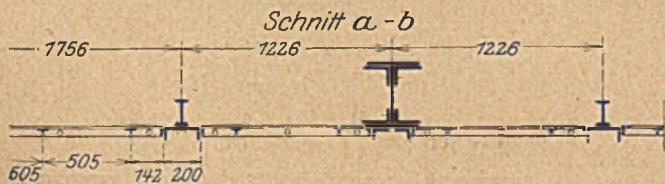


Abb. 13d.

Abb. 13 a—f. Hallen-Längswand.

In der Abbildung ist beispielsweise:

$$Q_0 = Q_3 = \frac{3598 \cdot 0,955}{2690 \cdot 0,887 + 3598 \cdot 0,955} \cdot Q = 0,59 Q$$

$$Q_u = Q_4 = \frac{2690 \cdot 0,887}{2690 \cdot 0,887 + 3598 \cdot 0,955} \cdot Q = 0,41 Q$$

$$Q_0 + Q_u = (0,59 + 0,41) Q = 1,0 Q.$$

Im Laternenaufbau ist die Vorderwand (Abb. 6a u. 7a) biegesicher am Binder abgestützt. Um die Biegungsspannungen in dieser Wand zu finden, werden zunächst die Angriffskräfte durch den sie unmittelbar belastenden Wind ermittelt, ferner die Windlasten auf die Oberfläche der Laterne bestimmt. Letztere werden weiterhin in Seitenkräfte senkrecht und wagerecht zerlegt, deren letztere, da die nach oben gelegenen Laternenvertikalen elastisch angeschlossen sind, sämtlich am oberen Punkte der biegesicheren Vorderwand aufzunehmen sind. Der vordere Ständer ist nunmehr als unten einseitig fest eingespannter Kragträger auf Biegung nachzurechnen. In engster Verbindung mit den Laternen steht je ein Betriebssteg. Dieser ist mit 4 cm starken Brettern abgedeckt; seine Nutbreite beträgt 0,70 m. Die Bretter lagern auf Querträgern im Abstände von 2 m auf, die ihrerseits an den Zwischenvertikalen der Laterne, andererseits an einem 1 m hohen Parallelträger (zugleich als Geländer dienend) angeschlossen sind.

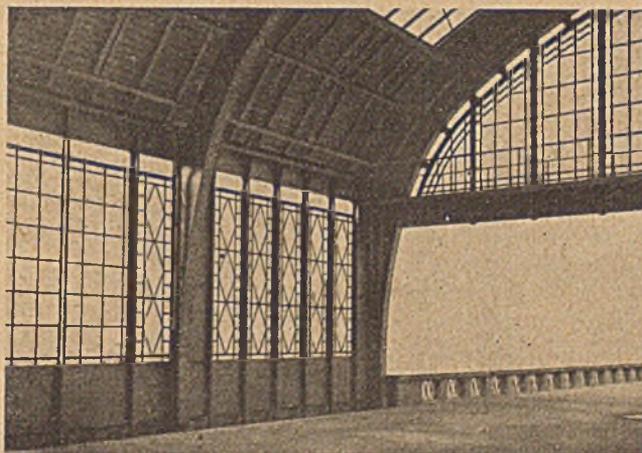


Abb. 13f. Längswand der Halle und der Schürze von Innen gesehen.

stellt. Beträgt die Last hier für beide Pfetten $Q = Q_0 + Q_u$ für die obere bzw. untere Pfette, so sind (Abb. 17) letztere Werte angenähert aus den Beziehungen:

$$Q_u = \frac{J_1 \cos \alpha}{J_1 \cos \alpha + J_2 \cos \beta} \quad Q_0 = \frac{J_2 \cos \beta}{J_1 \cos \alpha + J_2 \cos \beta} \quad \text{und}$$

abgeleitet. Hierbei sind die Pfetten zu den Dachflächen je senkrecht gestellt und die Neigung oben durch den Winkel β , unten durch α bestimmt.

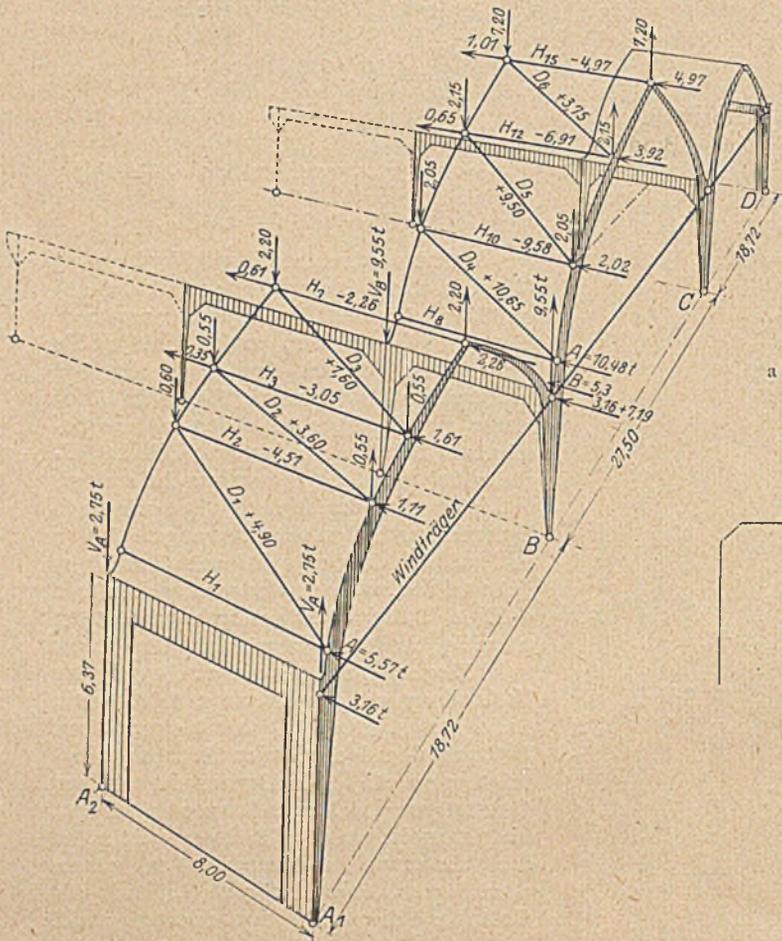


Abb. 14. Kräftewirkung im Windverbaude des Hallenabschlusses.

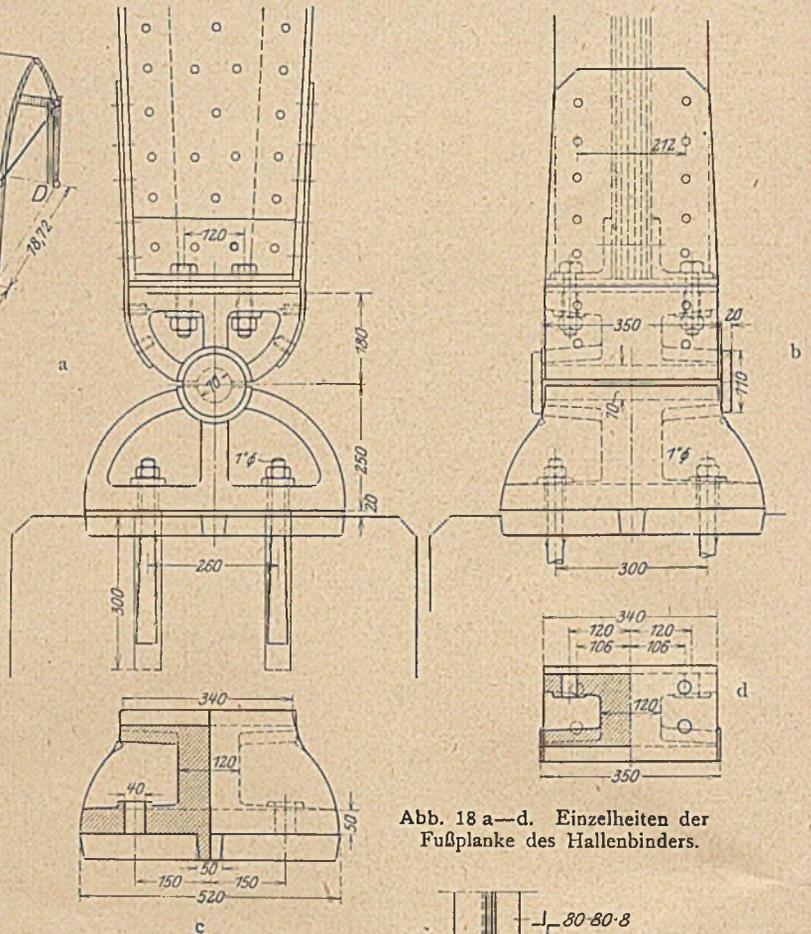


Abb. 18 a—d. Einzelheiten der Fußplanke des Hallenbinders.

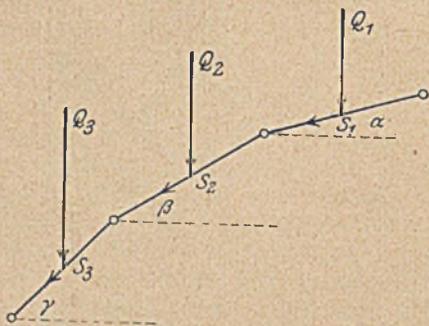


Abb. 16 a.

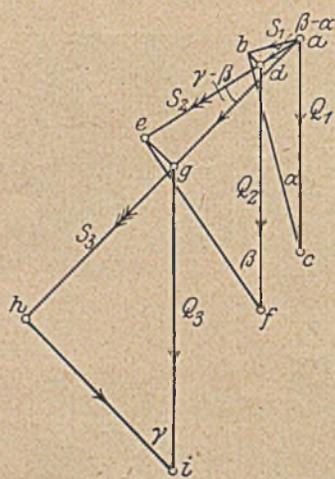


Abb. 16 b.

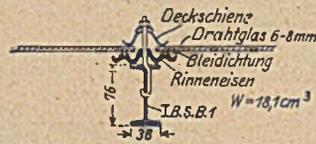
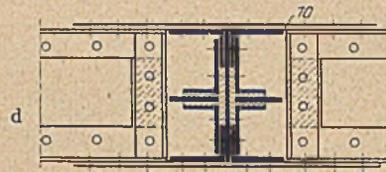


Abb. 15. Oberlichtsprosse.

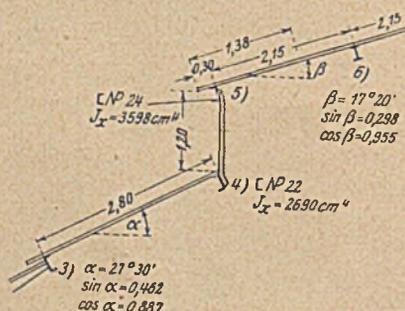


Abb. 17.

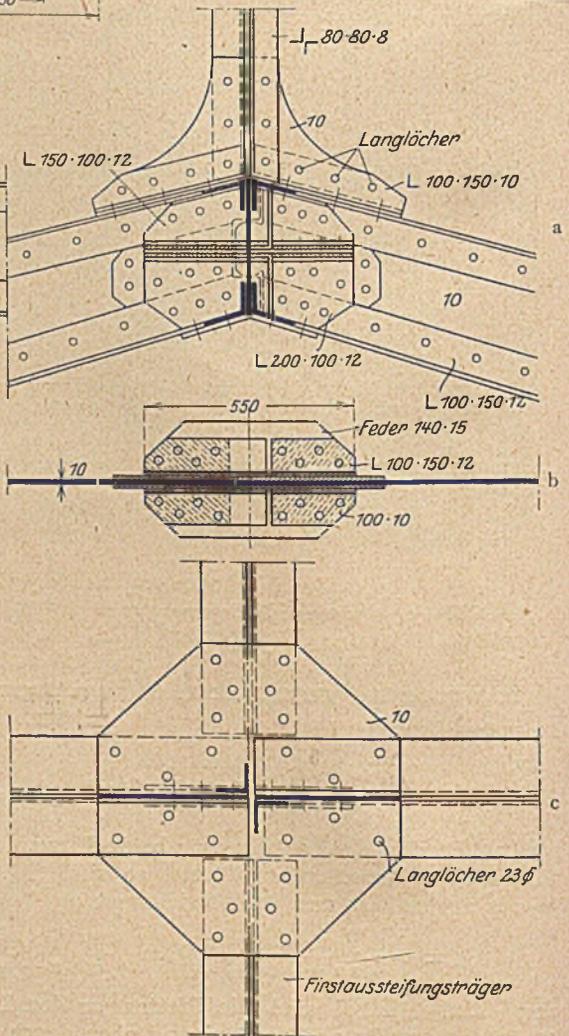


Abb. 19 a—d. Einzelheiten des Scheitelgelenkes.

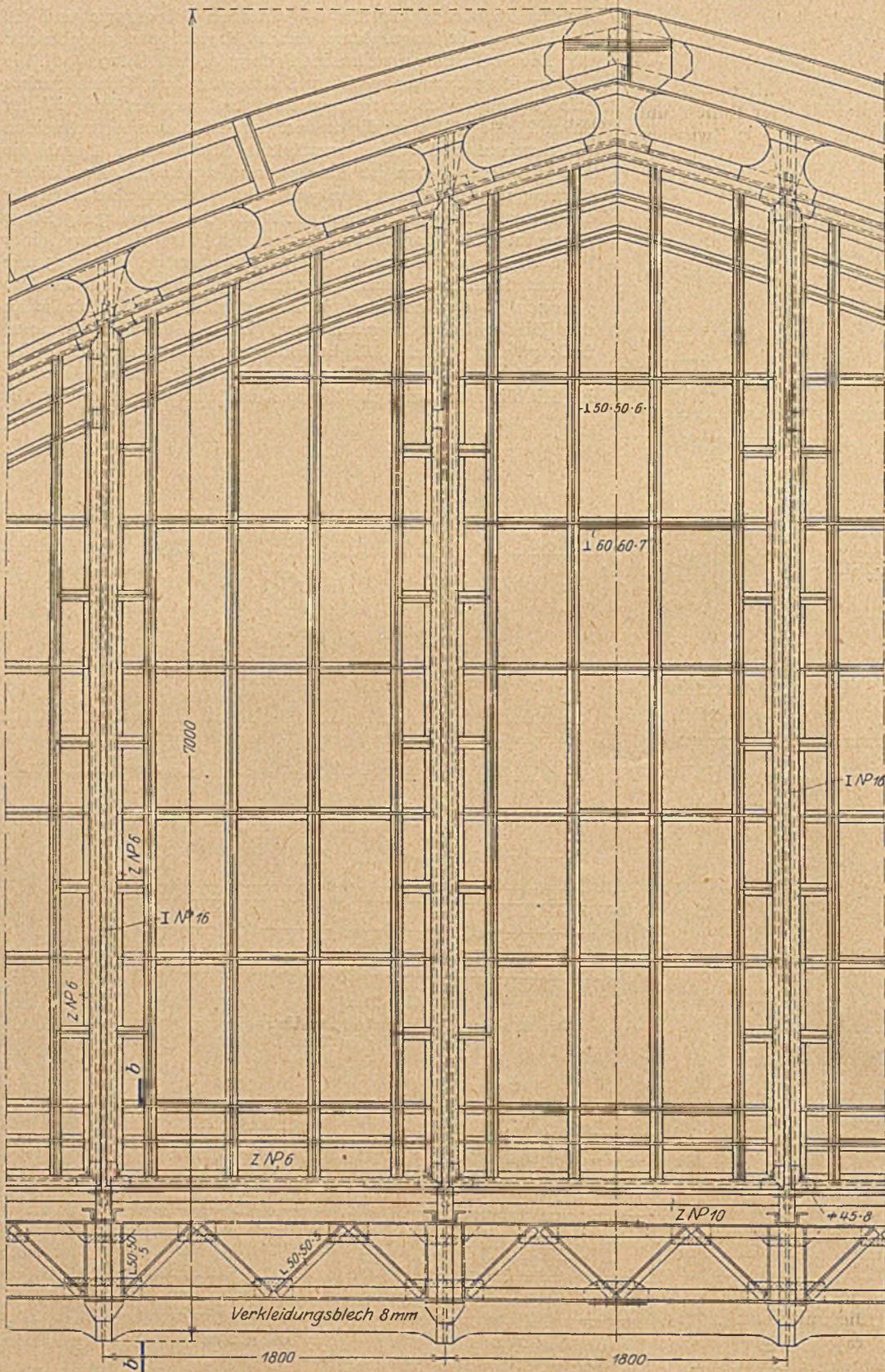


Abb. 24 a.
Gesamtanordnung.

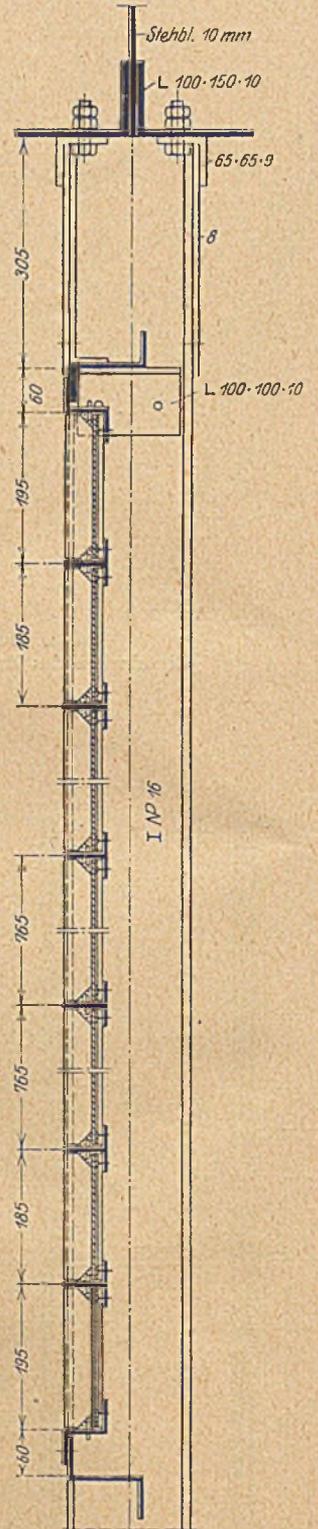


Abb. 24 b.
Senkrechter Schnitt
durch die Schürze.

Abb. 24 c.
Wagerechter Schnitt
durch die Schürze.

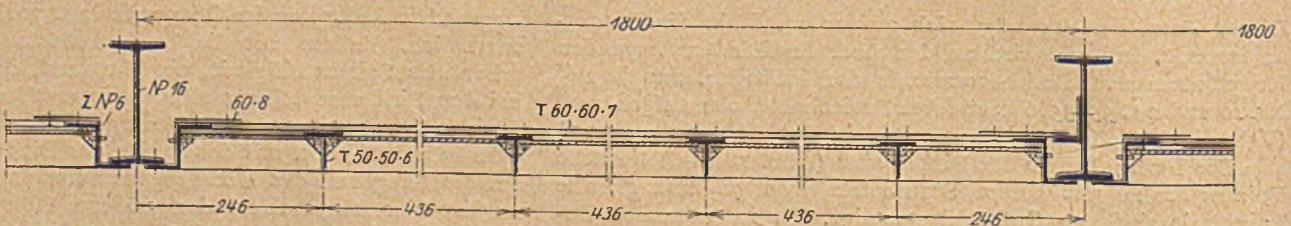


Abb. 24 a-c. Ausbildung der Schürze.

Kräfte dienende Verzahnung länger ausgedehnt. Aber auch hier fallen die Kraftübertragungsstellen mit den Gurtwinkeln zusammen.

Wie bereits in der Einleitung erwähnt wurde, bedingt die Unterführung der Halle durch die Bahnsteige der Linie Mühlheim—Troisdorf die Abstützung einer Anzahl von Zwischenbindern auf besonderen Unterzügen, die naturgemäß einmal

ist hier eine exzentrische Lastübertragung in Rechnung gezogen, bedingt durch eine Temperaturbewegung der oberen Lagerplatte.

Bei einer Länge des Trägers von 50 m ergibt sich: $\Delta l = 35 \cdot 0,000012 \cdot 5000 = 2,10$ cm, eine Größe, die im Hinblick auf elastische Verschiebungen und Ungenauigkeiten bei der Ausführung auf rd. 4 cm erhöht wurde. Dies bedingt bei einer normalen Entfernung der beiden Rollen von 30 cm eine Lage des Auflagerdruckes den Rollen gegenüber von 17 bzw. 13 cm, wodurch der größte Druck auf eine Rolle sich zu $A \cdot \frac{17}{30} = \text{rd } 0,57 A = 0,57 \cdot 85 = \text{rd } 48$ t ergab. Hierzu trat (vgl. Abb. 23 a, b) durch die wagerechte Last (den Horizontalschub eines Bogenbinders) noch eine Zusatzbelastung von

$$P_H = 8,23 \frac{35}{32,6} \cdot \frac{17}{30} = \text{rd } 5 \text{ t,}$$

so daß für die Pressung am Umfang der (Hälfte der) Rolle eine Gesamtlast von $\text{rd } \frac{48}{2} + 5 = 29$ t in Rechnung zu stellen war; hieraus folgt (Abb. 23b):

$$\sigma = 0,42 \sqrt{\frac{29 \cdot 2200}{27,4 \cdot 10,5}} = 6,25 \text{ t/cm}^2.$$

Die Schürze (Abb. 24 a—c) besteht aus in rd. 1,80 m Entfernung angeordneten Senkrechten und Wagerechten im Normalabstande von 765 mm; zwischen letzteren sind zum Anschlusse der Glasscheiben weitere Nebenvertikalen (Sprossen), je 436 mm in der Mitte bzw. 246 mm am Feldrande entfernt, angeordnet. Die einzelnen Glasscheiben sind also normal

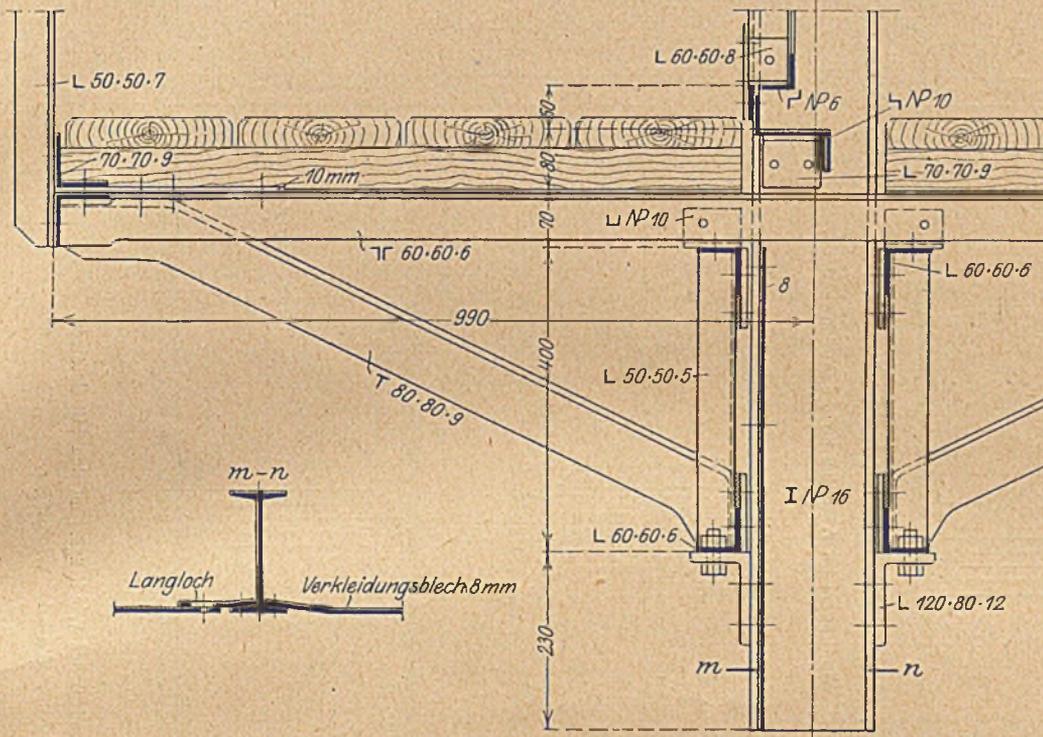


Abb. 25 a. Querschnitt durch den Windträger.

