

ARMIERTER BETON.

1911. DEZEMBER.

INHALT:

- Eisenbetonversuche von Föppl. Besprochen von Privatdozent Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). (Schluß von Seite 388.) S. 413.
- Eispalast Hannover. Von Professor Robert Otzen (Hannover) und Dr.-Ing. R. Müller (Hannover). (Schluß von Seite 385.) S. 416.
- Über die baulichen Anlagen der neuen Turbinenpumpstation des Wasserwerkes der Stadt Bochum in Blankenstein a. d. Ruhr. Von Dr.-Ing. K. W. Mautner (Düsseldorf). S. 425.
- Bäckerei nebst Verbindungsbrücke für den Konsumverein Bielefeld. Von Dipl.-Ing. G. Niemeyer (Kiel). S. 431.
- Dimensionierung von auf Biegung mit Achsialdruck beanspruchten rechteckigen Eisenbetonquerschnitten. Von Ingenieur Karl Stock (Mannheim). (Schluß von Seite 395.) S. 433.
- Die Kolloidnatur des Zements und der Eisenbeton. Von Professor Dr. Rohland (Stuttgart). S. 441.
- Runderlaß, betr. Leitsätze über die Aufstellung der Unfallstatistik für Eisenbetonbauten. S. 442.
- Runderlaß, betr. Versuche im Bauwesen. S. 444.
- Neue Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. (Heft 8 und 11.) Besprochen von Privatdozent Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). S. 444.
- Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 447.
- Rechtsfragen. S. 455. — Bücherbesprechungen. S. 455. — Neue Bücher. S. 462.

EISENBETONVERSUCHE VON FÖPPL.

Besprochen von Privatdozent Dr.-Ing. E. Probst (Berlin).

(Fortsetzung und Schluß von S. 388.)

Föppl definiert die Schubfestigkeit als die größte Schubspannung, die das Material im Zustande der reinen Schubbeanspruchung zu übertragen vermag, und da dieser Zustand bei Verdrehungsversuchen eintritt, so können nur diese darüber Aufschluß geben. Diese Definition von Föppl wird auch durch die Ergebnisse der Schubversuche der Firma Wayss & Freitag an der Stuttgarter Materialprüfungsanstalt in der Veröffentlichung von Mörsch, Eisenbetonbau, bekräftigt.

Die Versuche Föppls haben gezeigt, daß der Verlauf des ersten Risses bei den Eisenbetonwellen einer linksgängigen Schraubenlinie entspricht, wenn die Verdrehung derart vorgenommen wurde, daß die Zylindererzeugenden bei der Formänderung in rechtsgängige Schrauben übergehen mußten. Der Winkel der Rißlinie betrug in allen Fällen ungefähr 45°, das entspricht einer Schnittfläche, für die die Zugspannung ihren größten Wert annahm, während die Schubspannung darin null war. Daraus folgert Föppl, daß im Falle der reinen Schubbeanspruchung die Schubspannung beim Beton nicht eine maßgebende Rolle für die Bruchgefahr spielt, und daß sie nur im Zusammenhang mit der Druck- und Zugfestigkeit im Sinne der Mohrschen Theorie für die Beurteilung der Bruchgefahr von Bedeutung ist. Dieser Fall ist aber, wie ich hervorheben möchte, gerade bei den Eisenbetonkonstruktionen, die auf Biegung beansprucht sind, fast immer vorhanden. In diesem Sinne spielt daher die Schubspannung eine nicht zu unterschätzende Rolle bei der Beurteilung der Bruchgefahr von Eisenbetonkonstruktionen.

Aus seinen Versuchsergebnissen ermittelt Föppl aus der Gleichung

$$\tau_{\max} = \frac{2 M_d}{\pi a^3} \dots \dots (5)$$

M_d = maximales Verdrehungsmoment

die Schubfestigkeit für die 112 Tage alte Wellen aus trockenem Mörtel mit 26,1 kg/qcm und für die 210 Tage alten Wellen 29,8 kg/qcm. Von Interesse dürfte es sein, diese Zahlen auf ihren Zusammenhang mit der Zug- und Druckfestigkeit des Betons zu prüfen. Ich verweise auf den im Juliheft dieser Zeitschrift erschienenen Aufsatz von Mohr, in welchem darauf hingewiesen wird, daß die von Mörsch herangezogene Gleichung

$$\tau_{\max} = \sqrt{\sigma_{bd} \cdot \sigma_{bz}}$$

nicht richtig ist, daß vielmehr die Gleichung

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_{bd} \cdot \sigma_{bz}} \dots (6)$$

gilt.

Föppl hat auch die Druckfestigkeit des Materials aus Druckproben mit 15 cm-Würfeln ermittelt, die aus den Köpfen der vorher auf Torsion geprüften Wellen ohne Eiseneinlagen herausgeschnitten wurden; diese wurden in einem Alter von 160 Tagen geprüft. Die mittlere Druckfestigkeit betrug bei diesen Versuchen 245 kg/qcm. Nimmt man an, daß die Zugfestigkeit, die allerdings nicht durch Versuche ermittelt wurde, 15 kg/qcm beträgt, so ergibt sich aus der Gleichung 6 für τ_{\max} der Wert von 30 kg/qcm, welcher als eine gute Übereinstimmung mit den von Föppl gefundenen

Zahlen anzusehen ist. Auf diesen Umstand ist besonders dann zu achten, wenn wir nicht in der Lage sind, die Schubfestigkeit genau zu ermitteln, wohl aber die Zug- und Druckfestigkeit des Betons feststellen können.

Die Ermittlung des Schubelastizitätsmoduls aus den Versuchen ergab, daß dieser bis zu einer Schubspannung von 13 kg/qcm als konstant angesehen werden kann. Die Werte, welche für den bei den Versuchen angewendeten Beton für den Schubelastizitätsmodul gefunden wurden nach der Gleichung

$$G = \frac{2 M d l}{\pi \Delta q \cdot a^4} \dots (7)$$

sind für feuchten Mörtel

$$G = 113000 \text{ kg/qcm}$$

und für trockenen Mörtel

$$G = 138000 \text{ kg/qcm.}$$

Von größtem Interesse sind die Ergebnisse der Föppl'schen Versuche über den Verlauf und das erste Auftreten der Risse, weil sie eine große Ähnlichkeit mit den Ergebnissen bei Biegeversuchen aufweisen. Die ersten Risse wurden bei den armierten Wellen bei höheren Belastungen gefunden, als bei den nicht armierten. Selbstverständlich fiel bei den nicht armierten Wellen der Bruch mit dem Auftreten der ersten Risse zusammen. Während dieser bei 90 kg erfolgte, traten die ersten Risse bei den sechsdrähtigen Wellen bei einer Belastung von 107 kg und bei den zwölfdrähtigen bei einer Belastung von 142 kg auf; die zu Rissen führenden Belastungen verhalten sich daher wie 1:1,19:1,58. Die Bruchlasten waren bei den eisenarmierten Wellen 150 bzw. 160 kg.

Bedenkt man, daß Föppl auch die von Bach zuerst gefundenen Wasserflecke vor dem Auftreten der Risse, wenn auch nicht mit großer Sicherheit, beobachten konnte, so ergibt sich in der ganzen Wirkungsweise eine große Ähnlichkeit mit derjenigen bei Biegeversuchen. Ergibt sich da nicht ferner eine große Ähnlichkeit mit der viel angefeindeten Considèreschen Theorie, und mit Recht behauptet Föppl, daß in dieser Theorie ein richtiger Kern steckt. Ich habe vor einigen Jahren in meiner Arbeit*) bei der Besprechung der Bedeutung der Wasserflecke und Dehnungsfähigkeit von armiertem und nicht armiertem Beton nachzuweisen gesucht, daß die Considèresche Theorie nicht falsch ist, wenngleich man sie nicht verallgemeinern darf, und habe darauf hingewiesen, daß die später von Kleinogel

und Bach gefundenen Ergebnisse auch richtig sind, aber auch nicht verallgemeinert werden dürfen.

Als zweifellos bewiesen erachte ich die Behauptung, daß bei einer guten Verteilung der Eiseneinlagen größere Dehnungen im bewehrten Beton vor dem ersten Auftreten der Risse gemessen werden können. Tatsächlich wurden auch größere Dehnungen nicht nur bei den mit Unrecht angezweifelte Versuchen Considères, sondern auch bei den Versuchen von Schüle, Bach und auch in meinen Versuchen gemessen. Die Erklärung hierfür wurde erst nach den von Bach bei seinen Versuchen gefundenen Wasserflecken möglich. Der Unterschied in den Anschauungen lag nur darin, daß Bach mit dem Auftreten der Wasserflecke die Dehnungsfähigkeit des Betons als erschöpft ansieht, während ich die Meinung vertrat, daß die Dehnungsfähigkeit erst mit dem Auftreten der Risse aufhört. Nun zeigt sich bei den Verdrehungsversuchen von Föppl, daß die über dem Querschnitt gut verteilte Armierung zu hohen Rißlasten führt. Die Erklärung hierfür ist darin zu suchen, daß die zur Rißbildung führenden schwachen Stellen, die bei den reinen Betonwellen zum Bruch führen würden, bei den armierten Wellen durch die Eiseneinlagen entlastet werden, und zwar um so sicherer, je besser die Verteilung der Armierung ist. Die Risse treten nicht an denjenigen Stellen auf, wo zuerst eine Lockerung des Gefüges eintritt, wie dies bei den nicht armierten Wellen geschehen würde.

Durch diese Erklärung wird aber meine Annahme nicht umgestoßen, daß zum größten Teil ein bloß mechanisches Zusammenwirken von Beton und Eisen besteht, denn in den ersten Belastungsstadien ist ja der sogenannte Gleitwiderstand vorhanden, anders ist es allerdings bei den höheren Belastungen.

Föppl berechnet mit Hilfe der von ihm herangezogenen Theorie die Schubspannung am Wellenumfang für die Betonwellen (nach Gleichung 2) und leitet daraus, indem er das Drehmoment für Eisenbetonwellen im Verhältnis

$$\left[1 + 2(n-1) \frac{r^2}{a^2} \cdot \frac{F_1}{F} \right]$$

vergrößert, Verhältniszahlen für die Rißlasten mit 1:1,26:1,52, welche mit den früher genannten aus den Versuchen ermittelten Verhältniszahlen sehr gut übereinstimmen.

Mit Recht weist jedoch Föppl darauf hin, daß diese Übereinstimmung keineswegs als Bestätigung der einfachen Theorie anzusehen ist, die er auch durch die Untersuchung der Verdrehungswinkel als widerlegt betrachtet, da er nach seiner Theorie für die Torsionssteifigkeit der Eisenbetonwellen einen größeren Wert findet, der durch die

*) Einfluß der Armatur und der Risse im Beton auf die „Tragsicherheit“. Ergebnisse aus den Untersuchungen der Abt. 1 des Kgl. Materialprüfungsamtes in Gr. Lichterfelde-West, bearbeitet und besprochen von E. Probst, Verlag von Julius Springer, Berlin.

Versuche widerlegt wird. Die Übereinstimmung der theoretisch ermittelten mit den wirklich gefundenen Reißlasten ist auffallend, aber nicht beweiskräftig, und ich neige zu der Ansicht hin, daß bei größeren Eisenbetonwellen mit im Beton verankerten Eisenstäben als Einlagen, wie es dem Eisenbetonbau entspricht, zwischen den theoretischen und den aus den Versuchen ermittelten Ergebnissen keine solche Übereinstimmung mehr herrschen würde. Es ist dies eine Frage, die ja hoffentlich noch bei weiteren Versuchen geklärt werden wird.

Schließlich sollen folgende wichtige Ergebnisse der Föppl'schen Torsionsversuche angeführt werden:

Die größte Steifheit gegen Verdrehung zeigen die älteren Wellen aus trockenem Beton, am nachgiebigsten sind die Wellen aus feuchtem Beton.

Die elastischen Formänderungen bei Eisenbetonwellen werden durch die Eiseneinlagen nicht erheblich beeinflußt, wohl aber ist dies bei den bleibenden Formänderungen der Fall.

Die Bruchbelastung wird durch die Eiseneinlagen erhöht, bei der stärker armierten Welle mehr, als bei der schwächer armierten Welle. Die Eiseneinlagen machen die Wellen widerstandsfähiger gegen Stöße. Als zweckmäßige Armierung für derartige Wellen wird auf Grund der bereits vorher erwähnten Reißbildung eine schraubenförmige Armierung mit einem Steigungswinkel von 45° empfohlen.

II. Die Haftversuche.

Dieser Teil der Versuche hat sich notwendigerweise aus den Verdrehungsversuchen ergeben, was ja auch zu erwarten war, weil durch den Mangel an Abbiegungen bei den Eiseneinlagen der Bruch durch die Überwindung des Gleitwiderstandes hervorgerufen wurde.

Die Frage des Haftens zwischen Beton und Eisen, die ja von grundlegender Bedeutung für die ganze Auffassung der Theorie des Eisenbetons ist, ist nur deshalb nicht früher geklärt worden, weil man bei den ersten Versuchen mehr darauf bedacht war, große Haftfestigkeitszahlen zu suchen. Es war nicht schwierig, sie zu finden. Man hat durch Herausziehen oder -Drücken von Eisenstäben aus Betonwürfel je nach der Verankerung und der Oberflächenbeschaffenheit der Eiseneinlagen, der Mischung und des Alters von Beton, Zahlen gefunden, die bis an 60 kg/qcm herangehen. Aus diesen Zahlen ist man, glaube ich, erst auf die Idee gekommen, die sogenannte Haftfestigkeit aus den Schubspannungen zu berechnen. Ich setze meine früheren Arbeiten als bekannt voraus und begnüge mich mit dieser Feststellung.

Diese kleine Abschweifung von der Besprechung war nur eingeschaltet, um zu zeigen, daß die Bedeutung, die man Gleitwiderstandsversuchen beilegt, zum Teil berechtigt ist. Nun will ich auf die nach dieser Richtung von Föppl geführten Untersuchungen eingehen und möchte gleich betonen, daß es mir vollkommen nebensächlich erscheint, welchen Namen das Kind erhalten soll, ob Gleitwiderstand oder Haftfähigkeit, das wichtigste ist wohl die Erforschung der Art des Zusammenwirkens zwischen Beton und Eisen. In diesem Sinne sehe ich die Versuchsergebnisse Föppls als eine Bekräftigung des von mir bereits seit dem Jahre 1905 eingenommenen Standpunktes an, daß das Zusammenwirken von Beton und Eisen zum größten Teil auf mechanische Ursachen zurückzuführen ist.

Meine Behauptung, daß der Gleitwiderstand mit den Schubspannungen in keinem Zusammenhang steht, wird durch verschiedene Ergebnisse der Föppl'schen Versuche bestätigt. Föppl findet es auffällig, daß bei seinen Verdrehungsversuchen die elastischen Formenänderungen durch die Eiseneinlagen nicht erheblich beeinflußt werden, daß der elastische Widerstand gegen Verdrehung durch die Eiseneinlagen eher herabgemindert wird, ferner, daß der Gleitwiderstand merklich niedriger ist, als die Schubfestigkeit des Betons, und daß der Beton eine Überanstrengung an den weiter vom Eisen entfernten Stellen erfahren habe. Die Schubfestigkeit des Betons wird durch die bloßen Eiseneinlagen nicht geändert, also bleibt nur die Folgerung möglich, daß die Eiseneinlagen den Querschnitt schwächen, wenn sie nicht gut verankert sind. Daraus schließe ich weiter, daß eine Übertragung der Schubspannungen durch die Eiseneinlagen nicht erfolgt, denn sonst würde keine Überanstrengung des Betons eintreten, und daraus ziehe ich die Schlußfolgerung, daß Beton und Eisen mechanisch nebeneinander wirken und nicht miteinander.

Das spätere Auftreten der Risse habe ich bereits zu erklären versucht, und damit hängt auch die Erhöhung der Bruchlast zusammen. Wir sehen ja auch, daß die gute Verteilung der mit 12 Drähten bewehrten Betonwelle eine sehr merkliche Erhöhung der Risslast hervorruft. Das mechanische Nebeneinanderwirken wäre noch auffälliger gewesen, wenn die Eiseneinlagen an ihrem Ende Abbiegungen erhalten hätten, welche ein Gleiten der Eisen verhindert haben würden. Da dies nicht geschehen ist, trat mit der Überwindung des Gleitwiderstandes auch der Bruch ein.

Die Haftversuche Föppls unterscheiden sich in zwei Gruppen, die eben erwähnten indirekten Haftversuche und die direkten Haftversuche. Letztere haben auf zwei verschiedenen

Wegen Ergebnisse gezeigt, welche noch klarer veranschaulichen, daß die Haftfähigkeit zwischen Beton und Eisen auf mechanische Ursachen zurückzuführen ist. Föppl verwendet die Bruchstücke der Wellen ohne Eiseneinlagen (siehe Fig. 3), indem er an die vorgebnete Schnittfläche A—B des Schaftes mit Hilfe einer Form C einen 10 cm langen Betonkörper als Fortsetzung des Schaftes einstampft und ein Gußeisenstück D auf den noch feuchten Mörtel aufsetzt. Nach dem Einstampfen wurde noch das Gußeisenstück D mit einem 50 kg Gewicht belastet. Sodann wurde nach 28 tägiger Erhärtung des Betons auf Stück D ein Torsionsmoment ausgeübt, um festzustellen, wie groß die

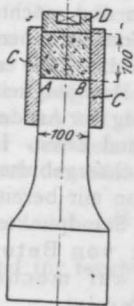


Fig. 3.

reine Haftung zwischen Beton und dem Gußeisenstück ist. Wie nicht anders zu erwarten war, war das Torsionsmoment nur sehr gering und der entsprechende Gleitwiderstand betrug kaum 0,8 kg/qcm. Der gleiche Versuch wurde wiederholt, indem zwischen der Fläche A—B und dem Gußeisenstück D eine 5 mm starke Schicht aus reinem Zement eingebracht wurde. Eine Gruppe aus diesen Versuchen, welche nach 9 tägiger Erhärtung auch mit Flußeisen ausgeführt wurde, er-

gab einen Gleitwiderstand von 9,8 kg/qcm, andere Versuche führten zu keinem bemerkenswerten Ergebnis. Zu diesen Versuchen will ich bemerken, daß nach meiner Meinung die 5 mm starke Zementschicht eine andere Wirkung hervorrufen mußte, als die Betonschicht.

Die Versuche Föppls, welche sich an die bereits auf Seite 387 der Zeitschrift in dieser Besprechung erwähnten Versuche von Preuß anlehnten, bestätigen, wie ich glaube, die Versuchsergebnisse*), welche Preuß zu dem Schluß veranlaßten, daß die Haftung zwischen Beton und Eisen nur bis zu einer geringen Belastung vorhanden ist, und zu einer Bestätigung meiner Annahme führten, daß das Zusammenwirken zwischen Beton und Eisen in der Hauptsache auf mechanische Ursachen zurückzuführen ist.

Im großen und ganzen glaube ich durch die Besprechung der Föpplschen Versuchsergebnisse gezeigt zu haben, wie dringend notwendig eine Änderung verschiedener bei Eisenbeton gebräuchlicher Berechnungen ist, die sich auf die Schubspannungen und die sogenannten Haftspannungen beziehen, auf die ich ja schon wiederholt hingewiesen habe.

Ein eingehendes Studium der Föpplschen Arbeit kann jedem Fachkollegen auf das dringendste empfohlen werden.

EISPALAST HANNOVER.

Von

Professor Robert Otzen (Hannover)

und

Dr.-Ing. R. Müller (Hannover),

Leiter der Beton- und Eisenbetonbau „Union“ G. m. b. H. (Hannover).

(Fortsetzung und Schluß von S. 385.)

In der bisherigen Berechnung wurde dem Umstände Rechnung getragen, daß die Halle von allen Seiten vollständig eingebaut ist und somit von einem seitlichen Winde niemals getroffen werden kann. Es war also bloß ein erhöhter Windangriff auf das Dach (mit 85 kg für das m² Grundfläche), in Ansatz gebracht worden.

Die Baupolizei verlangte nun trotzdem noch den Nachweis der Standsicherheit der Halle auch für den Fall, daß das Bauwerk auf seine ganze Höhe von einem seitlichen Winde von 75 kg/m² getroffen würde. — Im folgenden soll nun auch diese Berechnung durchgeführt werden.

Untersuchung der Halle unter Einwirkung von seitlichem Wind von 75 kg/m² der senkrechten Fläche.

Für eine wagerecht angreifende Kraft P wird, wenn sich die σ_{ma} - und σ_{na} -Werte aus $H_a = -1$ ergeben:

$$H_a = -\frac{P \sigma_{ma}}{\sigma_{aa}} \text{ und } H_b = P + H_a. \text{ (Fig. 20.)}$$

Der Wert σ_{aa} ist nach früherem mit Berücksichtigung der elastischen Reckung des Zug-

*) Zeitschrift „Armiertes Beton“ Jahrgang 1909, Seite 336.

bandes zu 3995,8 m ermittelt und zwar E · J mal zu groß.

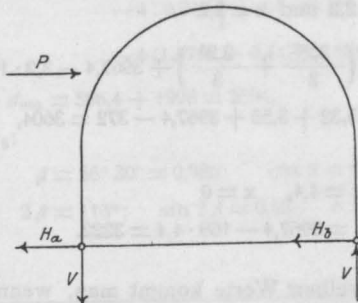


Fig. 20.

Die δ_{ma} -Werte mögen in folgendem nach der Gleichung:

$$\delta_{ma} = \frac{\delta A_i}{\delta P_m} = \frac{1}{EJ} \int M \frac{\delta M}{\delta P} dx$$

berechnet werden.

1. Wagerechte Last am Stiel angreifend in einer Höhe z über dem Zugband:

Von 0 bis 1: (Fig. 21)

$$M = 1 \cdot x, \quad \frac{\delta M}{\delta P} = 0$$

von 1 bis 2:

$$M = 1(z+x) + P \cdot x, \quad \frac{\delta M}{\delta P} = x$$

$$\int M \frac{\delta M}{\delta P} dx = \int 1(z+x)x dx = \left[z \cdot \frac{x^2}{2} + \frac{x^3}{3} \right]_1^2$$

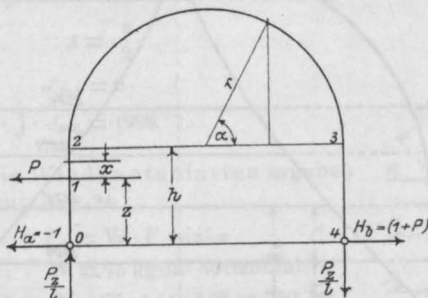


Fig. 21.

von 4 bis 3:

$$M = (1+P)x, \quad \frac{\delta M}{\delta P} = x$$

$$\int M \frac{\delta M}{\delta P} dx = \int \left(\frac{1+P}{1} \right) x^2 dx = \left[\frac{x^3}{3} \right]_3^4$$

Von 3 bis 2 (Bogen):

$$M_x = (P+1)(h+r \sin \alpha) - \frac{P \cdot z}{1} \cdot r(1 - \cos \alpha)$$

$$\frac{\delta M_x}{\delta P} = (h+r \sin \alpha) - \frac{z}{1} r(1 - \cos \alpha)$$

$$\int M \cdot \frac{\delta M}{\delta P} dx = \int_0^\pi \left[(h+r \sin \alpha)^2 - \frac{z}{1} r(h+r \sin \alpha)(1 - \cos \alpha) \right] r d\alpha = r \int_0^\pi \left[h^2 + 2h \cdot r \sin \alpha + r^2 \sin^2 \alpha - \frac{z \cdot r}{1}(h+r \sin \alpha - h \cdot \cos \alpha - r \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha) \right] d\alpha =$$

$$= r \left[h^2 \cdot \alpha + 2hr(-\cos \alpha) + r^2 \left(\frac{\alpha}{2} - \frac{1}{4} \sin 2\alpha \right) - \frac{z \cdot r}{1}(h \cdot \alpha + r(-\cos \alpha) - h \cdot \sin \alpha - \frac{r}{2} \sin^2 \alpha) \right]_0^\pi =$$

$$= r \left[h^2 \cdot \pi + 4 \cdot h \cdot r + 1,571 r^2 - \frac{z \cdot r}{1}(h \cdot \pi + 2 \cdot r) \right]$$

Es wird mithin:

$$E \cdot J \cdot \delta_{ma} = \left[z \cdot \frac{x^2}{2} + \frac{x^3}{3} \right]_1^2 + \frac{h^3}{3} + r \left[h^2 \cdot \pi + 4 \cdot h \cdot r + 1,571 \cdot r^2 - \frac{z \cdot r}{1}(h \cdot \pi + 2r) \right]$$

und für:

$$h = 4,4 \text{ m}, \quad r = 10 \text{ m}, \quad l = 20 \text{ m}$$

wird

$$E \cdot J \cdot \delta_{ma} = \left[z \cdot \frac{x^2}{2} + \frac{x^3}{3} \right]_1^2 + 28,4 + 10 [60,8 + 176 + 157,1 - 0,5z(13,8 + 20)]$$

also

$$E \cdot J \cdot \delta_{ma} = \left[z \cdot \frac{x^2}{2} + \frac{x^3}{3} \right]_1^2 + 3967,4 - 169z.$$

2. Wagerechte Verschiebung eines Bogenquerschnittes.

Da der Bogen auch nach der Deformation durch die Kraft $H_a = -1$ eine horizontale Tangente im Scheitel hat, kann man ihn als hier ein-

gespannt betrachten und die Verschiebung unmittelbar in folgender Art berechnen: Fig. 22.

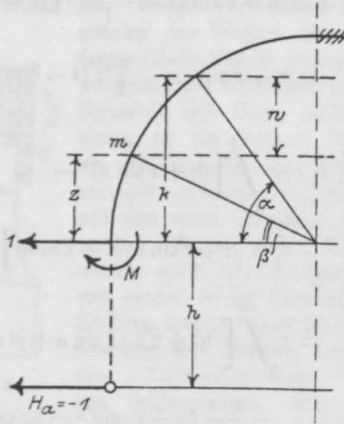


Fig. 22.

In der Höhe h sind als äußere Belastungen die Kraft $H_a = -1$ und das Moment $M = 1 \cdot h$ einzuführen. Ganz allgemein ergibt sich die Verschiebung zu:

$$j = \frac{P}{E \cdot J} \int k \cdot w \cdot ds,$$

wo

k den Krafthebelarm und

w den Wirkungshebelarm, d. h. den Abstand eines elastischen Elementes von der Verschiebungsrichtung bedeutet.

$$k = r \cdot \sin \alpha, \quad w = (r \cdot \sin \alpha - z)$$

$$E \cdot J \cdot j = 1 \cdot \int_{\alpha=\beta}^{\alpha=\frac{\pi}{2}} r \cdot \sin \alpha (r \cdot \sin \alpha - z) r \cdot d\alpha +$$

$$+ M \int_{\alpha=\beta}^{\alpha=\frac{\pi}{2}} (r \cdot \sin \alpha - z) r \cdot d\alpha =$$

$$= r^2 \left[r \left(\frac{\alpha}{2} - \frac{1}{4} \sin 2\alpha \right) + z \cdot \cos \alpha \right]_{\beta}^{\frac{\pi}{2}} +$$

$$+ M \cdot r \left[-r \cdot \cos \alpha - z \cdot \alpha \right]_{\beta}^{\frac{\pi}{2}} =$$

$$= r^2 \left[r \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\beta}{2} + \frac{1}{4} \sin 2\beta \right) - z \cdot \cos \beta \right] +$$

$$+ h \cdot r \left[r \cdot \cos \beta - z \left(\frac{\pi}{2} - \beta \right) \right]$$

Mit Hilfe dieser beiden Formeln lassen sich die Verschiebungen ohne weiteres festlegen.

Es wird (Fig. 23)

für m_1 :

$$z = 2,2 \text{ und } x = 2,2$$

$$E \cdot J \cdot j_{ma} = \left(\frac{2,2^3}{2} + \frac{2,2^3}{3} \right) + 3967,4 - 2,2 \cdot 169 =$$

$$= 5,32 + 3,55 + 3967,4 - 372 = 3604,$$

für m_2 :

$$z = 4,4, \quad x = 0$$

$$E \cdot J \cdot j_{ma} = 3967,4 - 169 \cdot 4,4 = 3222.$$

Zu demselben Werte kommt man, wenn man in die zweite Formel $\beta = 0$ einsetzt; es wird dann

$$E \cdot J \cdot j'_{ma} = 100 [10 \cdot 0,7854 - 0] + 10 \cdot 4,4 [10 - 0] =$$

$$= 785,4 + 440 = 1225,4$$

$$E \cdot J \cdot j_{ma} = 1225,4 + \frac{3996}{2} = 3223,4,$$

für m_3 :

$$\beta = 12^\circ 30' = 0,218; \quad \cos \beta = 0,976;$$

$$2\beta = 24^\circ 60' = 25^\circ; \quad \sin 2\beta = 0,422;$$

$$z = 2,15$$

$$E \cdot J \cdot j'_{ma} = 100 \left[10 \left(0,7854 - 0,109 + \frac{1}{4} \cdot 0,422 \right) - \right.$$

$$\left. - 2,15 \cdot 0,976 \right] + 4,4 \cdot 10 [10 \cdot 0,976 -$$

$$- 2,15 (1,5708 - 0,218)] =$$

$$= 572 + 301 = 873$$

$$E \cdot J \cdot j_{ma} = 873 + 1998 = 2871,$$

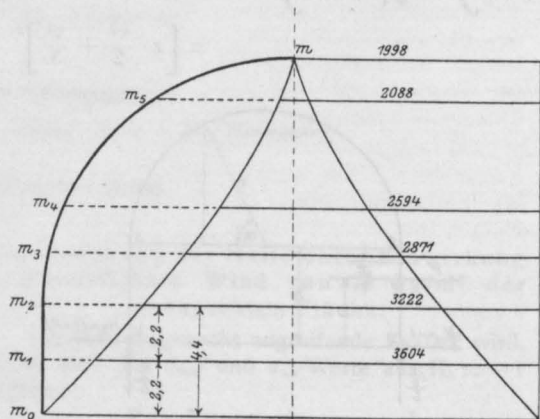


Fig. 23.

für m_4 :

$$\beta = 23^\circ 30' = 0,41; \quad \cos \beta = 0,917;$$

$$2\beta = 47^\circ; \quad \sin 2\beta = 0,7313;$$

$$z = 4,00 \text{ m}$$

$$E \cdot J \cdot \delta'_{ma} = 100 \left[10 \left(0,7854 - 0,205 + \frac{1}{4} \cdot 0,7313 \right) - 4 \cdot 0,917 \right] + 4,4 \cdot 10 [10 \cdot 0,917 - 4 (1,5708 - 0,41)] = 596,4$$

$$E \cdot J \cdot \delta_{ma} = 596,4 + 1998 = 2594,$$

für m_5 :

$$\beta = 56^\circ 30' = 0,986; \quad \cos \beta = 0,552;$$

$$2\beta = 113^\circ; \quad \sin 2\beta = 0,92; \quad z = 8,4,$$

Horizontal:

$$P_5 \cdot \sin \alpha = 650 \text{ kg}$$

$$P_6 \cdot \sin \alpha = 300 \text{ „}$$

Vertikal:

$$P_5 \cdot \cos \alpha = 710 \text{ „}$$

$$P_6 \cdot \cos \alpha = 475 \text{ „}$$

Sämtliche Kräfte werden in den Punkten des geometrischen Netzes angreifend gedacht (Fig. 25).

$$\delta_{aa} = 3995,8.$$

Kno- ten	Wagerechte	Lotrechte	Lotrecht	Wagerecht	$H = \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} \cdot P_w$	$H_a = -\frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} \cdot P_w$	$H_b = P_w + H_a$
	Windkräfte		δ_{ma}^*	δ_{ma}			
1	750	—	—	+ 3604	—	— 675	+ 75
2	750	—	—	+ 3222	—	— 605	+ 145
3	750	—	—	+ 2871	—	— 540	+ 210
4	700	355	115	+ 2594	+ 10,2	— 455	+ 245
5	475	592	515	+ 2088	+ 76,3	— 248	+ 227
6	150	237	751	+ 1998	+ 44,5	— 75	+ 75
	3575	1184			+ 131,0	— 2598	+ 977

*) Die δ_{ma} -Werte ergeben sich nach früherem als Ordinaten einer Parabel mit dem Pfeil 751.

$$E \cdot J \cdot \delta'_{ma} = 100 \left[10 \left(0,7854 - 0,493 + \frac{1}{4} \cdot 0,92 \right) - 8,4 \cdot 0,552 \right] + 44 [5,52 - 8,4 (1,5708 - 0,986)] =$$

$$= 100 [5,23 - 4,6] + 44 (5,52 - 4,9) = 90$$

$$E \cdot J \cdot \delta_{ma} = 90 + 1998 = 2088,$$

für m :

$$\beta = \frac{\pi}{2}$$

$$\delta'_{ma} = 0$$

$$E \cdot J \cdot \delta_{ma} = 1998.$$

Die Windknotenlasten ergeben sich zu: Fig. 24.

$$P_w = W \cdot F \cdot \sin^2 \alpha$$

$$W = 75 \text{ kg/m}^2 \text{ horizontal}$$

$$P_1 = P_2 = P_3 = 75 \cdot 4,44 \cdot 2,25 = 750 \text{ kg}$$

(4,44 m = Binderabstand)

$$P'_4 = 375 \text{ kg}$$

$$P_5 = 75 \cdot 4,44 \cdot 6,2 \cdot \sin^2 \alpha = 965 \text{ kg}$$

$$P_6 = 75 \cdot 4,44 \cdot 6 \cdot \sin^2 \alpha = 560 \text{ kg.}$$

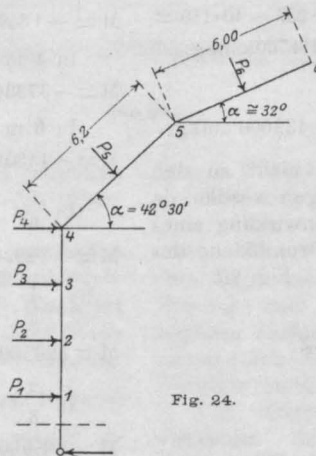


Fig. 24.