Abb. 25 a—d. Windträger.

wegen ihrer großen Stützweite, zum andern wegen ihrer schweren Belastung, sehr erhebliche Querschnitte erfordern. Ein Beispiel dieser Träger gibt Abb. 21 wieder; verwendet ist hier zur Aufnahme von 5 Zwischenbindern und zwei Bindern über den Trägerenden ein Auslegerträger, und zwar in Kastenform (Abb. 22c). An den einseitigen Kragträger ABD schließt sich der eingehängte Träger DE an; an den Punkten A, (6), 7, 8, 9, 10 und C (11) ruhen die Binder auf. Der Kastenquerschnitt wird überall durch zwei Stehbleche 1400.16 in gegenseitigem Abstände von 350 mm, ferner durch Gurtwinkel 100.200.16 sowie abhängig von der Größe des Biegemomentes durch höchstens zwei Kopfplatten (110.16) und senkrechte Lamellen (170.16) auf den Winkelflanschen gebildet. Der Träger umfaßt den Binderfuß vollkommen.

Das Gelenk der Auslegerträger gibt Abb. 21b in seiner Gesamtanlage, Abb. 22 a u. b in seinen Einzelheiten wieder. Die Festlegung der beiden Gelenkschalen an den Trägern findet durch kräftige Schraubenbolzen und besondere Rippen der das Gelenk bildenden Stahlgußstücke statt. Der Druck auf diese wird unmittelbar durch die mittels zweiseitiger Laschen verstärkten Stehbleche übertragen, die sich in einer Gesamtstärke von je 44 mm mit gehobelten Flächen gegen die Gelenkschalen pressen. Der Druck an der Berührungsfläche ist nach der Herzschen Gleichung berechnet:

$$\sigma = 0,42 \sqrt{\frac{AE}{lr}}$$

Das bewegliche Lager des Unterzuges wird durch zwei Rollen gebildet, das feste als Kugellager ausgeführt. Bei Berechnung des ersteren (Abb. 23a, b) waren auch wagerechte Kräfte in Rechnung zu stellen, die naturgemäß ein Moment auf das Lager und seinen Unterbau ausübten. Zudem

43,76 cm groß. Ihre Verlegung ist in Kitt erfolgt. Sowohl die Wagerechten wie auch die Nebenvertikalen sind einfache L-Eisen (60.60.7 bzw. 50.50.6), während für die Haupt-senkrechten I Nr. 16 gewählt wurden. Der Anschluß des wagerechten Sprossenwerkes an letztere erfolgt (Abb. 24c) durch

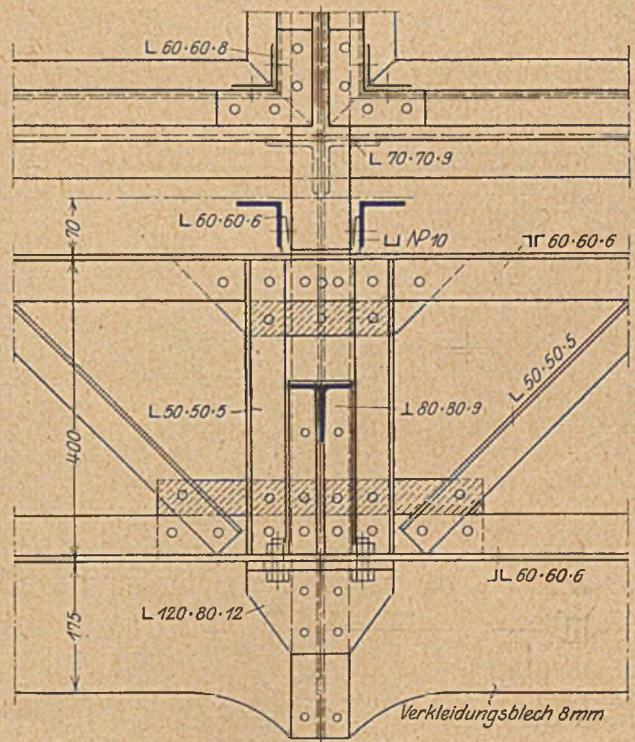


Abb. 25 b. Längsschnitt durch den Windträger.

teilung beträgt, wie bereits erwähnt, angepaßt dem Abstände der Schürzenvertikalen, 1,80 m, seine Höhe 1,98 m. Die Gurte bestehen aus je 2 L 70.70.9 mit zwischenliegenden Füllblechen 70.10. An deren Stelle tritt an den Knoten ein gleichstarkes Knotenblech zum Anschlusse der Füllstäbe des Windträgers. Die weit überstehenden Gurte dieses werden durch konsolartig an die Längsträger anschließende T 80 x 80 x 9 unterstützt; ihr Flansch dient unmittelbar dem Nietanschlusse. Eine weitere Längsversteifung der nach unten aus dem Längsträger heraus tretenden I 16 bewirkt ein in der Fläche ihrer Vorderflanschen (z. T. verschieblich) angeschlossenes 8 mm starkes Verkleidungsblech (Abb. 25 a), das — zugleich zum architektonischen Abschlusse der Schürze dienend — eine gefällige Form erhalten hat, daneben aber in wirkungsvoller Weise auch die Hauptvertikalen der Schürze betont.

Die Angliederung des Windträgers an die Binder erfolgt vermittels spitzer Zusammenführung an waagerechte Knotenbleche, die ihrerseits mit Saumwinkeln am Stehblech der Binder anschließen. An den Mittelstielen der Halle ist diese Zusammenführung vollkommen zentrisch, an der Außenstütze aber aus Raummangel exzentrisch angeordnet. Hier liegt auch das bewegliche Lager des Windträgers, bedingt durch einen Bolzenanschluß mit Langlöchern.

Der Versteifungslängsträger unterhalb des Windträgers schließt in einfachster Weise mittels Knotenplatten und Winkeln in symmetrischer Gesamtanordnung an die Gurtwinkel des Binders an. Die besonders wichtige Verbindung endlich zwischen den Vertikalen des Windträgers, den Hängestäben der Schürze und ihrer Längsverbindung vermitteln kurze Stücke von U-Eisen, Nr. 10, die somit zugleich die Lasten des Windträgers auf die Hängeeisen übertragen. Im übrigen darf

wegen dieser Einzelheiten auf die Abb. 25a—d verwiesen werden.

Die Berechnung der Windträger ist in normaler Weise erfolgt je als Träger auf zwei Stützen mit einfachen gezogenen Diagonalen. Von diesen ist demgemäß das eine System bei von außen, das andere bei vom Halleninnern kommendem Winde beansprucht. Im ersteren Fall ist eine Windlast von 150 kg/m², im zweiten von 60 kg/m² zugrunde gelegt. In beiden Fällen stehen somit die Spannkraften, absolut betrachtet, im Verhältnis von 15:6, vermindern sich also im zweiten Falle auf 40 vH.

Ein normales 10-m-Feld der rd. 65 m breiten Gesamthalle wiegt 68 t; hiervon entfallen auf die Binder 25 t, auf die Pfetten mit den Dachverbänden 15 t, die Oberlichtsprossen, Laufstege und Entlüftung 10 t, die Längsversteifung 9 t und die Seitenwände 9 t.

Schon die voranstehenden kurzen Mitteilungen, welche nur die Hauptgesichtspunkte des genialen Entwurfes geben und die wichtigeren Einzelheiten vorführen konnten, dürften erkennen lassen, daß es sich bei der Cöln-Deutzer Bahnhofshalle um eine vorbildliche und in vieler Hinsicht fortschrittliche Leistung handelt, die dem deutschen Eisenbau, dem Konstrukteur und den Erbauern zu besonderer Ehre gereicht. Vor allem ist aber dieses Bauwerk wiederum ein Beleg für das hohe ästhetische Verständnis unserer deutschen Eisenkonstrukteure, für ihr glänzendes Geschick und Können, in materialgetreuer Bauweise mit der konstruktiven Notwendigkeit eine schöne Linienführung und Flächenwirkung und durch sie eine klare Heraushebung der Hauptgedanken des Entwurfes zu vereinen und somit eine wahrhaft künstlerische Wirkung zu erzielen.

EIN TORKRETDACH FÜR EINE GROSSE MONTAGEHALLE.

Von Obering. H. Schlüter, Berlin.

Im Anschluß an die im Juni d. J. erfolgte Eindeckung einer etwa 440 m² großen Lagerhalle mittels einer 3 cm starken Torkretdachhaut hat die Berlin-Anhaltische Maschinenbau A.-G. im September und Oktober d. J. auch ihre während des Sommers erbaute große Montagehalle von etwa 72 m Länge und 21 m Breite, insgesamt also etwa 1500 m² Grundfläche, mittels einer 3,5 cm starken Torkretdachhaut auf Drahtgewebe unter Weglassung jeglicher weiteren Dichtungsschicht eingedeckt. Im Unterschiede zu der oben genannten Ausführung, über die bereits an anderer Stelle eingehend berichtet ist¹⁾, ist dieses Torkretdach bei dem größeren Pfettenabstand (2,50 Meter gegenüber 1 m bei der kleinen Halle) als Rippendach zur Ausführung gebracht worden. Die Montagehalle (Abb. 1) besteht aus 5 doppelten und 2 einfachen als Zweigelenkbogen

ausgebildeten eisernen Portalbindern, über welche mit einer Spannweite von 9,70 m 6 als Fischbauchträger ausgebildete Pfetten im Abstände von 2,50 m hinweglaufen. Symmetrisch zur Längsachse ist auf etwa 60 m Länge der Halle und 10 m Breite ein sattelförmiges Oberlicht angeordnet. Damit ergaben sich rd 1000 m² massiv einzudeckende Dachflächen, abgesehen von den Seiten- und Stirnwänden des Oberlichtes, die in einem Stück mit der Dachhaut in Torkret zur Ausführung gebracht wurden, ebenso wie die beiderseitigen Dachrinnen an Stelle der vielfach noch verwendeten Zinkrinnen. Die Rippen erhielten 1,28 m Abstand und wurden in üblicher Weise von Hand in Beton gegossen. Im nachfolgenden ist auf die konstruktiven Einzelheiten weiter eingegangen.

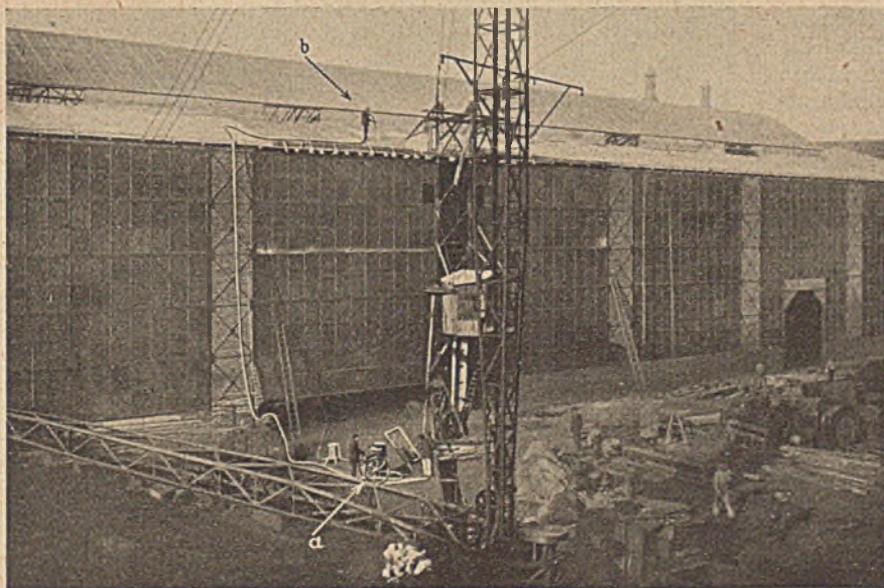


Abb. 1. Die mit einem Torkretdach eingedeckte Montagehalle.
a Betonspritze (Cement-Gun). b Düsenführer.

Ausführung gebracht worden. Die Montagehalle (Abb. 1) besteht aus 5 doppelten und 2 einfachen als Zweigelenkbogen

¹⁾ Die Spritzbeton-Dachhaut auf Drahtgewebe von H. Schlüter „Beton u. Eisen“ 1923, Heft 19, Teil II, Ausführungsbeispiel für ein Torkretdach.

Über die Benutzung des Torkret-(Spritzbeton-)verfahrens zur Ausführung von Betonüberzügen auf Fels, Mauerwerk, Beton, Eisen und anderen Unterlagen ist während der beiden letzten Jahre in zahlreichen Artikeln berichtet worden, und

zwar vorwiegend über Arbeiten im Bergbau und Wasserbau, wo sich das Verfahren besonders schnell eingeführt hat. Während es sich bei diesen Arbeiten meist um Einkleidungen handelt, die sich durch ihren hohen Anhaftungsgrad an den Unterlagen, ihre Anpassungsfähigkeit, Dichte, Härte und Wetterfestigkeit auszeichnen, beginnt das Torkretverfahren auch seine gute Eignung für gewisse selbständige Betonkonstruktionen zu zeigen, wie für die Ausführung von Behältern, Wänden und Decken. Dabei ist das Verfahren durch die Ausführbarkeit von Feinschichten besonderer Güte gekennzeichnet, wodurch ohne Zweifel einem im Betonbau bestehenden Bedürfnis entgegengekommen wird. Die übliche Eisenbetondecke war, soweit Dachdeckungen in Betracht kamen, bei den geringen hierbei zu berücksichtigenden Nutzlasten und dem dadurch bedingten ungünstigen Verhältnis zwischen Eigengewicht und Nutzlast ohne Zweifel bisher noch nicht die geeignetste Lösung in der reinen Betonbauweise. Das Torkretverfahren ermöglicht die Ausführung sehr leichter Betondecken als Dachhaut, indem die zur Anwendung gelangende, wesentlich geringere Stärke (3–4 cm) durch die im Torkretierungsprozeß bedingte beträchtlich größere Materialgüte gerechtfertigt wird.

Über die konstruktiven Einzelheiten der vorliegenden Ausführung ist das folgende zu bemerken:

Die Rippen (erkennbar in der Untersicht, Abb. 2) erhielten bei 9 cm Höhe unterhalb der eigentlichen Dachhaut 5 cm untere und 8 cm obere Breite. Im Bereich der negativen Momente, also bei den Anschlüssen der Rippen an die Pfetten, erhielten dieselben die nötige Verstärkung, eine Vergrößerung der Höhe bis um 5 cm und eine gleichmäßige Breite von 8 cm. Die Schalungskästen der Rippen waren gleich entsprechend, und zwar freitragend ausgebildet und wurden auf den eisernen Pfetten aufgelagert. Dazwischen wurde die übrige Decke in einfacher Weise auf 2 Kreuzbalken eingeschalt. Die Bewehrung der Rippen bestand aus 2 Rundeseisen 8 mm, die den negativen Momenten an den Anschlüssen entsprechend aufgebogen waren. In Abständen von 10 cm wurden Bügel von 3 mm Stärke versetzt. Die Betonierung der Rippen erfolgte mit hochplastischem Beton in üblicher Weise von Hand, da wagerecht oder doch wenig geneigt liegende Kästen sich nicht zur Ausfüllung auf dem Spritzwege eignen²⁾. Verteilt man das in die Rippen verarbeitete Betonmaterial gleichmäßig auf die ganze Dachfläche, so handelt es sich nur um eine Stärke von $\frac{1}{2}$ cm Beton. Hieraus ist die Bedeutungslosigkeit der für die Rippen aufgewendeten Betonarbeiten zu erkennen.

Nach Fertigstellung einer gewissen Anzahl Rippen wurde sofort das Drahtgewebe quer zu denselben auf der Schalung abgerollt. Es wurde ein Gewebe von 25 mm Maschenweite und

2 mm Drahtstärke verwendet. Das Gewebe entsprach im übrigen den Rabitzgeflechten und hatte 1 m Breite; in der Bahnfolge wurde es mit 10 cm Überdeckung verlegt. Auf den 10 cm breiten Doppellagen des Gewebes wurde ein Rundeseisen 6 mm aufgeflochten, um den erforderlichen Zusammenhalt zu erzielen; und außerdem wurden noch zur Verstärkung des Querschnittes alle 33 cm in der Rollenrichtung 6 mm starke Zulageisen aufgelegt. Der Querschnitt des Drahtgewebes betrug in beiden Richtungen $1,25 \text{ cm}^2$. In der Tragrichtung vergrößerte sich der Querschnitt durch die hinzukommenden 6 mm Eisen auf $2,51 \text{ cm}^2$. Die 6 mm Zulageisen sind zur Ergänzung des Drahtgewebes mit Rücksicht auf den erforderlichen Eisenquerschnitt angeordnet worden. Sie hatten daneben aber auch die praktische Aufgabe, dem Flechtwerk eine gewisse Straffheit zu geben und so seine ordnungsmäßige Lage in der dünnen Decke sicherzustellen³⁾. Es ist wesentlich für die Konstruktion dünner Torkretdecken, ein derartiges sich nach beiden Richtungen ausdehnendes Drahtnetzwerk zu verwenden, weil durch dasselbe, insbesondere die feine Verteilung des Eisenquerschnittes über die ganze Deckenfläche in Verbund mit der natürlichen Dichte der Torkretschicht das elastische Verhalten der Decke in ihrer ganzen Ausdehnung sichergestellt wird⁴⁾.

Die ordnungsmäßige Einlagerung solchen Bewehrungsflechtwerkes ist in einfacher Weise dadurch zu bewerkstelligen, daß das Flechtwerk hin und wieder durch kurze Rundeseisenstückchen gegen die Schalung abgespreizt wird. Die gleiche Bewehrung wurde für die seitlichen Wandungen des Oberlichtes in kontinuierlicher Verbindung mit der Deckenbewehrung angewendet.

Der Torkretantrag erfolgte darauf in 2 Lagen und zwar zunächst soweit, daß die gesamte Bewehrung satt zur Einlagerung kam, wozu etwa eine Stärke von $2\frac{1}{2}$ cm erforderlich war. Der Deckantrag

mit etwa noch 1 cm Stärke erfolgte, nachdem größere Flächen mit dem Grundantrag versehen waren. Unmittelbar nach Fertigstellung eines gewissen Teiles des Deckantrages konnte mit dem Ausschalen begonnen werden. Zuzufolge der eigenartigen schnellen Erhärtung einer Torkretdecke braucht diese verhältnismäßig nur sehr kurze Zeit auf der Schalung zu bleiben, jedenfalls bis nach Ausführung des Deckantrages.

Erst das Spritzverfahren hat es ermöglicht, eine so feingliederte Bewehrung tatsächlich vollkommen zur Einbettung zu bringen, also eine förmliche Verschmelzung von Eisen und Mörtel zu erzielen, die die hohe Verbundwirkung der dünnen Konstruktion erklärt⁴⁾. Dieser Vorzug räumt aber auch

³⁾ Für solche Ausführungen eignen sich am besten fertige, aus gerade durchgehenden Drähten gebildete Gewebe nach Art der Rabitzgewebe, die nach beiden Ausdehnungen den erforderlichen Gesamtquerschnitt besitzen, also einer besonderen Ergänzung durch Zulageisen nicht mehr bedürfen. In Amerika hat die Verwendung fertiger Drahtgewebe (und zwar aus Stahldraht), die dort eigens zu dem vorliegenden Zweck ausgebildet sind, große Verbreitung gefunden.

⁴⁾ Die natürliche Dichte einer Torkretschicht ist durch zahlreiche Versuche hinreichend belegt. Nach den Versuchen im Jahre 1921 blieben in gewöhnlichem (undichtem) Beton hergestellte Platten mit Torkretüberzügen von 5–20 mm Dicke bei 5 Atm. Wasserdruck innerhalb 8 Stunden wasserundurchlässig. Die reichlichen, von den Amerikanern verwendeten

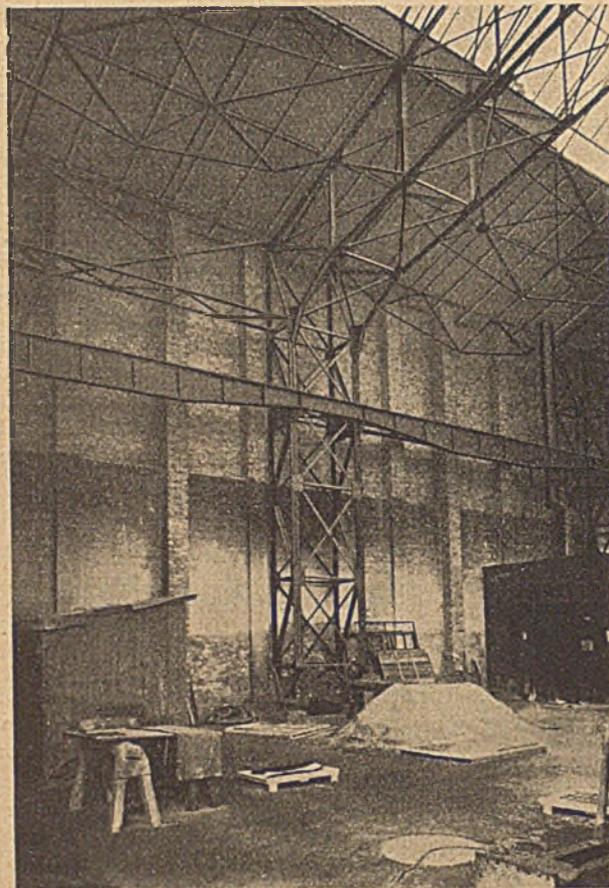


Abb. 2. Das Torkretdach mit den Rippen von innen gesehen.

²⁾ Dagegen kommt eine Torkretierung der Rippen von der Seite her — also unterhalb der Deckenschalung in Frage. Im vorliegenden Falle war dieselbe wegen der Windverbände nicht möglich. Die Stärke solcher Rippen — gewissermaßen hochkant stehender Platten — genügte mit 3–4 cm.

der dünnen bewehrten Spritzbetondecke gegenüber der bisher verwendeten stärkeren Eisenbetondecke und der Steindecke ihre besondere Stellung ein⁵⁾.

Es wurde Rüdersdorfer Portlandzement und guter Grubenkies verwendet, der zum größten Teil aus scharfem Sand bestand. Das Mischungsverhältnis war 1 : 4. Es ist erforderlich, den Kies auf 6 mm abzusieben, um das Hineinkommen von größeren Steinresten, die den Betrieb vorübergehend stören könnten, zu verhindern. Der Bedarf an Kies und Zement ist in der gleichen Weise wie für gewöhnlichen Beton zu berechnen. Es ist aber zu beachten, daß durch den Spritzvorgang eine höhere Verdichtung des Betons erzeugt wird. Während dieselbe bei gewöhnlichem Beton zu etwa 25–30 vH anzunehmen ist, beträgt sie für Torkret 40 vH. Außerdem ist bei flachen oder wenig geneigten Dächern mit Rückprallverlusten von 5–10 vH zu rechnen.

Tätig war ein Meister mit 5 Mann. Eine solche Gruppe kann in einer Schicht von 8 Stunden 75–125 m² Torkretdachhaut herstellen, abgesehen von der Ausführung der Rippen, die sich von den gewöhnlichen Betonausführungen nicht unterscheidet, der Ausführung der Einschalung und der Bewehrung, die in üblicher Weise zu veranschlagen sind. Die statische Berechnung entsprach den Grundsätzen der Betontheorie und ergab bei dem Eigengewicht der Torkretdecke von 84 kg/m² und der für die eigentliche Decke als ungünstigste Nutzlast zugrunde zu legenden Einzellast von 100 kg eine Betonbeanspruchung von 50 kg/cm² und eine Eisenbeanspruchung von nur 780 kg/cm². Bei größerer Drahtstärke für das Gewebe wäre es möglich gewesen, den Eisenquerschnitt noch besser zur Ausnutzung zu bringen und die 6 mm Zulageisen zu ersparen. Die Druckfestigkeit des Torkrets übertrifft gemäß zahlreicher Erweise die des gewöhnlichen Betons um 50–100 vH, so daß die Inanspruchnahme mit 50 kg als eine nur mäßige zu bezeichnen ist. Daß im ganzen der statische Nachweis dieser Art als eine Gewähr für die praktische Sicherheit einer so dünnen Konstruktion angesehen werden kann, war durch die in dem oben angezogenen Aufsatz⁶⁾ beschriebenen Versuche hinreichend

erwiesen. Die Rippen erhielten ihre größte Belastung bei Zusammennahme von Eigengewicht und Schneebelastung. Sie stellten seitlich des Mitteloberlichtes Träger auf 3 Stützen dar, in dem oberlichtfreien Teil Träger auf 5 Stützen und wurden entsprechend berechnet. Sie erhielten Auskragungen, auf welchen die Dachrinnen gelagert sind. Die Berechnung der Rippen erfolgte in üblicher Weise unter Berücksichtigung auch ungleichmäßiger Schneebelastung. Die Scherspannungen blieben unterhalb der zulässigen Größe.

Die Berlin-Anhaltische Maschinenbau-A.-G. hat sich zur Benutzung dieser Ausführungsweise entschlossen, weil sie dabei gemäß den vorliegenden Kostenüberschlägen wesentlich billiger gefahren ist als mit irgendeiner anderen Ausführungsweise. Da die Preßluft unmittelbar aus der Werksleitung entnommen werden konnte, wurden die Kosten für eine besondere Kompressoranlage erspart. Aber selbst bei Hinzurechnung entsprechender Kosten behielt der beschriebene Ausführungsweg den Vorzug. Gegenüber anderen Ausführungsweisen wurden in erster Linie die gesamten Kosten für eine Dichtungsschicht erspart; auch entfielen die bei anderen Ausführungen bisher noch hinzukommenden besonderen Kosten für die Abdichtung der Oberlichtanschlüsse und für die Ausführung von

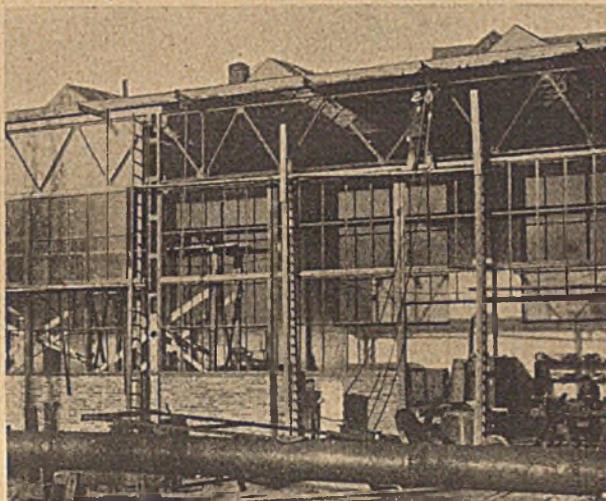


Abb. 3. Wandbildung mittels fertiger Torkretplatten.

Zinkrinnen, wie solche in der Regel vorgesehen sind.

Abb. 3 zeigt die Vorderansicht der im Eingange erwähnten kleinen Halle. Der Fronträger wird mit 1½ cm starken, mit einem leichten Drahtgewebe bewehrten Torkretplatten von 1,60 m Höhe und 0,50 m Breite verkleidet. Die Platten wurden fabrikmäßig hergestellt. Auf dem Bilde sind zwei mit der Versetzung der Platten beschäftigte Leute zu erkennen. Das Verfahren dürfte sich in vielen Fällen, wo es sich lediglich um einen äußeren Abschluß handelt, so zur Ausfüllung von Fachwerkkfeldern von Hallen und sonstigen industriellen Anlagen, Kühltürmen, Kokslöschwagen, Dampfabzugsschloten usw. empfehlen, da solche Platten schnell in jeder beliebigen Form herzustellen sind und große Festigkeit und Dichte besitzen.

ZUR BERECHNUNG RÄUMLICHER RAHMENWERKE.

Von Dr.-Ing. Erich Reisinger.

(Schluß von Seite 32.)

Ein unmittelbarer Vergleich der Rechnungsergebnisse ist infolge der Kompliziertheit desjenigen des räumlichen Rahmens unmöglich. Es erscheint daher zweckmäßig, aus der Fülle der verschiedenartigsten Verhältnisse der Abmessungen und Steifigkeiten einige zu einer Untersuchung herauszugreifen, welche einen allgemeinen Überblick über den Kraftverlauf dieser Rahmenwerke gestatten.

Zur Vereinfachung der Rechnung nehmen wir quadra-

tischen Grundriß ($a = b$, $a_1 = b_1$, $h = a$) und gleiche Betonquerschnitte ($\frac{E}{G} = 2$) jeweils der Stiele und Riegel an. Wir betrachten zwei Fälle:

1. Fall: Die Stiele sind im Vergleich zu den Riegeln sehr steif.

$$\text{Riegelquerschnitt } J_x = \frac{1}{4} J_z; \quad J_y = \frac{2}{3} J_z$$

$$\text{Stielquerschnitt } J_v^a = J_v^b = 2 J_z$$

2. Fall: Die Riegel sind im Vergleich zu den Stielen sehr steif.

$$\text{Riegelquerschnitt } J_x = \frac{1}{4} J_z; \quad J_y = \frac{2}{3} J_z$$

$$\text{Stielquerschnitt } J_v^a = J_v^b = \frac{1}{8} J_z$$

Da der Einfluß der Spreizung auf den Kräfteverlauf sich mit stetig ändernder Spreizung ebenfalls stetig ändern muß, so

⁵⁾ Weiteres hierzu siehe auch den erstgenannten Aufsatz, Teil II.

⁶⁾ Vgl. Fußnote 1) Seite 55, Teil I, Versuche über Verhalten und Tragfähigkeit einer dünnen Torkret-Dachhaut.

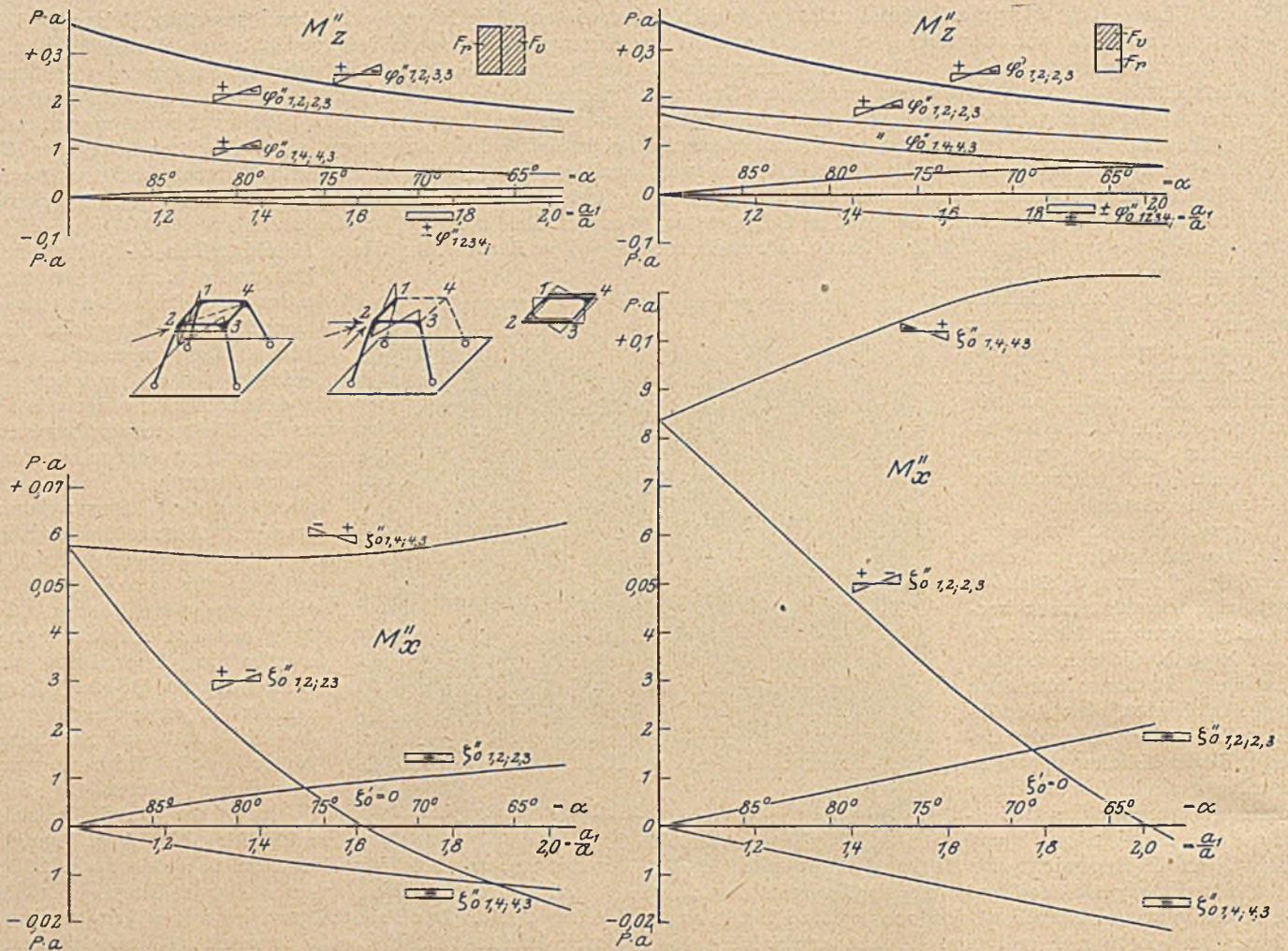


Abb. 15. Abhängigkeit der Rieglmomente von Steifigkeit und Spreizung des räumlichen Rahmens.

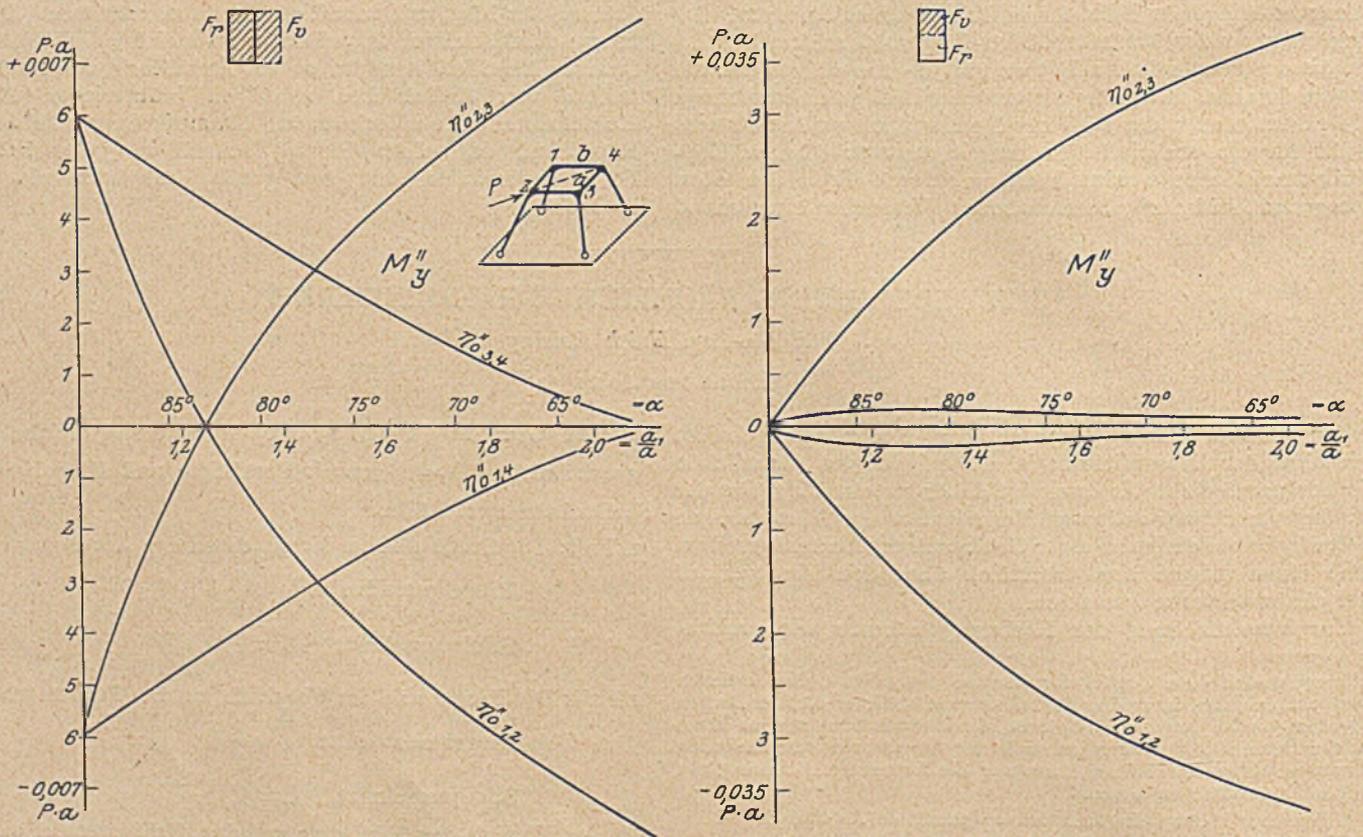


Abb. 16. Abhängigkeit der Verdrehungsmomente der Riegel von Steifigkeit und Spreizung des räumlichen Rahmens.

können wir auch die Ergebnisse der Untersuchungen in graphischen Übersichten getrennt nach den Steifigkeitsverhältnissen zusammenstellen, wie dies in den Abb. 13—16 für die einzelnen Kraftwirkungen — wie Stützkräfte und Momente — geschehen ist. Zum Vergleich ist überall diejenige Kraftwirkung in starker Linie eingetragen, welche sich auf Grund der angenäherten Berechnung ergibt.

Aus der Übersicht über den Verlauf der Stützkräfte ersehen wir, daß die angenäherte Berechnung durchweg zu große vertikale Auflagerkräfte bei 1, 3 und 2 liefert; der Überschuß beträgt bei 2 im Mittel etwa 25 vH, während er bei 1 und 3 100 vH und mehr erreichen kann. Der Fußpunkt 4 erhält nach der Näherungsrechnung überhaupt keine Stützskraft, obwohl er in Wirklichkeit recht erhebliche Stützkräfte (bei schlanken Stielen 50—90 vH derjenigen von 2) aufnehmen muß. (Bei starren Riegeln wird $R_4 = R_2$.) Die Horizontalkräfte $S_1 = T_3$ werden angenähert stets um etwa 40—50 vH zu groß erhalten, während der Unterschied der Horizontalkräfte $S_2 = T_2$ stärker von der Steifigkeit der Stiele abhängt; er wird mit zunehmender Steifigkeit geringer. Die Annäherungsberechnung liefert für $S_3 = T_1$ falsche Werte.

Die von den Stützkräften unmittelbar beeinflussten Stielmomente zeigen entsprechend große Abweichungen. An Hand der Übersichten können wir uns leicht hiervon überzeugen und vor allem feststellen, daß die Stielmomente senkrecht zur Ebene der Teilsysteme recht beachtliche Werte erreichen, welche durch die Annäherungsrechnung überhaupt nicht gefunden werden können.

Ebenso können die Riegelmomente durch eine Annäherungsrechnung nur unvollkommen bestimmt werden. Verdrehungsmomente werden nicht erhalten, obwohl sie bei elastischen Stielen beträchtliche Größe erreichen, wie die genaue Berechnung zeigt.

Zusammenfassend können wir daher feststellen, daß die Annäherungsberechnung nur bei steifen Stielen und bei geringer Spreizung zu brauchbaren Ergebnissen führt, und auch nur dann, wenn diese symmetrisch zur X-Achse ergänzt gedacht werden.

Wenden wir uns nunmehr der Betrachtung des Kräfteverlaufes im räumlichen Rahmen bei verschiedenen Steifigkeitsverhältnissen und Spreizungen zu, so stellen wir fest, daß die Stützkräfte R_2 und R_1 und R_3 mit wachsender Steifigkeit der Stiele zunehmen, während R_4 abnimmt. Ein Gleiches gilt für die Horizontalkräfte; S_2 , T_2 und S_1 , T_3 nehmen zu, während S_4 , T_4 und S_3 , T_1 abnehmen.

„Je steifer die Stiele im Verhältnis zu den Riegeln sind, um so stärker werden die dem Lastangriff benachbarten Rahmenseiten zur Lastaufnahme herangezogen.“

oder

„Je steifer der Riegelzug im Vergleich zu den Stielen ist, um so räumlicher ist der Kräfteverlauf.“

Die Vergrößerung der Spreizung allein bewirkt eine Verminderung der Stützkräfte und Momente; lediglich S_2 und T_2 und die Momente M_x und M_y der Riegel machen hiervon eine Ausnahme. Sie wachsen mit zunehmender Spreizung.

Betrachten wir insonderheit den Verlauf der Verdrehungsmomente der Riegel, so erkennen wir, daß dieser einen ausschlaggebenden Einfluß auf den räumlichen Kräfteverlauf besitzt. Sind die Riegel steifer wie die Stiele, so entstehen beträchtliche Verdrehungsmomente, vor allem in den vom Kraftangriffspunkt ausgehenden Riegeln. Sie wachsen rasch mit zunehmender Spreizung der Rahmen und erreichen bei den angenommenen Verhältnissen bei etwa 60° Spreizung und $J_v = \frac{1}{8} J_z^r$ etwa 30 vH des Größtwertes des Momentes M_z der Riegel 1,2 und 2,3.

Das Anwachsen der Verdrehungsmomente führt zu einer Vergrößerung der Schubspannungen in den Riegeln und erfordert entsprechende Bewehrung.

Räumliche Rahmen, welche eine gewisse Höhe überschreiten, müssen zur Erhöhung der Knicksicherheit der Stiele versteift werden. Diese Aussteifungen können in Form horizontaler Gelenkringe angeordnet werden. Sind n gelenkige Zwischenriegel vorhanden, so ist das Stabwerk $(12+n)$ -fach statisch unbestimmt und kann unter Zugrundelegung des räumlichen Rahmens als Hauptsystem berechnet werden. (Abb. 17).

Betrachtet man die Summen und Differenzen der Normalkräfte zweier gegenüberliegender Riegel als Unbekannte, so sind diese mit den äußeren Kräftegruppen U_a oder V_a und U_b oder V_b des räumlichen Rahmens derart gleichgeartet, daß die Kräftegruppen nicht mehr im Abstände h , sondern im Abstände h_1 , h_2 , usw., je nach der Anzahl der Stockwerke, vom Kopfrahmen angreifen. Damit kann ein Teil des früheren Rechnungsergebnisses Verwendung finden.

Wir begnügen uns im Rahmen der hier gemachten Ausführungen mit diesem Hinweis auf die Vorteile, welche man durch die Wahl der Kräftegruppen U_a bis W_b als äußere Überzählige des räumlichen Rahmens erhält und behalten uns vor, die Berechnung dieser versteiften Stabwerke gelegentlich zum Gegenstand einer weiteren Mitteilungs zu machen.