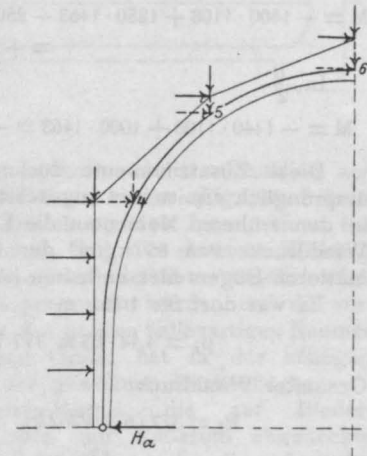


Fig. 25.

Die Lasten P_5 und P_6 werden auf die Knoten 4, 5 und 6 verteilt und in die Komponenten zerlegt:

$$20 V = \pm [750 (2,2 + 4,4 + 6,55) + 700 \cdot 8,4 + 475 \cdot 12,8 + 150 \cdot 14,4]$$

$$V = \frac{23990}{20} = \pm 1200 \text{ kg.}$$

Die aus den lotrechten Komponenten resultierenden Auflagerdrücke sind:

$$V_b = \frac{237}{2} + 592 \cdot \frac{4,4}{20} + 355 \cdot \frac{0,8}{20} = 263 \text{ kg}$$

$$V_a = 1184 - 263 = 921 \text{ kg.}$$

Damit sind sämtliche auf das Bauwerk wirkende Windkräfte bekannt, und die Momente können berechnet werden.

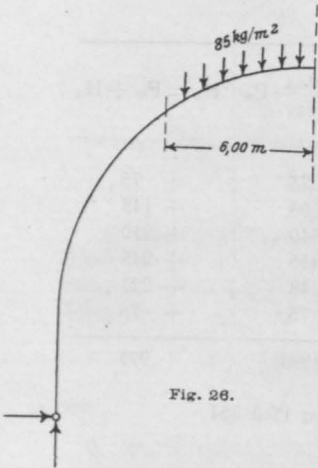


Fig. 26.

In 2 m Höhe

(Wind rechts):

$$M = -200 \cdot (977 + 131) = -221600 \text{ cmkg.}$$

In 4 m Höhe:

$$M = 400 \cdot 1108 = -444000 \text{ cmkg.}$$

In 8 m Höhe:

$$M = -800 \cdot 1108 + 70(1200 + 263) = -784000 \text{ cmkg.}$$

In $\frac{1}{8}$:

$$M = -1090 \cdot 1108 + 250 \cdot 1463 = -841000 \text{ cmkg.}$$

In $\frac{1}{4}$ (Wind links):

$$M = -1300 \cdot 1108 + 1500 \cdot 1463 - 500 \cdot 237 - 140 \cdot 150 = +615500 \text{ cmkg.}$$

In $\frac{3}{8}$ l:

$$M = -1400 \cdot 1108 + 1250 \cdot 1463 - 250 \cdot 237 - 40 \cdot 150 = +214700 \text{ cmkg.}$$

In $\frac{1}{2}$.

$$M = -1440 \cdot 1108 + 1000 \cdot 1463 = -132000 \text{ cmkg.}$$

Diese Zusatzmomente dürfen nicht zu den ursprünglich ermittelten zugeschlagen werden, da in den früheren Momenten die Einwirkung eines Winddrucks von 85 kg/m^2 der Grundfläche des mittleren Bogenteiles enthalten ist. Fig. 26.

Es war dort für 1 lfd. m:

$$P_1 = 4,44 \cdot 85 = 377 \text{ kg}$$

Gesamter Winddruck:

$$P_1 = 377 \cdot 6 = 2262 \text{ kg}$$

$$A = 2262 \cdot \frac{13}{20} = +1470 \text{ kg}$$

$$B = 2262 \cdot \frac{7}{20} = +790 \text{ kg.}$$

Nach früherem ist:

$$H = 377 \left[0,119 \cdot 6 + \frac{2}{3} \cdot 6 \cdot 0,0675 \right] = 370 \text{ kg.}$$

Die Momente, die von den vorher ermittelten Werten in Abzug zu bringen sind, ergeben sich zu:

In 2 m Höhe:

$$M = 370 \cdot 200 = 74000 \text{ cmkg.}$$

In 4 m Höhe:

$$M = 370 \cdot 400 = 148000 \text{ cmkg.}$$

In 8 m Höhe:

$$M = 370 \cdot 800 = 296000 \text{ cmkg.}$$

In $\frac{1}{8}$, (Wind rechts):

$$M = -370 \cdot 1090 + 790 \cdot 250 = -205500 \text{ cmkg.}$$

In $\frac{1}{4}$, (Wind links):

$$M = -370 \cdot 1300 - 377 \cdot 50 + 1470 \cdot 500 = +235150 \text{ cmkg.}$$

In $\frac{3}{8}$ l:

$$M = -370 \cdot 1400 - \frac{377 \cdot 3,5 \cdot 350}{2} + 1470 \cdot 750 = +353000 \text{ cmkg.}$$

In $\frac{1}{2}$:

$$M = -370 \cdot 1440 + 790 \cdot 1000 = +257000 \text{ cmkg.}$$

Es ergeben sich nun die folgenden ungünstigsten Gesamtmomente unter Berücksichtigung des seitlichen Windes:

In 2 m Höhe:

$$M = -1869000 - 221600 + 74000 = -2016600 \text{ cmkg.}$$

In 4 m Höhe:

$$M = -3738000 - 444000 + 148000 = -4034000 \text{ cmkg.}$$

In 8 m Höhe:

$$M = -4130000 - 784000 + 296000 = -4618000 \text{ cmkg.}$$

In $\frac{1}{8}$:

$$M = -1290000 - 841000 + 205500 = -1925500 \text{ cmkg.}$$

In $\frac{1}{4}$:

$$M = 2285000 + 615500 - 235150 = +2665350 \text{ cmkg.}$$

In $\frac{3}{8}$ l:

$$M = 3890000 + 214700 - 353000 = +3751700 \text{ cmkg.}$$

In $\frac{1}{2}$:

$$M = 4590000 + 132000 - 257000 = +4201000 \text{ cmkg.}$$

Es geht aus dieser Zusammenstellung hervor, daß die Stielmomente sowie die Momente in $\frac{1}{8}$ und $\frac{1}{4}$ durch den seitlichen Wind ungünstiger, daß dagegen die Momente in $\frac{3}{8}$ l und $\frac{1}{2}$ unter Einwirkung des seitlichen Windes geringer werden

Zur Bauausführung der Halle ist noch folgendes zu bemerken. In der Längsrichtung ist der Raum in neun Felder eingeteilt. Zwischen den Bindern, deren Schub durch ein unter der Eisbahn liegendes Zugband aufgehoben wird, ist eine leichte Eisenbetondecke als innere Haut gewölbeartig unmittelbar als Fortsetzung der Druckplatte der Bogenbinder ausgeführt. Der kräftige, recht-

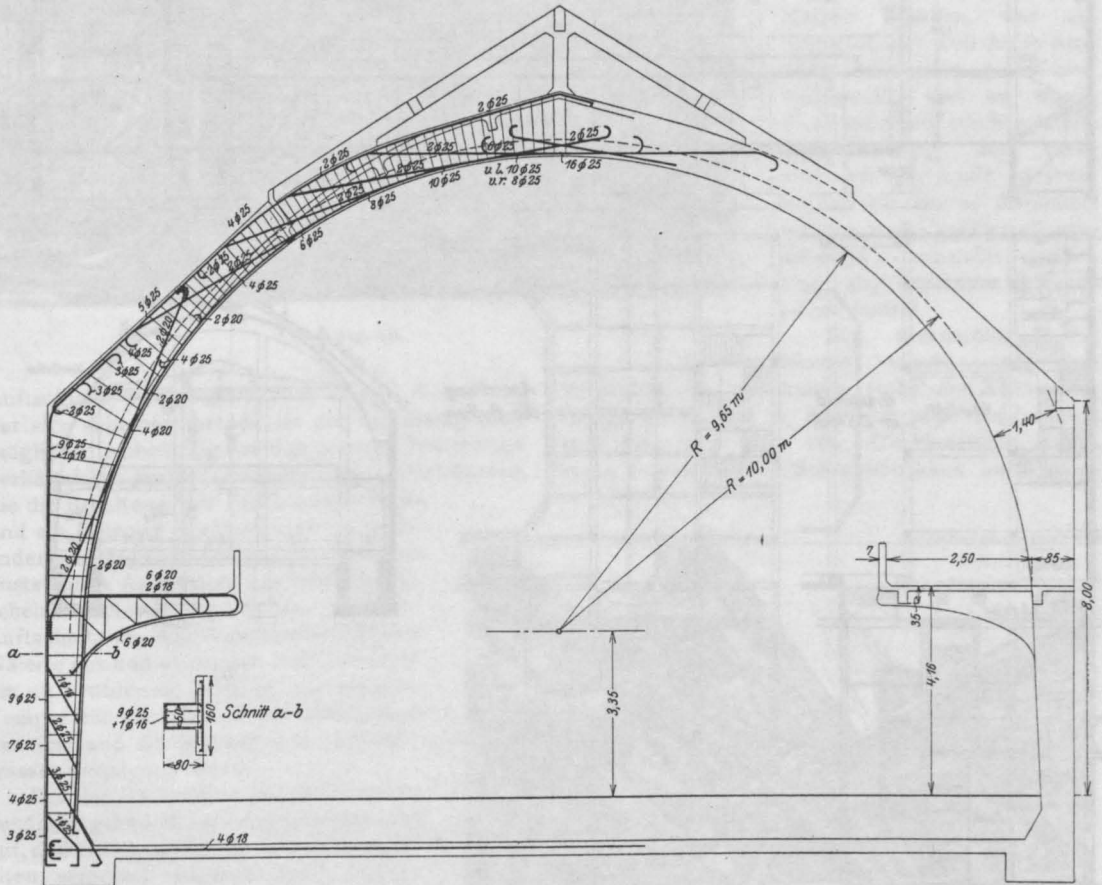


Fig. 27.

als bei der früheren Annahme, d. h. bei lotrechter Windlast von 85 kg/m² auf die Hälfte des mittleren Binderteiles. —

Es wurden nun auf Grund der neu ermittelten Momente die früher bestimmten Querschnitte nachgerechnet, und es ergab sich hierbei der Wert der ungünstigsten Betonspannung an einer Stelle (4 m über dem Zugband) zu 52 kg/cm², und die ungünstigste Eisenspannung (in $\frac{1}{8}$ des Bogens) zu 1190 kg/cm². Die Betonspannung wurde als zulässig erachtet, während die Eiseneinlagen an den ungünstigsten Stellen eine Verstärkung durch 2 Stück Rundeisen \varnothing 20 mm erhielten.

eckige Binderquerschnitt wächst allmählich aus der Wölbung der Halle heraus (Fig. 27, Schnitt a—b). Diese Gestaltung des Innenraumes hat erstens den Vorteil, daß die statische Wirkung dem Auge des Beschauers leicht verständlich wird. Zweitens muß angenommen werden, daß die vorzügliche Akustik des großen hallenartigen Raumes vornehmlich ihren Grund hat in der häufigen Unterbrechung der gewölbten Deckenfläche.

Die Seitenwandungen, die auf Binderoberkante ruhende mit Ruberoid abgedeckte zweite Eisenbetondecke und die doppelte Oberlichtkonstruktion schließen mit der inneren Haut rings um den Innenraum eine isolierende

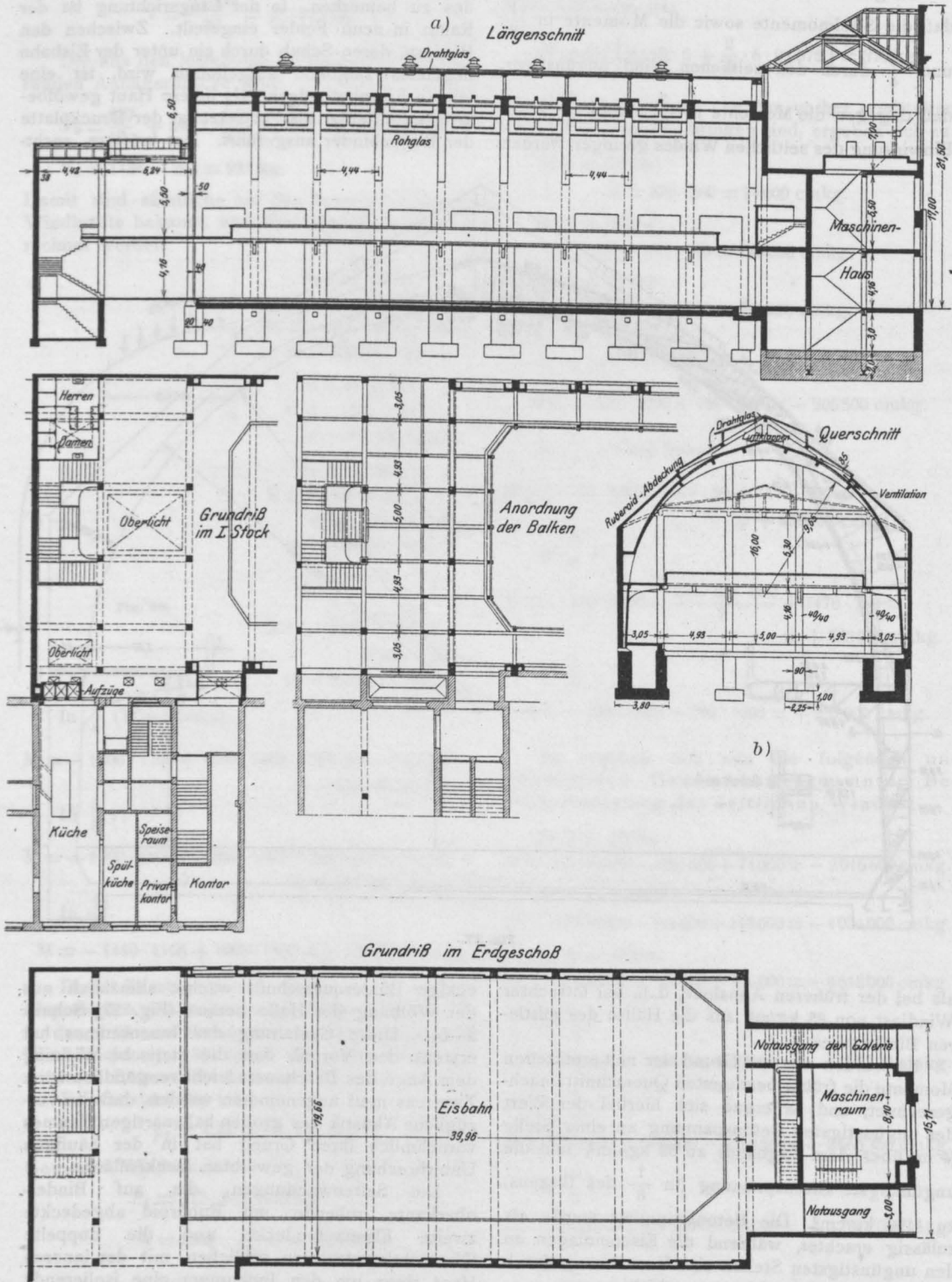


Fig. 28.

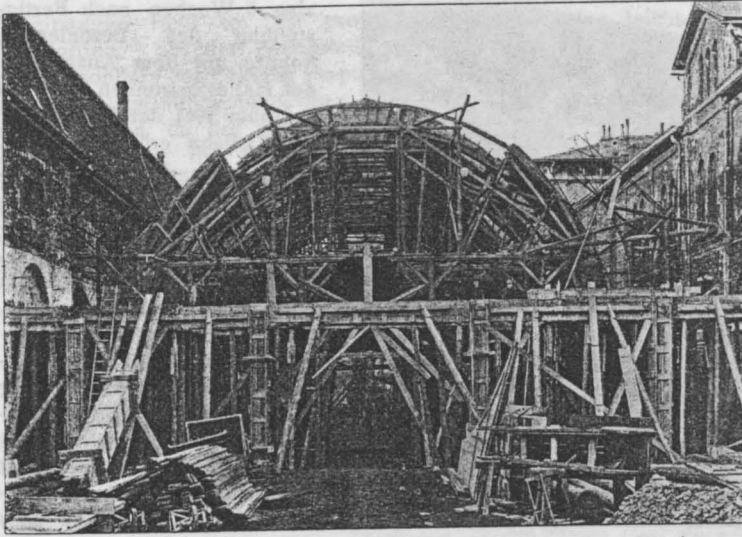


Fig. 29.

Luftschicht ein (Fig. 28 b). Diese Anordnung hat sich sehr bewährt, da sie die Innentemperatur möglichst unabhängig von den äußeren Witterungsverhältnissen macht. Die großen Betriebsausgaben, die die Erhaltung der Eisfläche einerseits und die Heizung der Restaurationsräume andererseits erfordern, ließen diese immerhin kostspielige Anordnung wirtschaftlich erscheinen. Notwendig erschien aber, die Luftschicht von den Wandnischen auf der Galerie aus und oben nach dem Oberlicht hin zu ventilieren, damit sie eine mittlere Temperatur zwischen innen und außen annahm und die Bildung von Schwitzwasser vermieden wurde.

Bei der Herstellung der Halle traten zunächst große Schwierigkeiten dadurch auf, daß die Baustelle zum Teil über einem alten, seinerzeit zugeschütteten Graben mit schlammigem Untergrund lag. Die Fundamente mußten infolgedessen entweder bis zu erheblicher Tiefe getrieben oder zu mehreren vereinigt werden, um eine genügende Herabminderung der Pressung auf den Baugrund herbeizuführen.

Das für die Ausführung notwendige Schalgerüst ist aus Fig. 29 ersichtlich. Es besteht aus einem sperrigen Untergerüst mit fünf Öffnungen, auf dem mittels Ausrüstungskeilen das fächerförmig abgespreizte Obergerüst aufgesetzt war. Die mittlere Öffnung diente als Durchfahrt, in den Seitenöffnungen waren die Material- und Arbeitsschuppen und die Betonmischmaschine aufgestellt. In unmittelbarer Verbindung mit der Mischmaschine befand sich ein Auf-

zug, von dem aus die fertigen Massen in jeder Höhe nach den Verbrauchsstellen verkarrt wurden. Durch die langwierigen Vorarbeiten und die großen Schwierigkeiten, die sich bei der Aufstellung des Entwurfes aus der sehr ungünstigen Form des Bauplatzes ergaben, war ein beträchtlicher Teil der in Aussicht genommenen Bauzeit verbraucht, und es wurde eine außerordentlich schnelle Bauausführung der Halle verlangt. Sie mußte deshalb bis ins kleinste so disponiert werden, daß alle Herstellungsarbeiten ineinander griffen und möglichst keine Betriebspause eintrat.

Die Eiseneinlage der Binder wurde auf dem Werkplatz bis zur halben Höhe der Krümmung fertiggestellt und so montiert, daß sie in sich steif war (Fig. 27 u. 30). Die kräftigen Rund-eisen waren mittels Schraubenhaken an Winkel-

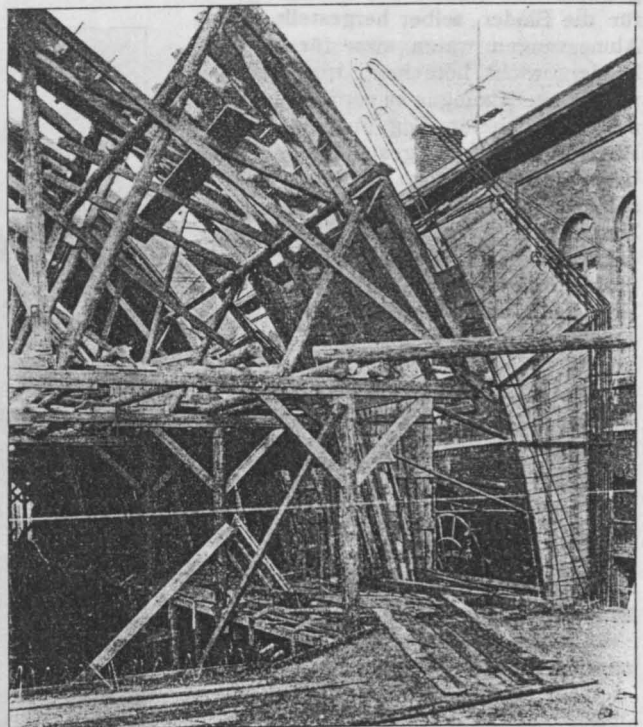


Fig. 30.



Fig. 31.

eisenrahmen befestigt und so in ihrer Lage gegeneinander festgehalten. Sofort nach der Aufstellung dieser Armierung wurde mit dem Betonieren der aufgehenden Teile der Binder, der an dem Hallenende befindlichen Säulen, der Balken, Decken und Konsolen des ersten Geschosses begonnen. Inzwischen war das Lehrgerüst für die Binder selber hergestellt. Seine Abmessungen waren zwar für das volle Bindergewicht berechnet, trotzdem aber wurde, um Setzungen zu vermeiden, zuerst nur ein dünnerer Ring über den ganzen Bogen hinweg fertig gestampft, und dieser bildete dann nach dem Erhärten wiederum selber das Lehrgerüst für die endgültige Herstellung des vollen Binderquerschnittes. Dann wurden die Pfetten, die innere und obere Dachhaut und schließlich die Oberlichtkonstruktionen aufgebracht (Fig. 30 u. 31). Bei dem sehr günstigen Wetter war es möglich gewesen folgende Termine einzuhalten:

- 20. Juli 1910: Beginn der Abbruch- und Ausschachtungsarbeiten,
- 8. Aug. „ : Beginn des Betonierens der Fundamente,
- 19. Sept. „ : Beginn des Einschalens der Halle und Aufstellen der Eisengerippe der Binder,
- 24. „ „ : Beginn des Betonierens der Halle,
- 18. Okt. „ : Beendigung des Betonierens der Halle,

wobei allerdings eine erhebliche Anzahl von Nachtstunden zu Hilfe genommen werden mußte. Am 15. November 1910,

also 6 Wochen nach Fertigstellung des Betonierens, konnte mit dem Ausschalen der Halle begonnen und am 3. Januar 1911 der Betrieb auf der Eisbahn eröffnet werden.

An Materialien sind verwendet worden: 5600 Sack Zement von der Portland-Zementfabrik „Alemania“ A.-G. Höver b. Hannover, 1800 cbm Kies und Dolomitfeinschlag, 70 t Monierundeisen in Handelsqualität aus dem Industriegebiet. Für die Herstellung der besonders wichtigen Bauteile wurde die Mischung 1:4 gewählt. Als Zuschlagstoff diente ein Gemisch aus Grubenkies, gewaschenem Kies und Dolomitfeinschlag. Für die anderen Bauwerksteile

genügte die Mischung 1:5 mit normalem Kieszuschlag. Besonders große Massen konnten täglich nicht zur Verarbeitung kommen, da die Verwendungsstellen schwierig zu erreichen waren und nur geringe Querschnitte darboten. Immerhin sind an einer großen Anzahl von

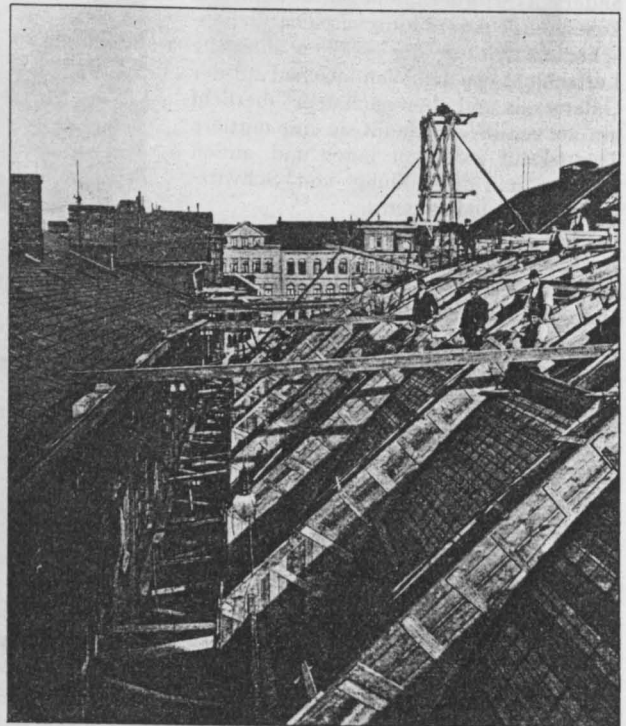


Fig. 32.

Arbeitstagen rund 45 cbm pro Tag verarbeitet worden. Bei der Fertigstellung mußte auf ganz besonders sorgfältiges Verputzen der Pfetten und der Konstruktionsteile oben im Gewölbe geachtet werden, da die geringste Abweichung in der Fortsetzung der geraden Pfettenlinien von unten auch von einem ungeübten Auge erkannt würde. Der Putz erhielt dann einen gleichmäßigen Leimfarbenanstrich in Elfenbeinton. Nur auf der unteren Ansichtsfläche der Balken wurde

eine leichte Ornamentierung vorgesehen. Die Bespannung der Galeriebrüstung mit kräftig gefärbten Stoffen und die dunkle Tönung der vertäfelten Nischen gibt einen wirkungsvollen Gegensatz gegen die sehr leicht und luftig wirkende Gewölbekonstruktion. Als Beleuchtung wurden Glühbirnenreihen über die innere Leibung aller Binder geführt, die dem ganzen Raum eine unaufdringliche und doch festlich wirkende Belichtung geben.

ÜBER DIE BAULICHEN ANLAGEN DER NEUEN TURBINENPUMPSTATION DES WASSERWERKES DER STADT BOCHUM IN BLANKENSTEIN a. d. RUHR.

Nach einem Vortrag im Bochumer Bezirksverein Deutscher Ingenieure am 24. Juli 1911

von Dr.-Ing. K. W. Mautner (Düsseldorf),
Oberingenieur der Firma Carl Brandt.

85

Vor etwa Jahresfrist wurde die neue Turbinenpumpstation des Wasserwerkes der Stadt Bochum in Blankenstein a. d. Ruhr in Betrieb gesetzt. Durch die Erwerbung einer geeigneten Wasserkraft am Fuße der Burg Blankenstein sicherte sich das Beleuchtungs- und Wasserwerk der Stadt Bochum eine bedeutende Wasserkraft,

war mit Rücksicht auf die augenblicklich zwar bedeutungslos gewordene Ruhrschifffahrt ein Schleusenkanal von 750 m Länge vorhanden, welcher durch eine Schleuse mit dem Unterwasser der Ruhr in Verbindung steht. Die ursprünglich geplante Anlage des Turbinenhauses an Stelle der alten Wasserkraftanlage der Hammerwerke wurde

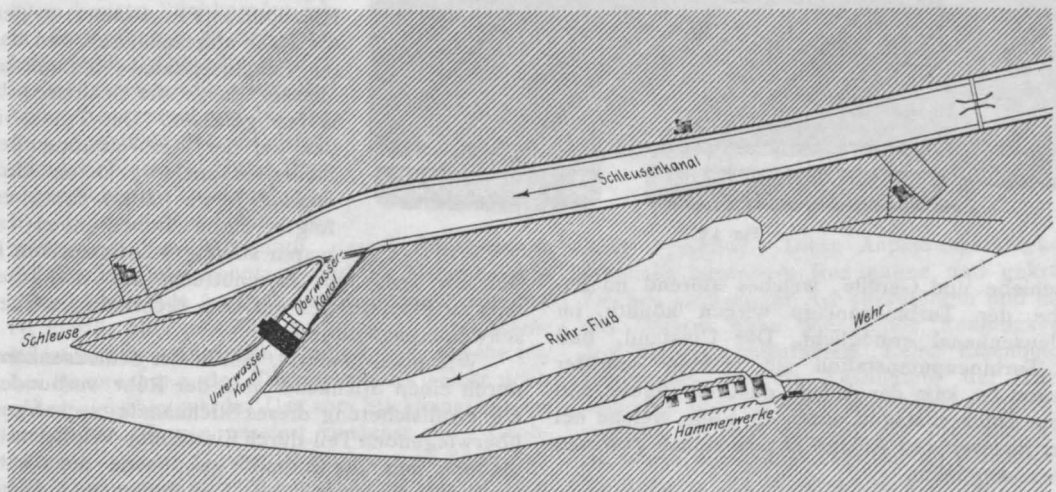


Fig. 1 a.

welche durch den Ausbau der Ruhrtalsperren noch bedeutend verbessert werden wird. An jener Stelle befindet sich in der Ruhr ein altes Steinwehr (s. Lageplan Fig. 1a), welches ein mittleres nutzbares Gefälle von 2,78 m hervorbringt, das bis zur Vollendung der zu beschreibenden Neuanlage nur zum Betriebe eines kleinen Hammerwerkes verwendet wurde. An jener Stelle

bald fallen gelassen, da die Benützung des Schleusenkanals und dessen Verbindung durch einen Stichkanal mit dem Unterwasser der Ruhr eine bedeutend vorteilhaftere Lösung ergab.

Es war damit möglich den Schleusenkanal, nachdem er, wie später zu beschreiben, verbreitert und gesichert worden war, als Triebkanal auszubilden und denselben durch einen Durchstich mit

dem Unterlaufe der Ruhr zu verbinden. Nahe dem Ende dieses Stichkanales wurde das neue Turbinenhaus projektiert. Es waren damit folgende Vorteile zu erreichen. Das ganze gemessene mittlere Gefälle von 2,78 m war voll auszunutzen. Ferner wurde die Beschaffenheit der längs dem Schleusenkanal und in der Verlängerung desselben am rechten Ufer der Ruhr angelegten Brunnengalerie durch die Vermeidung stehenden Wassers im Schleusen- bzw. jetzigen Triebkanal verbessert, weiter die Absetzung von

bei Mittelwasser sind nach den Ermittlungen des Herrn Regierungsbaumeister Link des Ruhrtalesperrenvereins etwa 82,5 cbm pro Sekunde zur Verfügung. Der Ausbau der Anlage erfolgte für eine Wassermenge von 57 cbm pro Sekunde (also für eine Turbine 19 cbm bei einer Höchstgeschwindigkeit von 0,7 m pro Sekunde).

Ich beschränke mich bei meinen heutigen Ausführungen auf den baulichen Teil dieser Anlage und besonders auf die Verwendung von Beton- und Eisenbetonkonstruktionen dieses Bauwerkes. Wie bereits angedeutet, mußte der vorhandene Schleusenkanal um denselben als Trieb-

kanal für die früher angegebene Wassermenge und Geschwindigkeit benutzen zu können, bedeutend verbreitert werden. Er wurde auf ein Profil von 29 m Sohlenbreite mit $1\frac{1}{2}$ flüssigen gepflasterten Böschungen vorgesehen und hat eine durchschnittliche Tiefe von 3,4 m von Leinpfadhöhe bis Sohle; die Verbreiterung dieses Schleusenkanals erfolgte durch Baggerbetrieb. Vor der Vornahme der Baggerung wurde der Schleusenkanal an seinem oberen Ende gegen die Ruhr durch eine doppelte Spundwand aus geramten Holzbohlen (Fangedamm) gegen die Ruhr abgeschlossen und das im Schleusenkanal befindliche Wasser durch die Schleuse ablaufen gelassen. Der Transport der bei der Verbreiterung des Schleusenkanals gelösten Erdmassen (etwa 100 000 cbm) erfolgte durch Lokomotiven (es waren ständig 4 Lokomotiven in

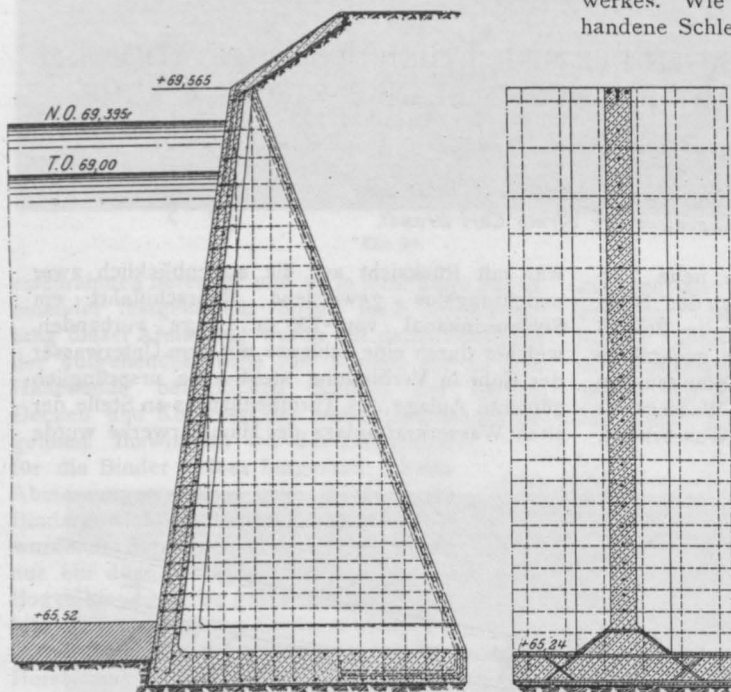


Fig. 1 b.

Geschiebe und Gerölle, welches störend im Betriebe der Turbinenanlage wirken könnte, im Schleusenkanal ermöglicht. Der Umstand, daß die Turbinenpumpstation am rechten Ruhrufer gelegen ist, kam der Anlage dadurch zugute, daß teure Dückeranlagen durch die Ruhr, welche bei einer linksseitigen Anlage unvermeidlich gewesen wären, wegfielen.

Das Wasserwerk ist für eine Jahresförderung von 19,000,000 cbm bei einer Höchsttagesleistung von 65,000 cbm gebaut. Insgesamt sind für diese Leistung 3. schnelllaufende Francis-Turbinen von je 550 PH bei 43 Umdrehungen pro Minute angeordnet. Die Turbinen haben senkrechte Wellen, welche an ihrem oberen Ende als Kurbelwellen ausgebildet, mittels Bleuelstangen je 2 wagerechte, doppelt wirkende Tauchkolben Pumpen antreiben. Wie oben erwähnt beträgt das Gefälle der Turbinenanlage bei Mittelwasser 2,78 m;

Betrieb) teils zur Anschüttung auf der Insel, teils zu Planierungen auf dem rechtsufrigen Überschwemmungsgebiete.

Wie oben bemerkt, wurde der Schleusenkanal durch einen Stichkanal mit der Ruhr verbunden. Die Profilsicherung dieses Stichkanals geschah zum überwiegenden Teil durch Eisenbeton-Winkelstützmauern, nur die Einlaufflügel, sowie die Stützmauern unmittelbar am Feinrechen und hinter dem Turbinenhaus, sowie ein Teil der Stützmauern des Unterwasserkanals sind in Stampfbeton ausgeführt und zwar aus dem Grunde, daß die schwere Ausbildung der Stampfbetonmauern den beim Ein- und Auslaufe auftretenden Wasserstoßkräften mehr Masse und daher auch größeren Widerstand entgegen setzen. Der übrige Teil der Stützmauern des Stichkanals besteht aus Eisenbetonwinkelstützmauern, deren Einzelzeichnung in Fig. 1b) ersichtlich ist.

Diese Winkelstützmauern haben eine durchschnittliche Rippenentfernung von 2,5 m, eine durchgehende Bodenplatte und Stirnplatte und sind für verschiedene, möglicherweise vorkommende, ungünstigste Belastungen dimensioniert. So z. B. für den Fall, vollständig durchnäßten, also am meisten druckhaften Erdreiches, etwa unmittelbar nach vorhergegangenem Hochwasser und niedrigstem Wasserstande im Stichkanal, und umgekehrt für höchsten Wasserstand im Stichkanal und trockener Hinterfüllung der Stützmauer. So übertrieben diese Dimensionierungsfälle auch sein mögen, da das Hinterfüllungsmaterial aus durchlässigem Kies besteht, so ging das Bestreben der Konstruktion dahin, auch kleinste Bewegungen und Formänderungen der sehr leichten Winkelstützmauern und damit Rissebildungen ganz zu vermeiden (über die Ausführung s. Fig. 2). Aus dem Grunde, daß sowohl innerer wie äußerer Überdruck für diese Stützmauern in Betracht kommen kann, wurden dementsprechend die Platten derselben mit doppelter Bewehrung versehen. Die Sohle des durchschnittlichen 20 m breiten Stichkanales ist in Stampfbeton 30 cm stark hergestellt. Dieselbe erfährt in der laufenden Kanalstrecke keine Beanspruchung bis auf die Angriffskraft des strömenden Wassers. Unter dem eigentlichen Turbinenhaus hat jedoch die Sohle, bei vorkommendem Abschluß des Turbinenhauses durch die Einlaufschützen und die Dammbalken, ganz bedeutende Auftriebskräfte aufzunehmen und ist hierfür eine sorgfältig ausgebildete Eisenbetonkonstruktion vorgesehen worden, auf welche ich bei Besprechung des Turbinenhauses selbst noch näher eingehen werde. Das vom Stichkanal hereinströmende Wasser passiert zunächst einen Grobrechen, der eine Gesamtlänge von etwa 36 m hat. Die Neigung der mit 100 mm Abstand eingestellten Stäbe beträgt etwa 60°. Vor Einlauf in das Turbinenhaus fließt das Wasser durch einen Feinrechen, dessen lichte Stabentfernung nur mehr 30 mm beträgt. Die Einlaufbreite erweitert sich hier auf 21,5 m und es beträgt die Einlaufgeschwindigkeit bei 68 qm Durchflußquerschnitt etwa 85 cm pro Sekunde. Vor dem Grobrechen ist an den Stampfbetonflügeln des Einlaufes ein Leitwerk befestigt, damit Kähne oder andere Schwimmgüter nicht an den Grobrechen gelangen. Es be-

steht aus einem Holzschwimmbalken, der eines teils an einem verankerten Drahtseil, am anderen Ende an eingerammten Pfählen geführt ist.

Besonderes Interesse beanspruchen die wasserbaulichen und die Hochbauanlagen des Turbinenhauses selbst, welche ausnahmslos in Beton- und Eisenbetonkonstruktion ausgeführt sind (Fig. 3). Der Bau von Turbinenkammern in Beton ist für sich nicht neu, da man bereits frühzeitig in der Anpassungsfähigkeit des Betons an die komplizierten Formgebungen der Turbinenschläuche und Kammern, sowie in der leichten Dichtungsfähigkeit großen Vorteil gegenüber gemauerten Kam-



Fig. 2.

mern bemerkte. Diese Anpassungsfähigkeit ermöglicht besonders Rundungen und gekrümmte Flächen schwieriger Art auszuführen und dadurch das Wasser ohne bedeutende Reibungsverluste den Turbinen zuzuführen. Reine Eisenbetonkonstruktionen für die Ausbildung der Turbinenkammern und Schläuche sind bisher ziemlich selten gewesen. Soviel mir aus der Literatur bekannt ist, wurde der Beton meist nur als Füllmaterial der im übrigen mit Walzträgern konstruierten Unterstützungskonstruktionen verwandt.

Bis auf eine größere Turbinenanlage in der Rhône bei Chèvres und einige amerikanische Ausführungen sind mir keine größeren, in reiner Eisenbetonkonstruktion hergestellten, derartigen Anlagen bekannt. In diesem Falle war die Verwendung von Eisenbeton schon deshalb geboten, daß ein Haupterfordernis der Anlage, eine absolut sichere Dichtung, bei gleichzeitiger Bewältigung bedeutend statischer Anforderungen an das Bau-

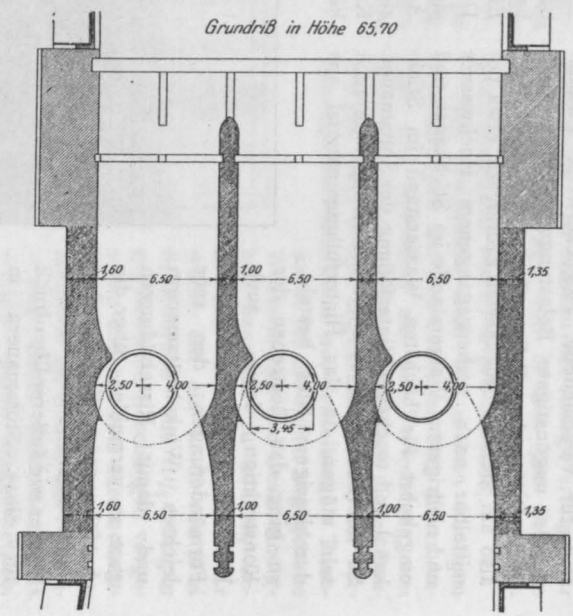
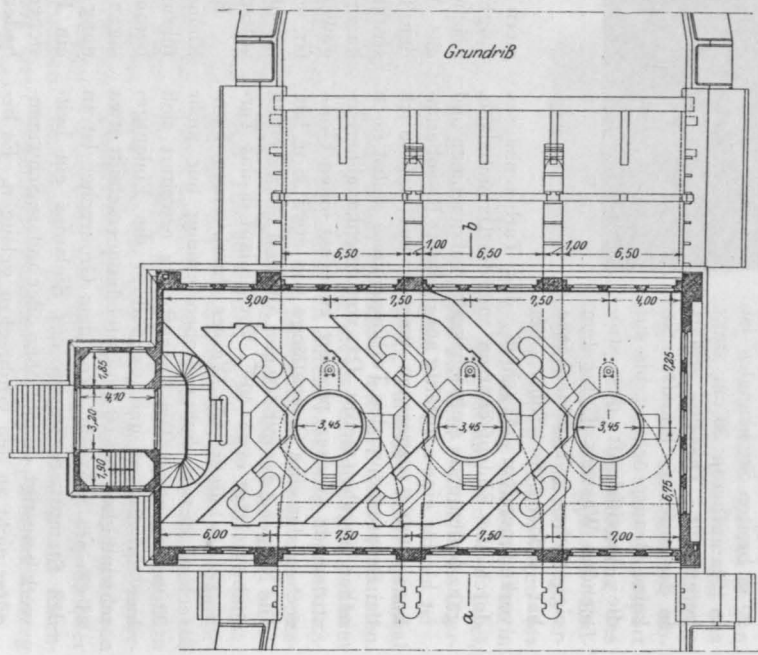
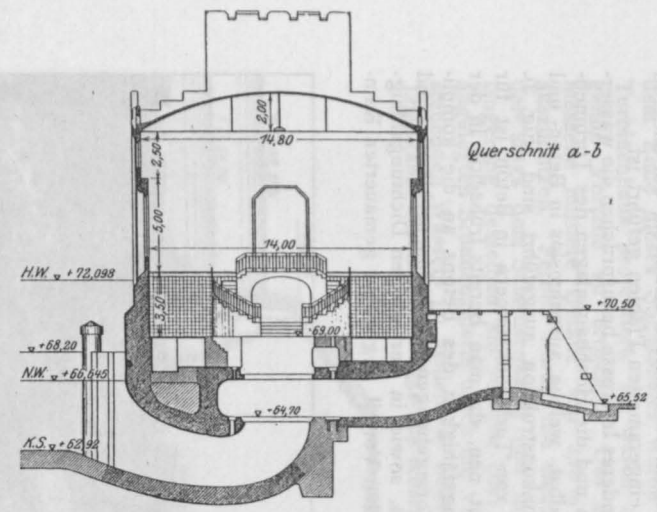
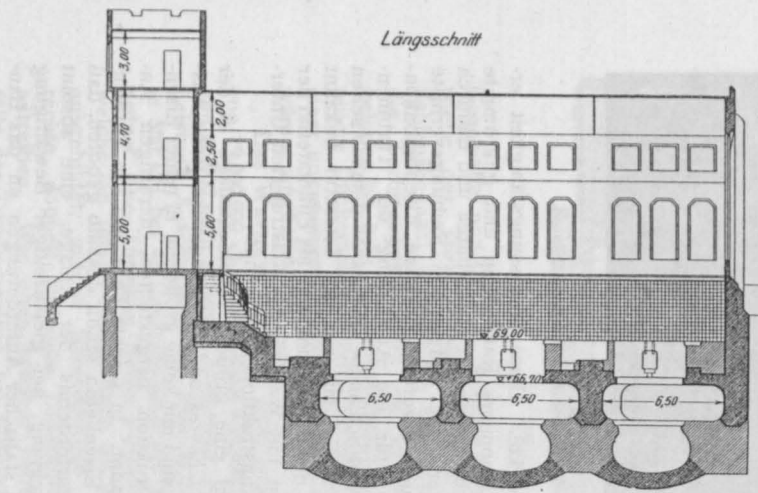


Fig. 3.

werk, war. Wie auf der generellen Zeichnung der gesamten Betonkonstruktionen des Turbinenhauses zu sehen (Fig. 4) ist, ist das Gebäude auf 4 parallel der Stichkanalachse errichteten Pfeilern fundiert. Zwischen diesen 4 Hauptpfeilern sind die 3 Einlaufschläuche bzw. Turbinenkammern und Auslaufspiralen eingebaut. Die Sohlen dieser Ein- und Auslaufspiralen (s. Einzelzeichnung Fig. 3a) haben im Falle des Abschlusses des Turbinenhauses durch Dammbalken bzw. Einlaufschützen und Auspumpen des dazwischen befindlichen Raumes bei Normalwasser einen Grundwasserauftrieb von 5—6500 kg/qm aufzunehmen und auf die vorhin bezeichneten Pfeiler zu übertragen.

Um dies mit Sicherheit zu gewährleisten, wurde diese Bodenkonstruktion der Einlaufspirale als durchlaufende Voutenplatte zwischen die Pfeiler gespannt, berechnet, ausgeführt, während die Sohlenkonstruktion der Auslaufspirale als armierte Kongergewölbe mit oberliegenden Zugstangen ausgebildet wurde. Diese Arbeiten mußten unter

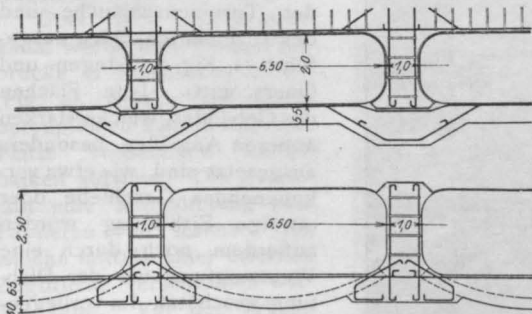
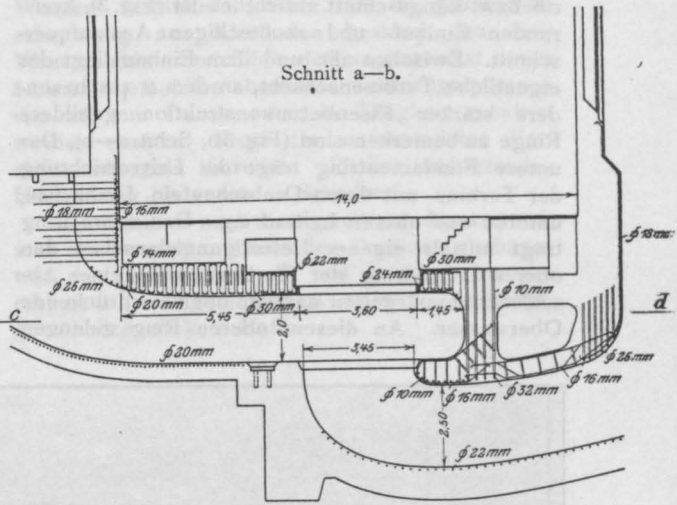


Fig. 3 a.

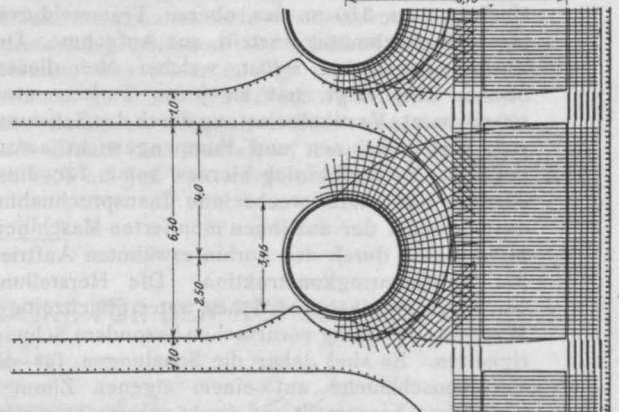
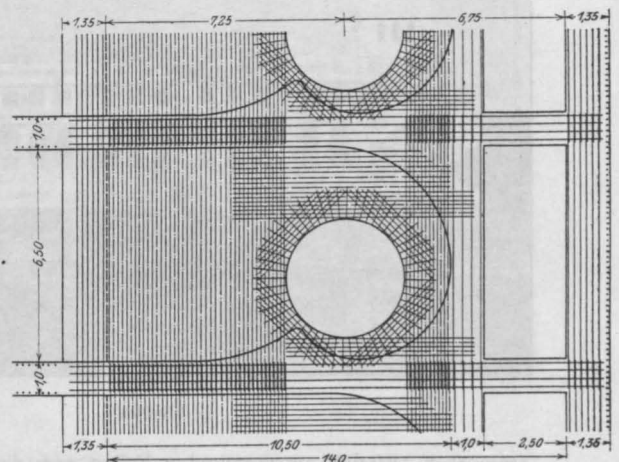
steter Wasserhaltung ausgeführt werden und ist dieser Teil der Arbeiten ein interessantes Beispiel dafür, daß bei exakter Arbeitsmethode die Herstellung von reinen Eisenbetonkonstruktionen selbst bei bedeutender Wasserbewältigung möglich ist, woran die meisten Wasserbautechniker bisher bekanntlich zweifelten und unbewehrte in großen Massen eingebrachte Stampfbetonmengen diesen Gründungsarten vorzogen.

Die Vorteile der hier eingeschlagenen Methode brauchen nicht besonders erwähnt zu werden; sie liegen in der kleineren zur Fundierung erforderlichen Ausschachtung und damit geringeren Wasserbewältigung bei ungleich besserer Garantie der statischen und mechanischen Wasserdichtheit.

Die Eisenbetonkonstruktionen über den Ein- und Auslaufschläuchen bestehen in armierten Platten bzw. Konsolen, welche die Aufgabe haben, Aufstämpfungen bis zur Höhe des Turbinenausflusses und die darin liegenden Rohrleitungen, sowie die darauf montierten Pumpen, Bajonette, Pumpenrahmen und sonstige Ausrüstungsteile zu tragen. Die Auslaufspirale besitzt, wie im Grund-



Grundriß c-d (nach oben gesehen).



Grundriß c-d (nach unten gesehen).

Fig. 3 b.

riß bzw. Längsschnitt ersichtlich ist (Fig. 3), kreisrunden Einlauf- und rechteckigen Auslaufquerschnitt. Zwischen ihr und dem Einlauf liegt der eigentliche Turbinenschacht, an dem 2 aus besonders starker Eisenbetonkonstruktion gebildete Ringe zu bemerken sind (Fig. 3b, Schn. a—b). Der untere Fundamentring trägt die Leitvorrichtung der Turbine mit deren Drehschaufeln, Drehachse, unteren und oberen Leitradring. Der obere Ring trägt mittels eigener Befestigungsflanschen den oberen Leitradring der Turbine nebst einer Abschlußtrommel gegen das von oben her drückende Oberwasser. An diesem oberen Ring gelangen

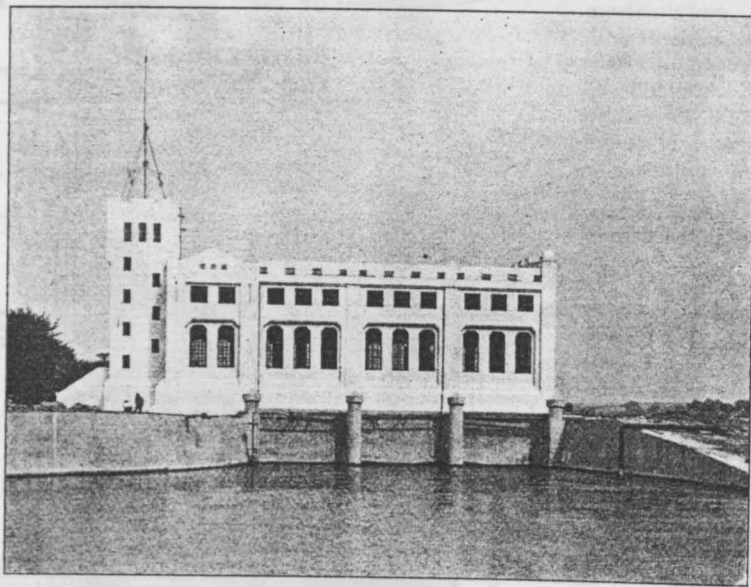


Fig. 4.

etwa 46 t Auftrieb ungünstigsten Falles auf den Umfang von 3,60 m des oberen Trommeldurchmessers gleichmäßig verteilt, zur Aufnahme. Der Turbinenhausboden selbst, welcher über diesem oberen Ring liegt, hat an jeder Turbine etwa 100 t gesamte Vertikalbelastung durch das Schwungrad, Welle, Rahmen und Pumpengewicht aufzunehmen. Es ergibt sich hieraus somit für diese Platten eine stark wechselnde Inanspruchnahme durch Auflast der auf ihnen montierten Maschinenteile, sowie durch den vorhin erwähnten Auftrieb der Turbinenringkonstruktion. Die Herstellung von Eisenbetonkonstruktionen unter gleichzeitiger Wasserbewältigung verursachen besondere Schwierigkeiten. Es sind daher die Schalungen für die Turbinenschläuche auf einem eigenen Zimmerplatz fertig hergestellt und direkt zusammengesetzt an Ort und Stelle versetzt worden.

Ganz besondere Sorgfalt erheischte hier die Anlage einer absolut sicheren dauerhaften Dich-

tung. Bei Hochwasser (Quote 72) treten Wasserdrücke für die Platten über den Turbinenschläuchen auf, deren Größe zwischen 0,6 bis 0,8 Atm. liegt. — Jede wasserdichte Konstruktion hat die zweifache Aufgabe zu erfüllen:

1. Ein in statischer Beziehung den auftretenden Kräften gegenüber so steifes Gebilde zu schaffen, daß die elastischen und zufälligen Formänderungen keine Verletzung der eigentlichen Putzschicht hervorbringen können und

2. Eine Putzschicht oder Isolierung von derartiger Beschaffenheit anzuordnen, daß die Poren des Betons mit Sicherheit verschlossen und gedichtet werden. Diese Dichtungsschicht wurde im vorliegenden Falle teils als 2 bis 3 cm starker, sorgfältig geglätteter Zementputz mit Drahteinlage und zwar an den Außenseiten des Gebäudes und ohne Drahteinlage an den inneren Laibungen der Turbinenschläuche und des Turbinenschachtes ausgeführt (s. Fig. 3, Längen- und Querschnitt). Jene Flächen des Gebäudes, welche starken äußeren Angriffen besonders ausgesetzt sind, wie etwa vorkommendes Geschiebe oder etwaige Eisbildung wurden außerdem noch durch eine Vorstampfung vor der Dichtung geschützt. Im vorliegenden Falle war die Dichtung teilweise deshalb schwer durchzuführen, weil es sorgfältig vermieden werden mußte, sowohl Armierungs-

eisen als auch Anker, Schrauben, Bolzen und dergleichen durch die Dichtungsschicht zu führen. — An solchen Stellen wäre eine dauerhafte Dichtung nicht mit Erfolg zu erzielen. Wo es durchaus nicht vermieden werden konnte die Dichtungsebene mit einem Eisenteile zum Schnitt zu bringen, wurde das Verfahren angewandt, das zylindrische Schrauben- oder Ankerloch vorher auszuspären, die Wandungen durchaus anschließend an die übrigen Dichtungsflächen auszdichten und hierauf erst den Anker zu versetzen und zu vergießen. Die Rücksichtnahme auf das Vermeiden von Schnitten der Armierung mit Dichtungsflächen gestaltete das Ausbilden einzelner Konstruktionsteile auch in statischer Beziehung ziemlich schwierig.

Auch der gesamte Hochbau der Turbinen-Pumpstation wurde in Eisenbeton ausgeführt. Er ist als Eisenbetonfachwerkbau mit bis zum Dache reichenden schweren Eisenbetonstützen

und dazwischen gespannten leichten Eisenbetonwänden ausgebildet. Da der unter Hochwasser gelegene Teil des Gebäudes schon aus statischen Gründen starke Abmessungen (1,35 m) erhalten mußte, konnte dieser Teil zur Einspannung der, die Belastung der Kranbahn und den gesamten Winddruck aufnehmenden Pfeiler benutzt werden. Etwa 8,5 m über dem Fußboden der Halle ist eine Kranbahn auf vorhin beschriebene Pfeiler gelegt, welche für die Belastung eines Handlaufkrans von 10 t Tragkraft berechnet ist. Auf Fig. 4 ist die Kranbahn, welche äußerlich auch in die Erscheinung tritt und zur horizontalen Gliederung des Gebäudes benutzt wurde, zu erkennen. Den inneren Raum überspannt ein freitragendes Bogendach aus Eisenbeton, das mit Randbalken ausgebildet ist, welche die Aufgabe haben den Schub auf Zugstangen zu übertragen.

Über den Triebwasserkanal wurde eine Fußgängerbrücke in Eisenbeton erbaut (Fig. 5), welche auf Eisenbetonpfählen zwei durch eine Platte verbundene Längsbalken aufweist. Die Brücke läßt eine Mittelöffnung zum Passieren von Kähnen frei, welche mittels einer eisernen Zugbrücke verschlossen werden kann. Vor der Brücke ist ein aus Eisenbeton-Holmen und -Pfählen gebildetes Leitwerk errichtet, das zum Schutze gegen Triebeis mit Eisenblech beschlagen ist.

Zum Schluß noch einige Worte über die Bauausführung selbst. Wie schon oben angedeutet, ist die Herstellung von reinen Eisenbetongründungen bei bedeutendem Wasserandrang und sorgfältig herzustellender Dichtung eine ungemein schwierige.

Die Baugrube des Stichkanals war gegen die Ruhr durch einen Fangedamm abgeschlossen, welcher aber nur das direkte Zuströmen des

Wassers verhindern konnte. Da die ganze Ausschachtung aus Kiesboden bestand, war der Wasserzutritt so reichlich, daß unausgesetzt durch 5 bis 6 Lokomobilen ebensoviel Zentrifugalpumpen von 250 mm Durchmesser in Tätigkeit gehalten werden mußten. Trotz der umfassendsten Vorichtsmaßregeln bereitete plötzlich auftretendes Hochwasser bedeutenden Schaden.

Unmittelbar nach Fertigstellung des am meisten beanspruchten Teiles des Turbinenhausbaues trat das Hochwasser ein und beanspruchte die erst ganz frisch gedichtete Konstruktion in außerordentlich starkem Maße.



Fig. 5.

Die Dichtungen, sowohl als auch die Eisenbetonkonstruktionen selbst haben trotz ihres verhältnismäßig geringen Alters keinen Schaden genommen, was allein genügt um die Anlage als durchaus gelungen bezeichnen zu können. Sämtliche baulichen Arbeiten wurden von der Firma Carl Brandt in Düsseldorf im Zeitraume von Juli 1909 bis Juli 1910 ausgeführt.

BÄCKEREI NEBST VERBINDUNGSBRÜCKE FÜR DEN KONSUMVEREIN BIELEFELD.

Von Dipl.-Ing. G. Niemeyer (Kiel).

E 1

In Heft 8 dieser Zeitschrift wurde ein Artikel über eine „Bäckerei nebst Verbindungsbrücke

für den Konsumverein Bielefeld“ von Dr.-Ing. A. Fruchthändler veröffentlicht.

Als Verfasser*) der statischen Berechnungen und Konstruktionen für diesen Bau sei mir gestattet, zu der in dem Artikel eingehender behandelten „Verbindungsbrücke“ einige erläuternde Bemerkungen hinzuzufügen.

Bei Dimensionierung der Hauptträger der Brücke wurde besonderer Wert darauf gelegt,

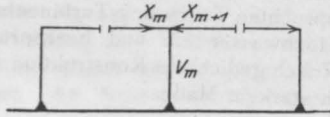


Fig. 1.

daß außer den Momenten und Normalkräften auch die Querkkräfte sicher aufgenommen wurden. Da bei der Annahme, daß der Obergurt des Pfostenträgers nur Druckkräfte aufnimmt, sämtliche Querkkräfte des äußerlich statisch bestimmten Trägers vom Untergurt aufgenommen werden müssen, so sind an den besonders gefährdeten

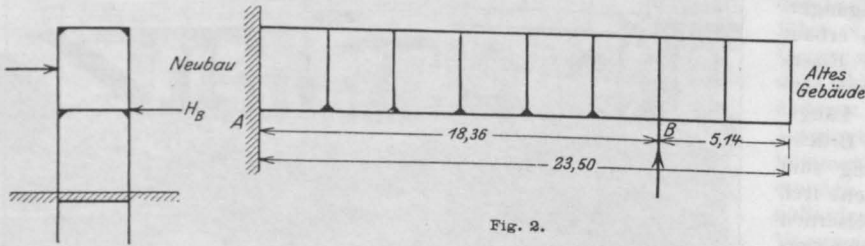


Fig. 2.

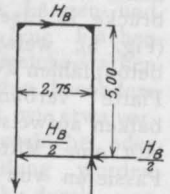


Fig. 3.

Stellen unter den Fensteröffnungen eine entsprechende Anzahl Eisen hochgebuchtet. Außerdem treten aber auch in den Pfosten ziemliche erhebliche Querkkräfte auf. Die Querkraft in der Vertikalen m ist gleich dem Unterschied der beiden Normalkräfte in den benachbarten Obergurten.

$$Q_m = X_{m+1} - X_m.$$

So ist z. B. in der 5. Vertikalen

$$Q_5 = 25\,200 - 4930 = 20\,270 \text{ kg.}$$

Diese Querkraft konnte durch den Betonquerschnitt der Vertikalen allein nicht aufgenommen werden. Es sind deshalb innerhalb der in Frage kommenden Vertikalen Eisen schräg nach auf-

wärts geführt und in dem Obergurt verankert. Aus diesen Betrachtungen über den Verlauf der Querkkräfte ergab sich die aus der Armierungszeichnung auf Seite 283 ersichtliche Linienführung der Schrägeisen.

Besondere Beachtung verdient bei derartigen Bauwerken der Winddruck.

Die auf die Brücke wirkenden wagerechten Winddrücke werden beim Auflager A direkt auf die Außenwandkonstruktion des neuen Gebäudes übertragen. Bei B mußte jedoch der Winddruck von der Pfeilerkonstruktion aufgenommen werden, da die Brücke am alten Gebäude nicht auflagert. Bei einer Brückenhöhe von rund 4,60 m und einem Winddruck von 125 kg/qm beträgt die von der Pfeilerkonstruktion aufzunehmende Kraft

$$H_B = \frac{23,50 \cdot 4,60 \cdot \frac{23,50}{2}}{18,36} = \sim 7000 \text{ kg.}$$

Jede Säule nimmt bei gleichem Trägheitsmoment die Hälfte der wagerechten Windkraft auf

und überträgt sie am Fuße auf das Erdreich, das mit passivem Erddruck widersteht. Dicht unter Oberkante Terrain wurde eine Querverbindung angeordnet und die Pfeilerkonstruktion überschläglich als 2 Gelenkrahmen berechnet.

Das Eckmoment beträgt demnach

$$M = \frac{H_B}{2} \cdot h = \frac{7000}{2} \cdot 500 = 1\,750\,000 \text{ kg/cm.}$$

Außerdem muß für die Säule an der Leeseite eine senkrechte Zusatzkraft von

$$N = \frac{7000 \cdot 5,00}{2,75} = \sim 12\,800 \text{ kg}$$

berücksichtigt werden.

Die Momente erforderten eine steife Verbindung der Säulen quer zur Brückenachse. Die angeordnete Konsole ist aus der Zeichnung S. 283 zu ersehen, die Armierung ist dort nicht angeben.