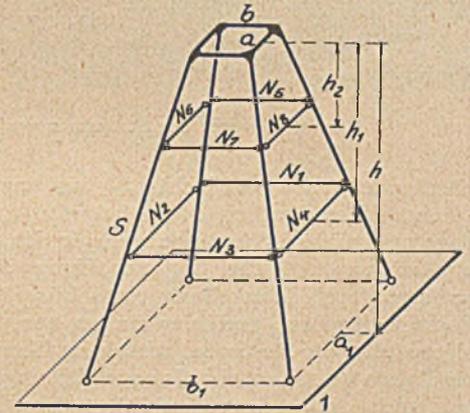


Abb. 17.

DIE ZERSTÖRUNG DER GLENOTALSPERRE IN OBERITALIEN.

Von Bauat Professor Rothmund, Karlsruhe i. B.

Die Frage nach den Ursachen des Bruches der Glenotalsperrre begegnet allenthalben in Fach- und Laienkreisen einem so lebhaften Interesse, daß es wohl erwünscht ist, wenn hiermit der Inhalt eines mir vorliegenden Berichts eines Mailänder Ingenieurs über den Bau und die Zerstörung der Staumauer im Zusammenhang mit einigen sonstigen durch technische Zeitschriften und Tagesblätter bekanntgewordenen Mitteilungen veröffentlicht und zugleich auf die mutmaßlichen Ursachen der Katastrophe eingegangen wird.

Der Weg zu der Stelle, wo heute die in den beiden folgenden Abbildungen von der Luft- und von der Wasserseite aus dar-

gestellten Reste des Bauwerks stehen, führt vom Nordufer des Iseoses zunächst 10 km weit aufwärts durch das breite Tal des Oglioflusses bis zu dem größtenteils zerstörten Orte Darfo, und, von hier nach Nordwesten in das Gebirge einbiegend, durch das malerische, namentlich mit industriellen Anlagen reich besiedelte Dezzotal hinauf in das Herz der Bergamasker Alpen. Der durch die Katastrophe samt dem größten Teil seiner Einwohner völlig vernichtete Ort Dezzo lag hier in einer Entfernung von etwa 12 km von der Dezzomündung bei Darfo auf schätzungsweise 1000 m Meereshöhe. Etwa 2 km oberhalb des Dorfes Dezzo mündet in das Flußtal der eng

eingeschnittene und in nördlicher Richtung steil ansteigende Lauf des Povobaches ein, dessen Quellbäche hinaufreichen bis an den 2883 m hohen Monte Gleno, der dem Bauwerk seinen Namen geliehen hat. Die gesammelten Quellbäche des Povobaches durchlaufen vor ihrem Eintritt in die enge Gebirgsschlucht offenbar eine am Fuße des Monte Gleno liegende größere Hochfläche.

Hier waren also durch das flache, geweitete Hochtal einerseits und durch den plötzlichen Übergang in die enge steil

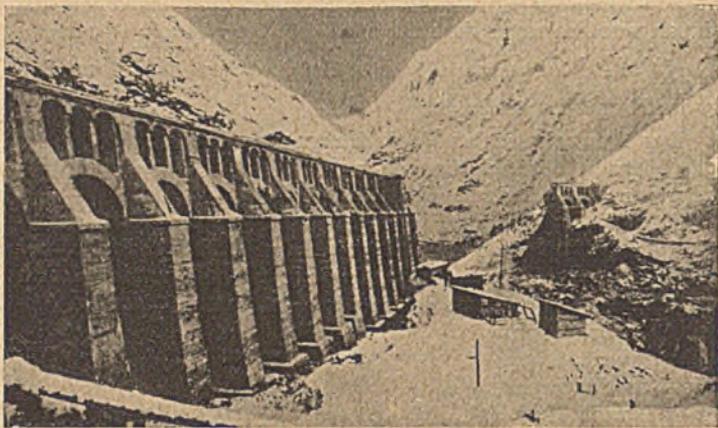


Abb. 1. Ansicht der Staumauer von der Luftseite.

abfallende Gebirgsschlucht — wie auf der wasserseitigen Maueransicht deutlich erkennbar ist — anderseits recht günstige natürliche Vorbedingungen für den Ausbau einer Wasserkraftanlage und für die Schaffung eines Jahresausgleichbeckens durch Herstellung eines künstlichen Abschlusses der Talenge gegeben, und hier finden wir denn auch in 1600 m Meereshöhe die Reste des zerstörten Bauwerkes: Über der auf der linken Talseite mehr als 20 m tief eingefressenen Talschlucht nur noch das aus 2 Abschlußgewölben, zwischen 3 Pfeilern bestehende linksseitige Widerlagerstück in geradliniger Flucht, auf dem langausgedehnten rechtseitigen Berghang eine im Grundriß ebenfalls geradlinig verlaufende Stellung von 13 Pfeilern, deren Zwischenräume auf der Wasserseite durch 6 m weit gespannte, eisenbewehrte Betongewölbe abgeschlossen sind. Die Stärke der Betonpfeiler beträgt im Fuß 3,50 m und verjüngt sich nach oben auf 1,90 m. Die Pfeiler sind gegen das Staubecken hin mit flacher Böschung angelegt, so daß die ihre Zwischenräume überbrückenden Gewölbe der Neigung der Pfeilerrücken, auf welche sie sich aufsetzen, entsprechend halbliegende Anordnung zeigen. Die Stirnflächen der Pfeiler auf der Luftseite sind nur mit ganz geringem Anzug, d. h. auf den Bildern kaum erkennbarer Abweichung von der Lotrechten angeordnet. Erst über den etwa in der Stauzielhöhe des Staubeckens hergestellten Pfeilergesimsen verjüngen sie sich rasch auf die geringere Breite der das Bauwerk krönenden Übergangsbrücke von einer Talseite zur anderen. Die Brücke wird von liegenden Gewölben getragen, welche die Pfeiler des Bauwerks über den Gesimsen verbinden und gegeneinander absteifen. Die Brückenfahrbahn ist durch je 2 schmale Zwischenpfeiler auf jedes Traggewölbe abgestützt. Unmittelbar neben dem linksseitig stehengebliebenen Mauerstück hat gegen die Talschlucht hin ein besonders kräftiger Gruppenpfeiler gestanden in der gleichen Anordnung und mit den gleichen Abmessungen, wie er sich am Anfang der geradlinigen Pfeilerflucht auf der anderen Talseite noch vorfindet. Neben dem rechtseitigen Gruppenpfeiler ist noch ein Gewölbe mit dem links zugeordneten Stützpfeiler vollständig stehen geblieben, von dem weiter gegen die Durchbruchöffnung hin folgenden Gewölbe und Pfeiler steht nur noch — in einer unter etwa 45° gegen die Lotrechte geneigten Ebene abgerissen — ungefähr das untere Drittel und daneben noch ein kurzer Stumpf des nächsten Gewölbes.

Unmittelbar neben diesem Gewölbestumpf ist auch der massive Mauersockel abgerissen, der — auf der wasserseitigen Ansicht deutlich erkennbar — mit wagerechter Fläche gegen den rechtseitigen Berghang hin durchgeführt ist, bis er im Widerlager verschwindet, und auf welchen die Pfeiler und Gewölbe der aufgelösten Staumauer sich in einer größten lotrechten Höhenausdehnung von 29 m aufsetzen.

Am Widerlager des rechtsseitigen Staumauerteils ist in rechtwinkliger Anordnung zur Pfeilerflucht ein Überfallbauwerk ausgeführt, das die überschüssigen Wassermengen abführen sollte, sobald der Wasserstand im Staubecken bis auf 2,5 m unter die Kronenhöhe der Staumauer gestiegen war. Dieses Überfallbauwerk ist, da das Staubecken beim Eintritt der Katastrophe noch nicht bis zum Stauziel gefüllt war, naturgemäß unversehrt erhalten geblieben.

Die 50 m weite Bresche, welche in die Talsperre gerissen wurde, liegt ganz im Bereich der Talschlucht, d. h. an der Stelle, wo die Staumauer ihre größte Höhenausdehnung von rd. 52 m hatte. Diese Bresche war ursprünglich verschlossen durch einen massiven in Bruchsteinmauerwerk hergestellten Mauerklotz von 23 m größter Höhe, dessen wagerechte Oberfläche, wie vorstehend ausgeführt, als Fundamentfläche der aufgelösten Staumauer diente und in gleicher Höhe lag, wie der auf dem rechtsseitigen Hang stehengebliebene Fundamentsockel; der letztere ist demgemäß als ein Bestandteil des massiven Staumauerabschlusses anzusprechen.

Nach den Angaben des vorliegenden Berichts war durch die massive Staumauer in 23 m Höhe über der tiefsten Gründungssohle eine Plattform von 45 m Länge und 32 m Breite geschaffen, über welche sich vor der Zerstörung die aufgelöste Staumauer in der gleichen Konstruktionsart fortsetzte, wie sie die stehengebliebenen Mauerteile aufweisen, nur mit dem Unterschied, daß die Stauanlage hier zwischen den beiden Gruppenpfeilern im Grundriß mit einem flachen Bogen angeordnet war. Die beiderseitigen geradlinigen Staumauer-

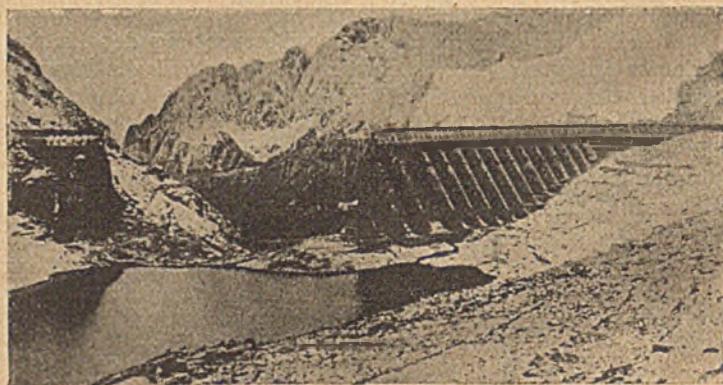


Abb. 2. Ansicht der Staumauer von der Wasserseite.

stücke bildeten die tangentielle Fortsetzung dieser aus 10 Pfeilern (die beiderseitigen Gruppenpfeiler an den Tangentialpunkten eingerechnet) mit 9 Verschlußgewölben bestehenden Bogengruppe.

Die luftseitige Begrenzung der massiven Mauer wies etwa die gleiche steile Anordnung auf, wie die Stirnflächen der unmittelbar am Sockelrand darauf aufgesetzten Pfeiler. Auch die wasserseitige Fläche des Sockels dürfte, nach dem Bild zu schließen, nur mit einem schwachen Anzug ausgeführt sein, so daß die Fundamentstärke der massiven Mauer die Plattformstärke von 32 m nur um ein verhältnismäßig geringes Maß überschreiten dürfte.

Wie schon angeführt, ist die aufgelöste Mauer im Bereich der Bogengruppe der Zerstörung fast vollständig anheimgefallen. Wieweit dies auch bei der massiven Mauer der Fall ist, kann aus dem Bericht nicht deutlich ersehen werden. Es ist darin von einer „mächtigen Bresche von 50 m Breite und 30 m

Höhe“ die Rede, woraus zu schließen wäre, daß der Fundamentblock nahezu vollständig erhalten geblieben ist. Ferner ist in dem Bericht als bemerkenswert hervorgehoben, „daß der Basisklotz gerutscht ist und dessen vorderer Teil herausgequetscht wurde“, was den gleichen Schluß zuließe, daß die Fundamentmauer wohl verschoben und beschädigt, aber nicht zerstört wurde. Dem widersprechen allerdings die vorliegenden Lichtbilder, nach denen innerhalb der Bresche, die sich anscheinend bis in die Talschlucht ausdehnt, keine Spur von der massiven Mauer mehr zu erkennen ist.

Soviel über die Konstruktion des Bauwerks und des Befundes nach der Zerstörung, soweit darüber bisher klare Angaben vorliegen.

Aus der Baugeschichte der Talsperre dürfte besonders das eine, die italienischen Behörden wie den Bauherrn schwer belastende Moment zweifelsfrei festgestellt sein, daß der Bau ohne jegliche Beaufsichtigung durch fachmännisch gebildete Ingenieure und unter Vernachlässigung der selbstverständlichen Grundsätze und Regeln nicht nur der Sonderbaukunst des Talsperrenbaues, sondern auch des Bauens überhaupt ausgeführt wurde. Die Talsperre wurde als Bestandteil einer die Wasserlieferung des Povobaches mit 500 m Gefälle ausnützenden Wasserkraftanlage gebaut, deren Kraftwerk mit einer Leistungsfähigkeit von 2000 PS unweit unterhalb der Staumauer lag und mit dem Staubecken durch einen (auf der wasserseitigen Ansicht erkennbar) unter dem linksseitigen Talsperrenwiderlager abgehenden Stollen von 1 km Länge mit anschließender Druckrohrleitung verbunden war.

Der Bau wurde für ein Großunternehmen der Baumwollindustrie der Firma Fratelli Viganò in dessen Eigenbetrieb ausgeführt, die Leitung und der Bau des Talsperrenbaues lag in den Händen des Fabrikherrn selbst, der für diese Aufgabe in keinerlei Weise durch Fachkenntnisse vorgebildet war. Die örtliche Bauleitung war einigen offenbar auch wenig fachkundigen Bauführern übertragen, die ihre Weisungen hinsichtlich aller wichtigen und wichtigsten Baufragen durch den Bauherrn erhielten.

Mit dem Talsperrenbau wurde im Jahre 1919 nach dem Entwurf eines italienischen Ingenieurs begonnen, der eine massive Schwergewichtsmauer als Talabschluß vorsah. Dieser Entwurf war auch den Behörden unterbreitet und von den verantwortlichen Staatsingenieuren genehmigt worden, und nach den Grundzügen dieses Bauplanes entstand im ersten Bauabschnitt der 23 m hohe, in Bruchsteinmauerwerk hergestellte, massive Abschluß der Talschlucht.

Da der Fabrikherr keine Ahnung davon hatte, wie wichtig es war, das Bauwerk gegen die besonders große Gefahr des Abrutschens auf der Fundamentsohle durch Einbinden in den festen, gewachsenen Felsen zu sichern, so begnügte er sich — lediglich dem Grundsatz der größten Kostenersparnis folgend — damit, die Staumauer auf die talabwärts fallenden Schichten des anstehenden Sandsteingebirges ohne jegliche Verzahnung aufzusetzen. Auch mit besonderen Maßnahmen, um das Bauwerk vorschriftsmäßig möglichst dicht an die Baugrubensohle und deren aufgehende Begrenzungswände anzuschließen, um so das Eindringen von Druckwasser unter das Fundament und damit das Auftreten von Unterdruck nach Möglichkeit zu verhindern, scheint der Bauherr sich nicht beschwert zu haben. Dazu kamen schwere Mängel bei der Ausführung des Mauerwerks und der Betonbauten, wie Verwendung von Kalk, der an Ort und Stelle hergestellt wurde, statt des im Entwurf vorgesehenen Zements, von ungewaschenem Kies und Sand und Herstellung des Betons durch ungeschulte, zum größten Teil weibliche Arbeitskräfte. So wurde vermutlich vom ersten Beginn der Bauarbeiten an der Grund zu einem Bauwerk gelegt, das nur dem Zusammenbruch geweiht sein konnte.

Als die Talsperre eine Höhe von 29 m erreicht hatte, wurde die Bauweise der massiven Schwergewichtsmauer verlassen und zu der aufgelösten Bauweise übergegangen, wie sie in der vorstehenden Beschreibung des Bauwerks näher erläutert ist.

Der Bauherr ließ den Entwurf durch einen Ingenieur umarbeiten und suchte bei der Staatsbehörde um dessen Genehmigung nach. Er fing aber auch gleichzeitig an, nach dem neuen Entwurf weiterzubauen, und führte, unbekümmert um die Prüfung und Genehmigung des neuen Entwurfs durch die staatlichen Ingenieure, das große Unternehmen des Talsperrenbaues in der geschilderten unverantwortlichen Weise bis zum Sommer des vergangenen Jahres nahezu vollständig durch, nachdem er die angeschlossene Kraftanlage schon im Jahre 1922 in Betrieb genommen hatte. Das Genehmigungsverfahren selbst war bezüglich der Entwurfsänderung noch nicht durchgeführt, als die Mauer bereits eingestürzt war.

Es bedarf kaum noch der Erwähnung, daß bei der aufgelösten Bauweise, welche durch Vereinigung der Kräftewirkungen des Wasserdruckes jedes einzelnen Feldes auf die zugeordneten Stützpfiler den Zweck hat, Staumauern mit dem geringsten Materialaufwand zu bauen, jeder Bauteil die größtmögliche Sorgfalt in der Ausführung verlangt. Für das sparsame, von jeder Sachkenntnis unberührte und daher gewissenloseste Bauen der Fratelli Viganò am Fuße des Monte Gleno bedeutete daher die neue Bauweise die denkbar ungeeignetste, und man wird, wenn je die Frage nach der Wiederherstellung des Bauwerks unter der Verwendung der stehengebliebenen Teile erörtert werden sollte, an diese Frage nur unter der Voraussetzung herantreten dürfen, daß die jetzt unversehrten Pfeiler und Gewölbe der Staumauer infolge mangelnder Bauwerksfestigkeit, insbesondere wegen zu geringer Sicherheit gegen Abscheeren, nicht standsicher sind.

Über den Hergang beim Einsturz der Staumauer ist man wohl auf das Zeugnis des Talsperrenwärters allein angewiesen, der angab, daß er in der Frühe des 1. Dezember v. J. am Fuße der Mauer seinen gewohnten Kontrollgang machend unter einem Gewölbe von herunterfallenden kleinen Steinen getroffen wurde und an „eine Neckerei denkend“ in die Höhe schaute, um zu seinem Entsetzen zu gewahren, daß sich in dem zweiten Pfeiler der Bogengruppe (vom rechtsseitigen Gruppenpfeiler aus gerechnet), also in dem Pfeiler, welcher etwa in ein Drittel Höhe über der massiven Mauer unter 45° abgescheert wurde, „ein großer Riß bildete und gleichzeitig Material herunterbröckelte“. „In einem Satz flüchtete er sich auf den seitlichen Hang, von da konnte er nach wenigen Sekunden sehen, wie der Pfeiler barst und aus der Lücke das Wasser mit mächtigem Getöse zu Tal stürzte. In der nächsten Minute fielen, einer nach dem anderen, weitere 8 Pfeiler.“

Aus dieser Darstellung des Sperrenwärters ist wohl nur mit Sicherheit zu entnehmen, daß er sich am rechtsseitigen Berghang befunden hatte und auf dessen Anhöhe bei den Bauhütten zurückgeflüchtet ist. Einen Überblick über die eingestürzte Bogengruppe der Staumauer konnte er von dieser Stelle aus nicht haben und insbesondere auch nicht feststellen, wann und wie das Zerstörungswerk am linksseitigen Mauerwiderlager einsetzte. Seinen Angaben, daß die einzelnen Pfeiler in einer gewissen Reihenfolge von rechts nach links (in der Flußrichtung gesehen) einer nach dem anderen eingestürzt seien, dürfte daher auch nicht allzuviel Gewicht beizumessen sein.

Der Unglückstag, an welchem die Katastrophe eintrat, war auch der Tag, an welchem das Staubecken sich infolge der anhaltenden Niederschläge in den letzten Tagen des Monats November seit seiner Inbetriebnahme erstmals annähernd bis zu dem planmäßigen Stauziel gefüllt hatte, ohne daß indes, wie bereits bemerkt, das Überfallbauwerk in Tätigkeit treten konnte. Die erste Füllung des Staubeckens brachte also schon den Einsturz der Staumauer mit sich.

Die unmittelbaren Folgen des Talsperrenbruches sind in der Tagespresse längst so eingehend dargestellt, daß es sich hier erübrigt, im einzelnen zu schildern, wie der auf etwa 5 Millionen Kubikmeter zu schätzende Inhalt des Staubeckens sich innerhalb 15 Minuten durch die geschlagene Bresche der Staumauer entleerte, und wie die herausstürzende Flutwelle, gleich einer mächtigen Lawine in einer außerordentlich kurzen

Zeitspanne einen Längenweg von etwa 20 km und einen Höhenweg von 1200 m zurücklegend, das Pave- und Dezzotal durcheilte, alle Menschenleben und alles Menschenwerk, das ihr in den Weg kam, vernichtend, bis sie vom Bett des Oglio aufgenommen und in den Iseosee abgeführt wurde, nachdem ihre Wucht an der Ausmündung des Ogliotales noch die Dörfer Corna und Darfo größtenteils zerstört hatte.

Was endlich die Ursachen des Talsperrenbruchs anlangt, so sind sie im allgemeinen durch die vorstehenden Angaben über die Art der Bauausführung hinreichend gekennzeichnet. Es war eine beispiellose Vermessenheit, Selbstüberhebung und Gewissenlosigkeit des Bauherrn, ohne jede Sachkenntnis, ohne fachkundige Hilfe und Überwachung und unter Vernachlässigung der elementarsten Bauvorschriften ein Bauwerk auszuführen, für dessen Herstellung die tüchtigsten Spezialingenieure und die sorgfältigste Arbeit gerade gut genug gewesen wären. Aus den Folgen dieses Gebarens mußte daher das Unglück mit unabweisbarer Notwendigkeit erstehen, wenn es nicht durch rechtzeitiges Eingreifen von Fachmännern verhindert wurde.

Zwei Ursachen sind es im besonderen, in welchen ohne weiteres der Anlaß zur Zerstörung der Staumauer gesucht werden muß:

1. Die mangelhafte Gründung der Schwergewichtsmauer auf den abschüssigen Schichten des Sandsteinfelsens ohne jedes Einbinden in diesen und ohne besondere Dichtungsmaßnahmen zur Verhinderung des Unterdrucks.

Die Angabe des Berichts, „daß der Basisklotz gerutscht sei und dessen vorderer Teil herausgequetscht wurde“, und an anderer Stelle die Vermutung des Mailänder Berichterstatters,

Was der Sperrenwärter am rechtsseitigen Berghang bemerkte, dürfte also nur der Vorgang des Loslösens dort gewesen sein, und es ist wohl anzunehmen, daß sich am linksseitigen Berghang fast gleichzeitig der gleiche Vorgang abspielte.