*) In seinem Originalmanuskript hat Herr Dr Frucht-händler Herrn Dipl. Ing. Niemeyer als Verfasser der statischen Berechnung genannt. Auf Wunsch der Schriftleitung ist im Hinblick auf Raumsparung neben anderen Manuskriptkürzungen diese Mitteilung seinerzeit als nicht unbedingt notwendig unterblieben.

DIMENSIONIERUNG VON AUF BIEGUNG MIT ACHSIALDRUCK BEANSPRUCHTEN RECHTECKIGEN EISENBETONQUERSCHNITTEN.

Von Ingenieur Karl Stock (Mannheim).

(Fortsetzung und Schluß von S. 395.)

B. Querschnitte, in denen nur Druckspannungen auftreten.

7. Formeln zur Bestimmung der Beanspruchungen bei vollständig gegebenen Abmessungen.

Ergibt eine der unter Ziff. 6 abgeleiteten Formeln für x einen größeren Wert als h , so treten in dem betreffenden Querschnitt nur Druckspannungen auf, und die Gleichungen unter Ziff. 6 gelten nicht mehr für diesen Belastungsfall. Man kann einen solchen Querschnitt bekanntlich genau wie einen homogenen Querschnitt berechnen, wenn man nur berücksichtigt, daß bei der Be-

kraft N und deren Abstand e von der am meisten beanspruchten Kante gegeben.

Bezeichnet D die Gesamtergebnierende der inneren Kräfte und y' , deren Abstand von der am meisten gedrückten Kante, dann muß für den Fall des Gleichgewichtes sein

$$D = N$$

und

$$y' = e.$$

Aus Fig. 5 ergibt sich:

$$y' = e = \frac{D_b \cdot y_b + f'_e \cdot \sigma'_e \cdot a' + f_e \cdot \sigma_e (h - a)}{D_b + f'_e \cdot \sigma'_e + f_e \cdot \sigma_e} \quad (20)$$

wobei y_b den Abstand des Druckmittelpunktes der Betonspannungen allein von der am meisten beanspruchten Kante bedeutet. Bezeichnet ferner σ'_b die Betonspannung an der entgegengesetzten Kante, so wird

$$\sigma'_b = \sigma_b \frac{x - h}{x} \quad (21)$$

und

$$D_b = h \cdot b \cdot \frac{\sigma_b + \sigma'_b}{2} = \frac{\sigma_b}{2} \cdot h \cdot b \left(1 + \frac{x - h}{x} \right)$$

$$D_b = \frac{\sigma_b}{2} \cdot h \cdot b \cdot \frac{2x - h}{x} \quad (21a)$$

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{x - h + a}{x} \quad (22)$$

$$\sigma'_e = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{x - a'}{x} \quad (22')$$

$$y_b = \frac{h}{3} \cdot \frac{\sigma_b + 2\sigma'_b}{\sigma_b + \sigma'_b} = \frac{h}{3} \cdot \frac{3x - 2h}{2x - h} \quad (23)$$

Durch Einsetzen von Gl. (21a, 22, 22' und 23) in Gl. (20) erhält man:

$$e = \frac{\frac{\sigma_b}{2} \cdot h \cdot b \cdot \frac{2x - h}{x} \cdot \frac{h}{3} \cdot \frac{3x - 2h}{2x - h} + f'_e \cdot n \cdot \sigma_b \cdot \frac{x - a'}{x} \cdot a' + f_e \cdot n \cdot \sigma_b \cdot \frac{x - h + a}{x} (h - a)}{\frac{\sigma_b}{2} \cdot h \cdot b \cdot \frac{2x - h}{x} + f'_e \cdot n \cdot \sigma_b \cdot \frac{x - a'}{x} + f_e \cdot n \cdot \sigma_b \cdot \frac{x - h + a}{x}}$$

$$e = \frac{\frac{1}{6} \cdot h^2 \cdot b (3x - 2h) + f'_e \cdot n (x - a') a' + f_e \cdot n (x - h + a) (h - a)}{\frac{1}{2} \cdot h \cdot b (2x - h) + f'_e \cdot n (x - a') + f_e \cdot n (x - h + a)}$$

Durch Auflösen nach x und entsprechende Umformung geht diese Gleichung über in

$$x = \frac{h^2 b \left(h/3 - \frac{e}{2} \right) - f'_e n (e - a') a' + f_e n (h - a - e) (h - a)}{h b \left(\frac{h}{2} - e \right) - f'_e n (e - a') + f_e n (h - a - e)} \quad (XXIII)$$

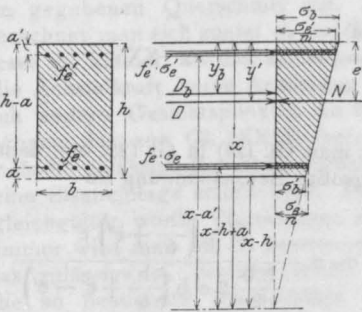


Fig. 5.

stimmung der Querschnittsfläche und des Widerstandsmomentes des Eisenbetonquerschnittes der Querschnitt der Eiseneinlage mit dem n -fachen Betrage in Rechnung zu setzen ist. In folgendem sollen jedoch die Formeln zur Bestimmung der Spannungen für den Eisenbetonquerschnitt direkt abgeleitet werden.

Als äußere Kräfte seien die exzentrische Druck-

Die größte Betonbeanspruchung findet man aus:

$$N = D = \frac{\sigma_b}{2} h b \frac{2x-h}{x} + f'_e n \sigma_b \frac{x-a'}{x} + f_e n \sigma_b \frac{x-h+a}{x}$$

zu

$$\sigma_b = \frac{N \cdot x}{hb \left(x - \frac{h}{2}\right) + f'_e n (x-a') + f_e n (x-h+a)} \quad (XXIV)$$

und die Eisenbeanspruchungen aus den Gl. (22) und (22') sowie die kleinste Betonbeanspruchung aus Gl. (21).

1. Sonderfall.

Symmetrische Armierung also

$$f'_e = f_e \text{ und } a' = a.$$

Durch Einsetzen dieser Werte in die Gl. (XXIII) erhält man:

$$x = \frac{h^2 b \left(\frac{h}{3} - \frac{e}{2}\right) + f_e n [(h-a)(h-a-e) - a(e-a)]}{\left(\frac{h}{2} - e\right) (hb + 2 f_e n)} \quad (XXV)$$

Da für den symmetrischen Querschnitt der Schwerpunkt in halber Höhe liegt, so wird

$$e = \frac{h}{2} - \frac{M}{N} = \frac{h}{2} - e'$$

Durch Einsetzen dieser Gleichung in Gl. (XXV) geht diese über in

$$x = \frac{\frac{1}{2} h^2 b \left(\frac{h}{6} + e'\right) + n f_e \left[2 \left(\frac{h}{2} - a\right)^2 + e' h\right]}{e' (hb + 2 n f_e)} \quad (XXVa)$$

Aus Gl. (XXIV) ergibt sich

$$\sigma_b = \frac{N \cdot x}{\left(x - \frac{h}{2}\right) (hb + 2 n f_e)} \quad (XXVI)$$

2. Sonderfall.

Es sei nur auf der am meisten beanspruchten Seite eine Eiseneinlage vorhanden, also

$$f_e = 0.$$

Die Gl. (XXIII) und (XXIV) liefern dafür

$$x = \frac{h^2 b \left(\frac{h}{3} - \frac{e}{2}\right) - f'_e n (e-a') a'}{hb \left(\frac{h}{2} - e\right) - f'_e n (e-a')} \quad (XXVII)$$

$$\sigma_b = \frac{N \cdot x}{hb \left(x - \frac{h}{2}\right) + f'_e n (x-a')} \quad (XXVIII)$$

Auch in den beiden letzten Fällen erhält man die Eisenbeanspruchungen aus den Gl. (22) und (22') und die kleinste Betonbeanspruchung aus Gl. (21).

3. Sonderfall.

Eine Armierung sei nicht vorhanden, also

$$f_e = f'_e = 0$$

Durch Einsetzen in Gl. (XXVa) findet man für den homogenen Querschnitt

$$x = \frac{\frac{1}{2} h^2 b \left(\frac{h}{6} + e'\right)}{e' h \cdot b}$$

$$x = \frac{h \left(\frac{h}{6} + e'\right)}{2 e'} \quad (24)$$

Durch Einsetzen von $f_e = f'_e = 0$ in Gl. (XXIV) erhält man weiter

$$\sigma_b = \frac{N \cdot x}{\frac{hb}{2} (2x-h)} \quad (25)$$

Führt man Gl. (24) in Gl. (25) ein, dann ergibt sich die größte Betonspannung zu

$$\sigma_b = \frac{N h \left(\frac{h}{6} + e'\right) e'}{\frac{hb}{2} 2 e' h \left(\frac{h}{6} + e' - e'\right)}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{hb} \left(1 + \frac{6e'}{h}\right) \quad (XXIX)$$

Die kleinste Betonbeanspruchung ergibt sich aus Gl. (21) durch Einsetzen von Gl. (24) und (XXIX) zu

$$\sigma'_b = \frac{N}{hb} \left(1 + \frac{6e'}{h}\right) \frac{h \left(\frac{h}{6} + e' - 2e'\right) 2e'}{2e' h \left(\frac{h}{6} + e'\right)}$$

$$\sigma'_b = \frac{N}{hb} \left(1 - \frac{6e'}{h}\right) \quad (XXIXa)$$

Zur Kontrolle kann man in Gl. (XXIII) x gleich unendlich, d. i. den Nenner gleich Null setzen und nach e auflösen. Man erhält dann denjenigen Wert von e , für den der ganze Querschnitt gleichmäßig beansprucht wird.

Es wird

$$hb \left(\frac{h}{2} - e\right) - n f'_e (e-a') + n f_e (h-a-e) = 0$$

oder

$$e = \frac{\frac{1}{2} h^2 b + n f'_e a' + n f_e (h - a)}{h b + n f'_e + n f_e} \quad (26)$$

Die Gl. (26) sagt ganz richtig aus, daß der ganze Querschnitt gleichmäßig beansprucht wird, wenn N im Schwerpunkt derselben angreift.

Setzt man auch noch in Gl. (XXIV) $x = \infty$ nachdem man die rechte Seite Zähler und Nenner durch x gekürzt hat, so erhält man

$$\sigma_b = \frac{N}{h b + n (f'_e + f_e)}$$

d. i. die Formel für reinen Druck.

8. Formeln zur Bestimmung der Eiseneinlage bei gegebener Höhe und Breite.

Es sei wieder die exzentrische Druckkraft N und deren Abstand e von der am meisten beanspruchten Kante gegeben.

Ist $e > \frac{h}{3}$ so treten nur Druckspannungen in dem gegebenen Querschnitt auf. In diesem Fall berechnet man sich zuerst σ_b aus Gl. (XXIX). Ist dieses σ_b kleiner als das zulässige, so erfordert die Achsialkraft keine Armierung und diese ist nach andern Gesichtspunkten zu bestimmen. Ist dagegen das aus Gl. (XXIX) berechnete σ_b größer als die zulässige Betonbeanspruchung, dann wird eine Eiseneinlage erforderlich. Dabei ist es ganz gleichgültig, wo die Eiseneinlage angeordnet wird, immer wird man sie so bestimmen können, daß das zulässige σ_b erreicht wird. Natürlich darf die so bestimmte Eiseneinlage einen gewissen Prozentsatz der Gesamtschnittsfläche nicht überschreiten. Am zweckmäßigsten wird es sein, die Eiseneinlage in der Nähe der am meisten beanspruchten Kante anzuordnen, da sie dort am wirksamsten ist und daher am kleinsten ausfällt. Häufig wird aber auch der Fall eintreten, daß man eine symmetrische Armierung anordnet, und es sollen daher diese beiden Fälle untersucht werden.

a) Einfache Armierung.

Damit Gleichgewicht herrscht muß nach Fig. 6 sein

$$N = D_b + f'_e \sigma'_e \quad (27)$$

$$N (h - e) = D_b \cdot y + f'_e \sigma'_e (h - a') \quad (28)$$

Weiter ergibt sich,

$$y = \frac{h}{3} \cdot \frac{2 \sigma_b + \sigma'_b}{\sigma_b + \sigma'_b} = \frac{h}{3} \cdot \frac{3x - h}{2x - h} \quad (29)$$

$$\sigma'_e = n \sigma_b \frac{x - a'}{x} \quad (30)$$

Durch Einsetzen von Gl. (21 a), (29) und (30) in Gl. (27) und (28) erhält man

$$N = \frac{\sigma_b}{2} h b \frac{2x - h}{x} + n f'_e \sigma_b \frac{x - a'}{x}$$

oder

$$f'_e = \frac{N - \frac{\sigma_b}{2} h b \cdot \frac{2x - h}{x}}{n \sigma_b \frac{x - a'}{x}} \quad (31)$$

$$N (h - e) = \frac{\sigma_b}{2} h b \cdot \frac{2x - h}{x} \cdot \frac{h}{3} \cdot \frac{3x - h}{2x - h} + n f'_e \sigma_b \frac{x - a'}{x} (h - a')$$

$$N (h - e) = \frac{\sigma_b}{6} h^2 b \frac{3x - h}{x} + n f'_e \sigma_b \frac{x - a'}{x} (h - a')$$

oder

$$f'_e = \frac{N (h - e) - \frac{\sigma_b}{6} h^2 b \frac{3x - h}{x}}{n \cdot \sigma_b \frac{x - a'}{x} (h - a')} \quad (32)$$

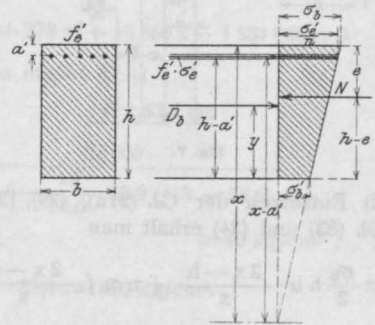


Fig. 6.

Durch gleichsetzen der rechten Seiten der Gl. (31) und (32) erhält man

$$\left[N \cdot x - \frac{\sigma_b}{2} h b \cdot (2x - h) \right] (h - a') = N x (h - e) - \frac{\sigma_b}{6} h^2 b (3x - h)$$

und hieraus

$$x = \frac{\frac{\sigma_b}{2} h^2 b \left(\frac{2}{3} h - a' \right)}{\sigma_b h b \left(\frac{h}{2} - a' \right) - N (e - a')} \quad (XXXI)$$

Ist x bestimmt, so findet man f'_e durch eine kleine Umformung von Gl. (31) zu

$$f'_e = \frac{N x - \sigma_b h b \left(x - \frac{h}{2} \right)}{n \cdot \sigma_b (x - a')} \quad (XXXII)$$

b) Symmetrische Armierung.

Nach Fig. 7 muß sein, da $f'_e = f_e$ und $a' = a$

$$N = D_b + f_e (\sigma_e + \sigma'_e) \dots \dots \dots (33)$$

$$N \cdot (h - e) = D_b \cdot y + f_e [\sigma_e a + \sigma'_e (h - a)] \dots \dots (34)$$

$$\sigma_e = n \sigma_b \frac{x - h + a}{x} \dots \dots \dots (35)$$

$$\sigma'_e = n \sigma_b \frac{x - a}{x} \dots \dots \dots (35')$$

$$D_b = \frac{\sigma_b}{2} h b \cdot \frac{2x - h}{x} \dots \dots \dots (21a)$$

$$y = \frac{h}{3} \cdot \frac{3x - h}{2x - h} \dots \dots \dots (29)$$

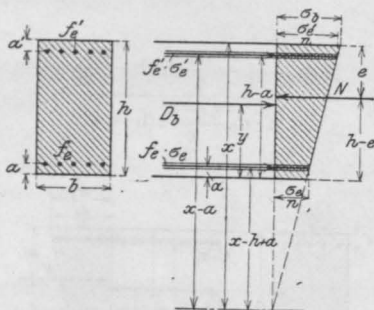


Fig. 7.

Durch Einsetzen der Gl. (21a), (29), (35) und (35') in Gl. (33) und (34) erhält man

$$N = \frac{\sigma_b}{2} h b \cdot \frac{2x - h}{x} + n \sigma_b f_e \frac{2x - h}{x}$$

oder

$$f_e = \frac{N - \frac{\sigma_b}{2} h b \frac{2x - h}{x}}{n \sigma_b \frac{2x - h}{x}} \dots \dots (36)$$

$$N(h - e) = \frac{\sigma_b}{6} h^2 b \frac{3x - h}{x} + n \sigma_b f_e \frac{(x - h + a)a + (x - a)(h - a)}{x}$$

$$f_e = \frac{N(h - e) - \frac{\sigma_b}{6} h^2 b \frac{3x - h}{x}}{n \sigma_b \frac{xh - 2(h - a)a}{x}} \dots \dots (37)$$

Durch Gleichsetzen der rechten Seiten der Gl. (36) und (37) erhält man

$$\frac{Nx - \frac{\sigma_b}{2} h b (2x - h)}{2x - h} = \frac{Nx(h - e) - \frac{\sigma_b}{6} h^2 b (3x - h)}{xh - 2a(h - a)}$$

Diese Gleichung nach x aufgelöst und geordnet liefert

$$x^2 N (h - 2e) - x \left[N (h - e) h - 2a (h - a) - \sigma_b h b \left(\frac{h^2}{3} - 2a (h - a) \right) \right] - \frac{\sigma_b}{2} h^2 b \left[\frac{h^2}{3} - 2a (h - a) \right] = 0.$$

Setzt man

$$e = \frac{h}{2} - e',$$

so erhält man zur Bestimmung von x die Beziehung

$$x^2 - x \left[\frac{h}{2} + \frac{1}{e'} \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 - \frac{\sigma_b h b}{2 N e'} \left\{ \frac{h^2}{3} - 2a (h - a) \right\} \right] - \frac{h}{2} \cdot \frac{\sigma_b h b}{2 N e'} \left\{ \frac{h^2}{3} - 2a (h - a) \right\} = 0 \quad (XXXIII)$$

Diese Gleichung ist für die Zahlenrechnung einfacher als sie auf den ersten Blick aussieht, da sich das letzte Glied von x und das konstante Glied nur durch den Faktor $\frac{h}{2}$ unterscheiden.

Setzt man daher

$$A = \frac{\sigma_b h b}{N e'} \left\{ \frac{h^2}{3} - 2a (h - a) \right\} \quad (XXXIIIa)$$

so geht die Gleichung zur Bestimmung von x über in

$$x^2 - x \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{e'} \left[\frac{h}{2} - a \right]^2 - A \right) - \frac{h}{2} A = 0 \quad (XXXIIIb)$$

Zur Bestimmung der Eiseneinlage erhält man aus Gl. (36).

$$f_e = \frac{N x}{2 n \sigma_b \left(x - \frac{h}{2} \right)} - \frac{h b}{2 n} \quad (XXXIV)$$

9. Zahlenbeispiele.

Zum bessern Verständnis der abgeleiteten Formeln, soll deren Verwendbarkeit an einigen Zahlenbeispielen gezeigt werden. In allen Beispielen betrage die zulässige Beanspruchung für den Beton σ_b zul. = 40 kg/cm² und für das Eisen $\sigma_e = 1000$ kg/cm².

1. Beispiel.

Ein rechteckiger Betonquerschnitt von 110 cm Höhe und 40 cm Breite werde durch eine im Schwerpunkt desselben angreifende achsiale Druckkraft von 20 000 kg und ein Biegemoment von 4 000 000 kgcm beansprucht. Wie groß muß die Eiseneinlage sein, damit die zulässigen Beanspruchungen von Beton und Eisen voll ausgenutzt werden?

$$M = 4\,000\,000 \text{ kgcm} \quad N = 20\,000 \text{ kg},$$

$$h = 110 \text{ cm} \quad b = 40 \text{ cm} \quad a = a' = 5 \text{ cm},$$

$$M^0 = 4\,000\,000 + 20\,000 \cdot (55 - 5)$$

$$= 5\,000\,000 \text{ kgcm} \dots\dots\dots (\text{Vc.})$$

$$x = 0,375 \cdot 105 = 39,4 \text{ cm},$$

$$M' = 20 \cdot 40 \cdot 39,4 (105 - 13,1) = 31\,500 \cdot 91,9$$

$$= 2\,900\,000 \text{ kgcm} \quad (\text{XII})$$

oder

$$M' = \left(\frac{105}{0,39}\right)^2 \cdot 40 = 2\,900\,000 \text{ kgcm} \dots\dots\dots (\text{XIII.})$$

$M' < M^0$, daher ist eine doppelte Eiseneinlage erforderlich.

$$\sigma'_e = 15 \cdot 40 \cdot \frac{39,4 - 5}{39,4} = 524 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{XI.})$$

$$f'_e \cdot \sigma'_e = \frac{5\,000\,000 - 2\,900\,000}{105 - 5} = 21\,000 \dots\dots (\text{XIV.})$$

$$f_e = \frac{21\,000}{524} = 40,1 \text{ cm}^2$$

$$f_c = 31,5 + 21,0 - 20,0 = 32,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{XV.})$$

Kontrolle.

$$e = \frac{110}{2} - \frac{4\,000\,000}{20\,000} = 55 - 200 = -145 \text{ cm.}$$

Aus Gl. (XVI) erhält man

$$x^3 + x^2 \cdot 3 \cdot 145 + x \cdot \frac{6,15}{40} [105 \cdot 32,5 + 5 \cdot 40,1$$

$$+ 145 \cdot 72,6] - \frac{6 \cdot 15}{40} [105^2 \cdot 32,5 + 5^2 \cdot 40,1]$$

$$- \frac{6 \cdot 15}{40} \cdot 145 [105 \cdot 32,5 + 5 \cdot 40,1] = 0$$

$$x^3 + 435 x^2 + 31\,800 x - 1\,989\,000 = 0.$$

Hieraus ergibt sich

$$x = 39,4 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{20\,000}{20 \cdot 39,4 + \frac{15}{39,4} [(105 - 39,4) \cdot 32,5 - (39,5 - 5) 40,1]}$$

$$= 40 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots (\text{XVII.})$$

$$\sigma_e = \frac{15 \cdot 40}{39,4} \cdot 65,6 = 1000 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{XXII.})$$

$$\sigma'_e = \frac{15 \cdot 40}{39,4} \cdot 34,4 = 524 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{XXII'}.)$$

2. Beispiel.

Wie hoch müßte im vorigen Beispiel der Querschnitt sein, damit die zulässigen Beanspruchungen ohne eine Druckarmierung erreicht würden und welche Eiseneinlage ist erforderlich?

$$M = 4\,000\,000 \text{ kg/cm}; \quad N = 20\,000 \text{ kg};$$

$$b = 40 \text{ cm}; \quad a = 5 \text{ cm};$$

$$e' = \frac{4\,000\,000}{20\,000} = 200 \text{ cm.}$$

$$N^0 = \frac{20\,000}{40} \cdot 0,0381 = 19,5 \dots\dots\dots (\text{II.})$$

$$h - a = 19,05 + \sqrt{19,05^2 + 19,05(200 - 2,5)}$$

$$= 143 \text{ cm} \dots\dots (\text{III.})$$

$$h = 143 + 5 = 148 \text{ cm}$$

$$f_e = 0,0075 \cdot 40 \cdot 143 - 20 = 22,9 \text{ cm}^2. \quad (\text{VIII.})$$

Kontrolle.

$$e = \frac{148}{2} - 200 = -126 \text{ cm.}$$

Aus Gl. (XX) erhält man

$$x^3 + x^2 \cdot 3 \cdot 126 + x \cdot \frac{6 \cdot 15}{40} \cdot 22,9 (143 + 126)$$

$$- \frac{6 \cdot 15}{40} \cdot 22,9 \cdot 269 \cdot 143 = 0.$$

$$x^3 + 378 x^2 + 13\,860 x - 1\,981\,000 = 0.$$

Hieraus ergibt sich

$$x = 53,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{20\,000}{20 \cdot 53,6 - \frac{15}{53,6} \cdot 22,9 (143 - 53,6)}$$

$$= 40 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots (\text{XXI.})$$

$$\sigma_e = \frac{15 \cdot 40}{53,6} \cdot 89,4 = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Beispiel.

Gegeben sei alles wie im 1. Beispiel, jedoch betrage die Querschnittshöhe 160 cm. Welche Eiseneinlage ist erforderlich?

$$M = 4\,000\,000 \text{ kgcm}; \quad N = 20\,000 \text{ kg};$$

$$h = 160; \quad h - a = 155 \text{ cm}; \quad a = 5 \text{ cm}; \quad b = 40 \text{ cm};$$

$$M^0 = 400\,000 + 20\,000 \cdot (80 - 5) = 5\,500\,000 \text{ kgcm.}$$

Ein Vergleich mit Beispiel 2 ergibt, daß hier ein überhöhter Querschnitt vorliegen muß und man erhält daher direkt die erforderliche Eiseneinlage aus Gl. (X).

$$f_e = 0,00114 \frac{5\,500\,000}{155} - 20 = 20,4 \text{ cm}^2.$$

Hätte man nicht gewußt, daß ein überhöhter Querschnitt vorliegt, so hätte man aus Gl. (XII) oder (XIII) sich M' bestimmt oder aber r aus

$$r = 155 \sqrt{\frac{40}{5\,500\,000}} = 0,418 \dots\dots (\text{VI.})$$

Dem entspricht $\sigma_b = \approx 37 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b \text{ zul}$, also nur eine Zugeseinlage erforderlich. Die erhält man aus Gl. (VIII) zu

$$f_e = 0,0066 \cdot 40 \cdot 155 - 20 = 20,9 \text{ cm}^2$$

oder aus Gl. (I) u. (VII) zu

$$f_e = \frac{\frac{37}{2} \cdot 40 \cdot 0,357 \cdot 155}{1000} - 20 = 20,9 \text{ cm}^2.$$

Da der aus Gl. (VI) berechnete Wert r nicht immer genau in der Tabelle enthalten ist, so wird man zur Berechnung von f_e den nächst größeren Wert von β bzw. σ_b und s wählen. Man erhält dann natürlich f_e etwas zu groß, was jedoch ohne praktische Bedeutung ist. Will man jedoch f_e ganz genau erhalten, so berechnet man es auch in diesem Falle aus Gl. (X), wählt jedoch den Koeffizienten γ nicht dem gegebenen zulässigen σ_b entsprechend, sondern entsprechend dem aus Gl. (VII) bestimmten r , das ist entsprechend dem wirklich auftretenden σ_b . Für die Koeffizienten γ sind die Differenzen der Tabellenwerte so gering, daß sie auf das Resultat keinen Einfluß mehr haben.

Kontrolle.

$$e = \frac{160}{2} - \frac{4\,000\,000}{20\,000} = -120 \text{ cm.}$$

Aus Gl. (XX) erhält man

$$x^3 + x^2 \cdot 3 \cdot 120 + x \cdot \frac{6 \cdot 15}{40} \cdot 20,4 (155 + 120) - \frac{6 \cdot 15}{40} \cdot 20,4 \cdot 275 \cdot 155 = 0$$

$$x^3 + 360 x^2 + 12\,620 x - 1\,958\,000 = 0.$$

Hieraus ergibt sich

$$x = 55,1 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{20\,000}{20 \cdot 55,1 - \frac{15}{55,1} (155 - 55,1)} = 36,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{15 \cdot 36,7}{55,1} \cdot 99,9 = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

4. Beispiel.

Ein rechteckiger Betonquerschnitt von 100 cm Höhe und 45 cm Breite werde durch eine exzentrische Druckkraft von 100 000 kg, deren Angriffspunkt 10 cm vom Schwerpunkt des Betonquerschnittes entfernt ist, beansprucht. Ist eine Eiseneinlage erforderlich und wie groß ist dieselbe?

$$N = 100\,000 \text{ kg}; \quad e' = 10 \text{ cm}; \\ h = 100 \text{ cm}; \quad b = 45 \text{ cm}.$$

Ohne Eiseneinlage wird nach Gl. (XXIX)

$$\sigma_b = \frac{100\,000}{45 \cdot 100} \left(1 + \frac{6 \cdot 10}{100} \right) = 35,6 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b \text{ zul}.$$

Eine Eiseneinlage wäre daher nicht erforderlich.

5. Beispiel.

In demselben Falle wie vor betrage die Breite nur 25 cm.

$$N = 100\,000 \text{ kg}; \quad e' = 10 \text{ cm}; \\ h = 100 \text{ cm}; \quad b = 25 \text{ cm}.$$

Ohne Eiseneinlage wird nach Gl. (XXIX)

$$\sigma_b = \frac{100\,000}{25 \cdot 100} \left(1 + \frac{6 \cdot 10}{100} \right) = 64 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_b \text{ zul}.$$

Es wird daher eine Eiseneinlage erforderlich. Diese soll im Abstand $a' = 5 \text{ cm}$ von der am meisten beanspruchten Kante angeordnet werden.

$$e = \frac{100}{2} - 10 = 40 \text{ cm}$$

$$x = \frac{20 \cdot 100^2 \cdot 25 \left(\frac{2}{3} \cdot 100 - 5 \right)}{40 \cdot 100 \cdot 25 (50 - 5) - 100\,000 (40 - 5)} = 308 \text{ cm} \dots \dots \text{ (XXXI)}$$

$$f'e = \frac{100\,000 \cdot 308 - 40 \cdot 100 \cdot 25 \cdot (308 - 50)}{15 \cdot 40 \cdot (308 - 50)} = 27,5 \text{ cm}^2 \dots \text{ (XXXII)}$$

Kontrolle.

Nach Gl. (XXVII) wird

$$x = \frac{100^2 \cdot 25 \left(\frac{100}{3} - \frac{40}{2} \right) - 27,5 \cdot 15 (40 - 5) \cdot 5}{100 \cdot 25 \left(\frac{100}{2} - 40 \right) - 27,5 \cdot 15 \cdot 35} = 308 \text{ cm}$$

und nach Gl. (XXVIII)

$$\sigma_b = \frac{100\,000 \cdot 308}{100 \cdot 25 \cdot (308 - 50) + 27,5 \cdot 15 (308 - 50)} = 40 \text{ kg/cm}^2.$$

6. Beispiel.

Es sei derselbe Betonquerschnitt und dieselbe Belastung wie bei Beispiel 5 gegeben, es soll jedoch eine symmetrische Armierung angeordnet werden.

Wie groß ist diese?

$$N = 100\,000 \text{ kg}; \quad e' = 10 \text{ cm}; \\ h = 100 \text{ cm}; \quad b = 25 \text{ cm}; \quad a = 5 \text{ cm}.$$

$$A = \frac{20 \cdot 100 \cdot 25}{100\,000 \cdot 10} \left(\frac{100^2}{3} - 10 \cdot 95 \right) = 119,2 \dots \dots \text{ (XXXIIIa)}$$

Aus Gl. (XXXIIIb) ergibt sich

$$x^2 - x \left(50 + \frac{45^2}{10} - 119,2 \right) - 50 \cdot 119,2 = 0$$

$$x^2 - 133,3 x - 5960 = 0$$

$$x = 66,7 + \sqrt{5960 + 66,7^2} = 168,7 \text{ cm}.$$

Die Eiseneinlage findet man aus Gl. (XXXIV) zu

$$f_e = \frac{100\,000 \cdot 168,7}{2 \cdot 15 \cdot 40 \cdot 118,7} - \frac{100 \cdot 25}{2 \cdot 15} = 118,3 - 83,3 = 35,0 \text{ cm}^2.$$

Kontrolle.

Nach Gl. XXVa wird

$$x = \frac{\frac{1}{2} 100^2 \cdot 25 \left(\frac{100}{6} + 10 \right) + 15 \cdot 35 (2 \cdot 45^2 + 10 \cdot 100)}{10 (100 \cdot 25 + 2 \cdot 15 \cdot 35)} = 168,7 \text{ cm}$$

und nach Gl. (XXVI)

$$\sigma_b = \frac{100\,000 \cdot 168,7}{118,7 (100 \cdot 25 + 2 \cdot 15 \cdot 35)} = 40 \text{ kg/cm}^2.$$

Koeffiziententabelle.

n = 15; $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2.$						n = 15; $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2.$					
σ_b	s	r	α	β	γ	σ_b	s	r	α	β	γ
50	0,429	0,330	0,0272	0,01071	0,001167	50	0,385	0,245	0,0298	0,00801	0,000956
49	0,424	0,335	0,0280	0,01038	0,001164	49	0,380	0,351	0,0308	0,00776	0,000954
48	0,419	0,340	0,0289	0,01005	0,001162	48	0,375	0,356	0,0317	0,00750	0,000952
47	0,413	0,345	0,0298	0,00972	0,001160	47	0,370	0,362	0,0328	0,00725	0,000951
46	0,408	0,351	0,0308	0,00939	0,001158	46	0,365	0,368	0,0339	0,00700	0,000949
45	0,403	0,357	0,0319	0,00907	0,001155	45	0,360	0,375	0,0351	0,00675	0,000947
44	0,398	0,363	0,0329	0,00875	0,001153	44	0,355	0,381	0,0363	0,00651	0,000945
43	0,392	0,369	0,0341	0,00843	0,001150	43	0,350	0,388	0,0376	0,00625	0,000943
42	0,387	0,376	0,0354	0,00812	0,001148	42	0,344	0,395	0,0391	0,00602	0,000941
41	0,381	0,383	0,0367	0,00781	0,001145	41	0,339	0,402	0,0406	0,00579	0,000939
40	0,375	0,390	0,0381	0,00750	0,001143	40	0,333	0,411	0,0422	0,00556	0,000938
39	0,369	0,398	0,0397	0,00720	0,001140	39	0,328	0,419	0,0439	0,00533	0,000936
38	0,363	0,406	0,0412	0,00690	0,001138	38	0,322	0,428	0,0458	0,00510	0,000934
37	0,357	0,415	0,0430	0,00660	0,001135	37	0,316	0,437	0,0478	0,00488	0,000932
36	0,351	0,424	0,0449	0,00631	0,001132	36	0,310	0,447	0,0499	0,00466	0,000929
35	0,344	0,433	0,0469	0,00602	0,001130	35	0,304	0,457	0,0522	0,00444	0,000927
34	0,338	0,443	0,0491	0,00574	0,001127	34	0,298	0,468	0,0548	0,00423	0,000925
33	0,331	0,454	0,0514	0,00546	0,001124	33	0,292	0,479	0,0575	0,00402	0,000923
32	0,324	0,465	0,0540	0,00519	0,001121	32	0,286	0,492	0,0604	0,00381	0,000921
31	0,317	0,477	0,0568	0,00492	0,001118	31	0,279	0,505	0,0637	0,00361	0,000919
30	0,310	0,490	0,0599	0,00466	0,001115	30	0,273	0,519	0,0672	0,00341	0,000917
29	0,303	0,503	0,0633	0,00440	0,001112	29	0,266	0,533	0,0711	0,00321	0,000914
28	0,296	0,518	0,0670	0,00414	0,001109	28	0,259	0,549	0,0754	0,00302	0,000912
27	0,288	0,533	0,0711	0,00389	0,001106	27	0,252	0,566	0,0801	0,00284	0,000910
26	0,281	0,550	0,0756	0,00365	0,001103	26	0,245	0,584	0,0854	0,00266	0,000908
25	0,273	0,568	0,0807	0,00341	0,001100	25	0,238	0,604	0,0912	0,00248	0,000905
24	0,265	0,588	0,0863	0,00318	0,001097	24	0,231	0,625	0,0978	0,00231	0,000903
23	0,257	0,609	0,0927	0,00295	0,001094	23	0,223	0,649	0,1052	0,00214	0,000900
22	0,248	0,632	0,0999	0,00273	0,001090	22	0,216	0,674	0,1135	0,00198	0,000898
21	0,240	0,657	0,1080	0,00252	0,001087	21	0,208	0,702	0,1230	0,00182	0,000895
20	0,231	0,685	0,1174	0,00231	0,001083	20	0,200	0,732	0,1339	0,00167	0,000893
19	0,222	0,716	0,1281	0,00211	0,001080	19	0,192	0,765	0,1465	0,00152	0,000890
18	0,213	0,750	0,1406	0,00191	0,001076	18	0,184	0,803	0,1611	0,00138	0,000888
17	0,203	0,788	0,1552	0,00173	0,001073	17	0,175	0,844	0,1782	0,00124	0,000885
16	0,194	0,831	0,1726	0,00155	0,001069	16	0,167	0,891	0,1985	0,00111	0,000882
15	0,184	0,879	0,1933	0,00138	0,001065	15	0,158	0,944	0,2228	0,00099	0,000,880

Wie ein Vergleich der Ergebnisse aus Beispiel 5 und 6 zeigt, wird an der am meisten beanspruchten Kante des Querschnittes eine

größere Eiseneinlage erforderlich, wenn gleichzeitig auch an der gegenüberliegenden Kante eine Armierung angeordnet wird, als wenn nur die

Koeffiziententabelle.

n = 10; $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$.						n = 10; $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$.					
σ_b	s	r	α	β	γ	σ_b	s	r	α	β	γ
50	0,333	0,367	0,0338	0,00833	0,001125	50	0,294	0,388	0,0377	0,00735	0,000924
49	0,329	0,373	0,0348	0,00806	0,001123	49	0,290	0,395	0,0390	0,00710	0,000923
48	0,324	0,380	0,0360	0,00778	0,001121	48	0,286	0,401	0,0403	0,00686	0,000921
47	0,320	0,386	0,0372	0,00751	0,001119	47	0,281	0,408	0,0417	0,00661	0,000920
46	0,315	0,393	0,0385	0,00725	0,001117	46	0,277	0,416	0,0432	0,00637	0,000918
45	0,310	0,400	0,0399	0,00698	0,001115	45	0,273	0,423	0,0448	0,00614	0,000917
44	0,306	0,407	0,0414	0,00672	0,001113	44	0,268	0,431	0,0465	0,00590	0,000915
43	0,301	0,415	0,0430	0,00647	0,001111	43	0,264	0,440	0,0483	0,00567	0,000914
42	0,296	0,423	0,0447	0,00621	0,001109	42	0,259	0,448	0,0503	0,00544	0,000912
41	0,291	0,431	0,0464	0,00596	0,001107	41	0,255	0,458	0,0523	0,00522	0,000911
40	0,286	0,440	0,0484	0,00571	0,001105	40	0,250	0,467	0,0545	0,00500	0,000909
39	0,281	0,449	0,0504	0,00547	0,001103	39	0,245	0,477	0,0569	0,00478	0,000908
38	0,275	0,459	0,0526	0,00523	0,001101	38	0,241	0,488	0,0595	0,00457	0,000906
37	0,270	0,469	0,0550	0,00500	0,001099	37	0,236	0,499	0,0622	0,00436	0,000904
36	0,265	0,480	0,0575	0,00476	0,001097	36	0,231	0,511	0,0652	0,00415	0,000903
35	0,259	0,491	0,0603	0,00454	0,001095	35	0,226	0,523	0,0684	0,00395	0,000901
34	0,254	0,503	0,0633	0,00431	0,001092	34	0,221	0,536	0,0719	0,00375	0,000900
33	0,248	0,516	0,0666	0,00409	0,001090	33	0,216	0,550	0,0757	0,00356	0,000898
32	0,242	0,530	0,0701	0,00388	0,001088	32	0,211	0,565	0,0798	0,00337	0,000896
31	0,237	0,544	0,0740	0,00367	0,001086	31	0,205	0,581	0,0843	0,00318	0,000895
30	0,231	0,559	0,0782	0,00346	0,001083	30	0,200	0,598	0,0893	0,00300	0,000893
29	0,225	0,576	0,0829	0,00326	0,001081	29	0,195	0,616	0,0947	0,00282	0,000891
28	0,219	0,593	0,0881	0,00306	0,001079	28	0,189	0,635	0,1007	0,00265	0,000889
27	0,213	0,612	0,0938	0,00287	0,001076	27	0,184	0,655	0,1074	0,00248	0,000888
26	0,206	0,633	0,1001	0,00268	0,001074	26	0,178	0,678	0,1148	0,00232	0,000886
25	0,200	0,655	0,1071	0,00250	0,001071	25	0,172	0,702	0,1231	0,00216	0,000884
24	0,194	0,678	0,1151	0,00233	0,001069	24	0,167	0,728	0,1324	0,00200	0,000882
23	0,187	0,704	0,1240	0,00215	0,001067	23	0,161	0,756	0,1428	0,00185	0,000881
22	0,180	0,732	0,1341	0,00198	0,001064	22	0,155	0,787	0,1547	0,00170	0,000879
21	0,174	0,763	0,1456	0,00182	0,001061	21	0,149	0,820	0,1682	0,00156	0,000877
20	0,167	0,797	0,1588	0,00167	0,001059	20	0,143	0,857	0,1838	0,00143	0,000875
19	0,160	0,834	0,1741	0,00152	0,001056	19	0,137	0,898	0,2017	0,00130	0,000873
18	0,153	0,876	0,1919	0,00137	0,001054	18	0,130	0,944	0,2227	0,00117	0,000871
17	0,145	0,922	0,2127	0,00124	0,001051	17	0,124	0,995	0,2473	0,00105	0,000869
16	0,138	0,975	0,2375	0,00110	0,001048	16	0,118	1,052	0,2765	0,00094	0,000867
15	0,130	1,034	0,2672	0,00098	0,001046	15	0,111	1,116	0,3115	0,00083	0,000865

erstere Eiseneinlage allein vorhanden wäre. Es erklärt sich dies ganz natürlich dadurch, daß bei der einseitigen Armierung der Schwerpunkt des gesamten Eisenbetonquerschnittes mehr nach dieser Seite rückt, wodurch die Exzentrizität der angreifenden Kraft und damit auch die größte Kantenpressung vermindert wird. Armiert man nun auch die entgegengesetzte Seite, so wird die Exzentrizität wieder größer und obwohl die mittlere

Beanspruchung geringer wird, nimmt die größte Kantenpressung zu oder es muß, wenn eine bestimmte Beanspruchung nicht überschritten werden soll, in der Nähe der am meisten beanspruchten Kante eine größere Eiseneinlage angeordnet werden.

In einem weiteren Aufsätze sollen auch die Formeln für T-förmige Eisenbetonquerschnitte für Biegung mit Achsialkraft auf ähnliche Weise abgeleitet werden.

DIE KOLLOIDNATUR DES ZEMENTS UND DER EISENBETON. B 1

Von Professor Dr. Rohland (Stuttgart).

Wichtige Eigenschaften des Eisenbetons lassen sich auf die Kolloidnatur des Zements zurückführen.

Erst nachdem man weiß, welche Vorgänge im wesentlichen sich beim Abbinden und Erhärten des Zements vollziehen, lassen sich sehr bedeutungsvolle Eigenschaften des Eisenbetons, die schon lange vorher in der Technik und Praxis benutzt worden sind, ursächlich erkennen und beschreiben.

Was geschieht nun beim Abbinden und Erhärten des Zements?

Zwei Vorgänge stehen hier in dem Vordergrund; erstens: die Bildung von Kolloidsubstanzen, von Solkörpern, die dann in Gelkörper übergehen, koagulieren*), zweitens: die hydrolytische Abspaltung von Kalziumhydroxyd, das durch Aufnahme von Kohlensäure in Karbonat übergeht.

Der letztere Vorgang ist Ursache der Nichtoxydation des Eisens im Eisenbeton**) und seiner Rostsicherheit, und zugleich seiner Entrostung in diesem***).

Auf dem ersten Vorgang beruhen folgende Eigenschaften des Eisenbetons: Formungsfähigkeit, Ausdehnungsfähigkeit, Feuerbeständigkeit, Wasserdichtigkeit.

Die Formungsfähigkeit des Eisenbetons wird durch die plastischen Eigenschaften der abgespaltenen kolloiden Substanzen bedingt; ganz allgemein kommen plastische Eigenschaften Substanzen im kolloiden Zustande zu†).

Kolloidalität und Plastizität sind aufs engste miteinander verknüpft.

*) P. Rohland, Die Kolloidstoffe bei der Erhärtung des Zements. Tonindustriezeitung 30. 1820. 1906. Die Wirkung der Kolloide bei der Erhärtung des Zements 13. 97. 1907.

**) P. Rohland, Eine Bemerkung über den Eisenbeton. Nr. 5. 1908.

***) P. Rohland, Die Entrostung des Eisens im Eisenbeton. Stahl u. Eisen 11. 45. 1909.

†) P. Rohland, Über die Plastizität der Tone. ZS. anorg. Chem. 31. 158. 1902.

Damit die plastischen Eigenschaften sich vollständig beim Eisenbeton entwickeln können, ist es notwendig, die erforderliche Wassermenge hinzuzusetzen, da ja erst durch Vermischung des Zements mit dem Wasser die kolloiden Stoffe aus letzterem abgespalten werden. Sind aber alle kolloiden Stoffe koaguliert, und ist sämtliches Wasser gebunden, so geht auch die Plastizität des Eisenbetons verloren.

Ferner wird das Eisen infolge der Kolloidstoffe des Zements bis zu bestimmten Spannungsgrenzen an Bewegung im Beton gehindert.

Diese Erscheinung ist nach der Ansicht einzelner Forscher auf direktes Haften des erhärteten Betons am Eisen zurückzuführen; nach der Auffassung anderer beruht sie auf Zusammenziehung des Betons beim Erhärten, wodurch das Eisen festgeklemmt wird*).

Diese Ansichten lassen die wahren und eigentlichen Ursachen dieses Phänomens gar nicht erkennen.

Vielmehr sind diese die folgenden:

Die abgespaltenen kolloiden Stoffe werden eben in diesem Stadium mit dem Eisen zusammengebracht und dann allmählich koaguliert; in diesem Zustande haben sie Fähigkeit, es fest zu umschließen und fest an ihm zu haften; sie wirken wie irgendein anderer in kolloider Lösung befindlicher Stoff, der in diesem Zustande einen festen Gegenstand umschließt und dann koaguliert wird. Diese Haftfestigkeit beträgt 40—47 pro cm².

Kein amorpher oder krystalloider Körper besitzt diese Eigenschaft auch nur in angenäherter Weise; die kolloide Beschaffenheit des Zements ist die eigentliche Ursache der Klemmung des Eisens am Beton, der Haftfestigkeit und der Bewegungsbeschränkung des Eisens im Beton.

*) Handbuch für den Eisenbetonbau, k. k. Oberbaurat Dr. von Emperger. 2. umgeänderte Auflage.

Und schließlich ist das Resultat, daß der Eisenbeton im ganzen eine größere Ausdehnungsfähigkeit erhält.

Eiseneinlagen mit unebener Oberfläche anzuwenden, wie es in Amerika geschieht, ist nicht notwendig, da die Haftstärke des Zements auch an glatten Eisenflächen groß genug ist.

Auch der Grad der Wasserdichtigkeit des Eisenbetons steht mit den Kolloidstoffen in Zusammenhang.

Nicht jede Betonmischung besitzt einen größeren Grad von Wasserdichtigkeit; sie muß gehörig gestampft werden und möglichst wenig Hohlräume enthalten; in der Praxis wird hierzu eine geeignete Mischung von Zement und Sand als „satter Beton“ bezeichnet.

Es ist in dieser Hinsicht festgestellt worden, daß satter Beton einen Mörtelbedarf von 50 vH nicht zu übersteigen braucht, wenn die Korngröße richtig gewählt ist.

Das alles bedeutet aber nur, daß soviel Zement hinzugesetzt werden muß, daß sich beim Anrühren mit Wasser Kolloidstoffe in genügend großer Menge bilden können; denn diese bedingen den Grad der Wasserdichtigkeit des Eisenbetons.

Die unter Aufquellen während des Abbindens und in der ersten Periode der Erhärtung koagulierten Stoffe wirken wie Leim oder Kleister und hemmen so ein weiteres Vordringen des Wassers in größerer Menge in das Innere des erhärtenden Zements*).

*) Tonindustriezeitung I. c.

Endlich steht auch die Feuerbeständigkeit des Eisenbetons in Beziehung zu den Kolloidstoffen des Zements.

Sowohl Schweiß- wie Flußeisen bleibt nur bis zu einer Temperatur von etwa 600° tragfähig, der Beton dagegen besitzt in erhärtetem Zustande eine geringe Wärmeleitungsfähigkeit, worauf sein Widerstand gegen Feuer beruht.

Auch diese geringe Wärmeleitungsfähigkeit gründet sich zum Teil auf die koagulierten Kolloidstoffe, welche schlechte Wärmeleiter sind, zum Teil auf den zugesetzten Sand, Kies usw.

Nun ist die Feuerbeständigkeit des Betons um so geringer, je fetter, dichter und jünger das Material ist.

Solange noch nicht gebundenes Wasser im Beton vorhanden ist, solange vor allem die kolloiden Stoffe noch im koagulierenden Stadium sind, der Zement daher noch nicht vollständig erhärtet ist, so lange ist auch die Feuerbeständigkeit des Eisenbetons geringer.

Der vollständig erhärtete Zement dagegen kann höhere Temperatur gut ertragen; besonders eignen sich Eisenbetonkörper zur Herstellung von feuerbeständigen Treppen.

Aber erst auf Grundlage der Kolloidchemie, die ja eigentlich diesen Vorgängen ganz fernzustehen schien, und obwohl es den Laien vielleicht noch etwas fremdartig anmutet, daß alle diese Vorgänge auf kolloidchemischer Basis beruhen, sind die eigentlichen Ursachen dieser wichtigen Eigenschaften des Eisenbetons zu erkennen.

RUNDERLASS, BETREFFEND LEITSÄTZE ÜBER DIE AUFSTELLUNG DER UNFALLSTATISTIK FÜR EISENBETONBAUTEN.

Berlin, den 18. September 1911.

Die Bauunfälle, die sich im Laufe der letzten Jahre bei Eisenbetonbauten ereignet haben, haben den auf meine Anregung gebildeten Deutschen Ausschuss für Eisenbeton veranlaßt, die Einführung einer besonderen Statistik für derartige Unfälle in Aussicht zu nehmen, die sich auf sachkundige Untersuchung jedes wesentlicheren Falles stützen soll. Durch Bekanntgabe der ermittelten Ursachen hofft der Ausschuss, zu einer Verminderung der Unfälle beizutragen.

Um dem ganz wesentlich dem öffentlichen Interesse dienenden Unternehmen des Ausschusses zur Durchführung zu verhelfen, wollen Ew. . . . die Polizeibehörden des Bezirks anweisen, nach Maßgabe der hier angeschlossenen Leitsätze an der bezeichneten Unfallstatistik mitzuwirken.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

Im Auftrage

H i n c k e l d e y n.

III B. 8. 499 D. B. A.

Deutscher Ausschuss für Eisenbeton.

Berlin, den 29. Mai 1911.

Leitsätze für das Verfahren bei Aufstellung der Unfallstatistik für Eisenbetonbauten.

Einleitung:

Der Deutsche Ausschuss für Eisenbeton betrachtet es als eine seiner Aufgaben, die Ursachen der Unfälle bei Eisenbetonbauten feststellen zu lassen, hierüber eine Statistik zu führen und diese in bestimmten Zeiträumen zu veröffentlichen. Er hofft, daß durch diese Veröffentlichungen der Unfallursachen die Anzahl der Unfälle sich verringern wird.

Die Unfallstatistik soll zunächst im Königreich Preußen eingerichtet werden, doch wird beabsichtigt, später auch die Regierungen der übrigen Bundesstaaten um Einführung dieser Statistik zu ersuchen.

Liste der Sachverständigen.

Die Unfallursache wird durch einen Sachverständigen festgestellt, der dem Deutschen Ausschuß gegenüber die Verpflichtung übernommen hat, an der Unfallstatistik nach Maßgabe dieser Leitsätze mitzuwirken.

Die Namen der hierfür in Frage kommenden Sachverständigen sind aus der beigefügten Liste zu ersehen. Die Liste erstreckt sich schon jetzt über das ganze Deutsche Reich und ist nach Landgerichtsbezirken geordnet; außerdem ist bei jedem Namen vermerkt, für welche Gegend des Reiches der Sachverständige seine Mitwirkung zugesagt hat. Die Benutzung der Liste wird durch ein übersichtliches Inhaltsverzeichnis erleichtert.

Verfahren bei Unfällen, bei denen ein Einschreiten der Staatsanwaltschaft in Betracht kommt.

Ist ein Unfall so geartet, daß der Staatsanwaltschaft Anzeige zu erstatten ist, so hat die Baupolizeibehörde in dieser ausdrücklich hervorzuheben, daß der Unfall sich bei einem Eisenbetonbauteil ereignet hat. Die Anklagebehörde wird hierdurch in die Lage versetzt, mit der Feststellung der Unfallursache einen aus der Liste auszuwählenden Sachverständigen zu betrauen. Die Staatsanwaltschaften sind ersucht, von der Erteilung eines solchen Auftrages dem Geschäftsführer des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton Mitteilung zu machen, damit dieser sich mit dem Sachverständigen in Verbindung setzen kann. Der Sachverständige übergibt Abschrift seines Gutachtens dem Deutschen Ausschuß für Eisenbeton für statistische Zwecke.

Bei Abfassung des Gutachtens wird der Sachverständige im Auge behalten müssen, daß es dem Staatsanwalt oder dem Untersuchungsrichter hauptsächlich auf die Klarstellung der Schuldfrage ankommt und daß er sein Gutachten erforderlichenfalls auch mündlich vor Gericht vertreten müssen.

Für den Deutschen Ausschuß kommt die Schuldfrage im allgemeinen weniger in Betracht. Dagegen legt er Wert darauf, eine deutliche Skizze des Bauteils, an dem sich der Unfall zugetragen hat, und außerdem eine genaue Klarstellung der Unfallursache zu erhalten. Nötigenfalls werden photographische Aufnahmen beizugeben sein. Daneben ist eine zusammenfassende Darstellung von dem Gange und dem Ergebnis des gerichtlichen Verfahrens erwünscht.

Hält der Sachverständige die Zuziehung von Spezialisten, z. B. von Mitgliedern der Materialprüfungsamter für nötig, so hat er dem Staatsanwalt diejenigen weiteren Personen zu bezeich-

nen, deren Mitwirkung die besondere Lage des Falles erfordert.

Die durch das gerichtliche Verfahren entstehenden Kosten festzusetzen und einzuziehen, ist Sache des Gerichts. Sofern jedoch für Zwecke der Unfallstatistik über die Gerichtskosten hinaus Mehrkosten erwachsen, wird der Deutsche Ausschuß für diese letzteren aufkommen. Die Berechnung der Kosten geschieht dann nach den für die Gerichtskosten maßgebenden Sätzen.

Verfahren bei Unfällen, bei denen der Staatsanwalt nicht einschreitet.

Ereignet sich ein Unfall, bei dem die Staatsanwaltschaft nicht einschreitet, so hat die Baupolizeibehörde, sofern sich für sie im Hinblick auf ein polizeilich wahrzunehmendes Interesse Anlaß zum Einschreiten ergibt und sie die Entsendung eines Sachverständigen an die Unfallstelle für erwünscht hält, einen solchen aus der Liste auszuwählen und ihn unter gleichzeitiger Benachrichtigung des Geschäftsführers des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton um Feststellung der Unfallursache zu ersuchen. Der Geschäftsführer ist auch auf Wunsch bereit, die Polizeibehörde bei der Auswahl eines geeigneten Sachverständigen aus der Liste zu unterstützen. Dieser wird die Untersuchung vornehmen und zu diesem Zwecke nach vorgängiger Benachrichtigung des Bauherrn oder des Unternehmers durch die Polizeibehörde die Unfallstelle in Begleitung eines Polizeibeamten betreten. Von seinen Feststellungen hat der Sachverständige dem Deutschen Ausschuß für Eisenbeton Mitteilung zu machen.

Die Kosten des Verfahrens trägt in diesem Falle der Deutsche Ausschuß allein. Die Berechnung der Kosten wird im allgemeinen nach der Gebührenordnung des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine erfolgen.

Aufstellung der Statistik.

Der Deutsche Ausschuß sammelt die eingehenden Unfallberichte und veröffentlicht Auszüge daraus von Zeit zu Zeit in geeigneten technischen Zeitschriften.

In diesen Veröffentlichungen werden nähere Angaben über den Ort des Unfalls und Namen des Unternehmers im allgemeinen vermieden. Auch wird in den Fällen, in denen ein gerichtliches Verfahren schwebt, vor dessen Beendigung in der Regel keine Veröffentlichung von Untersuchungsergebnissen erfolgen.

Geschäftsstelle.

Alle Schreiben in Sachen dieser Unfallstatistik sind an den Geschäftsführer des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton: Berlin W. 66, Wilhelmstraße 80 (Ministerium der öffentlichen Arbeiten) zu richten.

RUNDERLASS, BETREFFEND VERSUCHE IM BAUWESEN.

Berlin, den 7. November 1911.

Die auf Grund meiner Erlasse vom 18. November 1893*) III. 23 490, vom 24. Dezember 1896**) III. 16 884 und vom 13. Februar 1904***) III. A. 636 erstatteten Berichte lassen erkennen, daß Versuche im Bauwesen nicht überall im erwünschten Umfang angestellt worden sind.

Ich erwarte, daß zukünftig nicht nur die Ortsbaubeamten die Ausführung von Versuchen, durch die die Erfahrungswissenschaft im Bauwesen gefördert wird, sich angelegen sein lassen; sondern daß auch die Baubeamten der Provinzialbehörden dahingehende Anregungen geben. Wie ich wiederholt bemerke, werden derartige Versuche keineswegs durch ähnliche, von den Materialprüfungsanstalten ausgeführte überflüssig.

Um die Schreibart möglichst einzuschränken, fallen die bisher regelmäßig am Jahresschlusse zu erstattenden Sammelberichte über geplante oder

in Ausführung begriffene Versuche fort. Zukünftig sind vorherige Anzeigen nur zu erstatten, wenn größere Versuche allgemeiner Art beabsichtigt werden. Im übrigen ist über jeden Versuch besonders zu berichten, und zwar dann erst, wenn das Ergebnis vorliegt; die Behandlung mehrerer Versuche in einem Bericht ist nur zulässig, wenn sie auf gleichem Gebiete liegen.

Die bisher vorgeschriebene tabellarische Form braucht dabei nicht mehr angewendet zu werden; jedoch bleiben die für den Berichtsinhalt gegebenen Bestimmungen der früheren Erlasse bestehen. Über kleinere Versuche, die nur dem Zwecke eines bestimmten Bauwerks dienen, ist nur dann zu berichten, wenn Ergebnisse von allgemeinem Interesse vorliegen.

Ich behalte mir vor, gelegentlich besondere Berichte über die Tätigkeit auf diesem Gebiete einzufordern.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

In Vertretung:

v. Coels.

III. 2229. A. B.

NEUE VERSUCHE DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

Ausgeführt im Kgl. Materialprüfungsamt in Gross-Lichterfelde-West.

Besprochen von Privatdozent Dr.-Ing. E. Probst (Berlin).

I. Heft 8. Versuche über das Verhalten von Kupfer, Zink und Blei gegenüber Zement, Beton und den damit in Berührung stehenden Flüssigkeiten.*)

Bericht erstattet von Prof. E. Heyn, Direktor im Kgl. Materialprüfungsamt.

Die erste Versuchsreihe dieser auf Veranlassung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton in den Jahren 1908—1910 ausgeführten Versuche sollten darüber Aufschluß geben, wie sich die drei genannten Metalle in wässrigen Lösungen, die mit Zement und Beton in Berührung kommen, oder daraus durch Berührung mit Wasser entstehen können, verhalten; ihre Dauer ist teils ein Monat, teils ein Jahr. Die zweite Versuchsreihe, deren Dauer ein Jahr betrug, wurde derart ausgeführt, daß die verschiedenen genannten Metalle in Zementwürfel eingebettet waren und nachher in Wasser gelagert wurden.

Es wurden Kupfer- und Zinkbleche von nur 1,5 mm und Bleibleche von nur 1,75 mm Stärke verwendet, die noch vor dem Versuche abge-

schmirgelt wurden, so daß die Dicke der Plättchen noch geringer wurde. Es wäre zu wünschen, daß bei der Fortsetzung der Versuche diese Dimensionen etwas vergrößert würden, ebenso auch die Dimensionen der Zementwürfel, welche nur 7 cm Seitenlänge besaßen.

Als Versuchsflüssigkeiten wurden verwendet: destilliertes Wasser, Leitungswasser, Lösungen von Kalziumhydroxyd, Kalziumkarbonat, Kalziumbikarbonat, Gips, künstliches Seewasser, Zementwasser, welches durch Schütteln von Zement mit destilliertem Wasser erhalten wurde und Wasser, das über Zementpulver stand.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen, die recht eingehend in der Veröffentlichung behandelt sind, zeigen, daß durch Verminderung des Luftzutrittes der Angriff der Metalle durch die Flüssigkeiten vermindert werden zum Teil auch verhindert werden konnte.

Was die Ergebnisse der in einem Zement- oder Betonwürfel eingebetteten Metalle anbelangt, so zeigt sich, daß er bei Kupfer wesentlich geringer ist, als durch Zementwasser, daß das in die Zementwürfel eingebettete Blei sehr kräftig angegriffen wurde. Als interessanteste

*) Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Preis g.-h. 3,20 M.

Erscheinung soll hervorgehoben werden, das Festhalten der Zinkprobleplättchen an dem Zement nach Beendigung der Versuche, welches auf eine chemische Reaktion zurückgeführt wird, da auf den losgelösten Zinkplättchen eine zement-

schaften verleihen, die ihn für tragende Bauteile geeignet macht. Ich glaube daher auch nicht, daß die angeregte Erweiterung der Untersuchungen in diesem Sinne Aussicht auf irgend welchen praktischen Erfolg haben kann.

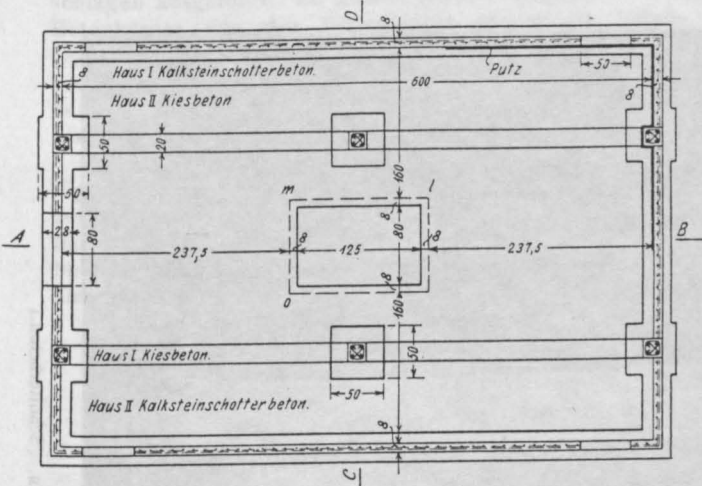
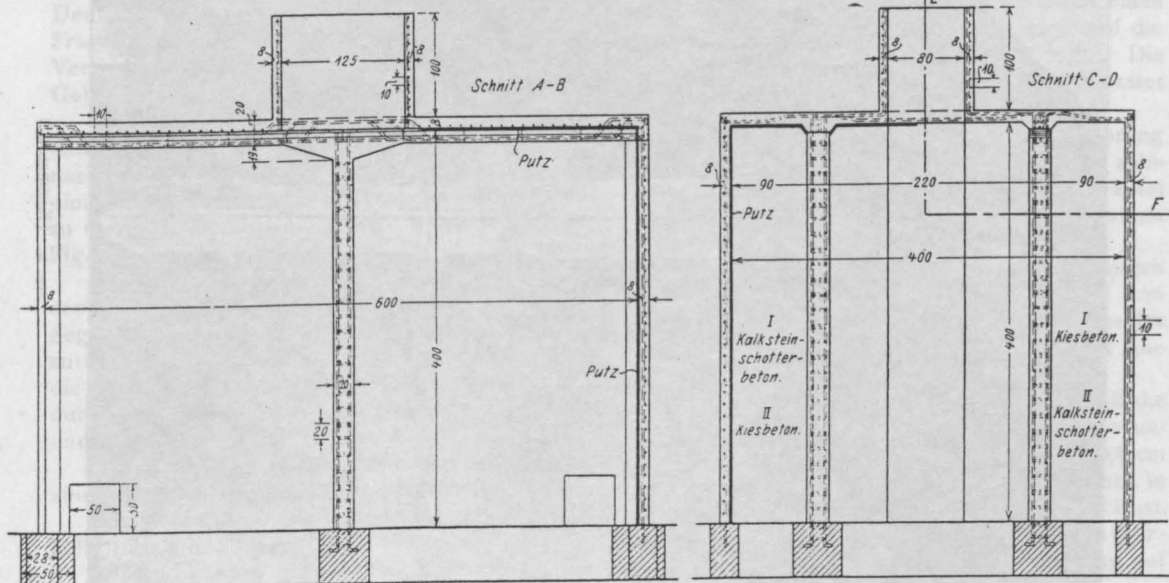


Fig. 1.

artige Kruste hängen blieb, die sich nicht abbürsten ließ.

Die Anregung des Berichtserstatters, dieses Festhalten eventuell technisch bei der Bewehrung des Betons zu verwerthen, kann ich nicht teilen. Es sind andere Eigenschaften, als die sogenannte Haftfestigkeit, welche bei der Bewehrung des Betons durch Eisen dem Verbundkörper Eigen-

müssen, ohne daß die Konstruktion durch einen Brand Schaden erleiden sollte.