2. Einen weiteren Keim der Zerstörung trug das Bauwerk dadurch in sich, daß die aufgelöste Mauer bei der geschilderten Bauweise keinesfalls mit der Sorgfalt ausgeführt ist, die zur Erzielung der erforderlichen Bauwerksfestigkeiten, insbesondere gegen Abscheeren, notwendig gewesen wäre. Wenn es schon fraglich erscheint, ob die Stampfbetonbauweise der Betonfugen wegen, in denen nennenswerte Scheerkräfte kaum übertragen werden können, überhaupt für die aufgelöste Bauweise zweckmäßig ist, so besteht bei dem Bauwerk der Fratelli Viganò wohl kein Zweifel darüber, daß — von den sonstigen Mängeln der Betonherstellung abgesehen — alle die Maßnahmen, die zur Verbesserung der Standsicherheit des Bauwerks in dieser Hinsicht dienen konnten, wie Anlegen der Stampfflächen, möglichst senkrecht zur Druckrichtung, Überbrückung von Fugen mit Eiseneinlagen u. a. m. keinerlei Beachtung gefunden haben. Auch die Frage, ob die Pfeiler mit der Sorgfalt auf den Fundamentklotz aufgesetzt wurden, daß sie gegen Abgleiten gesichert waren, wird verneint werden müssen.

Die Schwäche des Bauwerks auch in dieser Hinsicht hat dem Zusammenbruch zweifellos Vorschub geleistet. Nach den Ausführungen unter Ziffer 1 ist aber wohl nicht anzunehmen, daß die Zerstörung durch die mangelnde Standsicherheit der Pfeiler und Gewölbe eingeleitet wurde.

3. Es kommt aber noch ein Drittes in Betracht:

Wenn nach den Angaben des Berichts der Talsperrenbau im ersten Bauabschnitt nach dem Querschnitt einer Schwer-

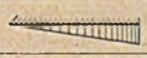
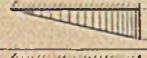
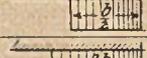
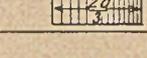
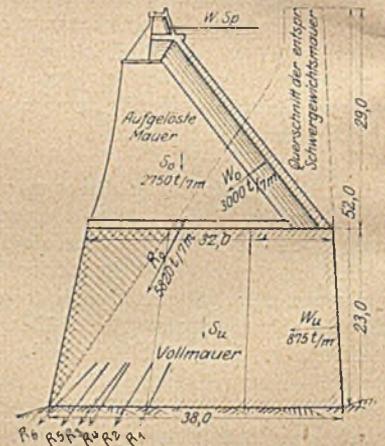
Bezeichnung	Erläuterung:	Größe	Fugenspannung kg/cm^2		
			mit Berücksichtigung	ohne Berücksichtigung	des Betonzug
			luftseitig	wasserseitig	luftseitig
R_1	ohne Berücksichtigung von Unterdruck	2840	13,1	0	13,1
R_2	mit Unterdruck 	2420	13,2	-2,1	13,5
R_3	" " 	2040	13,2	-5,0	19,0
R_4	" " 	2300	14,8	-4,7	18,5
R_5	" " 	2040	14,6	-6,1	29,0
R_6	" " 	1800	13,1	-6,3	87,0

Abb. 3. Vermutlicher Querschnitt der Staumauer mit den Untersuchungsergebnissen für die Grundungsfuge.



„daß der Fundamentblock wahrscheinlich in einer ersten Zeit infolge von Unterdruckwasser rotiert habe, was Quetschen des vorderen Teils durch den erhöhten Pfeilerdruck verursachte“, lassen mit ziemlicher Sicherheit darauf schließen, daß die mangelhafte Gründung (neben den anderen im folgenden unter Ziffer 3 erwähnten Ursachen) das Eindringen des unter einem Druck von etwa 5 at stehenden Staubeckenwassers in die Fundamentfuge und dadurch das Entstehen eines ungewöhnlich hohen, bei der Aufstellung des Entwurfs jedenfalls nicht im vollen Maße berücksichtigten Unterdrucks begünstigte. Die Folge davon war, daß der Fundamentblock samt den darauf gegründeten Pfeilern und Gewölben sich auf der Wasserseite anhub und um den luftseitigen Fuß drehte („rotierte“), wodurch die gesteigerten Pressungen und das Zerquetschen der Mauer am luftseitigen Fuß eintrat. Gleichzeitig setzte aber auch — durch den wagerechten Wasserdruck des hinter der Staumauer aufgespeicherten Wassers verursacht — das Abrutschen des zum größten Teil von seiner Fundamentsohle abgehobenen Basisklotzes ein, das Bauwerk riß sich fast in der ganzen Ausdehnung der Bogengruppe aus dem Zusammenhang mit den auf den beiderseitigen Berghängen gegründeten Mauerteilen los und stürzte als Ganzes in sich zusammen.

gewichtsmauer durchgeführt wurde, so kann der Basisklotz mit seiner fast lotrechten Mauerfläche auf der Luftseite und mit seiner Plattform von 32 m Stärke in einer Tiefe von nur 27 m unter dem Stauziel des Beckens nicht die ursprünglich geplante, oder auch ursprünglich ausgeführte Schwergewichtsmauer sein.

Berechnet man nach dem Verfahren von Link eine Schwergewichtsmauer von 52 m Höhe unter Berücksichtigung eines Unterdrucks, der unter der wasserseitigen Fundamentkante die halbe Größe der Stauwassersäule hat und gegen die luftseitige Kante geradlinig auf Null abnimmt, so erhält man den in der nebenstehenden Skizze dargestellten Staumauerquerschnitt von rd. 38 m Fundamentbreite mit einem Anzug der Luftseite von 1 : 0,73 und der Wasserseite von 1 : 0,045. Die Basisbreite dieses Grundquerschnitts dürfte mit 38 m der vermutlichen Fundamentstärke der massiven Mauer in der Povoohlucht ziemlich nahe kommen, während die wagerechte Fugenbreite des Grundquerschnitts in einer Höhe von 23 m über der Gründungssohle nur noch 21 m mißt, also hinter der Stärke der Plattform um volle 11 m zurückbleibt.

Es erhebt sich also der Verdacht, daß man allen Mängeln und Fehlern der Bauausführung beim Übergang zur aufge-

lösten Bauweise noch den größten und schwersten dadurch hinzufügte, daß man die Plattformbreite von 32 m, die für das Aufsetzen der aufgelösten Stauwand benötigt wurde, durch nachträgliche Verstärkung der massiven Mauer auf der Luftseite nach einem Dreiecksquerschnitt von 11 m Breite in Plattformhöhe (wie in der vorstehenden Skizze angedeutet) herstellte. Eine statisch wirksame Verbindung dieses Verstärkungsdreiecks mit dem Grunddreieck der Schwergewichtsmauer war bei der Herstellungsart in Bruchsteinmauerwerk mit geringen Kosten so gut wie ausgeschlossen. Wie eine statische Untersuchung ergibt, fällt die Pfeilerdrucklinie in Plattformhöhe nahezu mit der Vorderkante der ursprünglichen Schwergewichtsmauer zusammen, und es ist gerade der vorgesezte Mauerkeil, welcher den Hauptanteil der durch die Pfeiler auf den Basisklotz übertragenen Kräfte aufzunehmen hat. Unter diesen Umständen versteht es sich von selbst, daß auf einem derartig zusammengesetzten Fundament die aufgelöste Stauwand keinen langen Bestand haben konnte.

Falls also der alle Erwartungen hinsichtlich einer untechnischen Bauausführung übersteigende Verdacht einer nachträglichen luftseitigen Verstärkung des Fundamentklotzes sich bestätigen sollte, so wäre damit die Angabe des Berichts, daß der vordere Teil des Basisklotzes herausgequetscht wurde, hinreichend aufgeklärt, und jede weitere Untersuchung über die Ursache des Unglücks würde sich erübrigen.

Aber auch wenn der Übergang zur aufgelösten Bauweise so rechtzeitig ins Auge gefaßt sein sollte, daß die massive Mauer vom Fundament aus in voller Stärke hochgeführt werden konnte, eine nachträgliche Verstärkung also nicht nötig würde, so zeigt die vorstehende Querschnittsskizze, welche die vermutlichen Umrisse der aufgelösten Stauwand und zum Vergleich den erforderlichen Querschnitt der Schwergewichtsmauer wiedergibt, mit aller Deutlichkeit, daß der Übergang zu der aufgelösten Bauweise eine in statischer Hinsicht sehr nachteilige Verschiebung der Mauerwerksmassen gegen die

Luftseite der Stauwand mit sich brachte, wodurch die Standfestigkeit wesentlich beeinträchtigt wurde. Die gewählte Verbindung von Schwergewichtsmauer und aufgelöster Stauwand kann daher keinesfalls als glücklich oder zweckmäßig bezeichnet werden und dürfte auch kaum einen nennenswerten wirtschaftlichen Vorteil bringen.

Führt man eine statische Untersuchung des vermutlichen Querschnitts der Glenosperre unter der Voraussetzung durch, daß der Basisklotz vom Fundament aus in voller Stärke entstanden ist, so ergeben sich für die verschiedenen Annahmen (1—6) über die Höhe des Unterdrucks die aus der Skizze und der beigezeichneten Übersichtstabelle ersichtlichen Lagen der Schlußkraft und Größen der entstehenden Beanspruchungen. Bei der Untersuchung ohne Unterdruck fällt die Schlußkraft gerade an die Kerngrenze, sobald Beanspruchung durch Unterdruck in Rechnung gestellt wird, liegt die Schlußkraft außerhalb des Kerns, und sie fällt schließlich nahezu mit der luftseitigen Fundamentkante zusammen, wenn man annimmt, daß der Unterdruck auf $\frac{2}{3}$ der Gründungssohle in voller Höhe der Stauwand säule wirksam ist. Da auch diese ungünstigste Annahme bei der schlechten Gründung des Bauwerks der Wirklichkeit durchaus entsprechen kann, so führen diese Untersuchungen ebenfalls zur Erhärtung der unter Ziffer 1 ausgesprochenen Vermutung über die Ursachen und den Hergang des Mauereinsturzes.

Es ist zu wünschen, daß durch Veröffentlichung des durch Fachmänner an Ort und Stelle festgestellten Befundes sowie der tatsächlichen Form und der Abmessungen des Stauwandquerschnitts möglichst bald weitere Klarheit über den Bau und die Zerstörung der Glenosperre geschaffen wird. Soviel kann aber jedenfalls heute schon mit aller Bestimmtheit gesagt werden, daß hier die Schuld nicht etwa in der Wahl der aufgelösten Bauweise oder in der Kunst des Talsperrenbaus überhaupt gesucht werden darf, sondern daß sie lediglich in einer ganz mangelhaften, unfachgemäßen Ausführung des Bauwerks begründet ist.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

96. Anbacken von Zement im Schachtofen. Von Dr. J. Schaefer. Zement 1924, Nr. 4, S. 31. Bezugnehmend auf einen Artikel über Ursache und Verhütung des Anbackens von Zementklinkern im selbsttätigen Schachtofen von Dr. Haegemann geht Verfasser näher auf das Thema ein und behandelt das Verhältnis zwischen Beschickung und Ofenfutter. Letzteres muß stark basisch, sehr dicht und damit mechanisch fest, sowie raumbeständig gegen schroffe Temperaturwechsel sein.

97. Hochwertige Zemente. Von Dr. R. Grün, Düsseldorf. Zement 1924, Nr. 4, S. 27—30, mit 2 Tabellen. Angeregt durch Abhandlungen und Erläuterungen, besonders des Auslandes, aus denen die Verwendung ganz verschiedener Produkte bei Herstellung hochwertiger Zemente hervorgeht, bespricht Verfasser in der Folge die einzelnen Arten: Sonderportlandzement, hochkalkiger Zement, Tonerdezement, und beschreibt deren Herstellung und Prüfung.

98. Vergleichsversuche mit hochwertigen Zementen. Von F. E. Beton und Eisen 1924, Nr. 2, S. 22 bis 23, mit 1 Abb. Unter Bezugnahme auf einen im „Genie Civil“ über Parallelversuche zwischen Aluminiumzement und einem hochwertigen Portlandzement erschienenen Aufsatz geht Verfasser zum Vergleich auf die auch in Deutschland durchgeführten Versuche mit solchen Zementen ein.

99. Marmorzement. Von Dr. Haegemann. Zement 1924, Nr. 2, S. 13—14. Verfasser warnt anlässlich eines ihm bekannten Falles aus der Praxis vor einer Verarbeitung von sogenannten Marmorzementen mit hydraulischen Bindemitteln, wie Portlandzement, Eisenportlandzement.

100. Das Zementfeld im Dreistoffsystem Kalk-Kieselsäure-Eisenoxyd. Von Dr. H. Kühl, Berlin-Lichterfelde. Zement 1924, Nr. 4, S. 25—27, mit 3 Abb. Beschreibung der Versuchsanordnung; im Anschluß teilt Verfasser die Resultate seiner Analysen mit.

101. Versuche über den Einfluß von Zucker und ähnlichen Stoffen auf das Abbinden und Erhärten von Zement bzw. Zementmörtel. Von Prof. Burchartz, Dipl.-Ing. v. Wrochem, Berlin-Dahlem. Zement 1924, Nr. 2, S. 11—13. Es wird zunächst die Reihe der Versuchsanordnungen, anschließend die Versuchsergebnisse bei Zusatz von Zucker in reinem Zement und in Mörtel beschrieben; die Ergebnisse werden einer Untersuchung unterzogen.

102. Flußspatzusatz zum Zementrohmehl. Von Dr. H. Kühl, Berlin-Lichterfelde, Zement 1924, Nr. 1, S. 3 bis 5, Nr. 2, S. 9—10, Nr. 3, S. 18—20. Mitteilungen aus dem Zementtechnischen Institut der Technischen Hochschule zu Berlin. Es soll der Einfluß von Flußspat hinsichtlich der Sinterung erörtert werden. Es werden eine Reihe von Versuchen zementtechnischer Art besprochen; die bestimmte Antwort auf die eingangs gestellte Frage — Sinterungserleichterung bzw. Kohlensparnis — bleibt offen.

103. Über Schwindwirkungen in Beton- und Eisenbetonkörpern. Von Dr.-Ing. h. c. M. Koenen. Beton u. Eisen 1924, Nr. 1, S. 1—6, mit 12 Abb. Allgemeines über die Natur des Schwindens; das Schwinden der Betonkörper ohne Eiseneinlagen; Schwindwirkung in unbelasteten Eisenbetonstäben; Schwindwirkung in axial gedrückten Eisenbetonstäben; Schwindwirkung in umschnürten axial gedrückten Eisenbetonkörpern. In der Schlußfolgerung wird darauf hingewiesen, daß die durch das Schwinden hervorgerufenen Spannungen im allgemeinen von geringer Bedeutung und daher bei statischen Berechnungen nicht besonders zu berücksichtigen sind.

104. Neues maßanalytisches Verfahren zur Schwefelbestimmung in Eisen und Stahl. Von Bergrat H. Pinsl, Amberg. Stahl und Eisen 1924, Nr. 3, S. 72 bis 74. Es wird ein neues maßanalytisches Verfahren zur Schwefelbestimmung in Eisen und Stahl beschrieben, das auf der Oxydation des Schwefels mit Permanganat in alkalischer Lösung und auf der Messung des an der Reaktion beteiligten

Permanganats beruht. Das Verfahren stimmt in seinen Ergebnissen mit dem jodometrischen gut überein, hat aber infolge Wegfalls der Jodsalze den Vorzug, ungleich billiger zu sein.

Baumaschinen.

Statik und Festigkeitslehre.

105. Die Berechnung der Geradstabwerke mit unverschieblichen Eckpunkten. Von Ing. Paul Diem, München. Beton und Eisen 1924, Nr. 1, S. 8—11, Nr. 2, S. 18—22, mit 17 Abb. Verfasser versucht in seinen Ausführungen, für das Geradstabwerk mit unverschieblichen Eckpunkten eine den praktischen Bedürfnissen entsprechende Berechnungsmethode aufzustellen; als für die Praxis in den meisten Fällen genügende Genauigkeit soll der einer bestimmten Einflußsphäre entsprechende Stabwerkabschnitt auf das Lastfeld und die demselben unmittelbar benachbarten Felder beschränkt bleiben.

106. Der Geltungsbereich der Eulerschen Knickformel. Von Dr. H. Zimmermann. Die Bautechnik 1924, Nr. 4, S. 25—26, m. 6 Abb. Unter Annahme der Anfangsform der Stabachse als durch beide Enden gehende Cosinuslinie wird entwickelt, daß die Wirkung einer Krümmung und die der Achsenabweisung einander aufheben.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

b) Hölzerne Brücken.

c) Stein- und Betonbrücken.

d) Eisenbetonbrücken.

107. Die Pasteur-Brücke in Eisenbeton über die Rhône in Lyon. Von C. D. Le Génie Civil 1924, Bd. 84, Nr. 3, S. 53—57, mit 9 Abb. u. 1 Tafel. Beschreibung der neuen 225 m langen und 20 m breiten Bogenbrücke mit 3 Öffnungen zu 62, 66 und 62 m.

108. Spanische Normalentwürfe für Eisenbetonstraßenbrücken. Von J. Eugenio Ribera Le Génie Civil 1924, Bd. 84, Nr. 2, S. 39—41, mit 10 Abb. Besprechung der Entwürfe für Balken- und Bogenbrücken, die in dieser Bauweise eine große Verbreitung gefunden haben.

e) Eisernen Brücken.

109. Der Wettbewerb für Entwürfe zu einer Straßenbrücke über Nygaardströmmen in Bergen. Von Dr.-Ing. e. h. Schaper, Berlin. Die Bautechnik 1924, Nr. 3, S. 17—20, mit 4 Abb., Nr. 4, S. 28—29, mit 5 Abb. Es werden in der Folge die anlässlich des Wettbewerbes von der Firma Harkort in Duisburg eingereichten und mit dem 2. und 3. Preis gekrönten Entwürfe „Buebro“ und „Gode Greier“ besprochen. Beide Entwürfe sehen eine Klappbrücke, Bauart Scherzer, vor.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

110. Neubau einer Müllverwertungsanlage in Köln. Von Baudirektor Prof. Dr.-Ing. h. c. F. Schumacher. Der Industriebau 1923, Nr. 11/12, S. 121—123, mit 3 Abb. Der in Eisenfachwerk errichtete Bau soll auch äußerlich — durch die Verwendung von einem aus Grobmüll hergestellten Reinmaterial als Ausmauerungsmaterial — ein Mal bilden für den technischen Scharfsinn, mit dem in jener Anlage scheinbar Wertloses wieder in brauchbare Werte zurückverwandelt wird.

Gründungsarbeiten usw.

111. Moderne Grundwasserabsenkung. Von Ing. P. M. Grempe, Berlin-Friedenau. Der städtische Tiefbau 1924, Nr. 1/2, S. 1—5. Es werden die beim Bau der Berliner Untergrundbahntunnels getroffenen Grundwasserabsenkungsmaßnahmen besprochen.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

112. Wirtschaftliche Bedeutung wasserbautechnischer Versuche. Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. Winkel, Berlin. Die Bautechnik 1924, Nr. 4, S. 30. Aus-

gehend von dem Galileischen Vergleich zwischen dem menschlichen Vermögen, die Bahnen der Kometen zu berechnen, und dem Unvermögen, jene der fließenden Wasserteilchen nicht ermitteln zu können, trotz ihrer Nähe zum menschlichen Auge, betont Verfasser an der Hand vieler Beispiele den hohen Wert der Modellversuche, die allein der Erzielung einer sparsamen Bauweise im Wasserbau dienen.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

113. Die Seinehochwasser im Januar 1924 und 1910. Von A. Bidault des Chaumes. Le Génie Civil 1924, Nr. 4, S. 77—82, mit 11 Abb. Vergleich der Hochwässer, ihrer Folgen und der jeweiligen Schutzmaßnahmen; es werden im folgenden die zur Verhinderung sich wiederholender Hochwässer notwendigen und bereits genehmigten Projekte aufgeführt.

114. Entwurf eines Fischereihafens in Polangen in Litauen. Entwurf der Siemens-Bauunion. Von Reg.-Bmstr. a. D. Günthel, Berlin. Die Bautechnik 1924, Nr. 4, S. 26—28, mit 9 Abb. II. Teil. Dieser mit dem 2. Preise gekrönte Entwurf wird dem in Bautechnik 1924, Nr. 2, wiedergegebenen Entwurf zum Vergleich zur Seite gestellt und besprochen. Er unterscheidet sich wesentlich nur in der örtlichen Belassung der alten Flußmündung.

115. Seemolen mit vertikalen Wänden. Von M. Benzit. Annales des Ponts et Chaussées 1923, Sept.-Okt., S. 125—159, mit 21 Abb. Eingehende Untersuchung über die Vorteile von Seemolen mit vertikalen Wänden gegenüber den geschütteten Dämmen, die hauptsächlich in den geringen Unterhaltungskosten bestehen. Ermittlung der Beanspruchung der Dämme durch die Wellen und Erörterungen über ausgeführte Beispiele.

116. Grundlagen für den Vergleich von Schwimmdock, Trockendock und Aufschleppe. Von Dr.-Ing. Lange, Hannover. Werft, Reederei, Hafen, 1924, Nr. 2, S. 19—23, mit 9 Abb. Unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse werden die Herstellungs- und Unterhaltungskosten in Form von Formeln verglichen.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

117. Die Staumauer des Kraftwerkes Vöhrenbach. Von Dr.-Ing. Fr. Meier, Karlsruhe. Beton und Eisen 1924, Nr. 2, S. 14—18, mit 16 Abb. Es wird die Vöhrenbach-Staumauer als in Deutschland zum ersten Male zur Ausführung gelangende Konstruktion in aufgelöster Bauweise einer eingehenden Beschreibung unterzogen. Bei einer Kronenlänge besteht sie aus 12 Gewölben in Kreisbogenform mit einem Zentriwinkel von 130°, die sich unter 50° Neigung auf die Strebepfeiler aufliegen.

118. Kurzer Bericht über die Druckstollenversuche der Schweizer Bundesbahnen. Nach einem Referat von Ing. A. Schrafl, Generaldirektor der S. B. B. Schweizerische Bauzeitung 1924, Nr. 3, S. 27—30, mit 6 Abb. Schluß. Die Ausführungen beziehen sich auf die von einer Druckstollenkommission in einem Bericht zusammengefaßten Beobachtungen und Erfahrungen über Querschnittsveränderung von Stollen infolge hoher Temperaturwechsel sowie die Nachgiebigkeit des Gebirges und den auf dem Stollen liegenden Wasserdruck und dessen Wirkung.

119. Extra-Schnelläufer-Turbinen der A.-G. der Maschinenfabrik von Th. Bell & Cie., Kriens. Von Prof. Dr. F. Prášil, Zürich. Schweizerische Bauzeitung 1924, Nr. 3, S. 31—34, Nr. 4, S. 39 bis 41, mit 35 Abb. Es wird die Entwicklung der Konstruktion und der dabei gültigen Grundsätze bis zur Turbine mit 1600 mm Durchmesser besprochen. Die Beschreibung von Versuchseinrichtungen und -vorgängen an verschiedenen Modellen, die in Tabellen und Kurven ausgewertet werden, bildet den Hauptteil.

120. Einfluß der Schaufelformen von Francis-turbinen auf die Saugrohrströmung. Von Ing. Karl Grün, Laibach. Die Wasserkraft 1924, Nr. 1/2, S. 5 bis 10, mit 11 Abb. Die Erörterungen beziehen sich auf die Ausbildung des Saugrohrs; es soll eine größtmögliche Umsetzung von Geschwindigkeits- in Druckenergie erzielt werden. Um die dazu — nach Versuchen von Andres — erforderliche schraubenförmige Bewegung zu erzwingen, wird ein schiefwinkliger Austritt aus dem Laufrad notwendig.

121. Das Wasserkraftwerk Drac-Romanche in Pont-de-Claix (Isère). Von Paul Dufour. Le Génie Civil 1924, Bd. 84, Nr. 1, S. 1—8, mit 17 Abb. Eingehende Beschreibung des für 15—17,5 m Druckhöhe und 90 m³/sec. am Zusammenfluß der Drac mit der Romanche in der Nähe von

Grenoble erbauten Kraftwerkes. Die Anlagen bestehen aus umfangreichem Einlaßbauwerk, 750 m offenem Werkkanal und 1450 m Druckrohrleitung mit 6 m Durchmesser in Eisenbeton und Krafthaus. Angaben über die Berechnung der ringförmigen Druckleitung und des kastenförmigen, rechteckigen Einlaufbauwerkes an den Turbinen.

122. Die Wasserkräfte in Niederländisch-Indien. Von E. Mattern, Berlin. Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, Nr. 5, S. 33—35, mit 6 Abb. Allgemeines über die Wasserkraftverhältnisse sowie Ausführung des in Aussicht genommenen weiteren Ausbaues von Wasserkraften durch den holländischen Wasserkraftdienst.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

————— Straßenbau. —————

Eisenbahnbau und -betrieb.

123. Steigerung der Leistungen des Eisenbahnbetriebes durch die Elektrisierung der Berliner Stadt-, Ring- und Vorortbahnen. Von Privatdozent Dr.-Ing. L. Jänecke, Regierungsbaurat, Berlin. Zeitung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1924, Nr. 3, S. 33—35, mit 7 Abb. Angesichts des stetig zunehmenden Berufsverkehrs auf der Berliner Stadtbahn fordert Verfasser Einführung des elektrischen Betriebes, um dadurch eine erhebliche Steigerung der Zugzahl in der Stunde zu erreichen. Es werden die Vorteile der Elektrisierung behandelt.

124. Die Organisation der Transporte mit Kühlwagen und der Kühllhäuser im Bereich der Eisenbahngesellschaft Paris-Lyon-Mittelmeer. Von H. Lenoir. Revue générale des chemins de fer et des tramways 1924, Januar, Nr. 1, S. 29—41, mit 10 Abb. Beschreibung der Bauart und der Verwendung der in Frankreich nach dem Kriege in größerem Umfange zur Verwendung gekommenen Kühlwagen, einer größeren Anzahl von Kühllhäusern und der Anlagen zur Erzeugung des Eises.

125. Schutz der Betriebsangestellten gegen giftige Gase der Tunnel. Von M. Quinquet. Revue générale des chemins de fer et des tramways 1924, Januar, Nr. 1, S. 19—28, mit 3 Abb. Untersuchungen über die Einflüsse der Luftverschlechterung großer Eisenbahntunnel. Besprechung der Apparate zur Feststellung der Giftgase und der in Frankreich üblichen Schutzmasken gegen Kohlenoxydgase sowie Bekanntgabe der damit im Betriebe gemachten Erfahrungen.

126. Die Siemens-Schuckert-Lokomotiven auf der schwedischen Riksgränsbahn. Von Obering. F. Kunze, Berlin. Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1924, Nr. 4, S. 72—76, mit 21 Abb. Die auf der Ertransportbahn Lulea—Narvik verkehrenden elektrischen Lokomotiven werden beschrieben und Angaben hinsichtlich ihrer Bewährung gegenüber den an sie gestellten hohen Betriebsanforderungen gemacht.

127. Zur Frage der durchgehenden Güterzugsbremse. Schweizerische Bauzeitung 1924, Nr. 4, S. 41 bis 42. Im Anschluß an den von der Pariser Konferenz der Eisenbahnkommission der alliierten und assoziierten Mächte gefaßten Beschluß, daß im Sinne von Artikel 370 des Versailler Friedensvertrages als Typus der durchgehenden internationalen Güterzugbremse die Westinghouse-Bremse anzusehen ist, wird letztere zunächst in ihrer Konstruktion besprochen, anschließend mit der Kunze-Knorr-Bremse verglichen; da beide Konstruktionen anstandslos zusammenarbeiten, erscheint es den maßgebenden Stellen angebracht, die für Schweizer Verhältnisse geeignetste Kunze-Knorr-Bremse zu bevorzugen.

128. Die elektrische Zugförderung auf dem IX. Eisenbahnkongreß in Rom, 1921. Von Zehme. Schweizerische Wasserwirtschaft 1924, Nr. 1, S. 1—6, Schluß. Es wird inhaltlich der amerikanische Bericht wiedergegeben, der in vielem, besonders in der statistischen Aufstellung wirtschaftlicher Untersuchungen, enttäuscht.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

129. Schwere Gelenke in Eisenbetonsäulen. Von Dipl.-Ing. Bogdan Goranof, Sofia. Beton und Eisen 1924, Nr. 1, S. 11, mit 2 Abb. Im Anschluß an eine Kassettendeckenkonstruktion in Eisenbeton, gelegentlich eines Anbaues zum Grand-Hotel, Sofia, wird die Ausbildung eines Bolzengelenkes besprochen.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

130. Konstruktives von der Haupthalle des Amtsgerichtes Berlin-Mitte. Von Ziviling. O. Leitolf, Berlin. Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, Nr. 3, S. 17 bis 20, mit 8 Abb., Nr. 4, S. 28—30, mit 15 Abb. Es wird eingehend die in Eisen ausgeführte Dachkonstruktion behandelt. Anschließend folgt die Beschreibung des Hauptgewölbes, der Mauerkonstruktionen und der Verankerungen im besonderen. Die Gewölberippen und Kappen sind aus ganzen Vollsteinen gemauert.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

131. Städtebauliches aus dem alten Köln. Von Fritz Schuhmacher. Deutsche Bauzeitung 1924, Nr. 7/8, S. 29—32, mit 3 Abb. Fortsetzung aus Nr. 3/4. Auszug aus dem Werk: Köln, Entwicklungsfragen einer Großstadt, von F. Schuhmacher. Das Rathaus und seine Umgebung. Umgestaltung des Stadtbildes.

132. Siedlungsanlage des Wohnbauvereins Monheim. Von Architekt W. Furthmann, Düsseldorf. Deutsche Bauzeitung 1924, Nr. 7/8, S. 33—35, mit 10 Abb. Beschreibung der Gesamtanlage sowie einzelner Wohnungsbauten.

133. Vorschläge zur Umgestaltung der Wohnungswirtschaft. Von Städtebaudirektor Elkart, Berlin. Deutsche Bauzeitung 1924, Nr. 7/8, S. 37—40. Nach seinem auf der vom Bund Deutscher Architekten, Ortsgruppe Brandenburg, einberufenen öffentlichen Versammlung gehaltenen Vortrag. An der Hand eines reichen statistischen Materials entwickelt der Vortragende die wirtschaftlichen Möglichkeiten, zu Beginn des Frühjahrs 1924 mit dem Wohnungsbau in größerem Umfange beginnen zu können und stellt auch statistisch die günstige Rückwirkung dieser Maßnahme auf die Arbeitslosigkeit fest.

134. Die Schlammmentleerung der Klärbecken mittels Saugbaggers. Von Obering. Paul Miara, Braunschweig. Gesundheits-Ingenieur 1924, Nr. 3, S. 17—19, mit 6 Abb. Übertragung des für Fluß- und Seebaggerei verwendeten Frühlingschen Saugbaggers auf die Entleerung von Schlammbecken.

Holzbau.

135. Hölzerne Rohrleitung in Österreich. Von Ing. Jean H. J. Legros, Frutigen (Bern). Schweizerische Bauzeitung 1924, Nr. 4, S. 45—48, mit 9 Abb. Zunächst geht der Verfasser über die bisherige Verteilung der hölzernen Rohrleitungen aus, beschreibt anschließend die industrielle Entwicklung in Österreich, sowie im besonderen die von der Österreichischen Holzrohr A.-G. hergestellten Konstruktionen: Die maschinengewickelten Röhren und die kontinuierlichen Röhren und geht zum Schluß auf die Wirtschaftlichkeit dieser Rohrkonstruktion ein.

136. Holzdaubenrohre. Von Dipl.-Ing. H. Rabovsky, Bad Lauterberg a. Harz. Der elektrische Betrieb 1924, Nr. 2, S. 9—10, mit 3 Abb. Mit dem Hinweis, daß in anderen Ländern das Holzdaubenrohr voll anerkannt worden sei, führt Verfasser, unter Anführung eines amerikanischen Beispiels, die Vorteile dieser Konstruktionsweise kurz an.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

137. Einführung des elektrischen Betriebes auf der Wiener Stadtbahn. Von Ing. Dr. Musil. Zeitschrift des Österr. Ing.- und Arch.-Ver., Nr. 1/2, S. 1—7, mit 9 Abb. Verfasser berichtet über die vorkriegszeitlichen Pläne für den erweiterten Ausbau der Wiener Stadtbahn, der aber durch den Krieg für unbestimmte Zeit hinausgeschoben ist; zur Erhöhung der Wirtschaftlichkeit soll vor der Hand als Übergang zur elektrischen Schnellbahn der straßenbahnmäßige Betrieb auf der Stadtbahn eingeführt werden. Es wird die Art der Durchführung dieses Planes besprochen.

138. Bauten der Londoner Untergrundbahn. Von Wernecke. Die Bautechnik 1924, Nr. 3, S. 20—21, mit 1 Übersichtsskizze. Es werden in Ergänzung eines früheren Berichtes (Bautechnik 1923, S. 448—449) die infolge des umfangreichen Verkehrszuwachses erforderlichen Erweiterungs- und Verlängerungsbauten aufgeführt.

Siedlungswesen und sparsame Bauweisen.

————— Bauunfälle. —————

Amtliche Mitteilungen. — Ministerielle Erlasse. —————

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

139. Produktive Erwerbslosenfürsorge. Von Beg.-Baurat A. H. Prietz, Hannover. Der Tiefbau 1924, Nr. 7/8, S. 10—11. Verfasser geißelt die Bezeichnung produktive Erwerbslosenfürsorge und macht, zur Behebung der Arbeitslosigkeit, den Vorschlag, daß der Staat, die Rentenbank, den Bau gemeinnütziger Anlagen des Verkehrs und der Urproduktion finanziell fördern müsse.

140. Der Vorsitzende der Berliner Handelskammer zur Entwicklung der deutschen Wirtschaft im Jahre 1923. Zeitung des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen 1924, Nr. 3, S. 35—39. Allgemeine Übersicht der Entwicklung des Wirtschaftslebens. Auszug aus dem Jahresbericht des Präsidenten der Berliner Handelskammer.

141. Export und Umsatzsteuer. Von Justizrat Dr. Fuld, Mainz. Zement 1924, Nr. 2, S. 14—15. Es wird der seit dem 1. Januar 1924 wieder steuerfreie Umsatz in das Ausland und sein Geltungsbereich besprochen.

142. Projekt einer Eisenbahnlinie von Limoges nach Saint-Germain-des-Fossés, um die Verbindungen von Bordeaux mit dem süd-

östlichen Europa zu erleichtern. Le Génie Civil 1924, Nr. 4, S. 93, mit 1 Abb. Genanntes Projekt verfolgt den wirtschaftlichen Zweck. Staaten, wie die Schweiz, Italien, Jugoslawien, die Tschechoslowakei, Serbien und Rumänien u. a. zur Aufgabe des Schienenweges durch Deutschland resp. Hamburgs als Ausgangspunkt für den Seeweg zu veranlassen.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

143. Die neue Organisation und Verwaltung der schweizerischen Bundesbahnen. Schweizerische Wasserwirtschaft 1924, Nr. 1, S. 13. Auf Grund eines Bundesgesetzes ist eine Neuregelung der Verwaltung und des Betriebes der schweizerischen Bundesbahnen erfolgt unter Wahrung der Interessen der nationalen Volkswirtschaft nach kaufmännischen Grundsätzen.

144. Die Universitäten und Technischen Hochschulen Chinas. Von Prof. Dr.-Ing. R. Plank, Danzig. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1924, Nr. 4, S. 81—82. Die Ausführungen stellen eine Übersicht der wichtigsten Hochschulen Chinas dar, die der Verfasser bei Gastvorlesungen im Sommer 1923 kennengelernt hat.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Anwendung der „Abrams-Methoden“ für die Bereitung von Gußbeton bei einer großen Betonbrücke.

(Nach Engin. News Record 1923, Vol. 91, Nr. 15, S. 586.)

Über den Great Miami-Fluß bei Sidney, Ohio, wird gegenwärtig eine große Eisenbahnbogenbrücke gebaut, bestehend aus drei Brückenbögen von 140 engl. Fuß (43 m) Spannweite; die das Flußbett überspannen, und je 1 Bogen von 100 Fuß (30,5 m) Spannweite gegen die Flußufer zu. Die Bögen mit 43 m Spannweite sind Korbbögen mit einer Pfeilhöhe von 50 engl. Fuß (15 m), einer Dicke von 5 Fuß 6 Zoll (167 cm) im Scheitel und 13 Fuß 9 Zoll (420 cm) an den Hüften. Die 30,5 m weiten Bögen sind Halbkreisbögen mit einer Stärke von 4 Fuß 6 Zoll (137 cm) im Scheitel und 10 Fuß 9 Zoll (328 cm) in den Hüften. Die Geleise werden auf eine beschotterte Fahrbahn zu liegen kommen, die von 9 Fuß 9 Zoll (298 cm) weiten Sparbögen getragen wird. Am Ende jedes Bogens sind Ausdehnungsfugen in der Fahrbahnplatte vorgesehen. Die Pfeiler sind in Kämpferhöhe 17 Fuß (520 cm) dick. Das Bauwerk wird 21 300 cm³ Beton und 408 000 kg Bewehrung enthalten.

Die Einbringung des Betons erfolgt hauptsächlich in der Weise, daß der gemischte Beton direkt in den Aufzug eines 46 m hohen Eisenturms kommt und von dort aus durch Rinnen mit Neigungen von 1:3 und 1:2 in die Schalung verteilt wird. Nur bei den Uferpfeilern und Endbögen mußte der Beton mit Wagen oder Eimern eingebracht werden. Jede Mischung wird mindestens 50 s gemischt, länger, wenn die Einbringung durch Wagen geschieht.

Es war vorgesehen, Betonmischungen mit folgenden Festigkeiten anzuwenden:

Für Fundamente	140 kg/cm ²
„ Pfeiler und Ufermauern	175 „
„ die Bögen	210 „
„ die Sparbögen	175 „

Bei der Bedeutung des Bauwerks wurde es für erforderlich gehalten, besondere Anstrengungen für eine Sicherstellung der richtigen Mischungsverhältnisse zu machen, und es bot sich dabei eine glänzende Gelegenheit, die bei Laboratoriumsversuchen gehandhabten Betonbereitungsmethoden des Prof. Abrams an einem großen Beispiel der Praxis zu erproben.

Lediglich für den Beton der Fundamente und Pfeiler wurde ungetrennter Kiessand von 0—3,8 cm Korngröße angewandt. Seine Körnungsziffer (Feinheitsmodul) wechselte zwischen 5,3 und 6,7, so daß es meist unmöglich war, die Betonmischung den wechselnden Kornzusammensetzungen anzupassen. Für die großen Brückenbögen und die Sparbögen aber wurde zuvor in einzelne Kornstufen getrennter Sand und Kies verwendet, Sand von 0—6,5 mm, und Kies von 9,5 bis 38 mm. Die Körnungsziffer verblieb dann ganz gleichmäßig mit 3,2 bzw. 7,8. Von den verschiedenen Mischungen werden täglich 3—6 Probekörper für Festigkeitsprüfungen hergestellt und die Betonkonsistenz mit Hilfe der slumps tests überwacht¹⁾. Wie auch schon

anderwärts wurde gefunden, daß der Beton aus zuvor getrenntem und dann gut abgestuftem Zuschlagsstoff in den Rinnen leicht bei einem „slump“ von 3—4 Zoll befördert werden konnte, manchmal sogar bei einem slump von 1½—2 Zoll, und daß dieser Beton viel trockener war, als der aus ungetrenntem Kiessand hergestellte Beton desselben Zement- und Wasserzusatzes, was zweifellos dem Umstand zuzuschreiben sei, daß jene unbestimmte Kornzusammensetzung ihrer Natur nach oft eine außerordentliche Wassermenge beanspruche, um den Beton verarbeitbar zu machen. Die Wegnahme des Kiessandes von Kieshaufen ohne Vorsiebung sei zwar einfacher und billiger, allein dies werde weit ausgeglichen durch die Kosten für weiteren Zement, der zur Erzielung gleicher Festigkeiten bei der nasserer Mischung erforderlich sei, aber auch durch die bessere Verarbeitbarkeit des Betons aus vorgeseibtem Zuschlagsmaterial. Mehrere tausend Kubikmeter Beton seien erfolgreich mit Rinnen eingebracht worden, wobei der Beton trockener gewesen sei als bei manch anderer Einbringungsmethode. Die Festigkeitsprüfungen bereiteten anfänglich infolge unsachgemäßer Behandlung der Probekörper Enttäuschungen; nach Ausschaltung der Fehler seien die gewünschten Ergebnisse erzielt worden mit Festigkeiten, die den von Prof. Abrams veröffentlichten Tafeln entsprächen.

Die Arbeiten kommen erst in einigen Monaten zum Abschluß, es schein aber jetzt schon offensichtlich,

1. daß die im Laboratorium ausgearbeiteten Methoden der Betonbereitung in der Praxis anwendbar seien, und daß damit ein Beton bestimmter Festigkeit mit großer Genauigkeit erzielt werden könne,
2. daß ganz trockener Beton richtiger Kornzusammensetzung ohne Schwierigkeit mit den gewöhnlichen Methoden verarbeitet werden könne bei bedeutender Einsparung von Zement gegenüber dem Zementverbrauch bei nasserer Mischungen gleicher Festigkeit,
3. daß Angaben für die Betonmischungsverhältnisse wie 1:2:4 oder 1:3:6 ohne nähere Festlegung der Konsistenz und der Kornzusammensetzung für die Betonfestigkeit wenig bedeuten, weil die Festigkeitsergebnisse um 100 vH verschieden ausfallen können. Solches Verfahren sei unwirtschaftlich,
4. daß allgemein bessere Ergebnisse erzielt werden können durch Verwendung von zuvor gesiebt und bestimmt abgestuften Zuschlagsstoffen als bei Verwendung von Kiessand, wie er angefahren wird,
5. daß allerdings diese Methoden kaum anwendbar seien, wenn die Bauaufsicht nicht genau mit ihnen vertraut sei. Bei größeren wichtigen Bauten würde sich die Übertragung der Durchführung der Siebanalysen, slump tests und Festigkeitsproben an einen besonderen Mann rechtfertigen.

Dipl.-Ing. A. Hummel, Karlsruhe.

Die Wirkung des großen Erdbebens in Japan auf einzelne Bauwerke.

Durch einen im Ausland tätigen deutschen Fachgenossen sind inzwischen über die Wirkung des großen Bebens in Japan weitere Einzelheiten bekannt geworden, welche die von Prof. Dr. Probst in Heft 24 ds. Zeitschr. Jahrg. 1923 S. 647 mitgeteilten Beobachtungen im allgemeinen bestätigen, und welche auszugsweise hier wiedergegeben seien.

Der Katastrophe sind, allerdings in sehr verschiedenem Maße, Bauwerke aller Art zum Opfer gefallen. Neben der Güte der Bauausführung war die Beschaffenheit des Baugrundes ausschlaggebend. Das auf einer aufgeschütteten Uferstraße erbaute Fujimi-

1) Die Amerikaner prüfen den Beton auf seine Verarbeitbarkeit (Konsistenz) in der Weise, daß bei einem frisch hergestellten, leicht konischen Betonzylinder von 12 Zoll (30 cm) Höhe und 6 Zoll (15 cm) Durchmesser die Schalung nach oben herausgezogen wird, worauf das Zusammensinken des Betonzylinders gemessen wird. Die extremen Betonmischungen liegen vor, auf der einen Seite, wenn der Betonzylinder kaum zusammensinkt, auf der andern Seite, wenn er zu einem Kuchen von etwa 2 Zoll Höhe zerfließt. Diese Proben werden slumps tests genannt. Ein slump von 3 Zoll Höhe ist vorhanden, wenn der Betonzylinder um 3 Zoll an Höhe verliert.

Hotel z. B. stürzte vollständig zusammen, während die hinter dem Hotel auf felsigem Grund errichtete Dependence keinen Riß aufwies.

Am besten haben sich offensichtlich die auf einer durchgehenden Eisenbetonfundamentplatte errichteten Eisenbauten von niedriger oder mittlerer Höhe bewährt. Gute Beispiele dafür sind der Tokio-Hauptbahnhof, das Mitsubishi-Gebäude, das riesige Marunouchi-Gebäude und das Imperial-Hotel. Diese Bauten sollen ziemlich stoßfreie Schwingungen ausgeführt haben, ohne daß die geringsten Beschädigungen eintraten. Bei anderen Eisenbauten, wie z. B. dem Verwaltungsgebäude der Nippon Yusen Kaisha fielen lediglich die Wandfüllungen heraus. Selbst da, wo bei solchen Bauten nur das nackte Eisengerippe ohne Deckenfüllungen, Zwischenwände und Treppen stehen blieb, ist die Wiederherstellung ohne weiteres möglich. Aber auch Eisenbauten fielen den ersten Stößen zum Opfer, wenn sie, wie das bekannte Marusen-Warenhaus, zu schwach konstruiert waren.