In Amerika spielt die Feuersicherheit eines Eisenbetonbaues eine größere Rolle als bei uns weil dort die Versicherungsgesellschaften nur

II. Heft 11. Brandproben an Eisenbetonbauten.

Bericht erstattet von Prof. M. Gary, Abteilungsvorsteher im Kgl. Materialprüfungsamt*).

Aus der Praxis sind uns schon eine größere Anzahl von Beispielen bekannt, welche uns über das Verhalten von Eisenbeton im Feuer Aufschluß geben, und erst neuerdings ist ein solches Beispiel zu verzeichnen, über welches im Septemberheft unserer Zeitschrift berichtet wurde. Wir wissen, daß Eisenbetonbauten feuersicher sind; was wir aber nicht wissen und was auch durch diese Versuche festgestellt werden sollte, ist, welche Zuschläge die Feuersicherheit von Eisenbetonbauten erhöhen und welche Einbettungstiefen die Eiseneinlagen haben

*) Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn (Berlin), Preis geh. 2,— M.

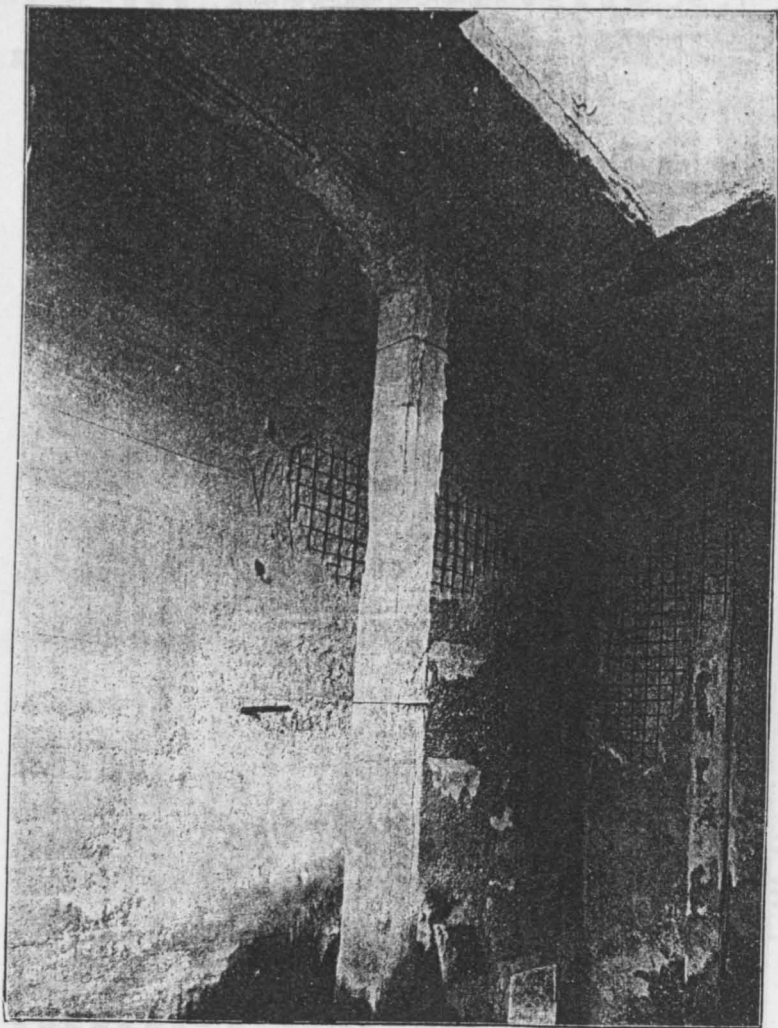


Fig. 2. (Schotterbeton.)

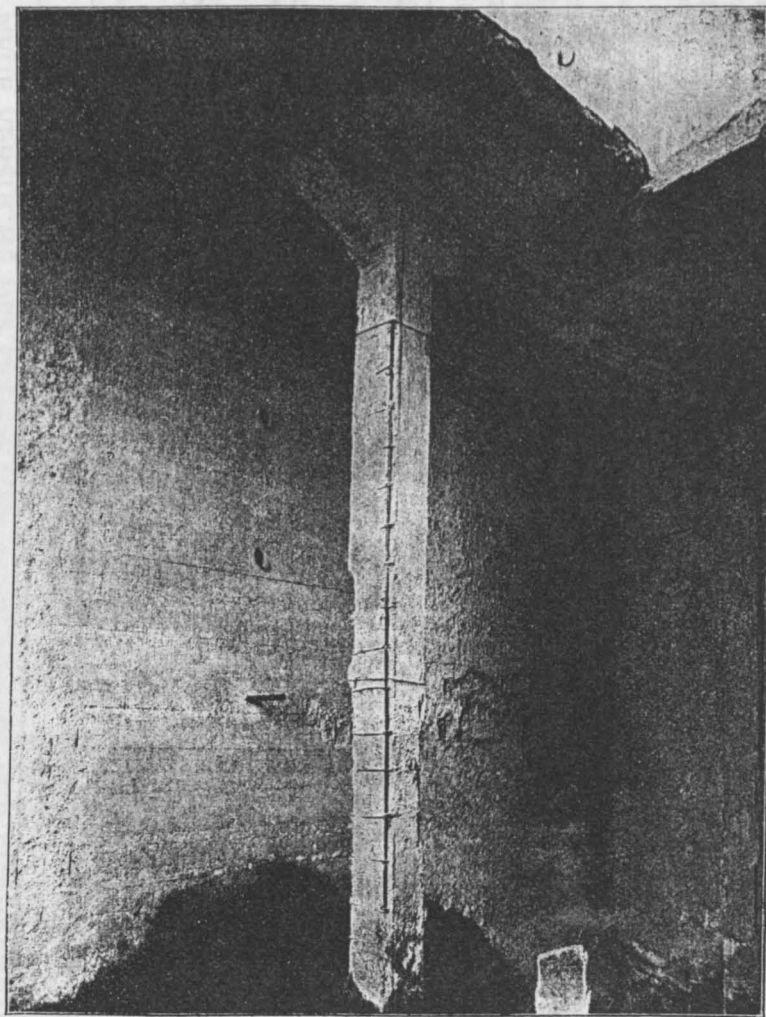


Fig. 3. (Kiesbeton.)

unter ganz bestimmten Voraussetzungen Eisenbetonbauten als feuersicher gelten lassen. So z. B. müssen in Plattenkonstruktionen die Eisen mindestens 2½ cm tief eingebettet sein, bei Balken und T-Balken mindestens 5 cm.

Es war eine dankenswerte Aufgabe des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, dieser Frage näher zu treten und durch systematische Versuche einzelne wichtige Fragen auf diesem Gebiete zu klären.

Nach mehrfachen Beratungen im Deutschen Ausschuss für Eisenbeton hat man sich auf den nach meiner Meinung einzig richtigen Weg geeinigt, eigene Gebäude für Brandversuche zu errichten, deren Dimensionen aus beistehender Fig. 1 ersichtlich sind.

Die Versuche sollten die Wärmeübertragung des Betons, die Widerstandsfähigkeit von Beton gegen Feuer und Wasser, die Feststellung eines zuverlässigen Eisenschutzes bei Feuergefahr und die Ermittlung an Tragfähigkeit der Konstruktion durch Feuer und Wasser während des Brandes und nach dem Brande studieren.

Als Zuschläge bei diesen Versuchen sollten zum Vergleich herangezogen werden:

Sandbeton, Flußkies, Kleinschlag aus Muschelkalk, Basalt und Granit.

Ferner wurden gleichzeitig Vorversuche an kleineren Betonkörpern mit verschiedenen Zuschlägen ausgeführt. Zu diesem Zwecke wurden Betonkörper von den Dimensionen 55 × 20 × 8 hergestellt. Man ist jedoch später von diesen Versuchen abgekommen, weil es sich gezeigt hat, daß so kleine Proben bei einem Feuer von 900 bis 1000° C keine zuverlässigen Ergebnisse liefern.

Zwei Häuschen aus Eisenbeton von den in Fig. 1 ersichtlichen Abmessungen wurden gleichzeitig geprüft. Bei Haus I waren die Eisen 2 cm tief eingebettet. Bei Haus II nur 0,5 cm von Beton bedeckt. In einem Haus sollten zwei Säulen unter einem Unterzug aus Kiesbeton in der Mischung 1:4, in dem anderen aus Kalksteinschotterbeton

in der Mischung 1:2:2 hergestellt werden. Die Wände sollten teilweise geputzt werden, teilweise unverputzt bleiben. Die Erhitzung wurde durch ein mehrere Stunden dauerndes Holzfeuer bewirkt. Die Temperatur wurde während der ganzen Dauer an verschiedenen Stellen gemessen. Nach der Erhitzung sollte die Ablösung durch einen Wasserstrahl erfolgen, der hauptsächlich auf die tragenden Bauteile gerichtet werden sollte. Die Decke sollte während des Versuches belastet werden.

Auf die Einzelheiten der Versuchsausführung und die wichtigen Ergebnisse, ebenso die zahlreichen Abbildungen während des Versuches sei auf die genannte Schrift verwiesen, deren Studium jedermann empfohlen wird.

In dieser Besprechung sei nur auf diejenigen wichtigen Ergebnisse hingewiesen, welche zum Teil eine Übereinstimmung mit den schon aus der Praxis bekannten Ergebnissen, zum Teil auch eine Abweichung von diesen bedeuten.

Es ergibt sich aus den Versuchen, daß die Standfestigkeit eines Eisenbetonbaues davon unabhängig ist, ob die Eisen 2 cm oder nur 0,5 cm eingebettet sind. Ferner ergibt sich, was auch in den beistehenden Figuren 2 und 3 ersichtlich ist, die Überlegenheit von Kalksteinschotterbeton gegenüber Flußkiesbeton in Bezug auf die Feuersicherheit.

Von besonderer Wichtigkeit für die Praxis dürfte es sein, daß die Versuchsergebnisse zu Schlußfolgerungen veranlaßt haben, dahingehend, daß bei richtiger Konstruktion Eisenbetonbauten auch im Feuer höhere Belastungen als die Nutzlast zu tragen vermögen und, was ja schon bekannt war, daß ein Eisenbetongebäude durch ein Schadenfeuer nicht zerstört wird; daß ferner auch bei einem Brande in einem solchen Gebäude die dem brennenden Raum benachbarten Räume, ohne Gefahr betreten werden können, und daß auch brennbare Gegenstände in diesen Räumen vom Feuer nicht angegriffen werden.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Portlandzement und Eisenportlandzement. Von Prof. M. Foerster. Arm. Beton 1911. Heft 2.

Di alcune recenti ricerche su calcri da cemento nella Lombardia. Betrachtungen chemischer und geologischer Natur über einige

Zementrohstoffe in der Lombardei. Von Prof. Mariani. Il Cemento 1911. Nr. 16.

Les ciments siliceux. Auszug aus einem Vortrage von Candlot über den Einfluß der Veränderung des Kieselsäure-, Kalk- und Gipsgehaltes der Zemente; die Ergebnisse von Versuchen sind mitgeteilt; ihre Wiedergabe würde zu weit führen. Le Ciment 1911. Nr. 5.

Cementi di scorie. Ing. Bellotti bespricht

die chemische Zusammensetzung der Hochofenschlacke, ihre Eignung und Verwendung zur Herstellung von Schlackenzement, im besonderen dann das Colloseus-Verfahren, die hiernach hergestellten Zemente, ihre Eigenschaften und Festigkeitszahlen. *Il Cemento* 1911. Nr. 17.

Cemento di magnesia già pronto per l'uso. Verfahren von R. Eggenhöffer (D. R. P. Nr. 211461) zur Herstellung eines schon gebrauchsfertigen Magnesiazementes; Betrachtungen über die chemische Zusammensetzung dieses Zementes, der den Namen Ortochlor führt. *Il Cemento* 1911. Nr. 3.

Eine Zementfabrik in Algier. Beschreibung einer nach dem Trockenverfahren arbeitenden französischen Zementfabrik in der Ebene. Mitidja am Fuße des Atlas. Mit Abb. insbesondere der Grundrißanordnung. *Tonind.-Ztg.* 1911. Nr. 119.

Installations de dépoussiérage pour fours rotatifs. Über Entstaubungsanlagen für Drehrohrröfen in Zementfabriken. *Le Ciment* 1911. Nr. 8.

De quelques problèmes qui se présentent dans la fabrication du ciment Portland. Nach einem Vortrage von Prof. W. S. Landis vor der Am. Soc. of Mech. Eng. Erörterungen über Mischung, Brennen und Sintern der Rohstoffe, Mahlen, Trocknen, Sieben des Zementes; vor allem vom Standpunkte des Maschinenbauers aus. Wichtige Einzelheiten. *Le Ciment* 1911. Nr. 7.

La cottura della calce idraulica. Beschreibung der verschiedenen Öfen zum Brennen der hydraulischen Kalke, Vergleich ihrer Leistungsfähigkeit und ihres Brennstoffverbrauchs. Mit guten Abb. *Il Cemento* 1911. Nr. 17.

2. Prüfung und Untersuchung.

Bericht über die Tätigkeit des Königl. Materialprüfungsamtes zu Groß Lichtenfelde im Betriebsjahre 1909/10. Mitgeteilt von Ing. H. Burchartz. *Arm. Beton* 1911. Heft 1.

Über die Konstitution des Portlandzementes. Von Dipl.-Ing. Wetzel. Einige Mitteilungen über die im Auftrage des Vereins Deutscher Portlandzement-Fabrikanten im Königl. Materialprüfungsamt ausgeführten Versuche zur Ergründung der Konstitution des Portlandzementes. Die Versuche hatten sich mit der Bestimmung der chemischen Zusammensetzung der einzelnen Gefügebestandteile des Klinkers und der Feststellung ihrer Bildungsvorgänge bei hohen Temperaturen zu befassen. Beobachtungsergebnisse werden mitgeteilt. Mit Abb. Mitt. aus dem Königl. Materialprüfungsamt 5. u. 6. Heft.

Würfelprobe oder Kontrollbalken? Von Prof. M. Foerster. *Arm. Beton* 1911. Heft 4.

Diskussion darüber. Äußerungen von: Obering. Becher, Geh. Hofrat Prof. Berndt, Regbmstr. Bernhardt, Dipl.-Ing. Elwitz, Dr.-Ing. Engesser, Bauinsp. Dr. Friedrich, Prof. Gary, Prof. Guidi, Obering. Herndl, Obering. Dr. Kleinlogel, Bmstr. Löser, Ing. Maillart, Geh. Ob.-Reg.-Rat Dr.-Ing. Martens, Prof. Ostefeld, K. K. Baurat Dr. Postuvanschitz, Geh. Reg.-Rat Rudeloff, Prof. Dr. Saliger, Bauinsp. Scharff, Prof. Schüle, Obering. Sturmman, Prof. Suenson, Ing. N. de Tedesco, Hofrat Dr. M. R. v. Thullie. *Arm. Beton* 1911. Heft 5. — Dr.-Ing. R. Färber, Prof. B. Kirsch. *Arm. Beton* 1911. Heft 6. — Ing. L. A. Sanders. *Arm. Beton* 1911. Heft 7.

Un plébiscite international sur une question technique intéressant le ciment armé. Umfrage der Zeitschrift „Armierter Beton“, ob Würfel oder Probek balken zu empfehlen sind. Wiedergabe der Antworten. *Le Ciment armé* 1911. Nr. 6.

Le contrôle de la résistance du béton. Ausführliche Wiedergabe und Besprechung des v. Empergerschen Vorschlages, statt der Probewürfel Probek balken zur Ermittlung der Betonfestigkeit zu verwenden. *Le Ciment armé* 1911. Nr. 8 u. 9.

La prova di flessione nelle costruzioni di cemento armato. Allgemeines über die Prüfung des Eisenbetons mit Hilfe von Biegeversuchen. Ausführliche Besprechung des v. Empergerschen Vorschlages hierzu. Mit Abb. *Il Cemento* 1911. Nr. 18.

Il 7. congresso dell'Associazione italiana per gli studi sui materiali da costruzione (Torino 1911). Auf dem italienischen Materialprüfungskongreß in Turin 1911 wurden verschiedene, den Beton- und Eisenbetonbau betreffende Fragen verhandelt; u. a.:

1. Der italienische Normalsand. Drei Berichtersteller kommen zu dem übereinstimmenden Ergebnis, daß der bisherige Normalsand aus dem Tessin nicht den zu stellenden Anforderungen entspricht, da vor allem seine Korngrößen zu sehr schwanken, und da er stets geringere Zugfestigkeiten ergibt, als andere Sande, auch eine zu geringe Festigkeitszunahme von 7 auf 28 Tage aufweist. Der Kongreß beschloß, zu versuchen, einen anderen Sand mit möglichst scharf begrenzten Korngrößen ausfindig zu machen.

2. Der Wasserzusatz bei Eisenbetonbauten. Man kam zu dem Ergebnis, daß sich hierüber keine allgemein gültigen Bestimmungen treffen lassen, sondern daß die Entscheidung dem Bauleitenden vorbehalten bleiben muß. *Il Cemento* 1911. Nr. 17.

Esperienze comparative su campioni diversi di sabbia normale del Ticino. Dr. Bresciani berichtet über Festigkeitsversuche mit 3 Proben des italienischen Normalsandes aus

dem Tessin, die sämtlich gleichen Ursprungs, aber zu verschiedener Zeit entnommen waren. Die Zugfestigkeitszahlen weichen bis zu 50 vH von einander ab; Verfasser sieht die Ursache in einem Mangel des Normalsandes, bzw. in seiner Zubereitung, und weist auf die deutschen Vorschriften als vorbildlich hin. *Il Cemento* 1911. Nr. 16.

Die Bestimmung der Wärmeausdehnung von Zementbeton und anderen Baustoffen. Von Prof. M. Rudeloff. Mit Abb. *Arm. Beton* 1911. Heft 5 u. 6.

L'expansion et le retrait du beton lors de sa prise. Amerikanische Versuche (Ing. A. T. Goldbeck) über die Zusammenziehung und Ausdehnung des Betons beim Abbinden und Erhärten. Beton, an der Luft erhärtend, zieht sich von Anfang an zusammen, bei trockenen Mischungen etwas mehr, als bei feuchten; die Zusammenziehung beträgt nach 3 Monaten etwa 0,05% und vermehrt sich von da ab kaum mehr. Rechnet man mit etwa $12 \cdot 10^{-6}$ linearer Temperaturdehnung, so würde die gefundene Zusammenziehung einer Temperaturverminderung von $0,0005 : 0,000012 =$ etwa 42°C. entsprechen; die Zugbeanspruchung betrüge etwa $140000 \cdot 5 \cdot 10^{-4} = 70 \text{ kg/qcm}$; tatsächlich treten aber schon früher Risse auf. Die feucht gehaltenen Proben zeigten im Anfang etwas Ausdehnung; sie zogen sich aber später nach der Austrocknung ebenfalls zusammen, und zwar fast ebenso stark, wie die trocken gelagerten. Interessante Ausführungen zu dieser hochwichtigen Frage. *Le Ciment* 1911. Nr. 9. — *Arm. Beton* 1911. Nr. 11. — *Eng. Rec.* 1911. S. 73.

Détermination de la température de la prise du béton. Mitteilung über Versuche beim Bau der Schleusen des Panamakanales, um die Temperatur im Innern der großen Betonmassen während des Abbindens und Erhärtens festzustellen. Gemessen wurde die Temperatur auf elektrischem Wege. Die Ergebnisse sind in Schaubildern dargestellt. Nach *Concr. & Constr. Engg.* Juni 1911. — *Le Ciment* 1911. Nr. 6.

Les appareils de chauffage dans les laboratoires. Heiz- und Wärmeapparate für chemische Laboratorien, im besonderen zur Untersuchung der Bindemittel. Mit Abb. *Revue mat. constr.* 1911. Nr. 9.

Influence de certains liquides sur le béton de ciment. Einfluß verschiedener Flüssigkeiten auf Beton, und zwar von Zucker- und Siruplösungen, Glycerin, Abwässer der Gasanstalten, Drainagewässer. Nach dem Zentralblatt für Chemie: Analyse der hydr. Zemente *Le Ciment* 1911. Nr. 5.

Einfluß von Tonerde auf Zementmörtel. Von F. l'Allemand. *Arm. Beton* 1911. Heft 5.

Das Hydratwasser im Traß. Von Anton Hambloch. *Arm. Beton* 1911. Heft 5.

3. Wirtschaftliches.

Entwicklung der Zementindustrie. Von Dr. Goslich jun., Züllchow. Auszug aus dem Vortrag auf der 24. Hauptversammlung des Vereins deutscher Chemiker. Nach geschichtlicher Einleitung bespricht der Verfasser die Konstitution des Zementes und den Erhärtungsvorgang unter Anführung der teilweise weit auseinander gehenden Meinungen der namhaften Zementforscher, geht alsdann auf die Herstellung und hierzu erforderlichen Anlagen näher ein und schließt mit einem Überblick über die wirtschaftlichen Verhältnisse der Zementindustrie. *Deutsche Bztg.* Mitt. 1911. Nr. 17 u. 18.

Die wirtschaftliche Lage der Zementindustrie. Von Dr. Alfred Kubatz. Die Ursachen des wirtschaftlichen Rückganges werden kurz angedeutet und einige Vorschläge zur Besserung der Lage gemacht. *Zement u. Beton* 1911. Nr. 35.

L'industrie du ciment Portland aux États-Unis en 1910. Im Jahre 1910 betrug die Herstellung an Zement in den Vereinigten Staaten 76 Mill. barils = 13 680 000 t = 270 Mill. Mark, woran 110 Fabriken beteiligt sind. *Le Ciment* 1911. Nr. 8.

Insuffisance de la production du ciment en Russie. In Rußland hat der Zement stellenweise schon das Doppelte seines früheren Preises erreicht. Der Grund ist unzureichende Herstellung im Lande selbst. *Le Ciment* 1911. Nr. 6.

Le béton armé, syst. Hennebique, en 1910. Übersicht über die Tätigkeit des Hauses Hennebique im Jahre 1910. Ein alljährlich erscheinendes Album gibt eine Zusammenstellung aller Bauten aus Eisenbeton, die im Laufe des Jahres von den 500 Konzessionären der Firma Hennebique ausgeführt worden sind; im Jahre 1910 sind es 2088 Bauwerke, deren Kosten sich auf 30 Mill. Frs. belaufen. Diese verteilen sich wie folgt: Eisen 19%, Zement 12%, Sand und Kies 4%, Holz 6%, Arbeitslohn 28%, Entwurf, Unterhaltung der Maschinen usw., allgemeine Unkosten und Unternehmergeinn 31%. Nach den Angaben der Firma kostet 1 cbm Eisenbeton mit Putz usw. 200 Frs., enthält 200 kg Eisen, 500 kg Zement, 0,6 cbm Sand, 0,8 cbm Kies und verlangt 0,2 cbm Holz. Von 1892 bis 1910 (einschl.) sind von der Firma Hennebique 22 423 Bauwerke im Werte von 410 Mill. Frs. ausgeführt worden. Anführung einiger Beispiele ausgeführter Bauten. Mit Abb. *Le Ciment armé* 1911. Nr. 9. — *Arm. Beton* 1911. Heft 11.

II. Theorie.

Ein neues Dimensionierungsverfahren für einfach armierte Plattenbalken, mit $x > d$. Von Dipl.-Ing. Hugo von Bronneck. Mit Abb. *Arm. Beton* 1911, Heft 4.

Die graphische Dimensionierung doppelt armierter Eisenbetonplatten und Plattenbalken. Von Dipl.-Ing. Hugo von Bronneck. Mit Abb. Arm. Beton 1911, Heft 1.

Über einfache und doppelte Armierung rechteckiger Querschnitte. Von Dr.-Ing. Fr. Engesser. Mit Abb. Arm. Beton 1911, Heft 7.

Einfache Ermittlung der Eisenquerschnitte für stabförmige Eisenbetonkörper mit Biegungs- und Achsialdruck oder Zugbeanspruchung. Dr.-Ing. M. Koenen-Berlin zeigt unter Hinweis auf das Verfahren von Wuczkowski s. L., Oktober 1911, II, S. 373, eine einfache anderweite Lösung. Beton u. Eisen 1911, Heft 15.

Ableitung von Formeln zur direkten Dimensionierung der Eiseneinlagen in exzentrisch belasteten Eisenbetonquerschnitten. Von Dipl.-Ing. Richard Rossin. Mit Abb. Arm. Beton 1911, Heft 6.

Biegung und Achsialdruck. Von Prof. Hager. Mit Abb. Arm. Beton 1911, Heft 8.

Die Wölbwirkung des Voutenbalkens. Von Dipl.-Ing. Max Mayer. Arm. Beton 1911, Heft 3.

Welchen Sicherheitsgrad besitzen unsere Baukonstruktionen? Von Dipl.-Ing. G. Kaufmann. Verfasser weist auf die Unstimmigkeit hin, die bei der üblichen Berechnungsweise zwischen dem rechnermäßig und dem tatsächlichen Sicherheitsgrad besteht, insofern als ein Tragwerk mit großer ruhender Belastung und geringerer Nutzlast eine erheblich höhere Sicherheit aufweist als ein anderes mit kleiner ständiger Last und großer Nutzlast. Im ersteren Falle könnte also die zulässige Beanspruchung wesentlich höher angenommen werden als im zweiten, um bei beiden Konstruktionen den gleichen Sicherheitsgrad zu erhalten. Beispiele und Vorschläge zu einwandfreierer Berechnung. Zement u. Beton 1911, Nr. 35.

Verschiedene Fragen über Bestimmung der Tragfähigkeit von Steineisenwänden. Von Regierungsbaumeister L. Kropf. Mit Abb. Arm. Beton 1911, Heft 4.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Tetmayers Eisenbetonversuche. Bearb. von den Prof. B. Kirsch u. Dr.-Ing. R. Saliger. Mit Abb. Arm. Beton 1911, Heft 2, 3, 4.

Neue Versuche mit Eisenbetonbalken. Ausgeführt für den deutschen Ausschuss für Eisenbeton von C. v. Bach unter Mitwirkung von O. Graf. Besprochen von Prof. M. Foerster. Arm. Beton 1911, Heft 2.

Versuche mit durchlaufenden Platten an einem Eisenbetonbau. Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst. Mit Abb. Arm. Beton 1911, Heft 2.

Mitteilung über Zug- und Dehnungsversuche an Betonkörpern mit besonderer Bewehrung. Von Ing. Eduard Steiner. Mit Abb. Arm. Beton 1911, Heft 2.

Die Scherfestigkeit des Betons. Von Dr.-Ing. Otto Mohr. Mit Abb. Arm. Beton 1911, Heft 7.

Zur Frage der Haftung zwischen Eisen und Beton. Zuschriften von Dr.-Ing. E. Preuß und Prof. R. Baumann. Arm. Beton 1911, Heft 6.

Wichtige Eigenschaften des Eisenbetons und ihre bisherigen, unrichtig angegebenen Ursachen. Von Prof. Dr. Rohland, Stuttgart. Verfasser bespricht kurz und erklärt die Rostsicherheit und die Entrostung des Eisens im Eisenbeton unter Hinweis auf die Deutungen anderer Forscher. Deutsche Bztg. Mitt. 1911, Nr. 19.

Neue Versuche über die Wirkung des elektrischen Stromes auf Eisenbeton. Von F. l'Allemand. Mit Abb. Arm. Beton 1911, Heft 2.

Der Elastizitätsmodul eines Betongewölbes. Von Dr.-Ing. H. Färber, Frankfurt a. M. Die genaue Kenntnis des Elastizitätsmoduls ist wichtig bei gelenklosen Gewölben für die durch Temperaturschwankung und durch Nachgeben der Widerlager verursachten Zusatzspannungen, bei der Knicksicherheit von Stützen, ferner bei der Bemessung des Verhältnisses der Elastizitätsmoduli von Eisen und Beton bei Verbundkonstruktionen. Mit Hilfe der genau gemessenen Einsenkung eines Gewölbebogens wird der Elastizitätsmodul berechnet und zu 342 000 kg/cm² gefunden, also ein wesentlich höherer Wert, als im allgemeinen angenommen. Der Gang der Berechnung wird gezeigt. Deutsche Bztg. Mitt. 1911, Nr. 15 u. 16.

IV. Leitsätze und Vorschriften.

Runderlaß, betreffend baupolizeiliche Prüfung und Abnahme der auf Druck beanspruchten Bauteile aus Stampfbeton. Betrachtungen zum Runderlaß vom 8. Dez. 1910. Von H. Sturmman. Arm. Beton 1911, Heft 2.

Deutsche und österreichische Normen für Portlandzement. Dr. A. Moyer vergleicht die beiden Vorschriften miteinander unter Hervorhebung der gegenüber den früheren Bestimmungen eingetretenen Übereinstimmungen und unter Angabe der noch bestehenden Unterschiede. Zement u. Beton 1911, Nr. 41.

Le nuove norme tedesche per l'uniformità delle forniture e delle prove del Cemento Portland. Wiedergabe und Besprechung der deutschen Normen für die Lieferung und Prüfung von Portlandzement. Il Cemento 1911, Nr. 5.

Le prescrizioni normali ufficiali sulle pozzolane. Ausführliche Wiedergabe der italienischen Vorschriften über die Verwendung und Prüfung der Puzzolane. Die Vorschriften befassen

sich eingehend mit allen Einzelheiten und sind deshalb auch für Deutschland von großer Wichtigkeit. *Il Cimento* 1911. Nr. 18.

Nouvelles clauses et conditions générales des Ponts et Chaussées. Einige Veränderungen in den allgemeinen französischen Vorschriften über die Vergabung von Arbeiten und Lieferungen für Straßen- und Brückenbauten werden ausführlich mitgeteilt. Sie betreffen: Referenzen der Bewerber, Kautions, Zuschlagserteilung, Unterlagen für die Ausführung, Lohnzahlung und Krankenfürsorge, Unglücksfälle und höhere Gewalt, nachträgliche Änderung in den Vordersätzen (Massen) und in den Einheitspreisen, Zwangsmaßregeln gegen den Unternehmer, die endgültige Abrechnung und Bezahlung (3 Monate nach der Schlußabnahme), Streitigkeiten (Schiedsgericht). *Le Ciment armé* 1911. Nr. 6.

Travaux du Concrete Institute. Der ständige Ausschuß des Concr. Inst. hat Untersuchungen angestellt über die Bedingungen, denen die Rohstoffe des Eisenbetons genügen müssen. Er fordert: Der Sand soll mehr als $\frac{1}{2}$ mm, weniger als 6 mm, der Kies mehr als 6 mm und weniger als 20 mm Korngröße haben. Von Steinschlag ist garnicht die Rede. Das Eisen soll wenigstens 42 kg/qmm Festigkeit und eine Elastizitätsgrenze von 24 kg/qmm bei 25% Dehnung an Proben mit einem Durchmesser von $\frac{1}{8}$ der Länge aufweisen. Wichtig ist, daß zu den Festigkeitsversuchen an Würfeln von 10 oder 15 cm Seitenlänge noch Angaben über den Gehalt des Sandes und Kieses an den verschiedenen Korngrößen gemacht werden sollen, und zwar sind die Maschenweiten der Siebe für Sand: 0,5; 0,8; 1,5; 3,0; 6,0 mm; für Kies 6,0; 10,0; 12,0; 16,0; 18 mm. *Le Ciment* 1911. Nr. 6.

Instructions Britanniques relatives aux constructions en ciment armé. Eisenbetonvorschriften für England, aufgestellt und anerkannt vom R. Inst. of Arch., dem Concr. Inst. u. a. techn. Vereinigungen; desgl. vom Min. des Kriegs und der Marine. Ausführliche Wiedergabe mit allen Einzelheiten. *Le Ciment* 1911. Nr. 8, 9, 10.

The second report of the joint committee reinforced concrete. Von einer Kommission von Mitgliedern des Royal Institute of British Architects, der District Surveyors' Association, des Institute of builders, der Municipal and County Engineers Association, des War Office, der Admiralty, des London County Council und des Concrete Institute sind die im Jahre 1907 erstmalig herausgegebenen Leitsätze für den Eisenbetonbau umgearbeitet worden und neu erschienen. Sie erstrecken sich auf Vorwort, Material, Berechnungsmethoden, Scherkraft, Säulen mit zentrischer und unzentrischer Belastung und die Zeichenerklärung. Abdruck der Vorschriften. *Concr. a. Constr. Engg.* 1911. Bd. VI. Nr. 8.

Canadian standard building regulations for reinforced concrete. Mitteilung von Vorschriften für Eisenbetonbauten, aufgestellt von der Kanadischen Zement- und Betongesellschaft. Die Vorschriften enthalten 53 Einzelbestimmungen unter 4 Hauptabteilungen: I. Allgemeines; II. Material; III. Entwurf und IV. Ausführung. *Concr. a. Constr. Engg.* 1911. Bd. VI. Nr. 9.