Von den großen Eisenbetonbauten haben einige die Probe glänzend bestanden, andere bekannte Bauten, wie z. B. das Nagai-Bürohaus und das Verwaltungsgebäude der Nippon Electric Co. sind beim ersten Stoß vollständig zusammengebrochen. Vermutlich waren magerer Betonmischungen und schwache Armierung die Ursachen dieser beispiellosen Einstürze.

Holz- und Ziegelbauten haben sich verschieden verhalten. Während in Yokohama, wo die auftretenden Erdstöße schwerer waren, alle älteren Bauten dieser Art zusammenklappten, sind in Tokio viele unversehrt stehen geblieben. Allgemein war auch hierbei die Güte der Fundierung und Ausführung von erheblichem Einfluß. Alle in japanischer Bauweise mit leichter aufgehender Holzkonstruktion und schwerem Strohdach errichteten Bauten sind ganz oder teilweise vernichtet. Dagegen haben sich viele japanische Häuser mit kräftiger Holzkonstruktion und leichter Bedachung gehalten.

Die japanischen Behörden planen die Herausgabe eines Buches, in welchem die bei dem Beben mit den verschiedenen Bauarten gemachten Erfahrungen bekanntgegeben werden sollen. Vorläufig ist man sich noch nicht darüber klar, welche Bauweise künftig als zweckmäßig vorzuschreiben ist, aber eins kann wohl schon jetzt gesagt werden, nämlich, daß es in Japan mit dem Streben, immer höher zu bauen und zur besseren Ausnutzung des teuren Bodens zum Wolkenkratzer überzugehen, endgültig vorbei ist.

Gummi-Straßen.

Die Stadt Westminster hat kürzlich beschlossen, eine kurze Straßenstrecke vor dem Mausoleum der englischen Könige mit Gummiblocken als Fahrbahndecke zu belegen, um jedes Geräusch und alle Erschütterungen der benachbarten wertvollen Gebäude zu beseitigen. Es ist außer Frage, daß die Erschütterungen durch den Verkehr auf alle Gebäude nachteilig wirken, nur dürften die Folgen sich erst nach längerer Zeit zeigen, so daß diese Frage nicht allzu dringlich ist. Immerhin ist dieser Versuch sehr zu begrüßen, um die Eignung von Gummi für Straßenzwecke überhaupt einmal zu klären. Die Kosten stellen sich in England rund auf das Vierfache guten Holzpflasters. (Modern Transport v. 26. 5. 23.)

Aus der Zementindustrie.

Eine Arbeit von R. Grimm in Göschwitz gibt Kenntnis von einem neuen wasserdichten Zement, dem sogenannten Siccifixement. Es handelt sich hierbei um das Vorhandensein eines unbedingt wasserabweisenden Mörtelstoffes, der durch ein besonderes Verfahren in verschiedenen Zementfabriken unter ständiger Kontrolle hergestellt wird; er besitzt ferner die Eigenschaft vollkommener Raumbeständigkeit

und hoher Festigkeit. Die Verarbeitung des Siccifixementes erfordert keinerlei Vorbereitungen, da er gebrauchsfertig geliefert wird.

Abgesehen von den Ergebnissen mehrjähriger Laboratoriumsarbeit, die das wasserdichte Verhalten des Mörtelstoffes zahlenmäßig belegen, haben ferner Versuche zur Beobachtung seines Verhaltens in Lösungen von Salzen, Schachtlauge sowie in anderen, Zemente leicht angreifenden Stoffen, wie Maschinenöl, Benzol, Petroleum usw., dessen einwandfreie Widerstandsfähigkeit erwiesen, so daß dieser Zement bei Herstellung von Sammelbehältern mit Erfolg Anwendung finden kann.

Ferner wird unter Berücksichtigung der genannten Eigenschaften die Verwendung von Dachziegeln, Hohlkörpern u. a. aus diesem Zement empfohlen. Die ausgeführten Rostversuche an einbetonierten Eisenstäben haben, trotz dünner Deckschicht, bei Einwirkung von Wasser und Salzsäure den Nachweis hoher Widerstandsfähigkeit und völliger Dichte erbracht.

Die Berechnung eiserner Fachwerkgiebel.

In Heft 15 des „Bauingenieur“, Jahrgang 1923, Seite 455, führt Ingenieur Dürbeck darüber Klage, daß bei einer zur Prüfung eingereichten statischen Berechnung die Nichtberücksichtigung der senkrechten Mauerwerkslasten bei wagerechten Wandriegeln baupolizeilicherseits beanstandet wurde, und weist nach, daß diese Vernachlässigung tatsächlich statthaft ist. Hierzu nimmt der preußische Minister für Volkswohlfahrt in nachstehendem dem Zentralblatt der Bauverwaltung vom 16. Januar d. J. entnommenen Erlaß vom 2. Januar 1924 Stellung:

„Erlaß, betreffend statische Berechnungen von Riegeln eiserner Fachwerkwände.

Berlin, den 2. Januar 1924.

Ein Einzelfall gibt mir Veranlassung, darauf hinzuweisen, daß es im allgemeinen nicht notwendig ist, die Riegel eiserner Fachwerkwände außer auf Winddruck auch für die senkrechte Belastung durch Mauerwerk zu berechnen. Gewöhnlich kann angenommen werden, daß die senkrechten Lasten von den unteren Feldern, und wenn die Wand genügend fundiert ist, vom Erdboden aufgenommen werden, ohne daß besondere Biegebbeanspruchungen der Riegel stattfinden. Ganz abgesehen davon wird bei üblicher Fachwerkteilung stets eine Übertragung der Lasten infolge Gewölbewirkung der Gefache eintreten.

Die Möglichkeit von bedenklichen Durchbiegungen der Riegel ist demnach nur äußerst geringfügig und fast nur theoretisch; sie kann übrigens auch durch die Forderung eines satten Maueranschlusses der Gefache an die Riegel vollkommen beseitigt werden.

Die Berechnung der Riegel für senkrechte Belastung ist daher nur erforderlich bei großen Breiten der Fache, wo die Gewölbewirkung gering wird, und bei Riegeln über Tür- und Fensteröffnungen, wo auch bei geringen Durchbiegungen ein schlechtes Schließen von Türen und Fenstern zu befürchten ist.

Der preußische Minister für Volkswohlfahrt.

Im Auftrage: gez. Conze.“

Wenn dieser Erlaß die Vernachlässigung der senkrechten Mauerlasten für allgemeine Fälle auch zuläßt, so ist die Forderung ihrer Berücksichtigung bei allen Tür- und Fensteröffnungen wiederum etwas weitgehend. Erfahrungsgemäß haben sich flachliegende I- und C-Riegel bei schmalen Öffnungen stets als ausreichend erwiesen, da die Gewölbewirkung der Gefache von selbst eine genügende Entlastung der Riegel bewirkt. Die Forderung der Berechnung der Riegel für senkrechte Wandlasten sollte sich daher auf sehr breite Fache und breite Fenster- und Türöffnungen beschränken.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Gewerblicher Rechtsschutz in Sowjet-Rußland.

Kurzbericht von Patentanwalt Dr. Oskar Arendt, Berlin W. 50.

Nach dem unter Mitwirkung deutscher Fachleute bearbeiteten neuen Patent- und Mustergesetz für das ganze Gebiet Sowjet-Rußlands (Verband Sozialistischer Räterepubliken) gelten folgende wesentliche Grundsätze und Vorschriften:

Patente werden dem Erfinder oder dessen Rechtsnachfolger für neue Erfindungen, die gewerblich verwertbar sind, nach Neuheitsprüfung und Auslegung während dreier Monate sowie Zahlung der ersten Jahrestaxe erteilt. Neuheitsschädlich und patenthindernd wirken: 1. öffentliche Druckschriften aus den letzten 50 Jahren, 2. offenkundige Vorbenutzung im Inlande, 3. ausländische Patentschriften nach Ablauf einer durch Gegenseitigkeit oder Staatsverträge bestimmten Frist. Beschwerden gegen Beschlüsse der Anmeldeabteilung sind innerhalb dreier Monate zulässig. Die Bekanntmachung und Auslegung angemessener Anmeldungen kann 3 bis 6 Monate ausgesetzt werden. Der Erfinder hat Anspruch auf Nennung in der Patentschrift.

Die 15jährige Patentdauer läuft vom Tage der Veröffentlichung der Erteilung und kann in besonderen Fällen auf weitere 5 Jahre verlängert werden. Zusatzpatente werden dem Inhaber des Hauptpatentes erteilt. Der Patentschutz beginnt mit dem Anmeldetage.

Wirkliche Ausübung der Patente hat in 3 bis 7 Jahren je nach Art der Erfindung zu erfolgen. Lizenzzwang ist vorgesehen.

Jahrestaxen werden vom Tage der Bekanntmachung der Erteilung fällig. Die Nachfrist beträgt höchstens 3 Monate bei Zahlung von je 1 vH Zuschlagsgebühr täglich.

Patente, die nach den alten Gesetzen angemeldet oder erteilt worden sind, können wieder in Rechtskraft gesetzt werden. Dazu gehören: 1. Patente, die nach dem 31. 7. 1914 bestanden oder erteilt worden sind, für die vom Tage des Verfalls noch verbleibende Schutzdauer. 2. In der Zeit vom 31. 7. 1914 bis 4. 7. 1919 durch Ablauf erloschene Patente für die Dauer von 1—5 Jahren. 3. Patentanmeldungen aus der Zeit vom 1. 1. 1910 bis 4. 7. 1919, die noch nicht zur Patenterteilung geführt hatten, sofern die Beschwerdefrist bis zum 1. 8. 1914 noch nicht abgelaufen war. Der Anmelder muß nachweisen, daß er der Erfinder oder sein Rechtsnachfolger ist. Die Frist für Inkraftsetzungsanträge läuft 8 Monate nach Veröffentlichung des neuen Gesetzes. Für ausländische Anmelder besteht Vertreterzwang. Patentschriften werden gedruckt.

Muster werden für den Erfinder oder dessen Rechtsnachfolger registriert. Der erste Anmelder gilt bis zum Gegenbeweis als Erfinder. Gleichzeitiger Patent- und Musterschutz ist möglich. Die erste Schutzdauer läuft drei Jahre. Verlängerung auf weitere 3 Jahre und dann

noch auf weitere 4 Jahre ist zulässig. Bei Gegenseitigkeit können auch Ausländer den Musterschutz anmelden. Übertragungen werden registriert.

Warenzeichen können auf Grund eines Dekretes vom 10. 11. 1922 von Korporationen und Einzelpersonen angemeldet werden. Das Warenzeichen muß die Firma und deren Wohnsitz enthalten. Die sonstigen Bestimmungen entsprechen im allgemeinen den Grundsätzen des geltenden deutschen Warenzeichengesetzes. Die Registrierung in der Warenzeichenabteilung des Komitees für Erfindungen im Obersten Volkswirtschaftsrat ist zur Erlangung des ausschließlichen Benutzungsrechtes eines Warenzeichens erforderlich. Bei mehreren gleichzeitigen Anmeldern wird der Schutzschein dem ersten Benutzer des Warenzeichens erteilt, wurde das Zeichen noch nicht vorher benutzt, dem ersten Anmelder. Bei brieflicher Anmeldung gilt der aus dem Poststempel ersichtliche Aufgabetag als Einreichungstag. Warenzeichen können verlängert und mit dem ganzen oder einem Zweig des Geschäftsbetriebes übertragen werden.

Internationaler gewerblicher Rechtsschutz.

Mitgeteilt vom Patentanwaltsbureau Dr. Oskar Arendt, Berlin W 50.

Canada: Neue Verordnungen vom 1. 9. 23 über Patent-Urheberrecht, Warenzeichen- und Musterschutz verlangen u. a. die Angabe einer in Canada ansässigen Person als canadische Vertretungsadresse des Anmelders.

Griechenland: Die amtlichen Gebühren sind ab 1. 10. 23 erhöht worden. Warenzeichen sind beim Ministerium der National-Ökonomie, Büro des Industriellen Eigentums anzumelden. Patente werden dem ersten Einreicher der vorschriftsmäßigen Unterlagen ohne Prüfung erteilt. Als patentfähige Erfindungen gelten solche, die in Griechenland bei Anmeldung noch nicht bekannt oder in Zeitschriften, die sich in Griechenland befinden, noch nicht derart beschrieben sind, daß sie von Sachverständigen nachgeahmt werden können. Griechenland ist noch nicht der internationalen Patent-Union beigetreten. Der Beitritt ist jedoch vor Ablauf dieses Jahres zu erwarten. Dies ist besonders für den Warenzeichenschutz von Ausländern von Wichtigkeit.

Italien: Ab 1. 10. 1923 sind Beschreibungen nur noch in italienischer Sprache einzureichen. Die Patentdauer ist allgemein auf 15 Jahre festgesetzt worden. Patentverlängerungen fallen fort. Jahrestaxen müssen innerhalb des dem Einreichungsmonat entsprechenden Monats, sonst in weiteren drei Monaten mit 25 Lire Zuschlag je Monat bezahlt werden. Die Jahrestaxen steigen um 50 Lire jährlich. Die neue Taxordnung gilt für alle ab 1. 10. 23 fällig werdenden Jahrestaxen.

Japan: Trotz Abbrandes des japanischen Patentamts und zahlreicher Patentanwaltskanzleien werden schon wieder Neuansmeldungen angenommen und ältere Anmeldungen mit z. T. gerettetem Aktenmaterial weiter bearbeitet.

Anerkennung der Gebührenordnungen der Architekten und Ingenieure durch die Reichsbehörden.

Auf dem Weg der allgemeinen Anerkennung der GO. der Arch. und Ing. ist nach langen Verhandlungen mit den Reichsbehörden ein erster und wichtiger Schritt vorwärts gemacht. Durch Erlaß des Reichsministers der Finanzen vom 13. Dezember 1923 sind die Gebührenordnungen in der revidierten Fassung vom 1. Juli 1923 als Grundlage für die Heranziehung von Architekten und Ingenieuren zu Bauten des Reichsfinanzministeriums (Reichsbauverwaltung), des Reichsministeriums des Innern, des Reichsministeriums für die besetzten Gebiete, des Reichswehrministeriums, des Reichswirtschaftsministeriums, des Reichsarbeitsministeriums und des Reichsministeriums für Wiederaufbau übernommen und deren Sätze als übliche Vergütung im Sinne des § 632, Abs. 2, BGB. anerkannt (das darf auf das Titelblatt der GO. aufgedruckt werden). Diese Reichsbehörden behalten sich für ihre eigenen Bauten mit Rücksicht auf die besonderen Verhältnisse bei Übertragung staatlicher Aufträge an im freien Beruf stehende Architekten und Ingenieure allerdings gewisse Einschränkungen vor, die in der Verfügung ebenfalls genau festgelegt sind. Leider haben sich das Reichsverkehrsministerium und das Reichspostministerium von dem mit dem AGO. (Ausschuß für die Gebührenordnungen der Arch. und Ing.) als Vertreter der beteiligten technisch-wissenschaftlichen Verbände geführten Verhandlungen ausgeschlossen, da sie an der Frage zu wenig interessiert seien.

Bezüglich der Fassung der neuen GO., auf die wir noch eingehender zurückkommen werden, sei hier nur bemerkt, daß diese die Gebühr in Goldmark in Prozenten der Friedens-(Gold-)Bausumme berechnen, daß aber die ermittelte Gebühr vorläufig mit einem Entbehrungsfaktor von 0,85 zu multiplizieren ist. Die Stundensätze sind auf 3 M (60 vH der Friedensgebühr von 5 M) herabgesetzt, die Tagegelder bei Reisen auf 20 M, für die Fahrt ohne, 25 M mit Übernachtungen festgesetzt. Auch diese Sätze sind noch mit 0,85 zu multiplizieren. Für die besetzten Gebiete fällt mit Rücksicht auf die dortigen besonderen Verhältnisse der Multiplikator 0,85 durchweg fort.

Der AGO. ist der Ansicht, und hat diese auch dem Reichsfinanzministerium gegenüber zum Ausdruck gebracht, daß die Stundensätze zu niedrig bemessen seien, daß vor allem nicht gerechtfertigt sei, hier einen doppelten Entbehrungsfaktor einzuführen, besonders da in den

Sätzen nicht nur die Entlohnung für Arbeitsleistung, sondern auch Büro- und sonstige Unkosten der Architekten und Ingenieure enthalten seien, die nicht niedriger, sondern eher höher als im Frieden sind. Es wird über diese Frage noch weiter verhandelt.

Berlin, den 15. Dezember.

Der Geschäftsführende des AGO. F. Eiselen.

Wirtschaftliche Betrachtungen.

Zu einer Zeit, in welcher die wirtschaftliche Zukunft Deutschlands vielleicht auf ein Menschenalter entschieden wird, kann es nicht unberechtigt erscheinen, auf bedenkliche Erscheinungen des wirtschaftlichen Lebens hinzuweisen.

Nach mehrjähriger Inflation — Stabilisierung der Währung. Nach ausreichender Beschäftigung — Stillstand. Zwei parallel laufende Erscheinungen, die nicht nur zeitlich zusammentreffen, sondern auch in ursächlicher Verbindung miteinander stehen.

Die Stabilisierung der Währung als Ursache einer Produktionsstockung ist kein unerwartetes und rätselhaftes Ereignis, wie sie vielfach dargestellt wird, sondern eine zwangsläufige Folgeerscheinung, wie sie auch das Wirtschaftsleben anderer Länder beim Abbau der Inflationswirtschaft aufzuweisen hatte. Deutsch-Österreich in geringerer, die Tschechoslowakei in auffallenderem Maße.

Das Baugewerbe als Industrie zur Erzeugung verbender Anlagen, wird von dieser Umwälzung stark betroffen. Denn die Kontinuität des Lebens bedingt die Anschaffung lebenswichtiger Erzeugnisse in fortlaufender Folge. Eine Maschinenfabrik dagegen kann Jahre abwarten, bis sie die vorliegenden Pläne zur Erweiterung ihrer Anlagen zur Ausführung bringt, ein Braunkohlenwerk fördert nur weniger, wenn Bunkerbauten, Bauten von Transportanlagen liegen bleiben, aber kommt nicht zum Stillstand.

Die Inflationswirtschaft gab zweifellos der Industrie vielfach erst die Anregung zum Bauen. Die flüssigen Mittel schnell und laufend unterzubringen, alle sich bietenden Möglichkeiten zur Ausbeutung der Papiermarkkredite der Reichsbank zu benutzen, die Bilanzen durch Abschreibungen zu belasten, waren leitende Gesichtspunkte. Die Vergrößerung des Bestandes der Baugeräte und der lagernden Baustoffe sowie die Erweiterung des Maschinenparks waren im Baugewerbe die parallelen Bestrebungen.

Daß aus den eben geschilderten Perioden eine Zeit der Stagnation resultiert, kann nicht wunderbar erscheinen, wenn man alles wirtschaftliche Geschehen als Ergebnis von Entschlüssen auffaßt, die aus der psychologischen Einstellung des einzelnen folgen. Es gehört Zeit zur Gewöhnung, die Arbeitsstunde des Facharbeiters mit 70 Pf bezahlen zu müssen, wenn zuvor die Ausführung von Bauvorhaben zum mittleren Stundenlohn von 40—50 Pf möglich war. Die Übergangszeit zu verkürzen, die Einstellung der Allgemeinheit auf normale Wirtschaftsbedingungen zu beschleunigen, gehört jedoch mit zu den wichtigsten Aufgaben der Gegenwart.

Die Bauindustrie nimmt Kündigungen von Angestellten vor, die bei einzelnen Firmen bis 80 vH der Gesamtheit der Beamten treffen. Bei diesen Maßnahmen wird sie von ihren Verbänden gestützt, die anscheinend übersehen, daß die Mittel zur Erhaltung der Existenz der Entlassenen durch die Allgemeinheit und letzten Endes durch sie selbst doch wieder aufzubringen sind und weitere Besteuerungen zur Folge haben müssen. Die anfängliche Scheu, der Allgemeinheit zur Last zu fallen, weicht der Not der Zeit, und die Erwerbslosenstatistiken weisen unterstützungsbedürftige Akademiker in ständig erhöhtem Maße auf.

Trotz gewerkschaftlicher Tarifpolitik, trotz des Bestehens gesetzlicher Schlichtungsausschüsse ist der geistige Arbeiter ein Gegenstand geblieben, der den Gesetzen der freien Wirtschaft, des Angebotes und der Nachfrage, unterworfen ist. Die sachliche Kritik wird an dieser Tatsache nicht vorbeigehen können in einer Zeit, in welcher die ausgleichende Arbeit der sozialen Gesetzgebung am nötigsten wäre, um im Existenzkampf den Mittelstand zu stützen.

Auch auf anderen Gebieten gewinnt man den Eindruck, daß Staat und Gemeinden nicht Herren der Lage sind, vielmehr werden diesen ihre Handlungsweise von den völlig unvorbereiteten Stabilisierungsmaßnahmen aufgezwungen.

Wenn Eisenbahn und Post plötzlich erklären, ihren laufenden Verpflichtungen bei Bauten mangels eines Betriebsfonds nicht nachkommen zu können, und die Reichspostverwaltung sich genötigt sieht, 25 vH der Telegraphenarbeiter in einer Zeit wachsender Arbeitslosigkeit zu entlassen, so zeugen diese Maßnahmen nicht gerade von einer planmäßigen Finanzgebarung.

Wenn die Privatwirtschaft zu gleicher Zeit Arbeitskräfte abstößt, so gehört die Betreibung einer produktiven Erwerbslosenfürsorge, deren vornehmste und z. Z. nötigste Aufgaben auf dem Gebiete des Bauwesens liegen, zu den unbestrittenen Pflichten öffentlicher Verwaltungen.

Wollte man über die allgemeine wirtschaftliche Lage ein abgeschlossenes Bild geben, so dürfte noch manches nicht unerwähnt bleiben. Wenn so z. B. die Gestaltung der Bezüge der geistigen Arbeiter nicht in den Bereich der vorliegenden Erörterungen gezogen wurde, so geschah dies mit Rücksicht auf die allgemeine Not, die es nicht zuläßt, die Sorgen der einzelnen Berufsstände in verbitternder Weise zu beleuchten.