Leitsätze für Kalk. Der Verein Deutscher Kalkwerke E. V. hat Leitsätze für einheitliche Lieferung und Prüfung von Kalk aufgestellt und in der diesjährigen Hauptversammlung zum Beschluß erhoben. Die Leitsätze werden im Wortlaut mitgeteilt. Sie umfassen:

I. Begriffserklärungen für 1. Luftkalke (Fettkalke); 2. schwach hydraulische Kalke und 3. stark hydraulische Kalke oder Wasserkalke.

II. Lieferung und Eigenschaften der im Handel unterschiedenen 2 Kalke, A. des ungelöschten Kalkes und B. des gelöschten Kalkes.

III. Prüfung der vorstehend unter A. und B. aufgeführten Kalke auf 1. Abbindeverhältnisse, 2. Raumbeständigkeit und 3. Mörtelfestigkeit.

Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 119.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Baunfälle.

Le béton renforcé. E. Maynard hat schon im Jahre 1903 und 1904 Versuche mit Beton gemacht, der durch kurze Drahtstücken kreuz und quer bewehrt war und etwa die 2,4fache Festigkeit des gewöhnlichen Betons aufwies. *Le Ciment armé* 1911. Nr. 8. — s. L. Juni 1911. III. S. 240.

Le béton transporté. Wiedergabe eines Aufsatzes von H. Burchartz in Beton und Eisen, der sich sehr günstig über Transportbeton ausspricht. Anführung von Versuchsergebnissen. *Le Ciment* 1911. Nr. 7.

Concrete Engineering. Von A. C. Davis an der Universität Cambridge. In 3 Aufsätzen behandelt der Verfasser das Versuchswesen des Portlandzementes sowie den Betonbau von der praktischen und theoretischen Seite. *Concr. a. Constr. Engg.* 1911. Bd. VI. Nr. 6, 8 u. 9.

Wolles Saxonia- und Bavaria-Maste. Von Geh. Hofrat Prof. Theodor Böhm. Mit Abb. *Arm. Beton* 1911. Heft 5.

Drahtseilbahnen bei der Ausführung von Ingenieurbauten. Von Dipl.-Ing. Wettich. Leipzig. Nach geschichtlicher Einleitung werden eine Reihe neuerer bemerkenswerter Anlagen der Fabrik von A. Bleichert & Co., Leipzig, an der

Hand von Abbildungen beschrieben. Deutsche Bztg. Mitt. 1911. Nr. 17 u. 18.

Mitteilungen aus der amerikanischen Praxis. Zusammengestellt von Dipl.-Ing. F. Pallemand. Mit Abb. Arm. Beton 1911. Heft 1.

Exécution mécanique du ciment armé. Beispiele für die maschinelle Verteilung und Verarbeitung von Beton in Amerika. Le Ciment armé 1911. Nr. 8.

Mattoni vuoti chiusi da ogni parte. Beschreibung einiger Arten von allseitig geschlossenen Hohlziegeln, ihre Herstellung und ihre Verwendung. Mit Abb. Il Cemento 1911. Nr. 16.

Bauausführungen mit Vorsatzbeton. Von Regierungsbaumeister Kutschke, Charlottenburg. Daß der Vorsatzbeton den Wettbewerb mit dem natürlichen Stein nicht zu scheuen braucht, wenn er an richtiger Stelle angewandt und sachgemäß hergestellt wird, zeigen einige vorgeführte Beispiele von Hochbauten, Treppen- und Brückenanlagen in Berliner Vororten. Deutsche Bztg. Mitt. 1911. Nr. 18 u. 19.

Telegraphenstangen aus Holz und aus Beton. Eine vergleichende Betrachtung von Dr.-Ing. F. Moll. Verfasser ist auf Grund angestellter Wirtschaftlichkeitsberechnungen der Ansicht, daß zurzeit die Betonmasten noch keine derartige Ausgestaltung erfahren haben, um mit der Holzstange in Nutzbauten, z. B. für Telegraphen- und Telefonleitungen in erfolgreichen Wettbewerb treten zu können. Zement u. Beton 1911. Nr. 39.

Le béton armé de bois. Beton, mit Holzeinlagen bewehrt. Le Ciment 1911. Nr. 5. — vgl. L. Nov. 1911. III. S. 407.

Portland Cement at the agricultural show Norwich. Vorführung der verschiedenartigen Verwendungen von Portlandzement in landwirtschaftlichen Betrieben. Gefäße, Einfriedigungen. Mit Abb. Concr. a. Constr. Engg. 1911. Bd. VI. Nr. 9.

2. Ausführungen im Hochbau.

Colonne mixtes en fer, font et béton. Säulen mit Gußeisenmantel, die mit Beton ausgefüllt und deren einzelne Teile durch eine durchgehende Eiseneinlage im Beton miteinander verbunden werden. Mit Abb. Le Ciment 1911. Nr. 6. — vgl. L. Aug. 1911. V, 1. S. 303.

Mur de soutènement à Berne. Stützmauer von 11 m Höhe und 100 m Länge in Bern. Rippen auf der Vorderseite der Mauer, also nach außen vortretend, alle 4 m verbunden durch gewölbte Platten, die unten weiter zurückliegen als oben. Die Mauer stützt einen Straßendamm; der Fußweg liegt auf einer Auskragung. Mit guten Abb. Le Ciment 1911. Nr. 6.

Die Haupthalle des Empfangsgebäudes im neuen Personenbahnhof Karlsruhe. Von

Dipl.-Ing. Spangenberg u. Dipl.-Ing. Stark. Mit Abb. Arm. Beton 1911, Heft 1, 2, 3.

Der Eisenbeton beim Bau der Norddeutschen Ölwerke in Hamburg. Von Oberingenieur Dipl.-Ing. Eugen Schilling, Kiel. Eine größere Anzahl verschiedenartiger Eisenbetonbauten werden beschrieben und bildlich dargestellt und zwar der Mehlspeicher, die Müllerei, die Mehlsilos mit Wasserturm, die Extraktion, das Kuchenlager, das Maschinenhaus, das Kesselhaus, der Schornstein, der Kohlenbunker, der Presssaal, der Ölsaatsilo mit dem Transportbandkanal und die Raffinerie. Bemerkenswert sind die Gründungen der Anlagen bei den sehr ungünstigen Bodenverhältnissen. Deutsche Bztg. Mitt. 1911. Nr. 16 u. 17.

Die Enteisungsanlage für das zweite Grundwasserwerk der Stadt Braunschweig. Von Ing. Wörrlein. Ausführliche Beschreibung der aus einer Reihe von Gebäuden bestehenden Anlage. Hervorzuheben ist die Dachausbildung über dem Rieserraum, die in Betonrahmen von gefälliger Form mit zwischengespannter Eisenbetonhohlziegeldecke besteht. Statische Berechnung und Einzelheiten der Entwurfsanordnung. Mit zahlr. Abb. Zement u. Beton 1911. Nr. 39 u. 40.

Réservoir avec 24 m de hauteur d'eau. Wasserhochbehälter von 6,7 m Durchmesser und 24 m (!) Wasserhöhe, 850 cbm Inhalt. Die Wände sind 15—30 cm stark. Es wird nachgerechnet, daß eine solche ungewöhnliche Ausbildung außerordentlich teuer zu stehen kommt und nur durch besondere zwingende Gründe zu rechtfertigen ist. Le Ciment 1911. Nr. 9.

Silos per carbone in cemento armato. Kohlenilos. Il Cemento 1911. Nr. 18. — s. Arm. Beton 1911. Nr. 9.

Le stade de Turin. Stadion in Turin, erbaut von der Firma Porcheddu, vollständig in Eisenbeton. Ellipsenform, große Achse 362 m außen, 323 m innen; kleine Achse 204 und 164 m. Kurze Beschreibung der Gesamtanlage, die 36 000 qm Eisenbetonfußböden der Tribünen aufweist. Mit Abb. Le Ciment armé 1911. Nr. 7. — Le Ciment 1911. Nr. 5.

Un nuovo teatro in calcestruzzo armato. Il teatro Apollo a Roma. Der Zuschauerraum hat elliptischen Grundriß, von etwa 24 m und 17 m Achsenlänge. Überdachung dieser Fläche mit Hilfe zweier Hauptträger von Vierendeelscher Bauart, mit trapezförmigem Oberrand, parallel und symmetrisch zur kleineren Achse, in 7 m Entfernung voneinander. Dazu zahlreiche Nebenträger von 5 bis 7 m Stützweite. Die beiden Ränge sind 1,4 m weit ausgekragt und werden mitsamt den dahinter liegenden Umgängen von Eisenbetonsäulen getragen. Abb. des fertigen Bauwerks und von Einzelheiten. Il Cemento 1911. Nr. 5.

Some examples of concrete and reinforced concrete work in Mexiko. Der Aufsatz behandelt die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues in Mexiko und zeigt an der Hand von ausgeführten Bauwerken verschiedener Art (die großen Fortschritte der Bauweise. Näher erläutert werden eine Brücke in Monterrey, eine Fabrikanlage in Guadalajhira, ein elektrisches Wasserkraftwerk in Necaxa und ein Hochbehälterbau in Empalme. Mit Abb. Concr. a. Constr. Engg. 1911. Bd. VI, Nr. 7.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Entwurf einer Weserbrücke für Bremen. Von Dipl.-Ing. Hans Leitner. Mit Abb. Arm. Beton 1911. Heft 6.

Die Langenzugbrücke in Hamburg. Von Professor M. Foerster. Mit Abb. Arm. Beton 1911. Heft 5.

Construction de ponts de grandes portées. Vortrag von F. Barber vor der Canadian Cement & Concrete Association über den Bau weitgespannter Wölbbrücken. Zunächst einige Angaben über die größten Spannweiten von Bruch- und Hausteinstrücken: Grossvenor-Brücke in Chester (England) mit 61 m; Po-Brücke gleicher Spannweite in Turin; Cabin John - Brücke in Washington (1864) mit 67 m; Pétrusse-Brücke in Luxemburg (1902) mit 84 m; Syratul-Brücke in Plauen i. Voigtl. (1905) mit 90 m.

Weiter folgt eine Zusammenstellung von Betonbrücken:

Besprochen wird ferner: Auflösung der Übermauerung und der Widerlager in durchbrochene Konstruktionen, und des Gewölbes in mehrere Rippen, Vor- und Nachteile dieser Anordnung; Anwendung der Gelenke bei kleineren und großen Brücken. Die Amerikaner bauen große Gewölbe als eingespannte Bögen und möglichst ohne Bewehrung. Le Ciment armé 1911, Nr. 5, nach The Canadian Engineer.

Bemerkenswerte Bauwerke in Eisenbeton (Förderbrücken). Von Obering. Hart. Mit Abb. Arm. Beton 1911, Heft 2 u. 6.

Eisenbeton-Bogenbrücke in Schweidnitz i. Schl. Von Obering. K. Schaaf, Breslau. Die Brücke überspannt mittels einer 26 m weiten Öffnung den Gondelteich. Sie besteht aus zwei Parabelbögen mit Zugband und aufgehängter Fahrbahn. Die beiderseitige Auflagerung der vom Widerlager vollkommen getrennten Brückenkonstruktion besteht in einer Schicht Asphaltzillpappe. Die Brücke ist als einfach statisch unbestimmt berechnet. Über die Armierung und sonstigen Einzelheiten, auch über Lehrgerüst und Schalung geben die beigegebenen Abb. Aufschluß. Deutsche Bztg. Mitt. 1911. Nr. 15.

Die Anwendung des Eisenbetons im Eisenbahnbau. Von Regbmstr. Schaechterle. Vortrag auf der XIV. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins in Berlin. Verfasser bespricht die Anwendung des Eisenbetons bei neueren Bauten im Bereich der Königl. Württ. Staatseisenbahnen. Er weist zunächst auf die

Jahr	Ort	Spannweite m	Stich m	Breite m	
1910	Grafton Str. in Auckland (Neuseeld.)	97,28	25,60	10,95	Eisenbeton: 3 Gelenke.
1910	Rocky River (Cleveland)	85,10	24,32	18,34	Beton.
1908	Sitter (Schweiz)	78,70	26,44	6,70	Eisenbeton.
1908	Walnut Lane (Philadelphia)	70,83	21,43	18,24	Beton.
1904	Grünwald (Deutschland)	69,79	12,76	9,17	Eisenbeton: 3 „
1905	Ulm (Württ.)	65,36	5,49	13,98	Beton: 3 „
1907	Kempton (Bayern)	64,32	26,35	16,41	„ 3 „
1908	Eisenb. Fogaras-Kronstadt (Ungarn)	59,88	21,28	—	Eisenbeton: 3 „
—	Almendarès (Kuba)	57,76	—	—	Beton: 3 „
1907	Lautrach (Bayern)	57,00	9,80	4,18	„ 3 „
1904	Decize (Frankreich)	55,93	4,66	10,64	Eisenbeton.
1907	Pyrimont (Frankreich)	53,70	7,60	3,80	„
Im Bau:					
	Rom, über den Tiber	100,00	10,00	—	Eisenbeton.
	Monroe Str. in Washington	85,42	34,96	20,67	Beton.
Entwürfe:					
	Henry Hudson (New York)	213,71	53,80	24,32	Beton.
	Larrimer Ave (Pittsburg)	91,20	—	—	„
	Medland (New York)	86,64	16,24	39,21	„

Umstände hin, die lange Zeit der Entwicklung des Eisenbetonbaues entgegenstanden, erörtert hierbei die vorhandenen amtlichen Vorschriften, insbesondere die der württ. Eisenbahnverwaltung und bespricht alsdann die Momente, die neuerdings die Anwendung der neuen Bauweise begünstigen. Schließlich werden eine größere Anzahl bemerkenswerter Ausführungen namentlich Brücken an der Hand von zahlr. Abb. eingehend erläutert. Deutsche Bztg. Mitt. 1911. Nr. 11—14.

Le pont de Werra. Ausführliche Beschreibung mit Abbildungen der Werrabahn in Heeringen. Le Ciment armé 1911. Nr. 6. — s. L. Juli 1911, V, 3. S. 272.

Le pont de l'Exposition de Rome. Anlässlich einer kurzen Besprechung der 100 m weit gespannten Ausstellungsbrücke in Rom wird mitgeteilt, daß im Jahre 1900 beim Wettbewerb um die Brücke Alexandre III. in Paris Ed. Coignet einen Entwurf in Eisenbeton aufgestellt hatte, der aber nicht in Betracht kam, weil man damals zum Eisenbeton noch nicht das genügende Vertrauen hatte. Le Ciment 1911. Nr. 5. — s. L. Nov. 1911, V, 3. S. 409.

Critique des cintres rigides. Der Vorschlag von Ph. Aylet, die Lehrgerüste von Wölbbrücken nicht auf die Talsohle abzustützen, sondern an Kabeln aufzuhängen, wird wiedergegeben und besprochen. Für manche Fälle ist der Vorschlag ja beachtenswert. Le Ciment armé 1911. Nr. 7. s. L. Nov. 1911. V, 3. S. 410.

Eigenartige Aufstellung einer Straßenbrücke. Von F. Pallemant. Mit Abb. Arm. Beton 1911. Heft 5. s. L. Aug. 1911. V, 3. S. 305.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Protection des digues. Ausführliche Wiedergabe eines Vortrages von R. de Muralt vor der Vereinigung franz. Ziviling. über den Schutz der Seeküsten. Die von de Muralt erdachten und mit Erfolg angewendeten Küstenbefestigungen werden eingehend beschrieben und in Abb. dargestellt. Le Ciment armé 1911. Nr. 5 und 6. — s. L.

Kobe Harbour improvements. Ausführliche Beschreibung der Hafenergänzungsbauten in Kobe, insbesondere des Entwurfs und Baues einer hohen Kaimauer aus Eisenbetonkaissons. Mit guten Photogr. Concr. a. Constr. Engg. 1911. Bd. VI. Nr. 8. — s. auch L. Okt. 1911. V, 4. S. 375.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Neuere Eisenbetonkonstruktionen im Gebiete des Bergbaues. Vortrag auf der XIV. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. Von Dr.-Ing. K. W. Mautner. Mit Abb. Arm. Beton 1911. Heft 4 u. 7.

Cuvelage en ciment armé pour puits de sondage de grande profondeur. Auskleidung in Eisenbeton für Schächte und Versuchsbrunnen, hergestellt nach einem amerikanischen Verfahren mit Hilfe einer „Cement gun“. Beschreibung ohne Abb. Le Ciment armé 1911. Nr. 5.

Le Tunnel sous l'Elbe à Hambourg. Kurze Beschreibung der Anlage und des Bauvorganges mit Abb. Le Ciment 1911. Nr. 9. — Zement u. Beton 1911. Nr.

Mammutpumpen-Anlage zur Untertunnelung der Spree. Beschreibung einer modernen Wasserhaltungsanlage bei der Herstellung der Untergrundbahntunnel unter der Spree in Berlin. Aus Gründen der Betriebssicherheit und wegen der Größe der erforderlichen Absenkung sah man von der sonst üblichen Anwendung von Kreiselpumpen oder Kolbenpumpen ab und verwendete von Preßluft betätigte Mammutpumpen mit bestem Erfolg. Einzelheiten. Abb. der Einzel- und Gesamtanordnungen. Zentr. d. Bauv. 1911. Nr. 85.

The Catskill Mountain waterworks for New York. Einige Angaben über die Herstellung des großen Zuleitungskanals aus Eisenbeton. Mit Abb. Concr. a. Constr. Engg. 1911. Bd. VI. Nr. 9.

VI. Allgemeine Fragen.

Streiks und Aussperrungen im Baugewerbe. Von Dr. phil. Johs. Schellwien. Ausführliche Zusammenstellungen aus dem vom Kaiserlichen Statistischen Amt seit 1899 gesammelten Material über die im Gebiete des Deutschen Reiches vorgekommenen Streiks und Aussperrungen. Vergleich der letzten 10 Jahre nach Zahl der Streiks oder Aussperrungen, nach der Zahl der Beteiligten, der betroffenen Betriebe, nach der Art der Forderungen, nach Dauer und Erfolg unter Vergleich des Anteils des Baugewerbes. In den hochinteressanten Angaben nimmt das Jahr 1910 durch seinen Riesen-Tarifkampf eine außergewöhnliche Stellung ein. Zement u. Beton 1911. Nr. 38.

Schiedsgerichte. Von Dr. Alfred Kubatz, Berlin. Verfasser erörtert die Einrichtung der Schiedsgerichte; bespricht die hierüber für die Reichsbetriebe erlassenen Bestimmungen, sowie die Schiedsgerichtsordnung, die der Deutsche Betonverein unter Mitwirkung von Vertretern Deutscher Bundesstaaten aufgestellt und die bei den verschiedenen Regierungen geteilte Aufnahme erfahren hat. Er verspricht sich mehr Erfolg aus der Schaffung einer einheitlichen Schiedsgerichtsordnung für das ganze Reich und für alle industriellen Organisationen. Beton u. Eisen 1911. Heft 17.

Ein Gerichtsurteil in der Eisenportlandzementfrage. Es handelt sich um die Klage der Süddeutschen Zementverkaufsstelle gegen eine französische Zementfabrik, die ihren Zement als Portlandzement anpreist, trotzdem es ein Eisenportlandzement ist. Tonind.-Zeitung. 1911. Nr. 113.

Questioni termiche relative alle tubazioni di cemento e di metallo. Mitteilung

RECHTSFRAGEN.

Folgeschwerer Einsturz eines Betonbaues.

Urteil des Reichsgerichts vom 9. November 1911.

Leipzig, 9. November. (Nachdruck verboten.) In Kiel ließ der Maschinenfabrikant B. einen Fabrikneubau aus Beton mit eingelegten Eisenstäben herstellen und übertrag die Ausführung der Zementbauaktiengesellschaft, deren technischer Leiter der Ingenieur E. in Hannover ist. Die Leitung der Ausführungsarbeiten hatte der Bauführer Friedrich M. Als bereits das Erdgeschoß und das Obergeschoß errichtet waren, wurden eines Tages, als E. zur Besichtigung des Baues in Kiel weilte, ein kleiner Teil der Decke des Erdgeschosses ausgeschalt, um die Härte der Masse zu prüfen. Zwei Tage nach der Abreise des E. wurde sodann mit der allgemeinen Ausschalung des Erdgeschosses begonnen und die Stützen der Pfeiler dadurch beseitigt, daß man die Keile unter den Stützen herauschlug und sodann durch heftiges Anschlagen an den oberen Teil der Stützen diese zum Fallen brachte. Diese Arbeiten wurden fortgesetzt, trotzdem sich die Stützen nach dem Entfernen der Keile senkten, ein Umstand, der Bedenken darüber hätte erregen müssen, ob der Beton der Pfeiler schon genügend erhärtet sei. Als auf dem vorderen Teile des Erdgeschosses die Stützen bereits ganz entfernt waren, stürzte plötzlich der ganze Neubau ein und begrub die Arbeiter unter sich. Ein Polier und mehrere Arbeiter wurden getötet, einige andere mehr oder minder schwer verletzt. Auf Grund dieses Vorfalles wurde Klage gegen Ingenieur E. und den Bauführer M. beim Landgericht Kiel wegen fahrlässiger Tötung und Körperverletzung, sowie wegen Verstoßes gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst auf Grund der §§ 222, 230, 330 des Reichsstrafgesetzbuches erhoben. Während E. freigesprochen wurde, erkannte das Gericht gegen M. auf 3 Monate Gefängnis. Er habe als Leiter des Baues fahrlässig gehandelt und sich verschiedene Verstoße zu Schulden kommen lassen. Der Beton in der dortigen Gegend sei nicht der beste; daher sei von vornherein besondere Vorsicht geboten gewesen. An sich sei der Beton alt genug gewesen; aber bei seiner bekannten Minderwertigkeit hätte die Entfernung der Verschalung eines kleinen Teils der Decke zur Nachprüfung der genügenden und gleichmäßigen Erhärtung nicht ausgereicht. Daß die Pfeiler tatsächlich nicht genügend erhärtet gewesen seien, habe sich ja auch an dem Senken der Stützen bei dem Herausschlagen der Keile gezeigt. Der Einsturz sei dann noch gefördert worden durch das unsachgemäße heftige Schlagen auf den oberen Teil der Stützen. Daß der Bauherr B. gedrängt habe zur Förderung des Baues, da er Steine im Erdgeschoß des Neubaus habe abladen lassen wollen, könne den Angeklagten Meyer nicht von der Verantwortlichkeit befreien, da dies Drängen des Bauherrn, der keine Sachkenntnis besessen habe, für den Angeklagten hätte unmaßgeblich sein müssen. Meyer treffe der schwere Vorwurf, daß er die richtige Arbeit des Ausschalens nicht persönlich durch täglich mehrmaligen Besuch des Baues beaufsichtigt habe.

über ausführliche theoretische Untersuchungen von Prof. Fantoli über die folgende Frage: In welcher Tiefe muß man eine Zementrohrleitung verlegen, damit in ihr das Wasser dieselbe Temperaturzunahme erfährt, wie in einer eisernen Rohrleitung von gleichem Durchmesser und gleicher Länge in gegebener Tiefe, z. B. 3 m. In zwei Beispielen wird als mittlerer Wert etwa 1,8 m ausgerechnet. Il Cemento 1911. Nr. 8.

Von dieser Pflicht könne ihn auch nicht dieser Umstand befreien, daß er zu gleicher Zeit mehrere Neubau habe zu leiten gehabt. Auch schon bei der Errichtung des Baues habe Meyer pflichtwidrig gehandelt, indem er es unterlassen habe, für die Einführung von Eisenstäben in die Unterzüge zu sorgen. Da die eingetretenen Folgen somit auf das Verschulden des Angeklagten zurückzuführen seien und er den Erfolg auch als möglich habe voraussehen können, sei seine Verurteilung gerechtfertigt. Meyer legte gegen diese Entscheidung Revision beim Reichsgericht ein, in der er Verletzung des formellen wie des materiellen Rechts rügte. Der höchste Gerichtshof verwarf indessen das Rechtsmittel gemäß dem Antrage des Reichsanwalts als unbegründet.

(Aktenzeichen: 3 D. 649/11.)

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Einfluß niederer Temperaturen (Frost) auf die Festigkeit von Mörtel, Mauerwerk und Beton.*)

Besprochen von Prof. Kayser (Darmstadt).

Versuche über den Einfluß von Frost auf die Festigkeit von Mörtel, Mauerwerk und Beton sind in bautechnischer Hinsicht von großer Bedeutung. Wohl ist die Erkenntnis des schädlichen Einflusses von Frosteinwirkungen auf Mörtel weit verbreitet, doch fehlte es seither an zahlenmäßigen Angaben über die Minderung der Festigkeit, so daß die Schädlichkeit des Frostes vielfach überschätzt, mitunter aber auch zum Nachteile der Bauten unterschätzt wurde. Es ist als ein besonderes Verdienst Germers zu betrachten, daß er durch das vorliegende Buch den Versuch unternommen hat, diese wichtige Frage einer Klärung näher zu bringen. An Hand eines überaus zahlreichen und sorgfältig zusammengestellten Versuchsmaterials, welches durch die graphischen Tafeln in übersichtlicher Weise geordnet ist, stellt Germer die Schäden zahlenmäßig fest, welche durch Frost auf verschiedenen alte und verschieden zusammengesetzte Mörtel und Betonarten verursacht werden (vergl. auch den Vortrag Germers auf der XII. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1909, Seite 270 des Berichtes).

Die Ausführung der Versuche erfolgte in besonders konstruierten Gefrierkästen, in denen die Frosttemperatur durch eine Kältemischung von 3 Teilen Eis auf 1 Teil Viehsalz erzielt wurde. Diese lieferte an sich -18° Celsius; infolge unvermeidlicher Kälteverluste und infolge Wärmeabgabe aus den erhärtenden Versuchsstücken wurden jedoch im Mittel nur folgende Temperaturen erzielt:

beim Einsetzen der Probestücke

(gemischt nach verschiedenem Alter)	0°
nach 3 bis 4 Stunden	-3 bis 4°
nach 12 Stunden	-6 bis 7°
nach 18 Stunden bis Schluß des Versuches	-9 bis 11° .

*) Von Professor Hermann Germer. 1 Bd. Text 80 mit 70 Seiten. 1 Bd. Tafeln mit 45 Blatt. Verlag: Tonindustrie-Zeitung G. m. b. H., Berlin 1911. Geb. M. 6.—.

Im allgemeinen waren nach 2 Tagen die Versuchsstücke vollständig durchgefroren.

Der zu den Proben verwendete Kies war gesiebt und hatte ein stärkstes Korn von etwa Erbsengröße. Der Kleinschlag zum Beton war aus Findlingen in würfelförmiger Form von etwa 4 cm Seitenlänge hergestellt; der verwendete Portlandzement der Firma Stern in Stettin hatte 250 kg/qcm Festigkeit. Der Wasserzusatz betrug meist 14 0/0 in Raumteilen.

Um die Unterschiede für die verschiedenen Arten der Frosteinwirkung zu ermitteln, stellte Germer folgende Versuchsreihen an:

1. Die Versuchsstücke erhärten 5mal je 1 Tag im Gefrierraum und dazwischen je 1 Tag an der Luft bei -6 bis -12°C .
2. Die Versuchsstücke erhärten ununterbrochen im Gefrierraum.
3. Die Versuchsstücke erhärten 4mal abwechselnd 3 Tage im Gefrierraum und 1 Tag an der Luft und dann 5mal abwechselnd 2 Tage im Gefrierraum und 1 Tag an der Luft.

In folgendem sollen die von Germer gefundenen Resultate auszugsweise kurz zusammengefaßt werden. Wegen mancher interessanten Einzelheiten muß auf das Studium des Buches selbst verwiesen werden.

Druckfestigkeit von Betonwürfeln mit und ohne Frosteinwirkung.

Die Versuskörper sind Würfel von 20 cm Seitenlänge und zwar wurden je 3 Ergebnisse zu einem Mittelwert vereinigt.

1. Frosteinwirkung: 5mal je 1 Tag im Gefrierraum und 1 Tag in der Luft;

a) Kiesbeton:

Mischungsverhältnis 1:3 und 1:6.

Der Einfluß des Alters der Proben vor der Frosteinwirkung auf die Festigkeit wurde dadurch festgestellt, daß dieselben zunächst $\frac{1}{4}$ Tag, 1, 3 und 7 Tage an der Luft frostfrei erhärteten (Vorerhärtung). Es zeigte sich, daß die Einwirkung des Frostes auf 7 Tage alten Beton nur gering ist; daß dagegen eine um so größere Verminderung der Festigkeit eintritt, je frühzeitiger die Frosteinwirkung stattfand. Im Vergleich mit Lufterhärtung wurden Festigkeitsabnahmen bis 44 0/0 bei den letzten Mischungen und bis 50 0/0 bei den mageren Mischungen festgestellt.

b) Schotterbeton:

Mischungsverhältnis 1:3:3 und 1:6:6.

Der Einfluß des Frostes nimmt für die verschiedenen Mischungen entsprechend mit der Dauer der Vorerhärtung an der Luft ab. Auf frischen Schotterbeton ist die Einwirkung des Frostes nicht so groß als auf frischen Kiesbeton. Im Einzelnen fanden sich folgende Festigkeitsverluste gegenüber der Lufterhärtung:

Festigkeitsverluste im Frost in Prozent:

Mischung	Lufterhärtung vor Einwirkung des Frostes		
	$\frac{1}{4}$ Tag	3 Tage	7 Tage
1:3:3	34 0/0	27 0/0	21 0/0
1:6:6	47 "	31 "	13 "

II. Frosteinwirkung: 10 Tage ununterbrochen im Gefrierraum:

Kiesbeton:	1:3	} Vorerhärtung an der Luft: $\frac{1}{4}$ Tag, 3 und 7 Tage.
	1:6	
Schotterbeton:	1:3:3	
	1:6:6	

Die Versuche zeigen Rückgang der Festigkeit für alle Verhältnisse gegenüber der Lufterhärtung und zwar ist derselbe bei mageren Mischungen größer als bei fetten und bei Schotterbeton größer als bei Kiesbeton. Während der Frosteriode ist die Festigkeitszunahme gleich Null. Bei den Proben mit $\frac{1}{4}$ Tag Vorerhärtung zeigten sich die Frostschäden schon äußerlich in Gestalt von Rissen und Frostbeulen. Der Versuch beweist ferner, daß die Dauerwirkung des Frostes (10 Tage) schädlicher ist, als abwechselndes Frieren und Tauen der Proben (5mal je 1 Tag).

III. Frosteinwirkung: 4mal 3 Tage Frost und dazwischen je 1 Tag Lufterhärtung, hiernach 5mal 2 Tage Frost und dazwischen je 1 Tag Lufterhärtung.

Auch hier zeigte sich bei allen Mischungen ein starker Rückgang der Festigkeit im Vergleich mit Erhärtung in warmer Luft, mit Ausnahme bei den 7 Tage alten Proben, bei denen eine scheinbare Erholung zu verzeichnen ist. Berücksichtigt man jedoch als Maßstab für die Güte der Proben nicht allein die Bruchfestigkeit, sondern auch die Rissebildung, so ergibt sich als Folge des Frostes auch für die 7 Tage alten Proben eine Verschlechterung. In der folgenden Tabelle ist in Prozenten der Unterschied zwischen Bruchfestigkeit und erstem Riß für diese Proben eingetragen:

Mischung	Lufterhärtung 0/0	Frosterhärtung bei Vorerhärtung von	
		$\frac{1}{4}$ Tag 0/0	7 Tagen 0/0
1:3	18	56	34
1:3:3	25	50	50
1:6:6	33	45	27

Die Prüfung der Probekörper im Frost ergab eine größere Festigkeit als vor und nach der Einwirkung des Frostes, woraus folgt, daß die Festigkeit fertiger Bauwerke während der Dauer der Einwirkung des Frostes durch diesen im günstigen Sinne beeinflusst wird.

Sehr wichtig für Eisenbetonkonstruktionen sind die folgenden Versuche Germers über

Einfluß des Frostes auf die Haftfestigkeit (Gleitwiderstand) des Betons am Eisen.

Germer verwendet gewöhnlich Handelsrundenisen von 1 cm \varnothing und zwar einmal „angenäht“ und ein andres mal „eingeschlämmt“, d. h. mit Zementmilch bestrichen.

Mischungsverhältnis des Betons: 1:3 und 1:6.

Vorerhärtung: $\frac{1}{4}$ Tag, (1), 3 und 7 Tage. Temperatur: -10°C .

Frosteinwirkung: a) 5mal je 1 Tag frieren und je 1 Tag auftauen,

b) 10 Tage ununterbrochen frieren.