Bund angestellter Chemiker und Ingenieure, Berlin.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1924, S. 19.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt vom 4. Jan. 1924.
- Kl. 19 d, Gr. 6. R 58 892. Erich Rasch, Frankfurt a. d. Oder, Thorer Grund 27. Auflagerung von Brückenträgern für die Auswechslung schadhaften Auflagermauerwerks an Brückenpfeilern und sonstigen Widerlagern. 10. VII. 23.
- Kl. 20 k, Gr. 10. S 62 836. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Anordnung von Fahrleitungen über Weichen. 9. V. 23.
- Kl. 37 c, Gr. 1. P 42 487. Fa. A. C. Pohlmann, Hamburg. Betondachplatte. 15. VII. 21.
- Kl. 37 e, Gr. 9. B 108 308. Kurt Burghardt, Merseburg. Schalungshalter. 6. II. 23.
- Kl. 85 c, Gr. 6. St 36 846. Dr. Eugen Steuer, Neustadt a. d. Haardt, Rheinpfalz. Klärbecken zur Durchführung des Verfahrens zum Entfernen von Sink- und Schwimmstoffen aus Absatzbecken gemäß Patentanmeldung St 35 804; Zus. z. Anm. St 35 804. 14. V. 23.
- Bekanntgemacht im Patentblatt vom 10. Jan. 1924.
- Kl. 5 c, Gr. 4. B 107 567. Friedrich Buddenhorn, Bochum, Königsallee 29. Einstellbares Aufsatzstück für hölzerne Grubenstempel. 9. XII. 22.
- Kl. 5 c, Gr. 4. K 76 225. Michael Krejci, Welheim-Bottrop b. Münster. Eisernes Spießstück für Grubenstempel. 7. II. 21.
- Kl. 5 c, Gr. 4. S 60 448. Dipl.-Ing. Alois Siebeck, Ratingen. Kappschuh aus Walzblech. 24. VII. 22.
- Kl. 5 c, Gr. 4. V 17 116. Wenzel Valina, Teplitz-Turn, Tschechoslowakei; Vertr.: H. Heimann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zum Schacht- und Stollenausbau. 9. I. 22. Tschechoslowakei 29. IX. 21.
- Kl. 19 a, Gr. 3. M 79 340. Maschinenfabrik für Eisenbahn- und Bergbaubedarf G. m. b. H., Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Verfahren zur Wiederherstellung schadhafter und zur Verstärkung neuer eiserner Eisenbahnschwellen an den Lochungen. 21. X. 22.
- Kl. 19 a, Gr. 28. H 91 655. Otto Harder, Naugard. Schneidvorrichtung für fahrbare Geräte zum Beseitigen des Unkrauts auf der Bettung und den Bernen. 6. XI. 22.
- Kl. 19 c, Gr. 7. G 52 807. Gesellschaft für Teerstraßenbau m. b. H., Hannover. Anschluß des Pflasters an den Straßenbahnoberbau. 20. I. 21.
- Kl. 20 a, Gr. 14. D 43 961. Walther von Deuster, Frankfurt a. M., Miquelstr. 4. Durch Strömungsenergie von Wasserläufen getriebenes Uferfahrzeug. 12. VII. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 35. C 33 176. Clifford International Corporation, Washington, V. St. A.; Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Kontrollapparat für Eisenbahnzüge. 15. II. 23.
- Kl. 37 b, Gr. 3. H 92 601. Fa. J. Himmelsbach, Freiburg i. Br. Vorrichtung zur Unterstützung eines Mastes beim Auswechseln des Mastfußes. 2. II. 23.
- Kl. 42 c, Gr. 9. O 12 940. Optische Anstalt C. P. Goerz A.-G., Berlin-Friedenau. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen von Geländemessbildern für kartographische Zwecke. 7. IV. 22.
- Kl. 80 a, Gr. 13. W 57 708. Cornelius van der Wiel, Utrecht, Niederl.; Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Stampfvorrichtung, insbesondere zur Herstellung von Stampfbeton. 9. III. 21. Holland 24. X. 18.
- Kl. 84 a, Gr. 3. H 88 492. Dr.-Ing. Fritz Heyn, Stettin, Grabower Str. 6 b. Selbsttätiger Heber. 23. I. 22.
- Kl. 84 c, Gr. 2. B 106 829. Beton- und Tiefbau-Gesellschaft Mast m. b. H., Berlin. Verfahren zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton mittels eines Vortreibrohres. 19. X. 22.
- Kl. 84 d, Gr. 2. K 82 702. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen-Ruhr. Bagger. 14. VII. 22.

- Kl. 84 d, Gr. 2. P 44 507. Charles Walter Pettman, Sandgate Queensland, Austr.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Doppellöffelbagger mit in drehbaren Scheiben verschiebbaren Stielen. 4. I. 23.
- Kl. 85 c, Gr. 6. I 55 643. Lucien Linden, Brüssel; Vertr.: M. Mossig, Pat.-Anw., Berlin SW 29. Schlammesammler an Klärbecken zum Reinigen von Wässern u. dgl. 18. V. 22.

B. Erteilte Patente.

- Bekanntgemacht im Patentblatt vom 4. Jan. 1924.
- Kl. 5 c, Gr. 4. 390 121. Ernst Schulte, Eduard Pieper u. Heinrich Kaufmann, Kray b. Essen. Grubenstempel. 30. VII. 22. Sch 65 592.
- Kl. 5 c, Gr. 4. 390 184. W. Sonnenschein, Gleiwitz, O.-S., Schröterstraße 5. Verfahren zum Abdichten von Wassereintrittsstellen in ersoffenen Schächten. 9. VI. 22. S 60 052.
- Kl. 7 b, Gr. 20. 390 185. Ernst Wollermann, Schwerin i. M., Sandstr. 5. Verfahren zur Herstellung von flußeisernen Leitungsmasten, Stützen, Trägern u. dgl. mit durchbrochenen Wandungen. 16. VII. 22. W 61 687.
- Kl. 19 a, Gr. 24. 390 131. Josef Bäckmann, Lünen, u. Gisbert Böllhoff, Herdecke. Schienenunterlegplatte, insbesondere für Grubenbahnen. 16. III. 22. B 103 994.
- Kl. 20 i, Gr. 28. 390 133. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Schaltung für Motorblockfelder mit Gleichstromantrieben. 15. VII. 23. A 40 347.
- Kl. 20 k, Gr. 9. 390 195. Charles Pascal, Montreal, Kanada; Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Elektrische Schienenverbindung. 31. XII. 22. P 45 491.
- Kl. 20 k, Gr. 9. 390 196. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: R. Boveri, Mannheim-Käferthal. Vielfachaufhängung unter Bauwerken geringer Höhe. 24. XI. 22. A 38 878.
- Kl. 37 a, Gr. 4. 390 245. Wilhelm Überjahn, Pohnholz. Verfahren zur Herstellung von Ausfachungen. 26. X. 21. U 7628.
- Kl. 80 b, Gr. 22. 390 265. Gustav Schlößer, Cöpenick b. Berlin, Forsthaus. Verfahren zur Herstellung von Kunst- und Werksteinen aus geschmolzener Schlacke. 4. V. 22. Sch 64 895.
- Kl. 81 c, Gr. 31. 390 233. ATG Allgemeine Transportanlagen-G. m. b. H., Leipzig-Großschocher. Abraumförderbrücke für Braunkohlentagebaue o. dgl. mit seitlich angeordneten Querförderern. 25. I. 23. A 39 265.
- Bekanntgemacht im Patentblatt vom 10. Jan. 1924.
- Kl. 20 i, Gr. 5. 390 446. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Weichenstellvorrichtung mit Zungenverriegelung im Antrieb. 22. VII. 23. A 40 387.
- Kl. 37 b, Gr. 5. 390 405. Hubert von Essen, Berlin-Steglitz, Beymestraße 2. Holzknotenpunkt. 31. X. 22. E 28 632.
- Kl. 81 c, Gr. 25. 390 308. August Hilgenstock, Ickern. Verfahren und Vorrichtung zum vollständigen Beladen von Förderwagen nach Maßgabe ihres Fassungsvermögens. 6. II. 23. H 92 615.
- Kl. 84 a, Gr. 3. 390 382. Berliner Actien-Gesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Eisklappenantrieb für bewegliche Segmentwehre. 24. VIII. 22. B 106 175.
- Kl. 84 b, Gr. 1. 390 475. Aktiengesellschaft für Eisen-Industrie und Brückenbau vormals Johann Caspar Harkort, Duisburg. Verbindung von festen Kanalhaltungen mit trogartigen Behältern für Schiffshebewerke, Kanalbrücken o. dgl. 13. IV. 22. A 37 530.
- Kl. 84 d, Gr. 2. 390 476. Süddeutsche Tiefbaugesellschaft Polensky & Fischer, München. Aufschraubbarer Reißzahn für Bagger u. dgl. 13. II. 23. S 62 152.

BÜCHERBESPRECHUNG.

E. Prinz, Handbuch der Hydrologie, 2. ergänzte Aufl. Mit 334 Textabbildungen. Berlin 1923. Verlag von Julius Springer. Geb. 15 Goldmark = Geb. 3,60 Dollar.

Aus der Schule A. Thiems hervorgegangen und nach einer langen erfolgreichen Tätigkeit als Hydrologe war der Verfasser besonders dazu berufen, die Hydrologie, welche als selbständiger Zweig der allgemeinen Gewässerkunde die Erforschung des unterirdischen Wassers zum Gegenstande hat, zusammenhängend darzustellen. Daß sein Buch eine fühlbar gewordene Lücke ausgefüllt hat, zeigt der Umstand, daß bereits 4 Jahre nach dem Erscheinen der 1. Auflage eine 2. Auflage notwendig geworden ist. Die Darstellung geht davon aus, daß, je nachdem das unterirdische Wasser in Hohlräumen fließt, die von Haufwerken mit Filtrationswirkung gebildet werden, oder in Spalten und

Klüften ohne eine derartige Wirkung, zwischen Grundwasser und unterirdischen Wasserläufen streng zu unterscheiden ist. Als besonders wertvoll möchte ich hervorheben die Abschnitte: Aufsuchen von Grundwasser, Feststellung von fließendem und ruhendem Grundwasser, Bestimmung der Grundwassermenge, Theorie der Grundwasserbewegung, Untersuchung und Fassung des Grundwassers. Den kritischen Bemerkungen über das Darcysche Gesetz, nach welchem die Geschwindigkeit eines Grundwasserstroms der 1. Potenz des Grundwassergefälles proportional ist und nicht wie bei offenen Wasserläufen der Quadratwurzel aus der Druckhöhe ($v = \sqrt{2gh}$), stimme ich durchaus zu. Das Darcysche Gesetz trifft in erster Linie für kleine Gefälle und kleine Geschwindigkeiten mit hoher Genauigkeit zu, also für Verhältnisse, die den meisten Grundwasserströmen eigen

sind. Prinz hält das Darcysche Gesetz innerhalb der Gefällengrenzen $1 : 100$ bis $1 : 3000$ für gültig. Das Gesetz versagt aber nicht nur bei größeren Gefällen und einem Filtermaterial aus verschiedenen Korngrößen, namentlich beim Überwiegen des größeren Kornes, sondern auch bei gleichmäßigem Korn, wenn das Gefälle die genannten Grenzen übersteigt. Auch bei großen Wassergeschwindigkeiten, die bei künstlicher Beanspruchung des Untergrundes durch Fassungsanlagen eintreten, wenn sich am Mantel des Fassungskörpers nach erfolgter Entsandung größere Hohlräume bilden, verliert das Gesetz seine Gültigkeit. Daraus erklärt es sich, daß zuweilen die Ergebnisse von Pumpversuchen zu dem Darcyschen Gesetz in Widerspruch stehen.

Es würde zu weit führen, wollte ich auf den reichen Inhalt des Buches des näheren eingehen. Wohl aber mögen zu Nutz und Frommen des Leserkreises die Stellung des Verfassers zur Wünschelrutenfrage mitgeteilt werden. Es stehe nur eines fest: die Drehung der Wünschelrute in der Hand besonders veranlagter Menschen. Warum der Ausschlag der Rute erfolge und in welchen Beziehungen er zum Wasser, zu Metallen und sonstigen Bodenschätzen stehe, das sei das bislang ungelöste Rätsel. Aber auch dann, wenn die Rute zuverlässig unterirdisches Wasser nachweisen könne, so sei es ganz entschieden zu verneinen, daß die Rute im Wasserfinden der hydrologischen Wissenschaft überlegen sei. Eine Statistik der Wasserfundzahlen aus etwa 270 Versuchsfeldern mit mehreren tausend Bohrungen, die von wissenschaftlich geschulten Hydrologen angesetzt sind, ergebe folgende Treffzahlen, welche die aus der Rutenliteratur bekanntgewordenen Zahlen weit hinter sich ließen:

M. Huber, Reichenberg in Böhmen, 99 vH wasserführende Bohrungen,
E. Prinz, Berlin, 99 vH,
E. Rutsatz, Köln, 100 vH,
A. Thiem†, Leipzig, 93 vH,
G. Thiem, Leipzig, 97 vH, dort, wo genaue geologische Karten zur Verfügung standen,
G. Thiem, Leipzig 92 vH, dort wo genaue Karten fehlten,
C. Wahl, Trier, 99 vH.

Daß der Altmeister der Hydrologie, A. Thiem, mit der zweitniedrigsten Zahl vertreten ist, sei daraus zu erklären, daß auch die wissenschaftliche Hydrologie erst Erfahrung sammeln mußte, um sich bis zur heutigen Vollkommenheit entwickeln zu können. Abschließend sagt der Verfasser: „Gelingt es den Rutengängern einwandfrei nachzuweisen, daß die Anwendung der Wünschelrute der wissenschaftlichen Forschung gleichwertig ist, so wird man gewiß bereit sein, der Rute die ihr dann gebührende Stellung auch in der hydrologischen Wissenschaft einzuräumen. Wie indessen die bisherige Erfahrung lehrt, ist die Zeit dazu noch nicht als gekommen anzusehen.“ Ich kann ihm auch darin nur rückhaltlos beipflichten. H. Engels.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. III. Teil. P. Gerhardt, E. Jasmund und H. Engels. (Der Wasserbau); 1. Band: Die Gewässerkunde. 5. Aufl. 804 S. Lex. 8° mit 401 Textabb. Leipzig, Wilh. Engelmann. 1923.

Die Herausgeber, von denen der treffliche Gerhardt leider das Erscheinen des Werkes nicht mehr erlebt hat, sind bemüht gewesen, diese 5. Auflage nach Möglichkeit auf den augenblicklichen Stand der Wissenschaft zu fördern. Dieses Bemühen, das so sehr im Interesse unserer jungen Ingenieure liegt, auf dem die Zukunft unseres Landes ruht, ist ihnen im allgemeinen auch gelungen, so daß diese neue Auflage sich würdig an die Seite ihrer Vorgänger stellt.

Aber das Buch ist in schwerer Zeit entstanden, in der die wissenschaftliche Arbeit weitgehende Hemmungen fand, die es — ohne daß darum ein Vorwurf erhoben werden dürfte — erklärlich machen, wenn den Verfassern wichtigere Fortschritte entgangen sind, die in der gewiß bald erforderlicher werdenden nächsten Auflage gerade im Interesse der jungen Ingenieure eine Berücksichtigung finden möchten. Dies gilt in erster Linie von Englers tiefgründiger Untersuchung über den Einfluß des Waldes auf den Stand der Gewässer (Mitt. Schweizer Zentralamt forstl. Versuchswesen, XV u. 626 S., Zürich 1919) und Häusers in ihren Ergebnissen für den Ingenieur ganz unentbehrlicher großer Arbeit über Starkregen (Landesstelle f. Gewässerkunde, München 1919, I. Ergänzungsband 1922). Es gilt aber auch von den ausgezeichneten Mitteilungen und Abhandlungen der Schweizer Landeshydro-

graphic, der Ämter in Schweden und Finnland (Renquist, Sommerregen und ihre hydrologische Auswirkung). Sprachschwierigkeiten können nicht in Betracht kommen. Der wissenschaftliche Austausch, auch mit den Feindländern, hat seit 1920 in vollem Maße wieder eingesetzt, so daß in der nächsten Auflage auch die teilweise sehr bedeutsamen Ergebnisse, zu denen man in Amerika, Frankreich und Italien gelangt ist, in einem „Handbuch“ nicht mehr übergangen werden dürfen.

Jasmunds allgemeine Darstellung befriedigt in hohem Maße, und man kann ihm nur dankbar sein für die Erweiterungen, die er vorgenommen hat. Er hat sich dabei ein Verdienst um unsere jungen Ingenieure erworben. Der Abschnitt über Häufigkeiten wird in der nächsten Auflage eine Umarbeitung erfahren müssen. Wir sind bei uns und im Ausland seit geraumer Zeit erheblich weiter in Bewertung und Ausnutzung der Häufigkeiten.

Außerst wertvoll sind Jasmunds Kapitel über Geschwindigkeit und Wassermessung, in denen der Gegenstand nach allen Seiten erschöpfend und vorbildlich dargestellt ist.

Engels hat den letzten Abschnitt des Handbuchs, Hydraulik, ganz auf den Standpunkt der Gegenwart geführt und auch letzte Ergebnisse noch sorgfältig berücksichtigt.

Die Herausgeber dürfen zufrieden mit ihrer Arbeit sein, und wir ändern sind ihnen dankbar dafür. Gravelius.

Betonkalender, Taschenbuch für den Beton- und Eisenbetonbau. 1924. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W. 66, Wilhelmstr. 90. Karton. 4,2 × Schlüsselzahl.

Im 18. Jahrgange erscheint der bekannte und weitverbreitete Kalender. Der Hauptwert des Kalenders ist auch diesmal wieder auf den Hochbau gelegt. Bereichert ist der Kalender durch das Kapitel Zementwaren und Kunststeine, bearbeitet vom berat. Ing. Probst-München; hier finden sich im besonderen Angaben über die, in jenes Gebiet gehörenden, im Handel angebotenen Erzeugnisse. Erfreulicherweise ist in dem Abschnitt über die Berechnungsgrundlagen die immer mehr sich in der Praxis einbürgernde Tabelle von Kuntze zur Berechnung exzentrisch belasteter Eisenbetonquerschnitte aufgenommen. Im übrigen sind alle Abschnitte zweckmäßig verbessert und ergänzt.

Für eine Neuaufgabe dürfte sich empfehlen, die Aufnahme der Knutsonschen Doppelwellbleche, die Lage der Gelenke im Gerberbalken im Hinblick auf Verringerung der Durchbiegungen — wichtig für Pfetten — und ebenso für diese, die Gelenkanordnung, bedingt durch eine vereinfachte Montage. Ferner erscheint wünschenswert die Einfügung der Ermittlung der schiefen Hauptzugspannungsflächen bei verschieblicher Last und verschieden großer Trägerhöhe, vor allem aber die Erwähnung der heute sehr viel verwandten Bimsbetonplatten zur Herstellung der Dachhaut (z. B. Bauart Rémy u. ähnl.) neben ihnen Asbestschiefer — namentlich in großen Platten —, während u. a. entfallen könnten eine Anzahl der heute bedeutungslosen Sonderbewehrungsweisen (S. 146—147). M. F.

Rechnerische Grundlagen des Baues von Drahtseilbahnen. Von Oberbaurat Ing. Robert Findeis, o. ö. Prof. an der Techn. Hochschule Wien. Mit 113 Abb. im Text. Leipzig u. Wien, Franz Deuticke 1923. (Verlagsnr. 2870). Grundzahl 10.

Bei der Entwicklung der Drahtseilsehwebbahn, die eine immer vielgestaltigere Anwendung findet, lag ein Bedürfnis vor, die Fragen über die Herstellung, vor allem aber auch über die Berechnung der Drahtseile erheblich mehr zu klären als das bisher geschehen. Dieser wichtigen Aufgabe unterzieht sich der Verfasser mit bestem Erfolge. Er behandelt zunächst die Bauarten der Drahtseile: das Spiralseil, Litzenseile, verschlossene Seile usw., alsdann die Theorie der Seillinie für Einzellasten wie für eine gleichförmig verteilte Last, weiter die Leerseillinie und die Vollseillinie, ferner die Biegungsbelastung der Trasseile durch Querverbelastung, den Höhenplan einer Seilbahn und endlich das Zugseil nebst der Ermittlung der Zugkraft für den Betrieb einer Seilbahn mit Pendel- und mit Umlaufbetrieb. Mit seiner grundlegenden und die gestellten Fragen klar und einwandfrei beantwortenden Arbeit hat sich der Verfasser ein besonderes Verdienst erworben. Seine Ausführungen werden in erheblichem Maße dazu beitragen, den Bau der Drahtseilbahnen durch Gewährung sicherer Grundlagen zu fördern und zu heben. M. F.

STELLENÜBERSICHT.

Eisenbeton/Fachmann von groß. Hoch- u. Tiefbauunternehmen in Duisburg z. baldig. Antritt gesucht; Bewerber muß längere Praxis in Bauten, im Bodensenkungsgebiet u. in d. Industrie nachweisen können. Angebote unt. Angabe von Referenzen und Zeugnis-Abschriften unter E. W. 22 844 a. d. Annoncen-Expedition Friedr. Schalz, Duisburg. (Deutsche Bauztg. Nr. 9/10, 2. II. 24.)

Bau-Ingenieur, tüchtig, selbständig, Herr, bei hohem Gehalt u. freier Wohnung für dauernde, aussichtsreiche Stellung gesucht, der von Haus aus praktisch veranlagt u. imstande ist, großindustrielle Bauten, vielleicht auch Feuerungsanlagen,

selbständ. zu entwerfen, zu berechnen u. baulich zu leiten. Angeb. m. Lebenslauf, Zeugn.-Abschr., Gehaltsanspr. sowie auch Refr. u. E. N. 113 an Ala-Haasenstein u. Vogler, Essen. (Deutsche Bauztg. Nr. 9/10, 2. II. 24.)

Technischer Direktor für ein groß. Bauunternehmen in Mitteldeutschland z. bald. Antritt gesucht. Es kommen nur erfahrene Dipl.-Ing. m. Unternehmerpraxis für Beton-, Eisenbeton-Hoch- u. Tiefbau in Frage. Bewerber müssen zur selbständ. technischen Leitung eines groß. Betriebes befähigt sein. Off. erb. u. J. 84 a. d. Deutsche Bauztg., Berlin, Königgrätzer Str. 104. (2. II. 24.)