Das Ergebnis der Versuche mit angenähten Eisen unter der Frosteinwirkung a) zeigt das überaus wichtige und erstaunliche Ergebnis, daß praktisch die Haftfestigkeit infolge des Frostes gänzlich verschwunden ist. Germer selbst bezeichnet die Frosteinwirkung unter dieser Voraussetzung (angenähte Eisen) auf die Haftfestigkeit des Betons am Eisen als geradezu „verheerend“. Dieses betrübende Resultat war die Veranlassung zu weiteren Versuchen mit „eingeschlämmt“ Eisen.

Hierbei wurde reiner Portlandzement mit Wasser zu einem dickflüssigen Brei angerührt und mit einem Borstpinsel auf die Eisen aufgetragen. Das Ergebnis dieser Art der Behandlung der Eisen war ein höchst überraschendes. Die Haftfestigkeit des Eisens bei Erhärtung ohne Frosteinwirkung wird bei einer Betonmischung 1:3 durch das Schlämmen von 15 kg/qcm auf 54,5 kg/qcm

und bei einer Betonmischung 1:6 von 10,5 kg/qcm auf 47,5 kg/qcm erhöht. Diese sehr günstigen Haftfestigkeitswerte werden auch durch die Einwirkung des Frostes nicht wesentlich verringert. Nur bei langdauerndem Frost (b) ergibt sich bei den 1/4 Tag alten Proben eine beträchtliche Verminderung der Haftfestigkeit bis auf 23 kg/qcm (vgl. Tafel 13 der Veröffentlichung).

folge Einwirkung des Frostes bei frischen Stücken ein erheblicher Rückgang der Festigkeit zu verzeichnen, aber auch die älteren Stücke leiden etwas unter Frost; hieraus dürfte zu schließen sein, daß auf die Haftfestigkeit langdauernder Frost schädlicher wirkt, als abwechselnd Frost und warmes Wetter. Auf Grund seiner Versuche tritt Germer warm für das Einschlämmen der Eisen bei Ver-

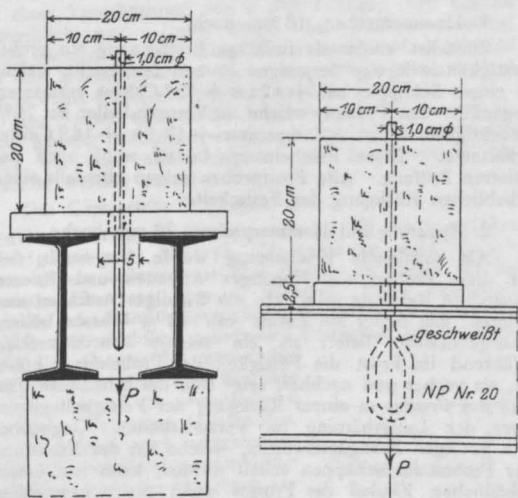


Fig. 1.

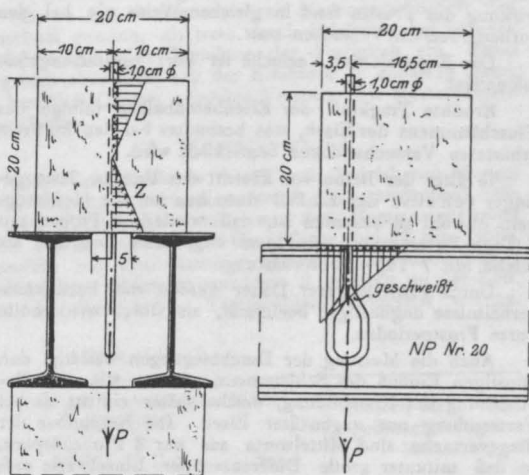


Fig. 2.

Auch bei den Proben, welche 10 Tage hintereinander dem Frost ausgesetzt waren, zeigte sich für die angehäuften Eiseneinlagen dasselbe ungünstige Ergebnis, daß die Haftfestigkeit bis zu einer Vorerhärtung von 7 Tagen ganz oder nahezu ganz aufgehoben war. Die Erhärtungsdauer der Probekörper (Mischungsverhältnis 1:3 und 1:6) betrug bei Vornahme der Versuche 5 und 10 Wochen.

Auch bei diesen Proben wird eine erstaunliche Festigkeitszunahme für den Gleitwiderstand durch das Einschlämmen erreicht. Gegenüber der Lufterhärtung ist in-

bundkonstruktionen ein. Er glaubt das Einschlämmen um so mehr empfehlen zu dürfen, als selbst bei nicht sorgfältiger Ausführung mit abgestandenem Zement (12 Stunden) immer noch äußerst günstige Resultate erzielt wurden, obwohl in diesem Falle natürlich eine Verminderung der Haftfestigkeit von etwa 20% eintritt.

Die Wichtigkeit des Einflusses des Schlämmens der Eisen veranlaßte den Verfasser zu Versuchen über die Haftfestigkeit bei Lufterhärtung, deren Ergebnis in der folgenden Tabelle 1 zusammengestellt ist:

Tabelle 1.

Nr.	Mörtelmischung	Mittlere nutzbare Haftfläche qcm	Eisen in der Mitte mit Plattenunterlage*)			Eisen an der Seite ohne Plattenunterlage**)			Differenz kg/qcm
			Belastung kg	Haftfestigkeit (Gleitwiderstand)		Belastung kg	Haftfestigkeit (Gleitwiderstand)		
				im Einz. kg/qcm	Mittel kg/qcm		im Einz. kg/qcm	Mittel kg/qcm	
I	1 Sternzement 3 Kies	60	1950	32,5		1545	25,8		2,6
	2 Eisen mit Wasser .	60	1870	31,2	32,1	1960	32,7	29,5	
	3 angenäht	60	1960	32,7		1815	30,2		
II	1 Sternzement 6 Kies	60	2370	39,5		2300	38,3		8,1
	2 Eisen mit Zement .	60	2825	47,1	44,0	1860	31,0	35,9	
	3 geschlämmt	60	2720	45,3		2310	38,5		
III	1 Sternzement 3 Kies	60	2990	49,8		2315	38,6		5,0
	2 Eisen mit Zement .	60	2140	35,7	46,3	2620	43,7	41,3	
	3 geschlämmt	60	3210	53,5		2500	41,7		

Erhärtungsalter: 4 Wochen.

Bemerkung: Die Versuchsstücke sind auf nassem Sand unter nassen Säcken erhärtet.

*) Versuchsanordnung vgl. Fig. 1. **) Versuchsanordnung vgl. Fig. 2.

Um die vorher erhaltenen wichtigen Ergebnisse bezüglich der Haftfestigkeit des Eisens zu bestätigen, wurden auch diesbezügliche Versuche für auf Biegung beanspruchte Eisenbetonbalken angestellt. Die Balken hatten 12/18 Querschnitt und 2 Kundeiseneinlagen von 1,0 cm \varnothing . Sie wurden bei 1,0 m Stützweite mit einer Einzellast in Balkenmitte beansprucht. Die Durchbiegungen werden mittels eines Zeigerapparates gemessen, der Längen von 0,05 mm abzulesen gestattet. Die Einwirkung des Frostes fand in gleicher Weise wie bei den vorhergehenden Versuchen statt.

Das Ergebnis der Versuche ist kurz zusammengefaßt folgendes:

Erhöhte Tragkraft der Eisenbetonbalken infolge des Einschlämmens der Eisens, was besonders bei den im Frost erhärteten Versuchsstücken bemerklich wird.

Je älter der Beton vor Eintritt des Frostes desto geringer scheint der Einfluß desselben auf die Haftfestigkeit, obwohl zu beachten ist, daß wiederholt Proben mit 3 Tage Vorerhärtung günstigere Ergebnisse lieferten, als solche mit 7 Tagen Vorerhärtung.

Durch Frost längerer Dauer werden die Festigkeitsverhältnisse ungünstiger beeinflußt, als durch wiederholte kurze Frostperioden.

Auch die Messung der Durchbiegungen bestätigt den günstigen Einfluß des Schlämmens, ebenso wie die Beobachtung der Rissebildung, welche später eintritt als bei Verwendung nur angeseihter Eisens. Die Ergebnisse der Biegeversuche sind Mittelwerte aus nur 2 Probekörpern, so daß mitunter große Differenzen der Einzelwerte auftraten. Die Versuche scheinen zur endgültigen Lösung der Frage über die Behandlung der Eisens doch noch nicht ausreichend. Es ist zu beachten, daß beim Stampfen des Betons sich um die Eisens meist von selbst eine feine Schicht Zementschlamm ablagert, welche also in dem obigen Sinne wirkt, ohne daß besondere Maßnahmen erforderlich wären. Trotzdem verdient die von Germer angeregte Einschlämmung ernste Beachtung, besonders dann, wenn auf frische Eisenbetonbauten Frosteinwirkung zu erwarten ist.

B. Versuche mit Mörtel.

Es wurden je 5 Probekörper angefertigt und zwar von 50 qcm Grundfläche. Die Höhe betrug entweder 18 mm oder 72 mm. Ein Teil der 72 mm hohen Probe-

körper wurde mit dem Böhmischen Apparat angefertigt (Apparatproben), die übrigen Proben wurden mit dem Hammer in eine oder 4 Schichten geschlagen (Hammerproben). Das Ergebnis der außerordentlich zahlreichen Versuche für die verschiedensten Arten der Frosteinwirkung (wechselnd und dauernd) ist für eine Erhärtungsdauer von 10 Wochen, bei welcher die Frostperiode nicht eingerechnet ist, folgendes:

1. Hammerproben, 18 mm hoch.

Zunächst wurde als auffällige Erscheinung ein großer Festigkeitsrückgang derjenigen Proben festgestellt, welche in einem Schuppen bei $+4^{\circ}$ bis $+12^{\circ}$ Celsius erhärteten, gegenüber den Proben, welche im Versuchskeller bei 75% Feuchtigkeit und einer Temperatur $+17$ bis $+18^{\circ}$ Celsius erhärteten. Diese Erscheinung bedarf wohl noch der näheren Prüfung. Alle Frostproben zeigen ebenfalls einen erheblichen Rückgang der Festigkeit.

2. Apparate und Hammerproben, 72 mm hoch.

Als auffallende Erscheinung wurde festgestellt, daß für diese Proben ein 15maliges Auftauen und Frieren günstigere Resultate gibt, als ein 5maliges Auftauen und Frieren; daß ferner ein Zusatz von 12% Wasser höhere Festigkeitswerte liefert als ein solcher von nur 9% . Während im Frost die Festigkeit der Probekörper höher ist, als vorher und nachher, zeigt sich der schädliche Einfluß des Frostes in einem Rückgang der Festigkeit gegenüber der Lufterhärtung im Versuchskeller. Gegenüber den geringen Festigkeitswerten, welche bei der Erhärtung der Proben im Schuppen erzielt wurden, kann von einem schädlichen Einfluß des Frostes nicht mehr gesprochen werden, ein so überraschendes Resultat, daß seine Aufklärung durch weitere Versuche noch notwendig erscheint.

Um den Einfluß des Frostes auf die Haftfestigkeit von Mörteln festzustellen, stellte Germer Versuche mit Ziegelsteinen an, die mit Zementmörtel verbunden waren. Die Ziegel wurden mit Stahldrahtbürsten gereinigt und der Körper 5mal je 1 Tag gefroren und aufgetaut. Aus den Ergebnissen der folgenden Tabelle Nr. 2 ist der schädliche Einfluß des Frostes besonders auf frische Stücke ersichtlich.

Ein Vergleich der Haftfestigkeit mit der Zugfestigkeit zeigt, daß die letztere immer größer ist als die erstere, so daß bei allen auf Zug beanspruchten Konstruktionen die Haftfestigkeit senkrecht zur Fuge als der kleinste Wert in Betracht zu ziehen ist.

Tabelle 2.

Nr.	Mörtelmischung	Alter der Proben vor dem Frost	Haftfestigkeit parallel zur Fuge		Haftfestigkeit senkrecht zur Fuge	
			Mittel in kg ohne Frost-einwirkung	Mittel in kg mit Frost-einwirkung	Mittel in kg ohne Frost-einwirkung	Mittel in kg mit Frost-einwirkung
1.	1 Sternzement 3 Mauersand	—	26,4	—	6,35	—
2.	1 " 3 "	1 Stunde	—	15,9	—	3,04
3.	1 " 3 "	3 Tage	—	17,5	—	5,5
4.	1 " 3 "	7 "	—	21,9	—	5,7
5.	1 Sternzement 1 Kalk 6 Mauersand	—	12,71	—	3,53	—
6.	1 " 1 " 6 "	1 Stunde	—	6,3	—	3,8
7.	1 " 1 " 6 "	3 Tage	—	8,0	—	3,3
8.	1 " 1 " 6 "	7 "	—	8,6	—	3,7

Erhärtungsalter der Proben: 12 Wochen. Frost — 10° Celsius.

C. Versuche mit Mauerwerk.

Die Versuchskörper hatten quadratische Grundfläche von 1 Ziegellänge und waren 4 Schichten hoch mit 12 mm starken Fugen. Mörtelmischung: 1 Z: 3 S und 1 Z: 1 K: 6 S. Frost: — 10° C.

Besonders machte sich der ungünstige Einfluß des Frostes auf das frische Mauerwerk bemerklich, während bei einer Vorerhärtung von 3 und 7 Tagen der Einfluß unmerklich war. Dabei zeigte der Kalkzementmörtel keine günstigeren Ergebnisse als der Zementmörtel, obwohl bei den Mörtelversuchen der letztere sich im Frost weniger gut bewährt hatte, als verlängerter Zementmörtel.

Im Ganzen müssen die Ergebnisse für Mauerwerk als recht günstig bezeichnet werden, zumal bei keinem Probestück ein Auf- oder Abfrieren des Fugenmörtels beobachtet werden konnte.

Das Germersche Buch über den Einfluß niederer Temperaturen (Frost) auf die Festigkeit von Mörtel, Mauerwerk und Beton kann als ein äußerst wertvoller Beitrag zu dieser für das gesamte Bauwesen überaus wichtigen Frage bezeichnet werden. An Hand eines umfassenden und durch graphische Tabellen übersichtlich geordneten Versuchsmaterials unterzieht sich Germer der mühevollen Aufgabe die wechselvollen Einflüsse des Frostes auf die verschiedenen Mörtel- und Betonarten festzustellen. Da er hierbei noch verschiedene Arten der Frosteinwirkung und verschiedene Dauer der Erhärtung vor Einwirkung des Frostes in den Kreis seiner Betrachtungen zieht, so ergibt sich eine außerordentliche Mannigfaltigkeit der Erscheinungen die nur schwer nach einheitlichem Gesichtspunkte zusammenzufassen waren. Wenn es trotzdem Germer gelungen ist, diesen spröden Stoff interessant zu bearbeiten und die Ergebnisse übersichtlich zusammenzufassen, so zeigt das mit welcher Sorgfalt und Liebe zur Sache die Arbeit erledigt worden ist.

Wenn dagegen nicht überall volle Klarheit geschaffen werden konnte, wenn manche Widersprüche in den Versuchsergebnissen noch vorhanden sind, so ist das in der Natur der Sache begründet und tut dem Wert des Buches keinen Abbruch. Auch in dieser Beziehung wird die Germersche Arbeit fruchtbringend wirken können, wenn sie die Anregung gibt, die wichtigen behandelten Fragen auch bei anderen Prüfungsanstalten in Angriff zu nehmen und weiter zu klären.

Jedenfalls kann das Studium des Buches allen Fachgenossen, Architekten und Ingenieuren, welche sich für die wichtige Frage der Frosteinwirkung auf Mörtel und Beton interessieren auf das wärmste empfohlen werden.

Darmstadt, im September 1911.

Einfluß höherer Temperaturen auf die Festigkeit von Mörtel, Mauerwerk und Beton.*

Besprochen von Prof. Kayser (Darmstadt).

Die Beschäftigung des Verfassers mit Fabrikschornsteinbauten legte demselben die Frage nahe, ob die Abführung der Rauchgase bei höheren Temperaturen nicht eine Veränderung in der Festigkeit des Mauerwerks bedinge. Da in der einschlägigen Literatur Mitteilungen

hierüber nicht zu finden waren, beschloß Germer im Jahre 1906 eigene Versuche auszuführen. In den Abzugskanälen der Drehrohrröfen der Portlandzementfabrik Stern in Stettin und neben den Kühltrommeln der Zementklinker fanden sich bei kontinuierlichem Betriebe des Werkes die gewünschten Temperaturen, nämlich:

+ 70° mit Schwankungen von ± 15°
+ 150° }
+ 250° } " " " ± 25°

Da es bei Vorversuchen mit Mauerwerkskörpern den Anschein gewann, als trete durch Erhärtung bei höheren Temperaturen eine Zunahme der Festigkeit ein, dieses Ergebnis aber nicht mit der Erfahrung in Einklang stand, so beschloß Germer zunächst Versuche mit Mörtelkörpern auszuführen.

A. Mörtelversuche.

Die Versuchskörper waren teils Würfel von 50 qcm Seitenflächen, maschinell gestampft (Apparateproben), teils Würfel gleicher Abmessung mit dem Hammer gestampft oder Platten mit 50 qcm Grundfläche bei 18 mm Höhe, ebenfalls mit dem Hammer gestampft (Hammerproben). Die Proben erhärteten zunächst 2 Wochen an der Luft, ehe sie den hohen Temperaturen ausgesetzt wurden.

Tabelle 1.

Mörtelmischung	für 1 cbm gebrauchsfertigen Mörtel erforderlich				Kosten für 1 cbm gebrauchsfertigen Mörtel	
	Zement I	gebr. Kalk I	Lehm I	Sand I	M	Pf
1 Z: 3 S . . .	292	—	—	878	17	71
1 Z: 1/2 L: 4 S	211	—	106	843	14	28
1 Z: 4 1/2 S . .	206	—	—	929	13	61
1 K: 1 Z: 6 S	153	153	—	918	13	09
1 K: 1/2 Z: 4 S	115	231	—	923	12	25

Vielfach zeigte sich zunächst gegenüber Lufterhärtung eine erhebliche Festigkeitszunahme, die aber nach längerer Zeit, unter erheblichen Schwankungen der Festigkeitsunterschiede, verschwand. Nach 26 Wochen Erhärtungszeit zeigten die Probekörper, welche in hoher Temperatur erhärtet waren, durchweg eine wesentlich geringere Festigkeit als die Kontrollkörper bei Lufterhärtung. Auf die Festigkeitsabnahme hatte sowohl das Mischungsverhältnis des Mörtels, als auch die Höhe der Temperatur und die Länge der Erhärtungsdauer einen beträchtlichen Einfluß. Wegen der Einzelheiten möge auf die äußerst interessanten Versuche Germers und die übersichtlichen Zusammenstellungen der Ergebnisse in den Tafeln verwiesen werden.

Zusammenfassend sei erwähnt, daß unter Erwirkung einer Temperatur von 250° die Festigkeitsabnahme bei Apparateproben für Zementmörtel 1 Z: 1/2 L: 3 S, d. h. 1 Teil Zement, 1/2 Teil feinkörniger Lehm, 3 Teile Sand im Mittel 32—47% betrug und für Kalkzementmörtel 1 K: 1 Z: 6 S im Mittel zu 34—50% sich ergab, verglichen mit gleichartigen Versuchskörpern die im Keller an der Luft erhärteten. Noch größere Festigkeitsverluste wiesen die Platten von 18 mm Höhe (Hammerproben) auf, welche am ehesten mit den Mörtelfugen bei Mauerwerk verglichen werden können; hier wurden für fette Mischungen, erhärtet bei 250°, Abnahmen der Festigkeit von 60—63% und von mageren Zementmischungen mit Kalkzusatz von 54 68% festgestellt.

Auf Grund seiner Versuche empfiehlt Germer für Schornsteinbau folgende Mischungen (vgl. Tab. 1), welche bei 70° Temperatur der Erhärtungsluft sich am besten bewährt haben.

* Nach den Versuchen von Prof. Hermann Germer, Verlag Tonindustrie-Ztg. G. m. b. H. 1911. 1 Bd. Text 8° mit 51 Seiten, 1 Bd. Tafeln mit 40 Blatt. geb. 6 M.

Bei der Preisberechnung für das Kubikmeter gebrauchsfähigen Mörtel sind folgende Einheitspreise zugrunde gelegt:

- 1 Liter Portlandzement 0,049 M
- 1 „ gelöschten Kalk 0,013 „
- 1 „ lufttrockener, feiner Lehm 0,060 „
- 1 „ gewöhnlicher Mauersand 0,0025 „

an Arbeitslohn für

- 1 cbm Zementmörtel 1,20 M
- 1 „ verlängerten Zementmörtel 1,30 „

Die Auswahl des Mörtels für den gegebenen Fall hat hiernach unter Beachtung aller wirtschaftlich maß-

gebender Momente zu erfolgen, besonders unter Berücksichtigung der örtlichen Einheitspreise und Arbeitslöhne. Vielfach dürfte jedoch der Mischung 1 Z: 1/2 L: 4 S oder von 1 Z: 4 1/3 S, falls im letzteren Fall im Sande eine genügende Menge fein verteilten Lehmes vorhanden ist, der Vorzug zu geben sein.

Aus den bisherigen Versuchsergebnissen zieht Germer folgende Schlüsse:

1. Zur Erzielung der höchsten Festigkeiten darf die Einwirkung der höheren Temperaturen nicht zu zeitig erfolgen, d. h. es sollten neue Schornsteine nicht sofort nach Fertigstellung in Benutzung genommen werden.

2) Magere Zementmörtel mit feinerem lehmhaltigen Sande dürften den verlängerten Zementmörteln vorzuziehen sein, weil sie bei großer Erhärtungsfähigkeit an der Luft gleichzeitig dem ungünstigen Einflusse der Temperaturen am besten und längsten widerstehen.

Eine große Anzahl weiterer Versuche Germers beschäftigt sich mit dem Einfluß der Abkühlungsweise auf Druck- und Zugfestigkeit, ferner mit dem Einfluß hoher Temperaturen bei der Erhärtung auf Zug- und Haftfestigkeit. Die Festigkeitsverhältnisse der in erhitztem Zustande untersuchten Probekörper sind nicht ungünstiger, als von in trockenem Zustande abgekühlten Körpern. „Äußerst schädlich erweist sich jedoch eine plötzliche nasse Abkühlung der Proben, wodurch Festigkeitsrückgänge von 36—40% eintreten. Daraus erklären sich auch teilweise die Zerstörungen an brennenden Betonbauten, wenn dieselben durch Wasser gelöscht werden.

Die Zugfestigkeit des Mörtels erfährt bei Erhärtung in höheren Temperaturen eine noch bedeutendere Abnahme, wie Germer durch Versuche nachweist; sie beträgt 60—80%, so daß innerhalb des Bereiches höherer Temperaturen bei Schornsteinbauten auf Zugfestigkeit des Mörtels nicht zu rechnen ist.

Noch ungünstiger ist der Einfluß hoher Temperaturen auf die Haftfestigkeit, d. h. auf den Widerstand den Ziegelsteine in den Mörtelfugen gegen Verschieben leisten. Durch Erhärtung des Probekörpers in hohen Temperaturen wird die Haftfestigkeit parallel und senkrecht zur Fuge praktisch auf Null herabgesetzt.

B. Versuche mit Mauerwerk.

Die Probekörper waren 1 Stein lang, 4 Schichten hoch und hatten 12 mm starke Fugen. Für die Festigkeitsuntersuchungen nahm Germer nur 2 Proben, was etwas wenig erscheint. Manche Unklarheiten der Ergebnisse sind vielleicht auf diese zu geringe Zahl der Probekörper zurückzuführen. Es ergab sich nach einer Temperaturerhärtung von 12 Wochen teils ein Festigkeits-

zuwachs, teils ein Rückgang gegenüber der Lufterhärtung. Die Werte sind sowohl von den Mischungen als auch von den Temperaturen abhängig. Die bei kürzerer Erhärtungsdauer vorhandenen großen Festigkeitsunterschiede und Schwankungen verschwinden, wenn man die Ergebnisse für die Dauer der Temperaturerhärtung von 26 Wochen in Betracht zieht. Hier zeigt sich durchweg ein erheblicher Festigkeitsrückgang, so daß man wohl schließen darf, daß in gewissen Grenzen weniger die Höhe der Temperatur als die Zeitdauer ihrer Einwirkung auf den Festigkeitsrückgang von Einfluß ist. Ein anschauliches Bild gibt die folgende Tabelle 2, welche die Mauerwerksfestigkeit und die Mörtelfestigkeit gegenüber stellt.

Tabelle 2.
Festigkeitszu- und -abnahmen bei der Temperaturerhärtung.
150° in 0/10 der Lufterhärtung.

Mörtelmischung	Mauerwerksfestigkeit			Mörtelfestigkeit		
	Druckfestigkeit der Ziegel,		Unterschied	Alter der Probekörper		Unterschied
	Alter der Probekörper			18 Wochen	28 Wochen	
	200 kg/qcm	265 kg/qcm				
1 Z 3 S	- 19,5	- 22,2	- 2,7	- 24,6	- 62,0	- 37,4
1 Z 1/2 L 4 S	- 5,7	- 10,8	- 5,1	- 28,1	- 47,1	- 19,0
1 K 1 Z 6 S	- 3,7	- 13,3	- 9,6	+ 5,2	- 58,8	- 64,0
1 Z 1/2 L 1/2 K 6 S	- 1,0	- 8,1	- 7,1	+ 22,0	- 44,7	- 66,7
Mittel aus allen Mörtelmischungen	- 7,5	- 13,6	- 6,1	- 6,4	- 53,2	- 40,8

Wenn auch Germer diese Zusammenstellung nur als rohe Annäherung betrachtet wissen will, so glaubt er daraus doch folgende Schlüsse ziehen zu dürfen:

1. Die Festigkeitsabnahme der Mörtel in Mauerwerkskörpern erfolgt viel langsamer, als in den kleinen Probestücken des Mörtels; d. h. der ungünstige Einfluß der höheren Temperaturen im letzteren Falle ist größer.

2. Die Mauerwerksfestigkeit wird bei längerer Einwirkung der höheren Temperaturen noch weiter abnehmen.

Wenn man die erste Rissebildung im Mauerwerk und den Bruch als gleichwertig für die Beurteilung der Festigkeit ansieht und wenn man ferner die bei 70°, 150° und 250° erhaltenen Werte mittelt, so ergibt sich bei Temperaturerhärtung des Mauerwerks ein Rückgang der Druckfestigkeit von 20% in 1/2 Jahr gegenüber der Lufterhärtung. Dieser Festigkeitsverlust wird mit der Dauer der Temperaturerhärtung noch weiter zunehmen. Besonders weist Germer auf den schädlichen Einfluß der geschwundenen Haftfestigkeit in Lager und Stoßfugen hin, wodurch das Mauerwerk äußerst empfindlich gegen Erschütterungen jeder Art wird.

Als Schutz gegen die Einflüsse hoher Temperaturen wird eine weitgehende Anwendung des Schornsteinfutters und gute Isolierung des Mauerwerks gegen das Eindringen der Hitze in ausgedehnterem Maße empfohlen, als es bisher vielfach der Fall war.

C. Versuche mit Beton.

Die Versuchskörper waren Würfel von 20 cm Seitenlänge; der verwendete Kies war fein mit größtem Korn von Erbsengröße. Je 3 Versuchswerte wurden gemittelt. Das Mischungsverhältnis war 1 Z: 3 K und 1 Z: 7 K.

Die größte Festigkeitsdifferenz zwischen Lufterhärtung und Temperaturerhärtung zeigte sich nach 14 Wochen und

betrug für die fetten Mischungen etwa 50 %, für die mageren Mischungen etwa 55 %.

Bei längerer Erhärtungsdauer nahm der festgestellte Unterschied etwas ab.

Soll also Beton zu Schornsteinen Verwendung finden, so muß der Sicherheit wegen immer mit einem größeren Festigkeitsrückgang gerechnet werden. Auch dürfte es sich empfehlen, um die Festigkeitsabnahme zu verzögern, die Schornsteine gut auszufüttern und zu isolieren und dadurch den Beton gegen die Temperatureinflüsse zu schützen.

In der Hitze geprüfte Probekörper zeigten für fette Mischungen eine etwas größere Festigkeit, für magere Mischungen etwa die gleiche Festigkeit als trocken gekühlte Körper. Eine Abkühlung der erhitzten Körper mit Wasser vermindert jedoch die Festigkeit bedeutend. Der Unterschied betrug etwa 26 % für fette und 45–47 % für magere Mischungen.

Germer hat auch einige Versuche bezüglich der Haftfestigkeit von Beton an Eisen bei Temperaturerhärtung angestellt. Die Probekörper besaßen 20 cm Seitenlänge und als Eisen fand Handelseisen von 10 mm \varnothing Verwendung. Für Erhärtung bei 150° betrug der Rückgang der Haftfestigkeit 30 %, für solche bei 250° betrug der Rückgang 50 %. Auch hier zeigte sich wie überaus schädlich plötzliche Abkühlung mit Wasser wirkt. Es wurde dabei ein Festigkeitsverlust von 50 % gegenüber der trockenen Kühlung festgestellt.

Die sorgfältig bearbeiteten, mühevollen Versuche Germers verdienen nicht allein für den Schornsteinbau ernste Beachtung, sondern überall dort, wo Mörtel oder Beton dauernd oder zeitweise hohen Temperaturen ausgesetzt sind. Wenn auch alle Ergebnisse als durchaus feststehend, wegen der zu geringen Zahl mancher Durchschnittsproben oder der verschiedenen Güte der verwendeten Ziegelsteine, nicht betrachtet werden dürfen, so findet sich in dem Werke Germers doch ein überaus wertvolles Versuchsmaterial, welches vielfach Verwendung finden kann. Das Studium des Buches kann nur auf das wärmste empfohlen werden und es ist zu hoffen, daß der Wunsch des Verfassers erfüllt wird, daß auch andere Fachgenossen zur Erweiterung dieser interessanten Versuche angeregt werden möchten, um zur Klärung der äußerst wichtigen Frage des Verhaltens von Mörtel, Mauerwerk und Beton in höheren Temperaturen beizutragen.

Darmstadt, im September 1911.

Der Brückenbau. Nach Vorträgen, gehalten an der Deutschen technischen Hochschule in Prag. Von Joseph Melan. II. Band. Steinerne Brücken und Brücken aus Beton-Eisen, mit 269 Abb. im Text. Leipzig und Wien, Franz Deuticke 1911. Preis M. 14.—.

Nach einer kurzen geschichtlichen Darstellung über den Werdegang der massiven Brücken ist in der Einleitung des Werkes eine sehr wertvolle Zusammenstellung über die Hauptabmessungen und Kosten weitgespannter gewölbter Brücken gegeben; hier werden Steinbrücken, von 1832 beginnend, alsdann Betonbrücken — seit 1893 —, endlich Eisenbetonbrücken — von 1890 an — aufgeführt. Die Zusammenstellung läßt in ausgezeichnete Weise den sehr erheblichen Fortschritt erkennen, welchen gerade die vorgenannten Spezialgebiete des Bauingenieurwesens im letztvergangenen Jahrhundert, namentlich seinem letzten Jahrzehnt, und in unserem Jahrhundert erfahren haben.

Das erste Kapitel behandelt die Theorie der massiven Bogenträger und ihre Anwendung auf Gewölbe, Stützlinien, Normalspannungen, Dreigelenkbögen, Tolkmitt's Linie, Einflußlinien, alsdann die Berechnung des gelenklosen, eingespannten Bogens. Hier wird neben dem analytischen, auf der Summierung der Formänderungen beruhenden Verfahren, auch die graphische Rechnungsmethode unter Verwendung der Trägheits- (hier Elastizitäts-) ellipse durch Entwicklung der Einflußlinien für Momente und Achsial-

kräfte jeden beliebigen Bogenquerschnittes in bekannter Art vorgeführt. Es folgt die Betrachtung der Einwirkung von Temperaturänderungen bzw. einer Verschiebung der Widerlager, ferner die Einwirkung schräg zur Bogenachse gerichteter Kräfte sowie elastisch nachgiebiger Widerlager und Pfeiler; ein kurzer, die theoretischen sehr übersichtlich gruppierten und klaren Darlegungen beschließender Paragraph ist dem für den Brückenbau unwichtigen Zwei- und Eingelenkbogen gewidmet.

Kapitel II behandelt die Baustoffe der Stein- und Betonbrücken, namentlich ihre Festigkeitseigenschaften; auch hier sind, vorwiegend den österreichischen und ungarischen Verhältnissen angepaßt, wertvolle Zahlentabellen angeführt, die, soweit sie sich auf Festigkeitsangaben über ausgeführtes Mauerwerk beziehen, von allen Lesern mit besonderem Interesse verfolgt werden dürften; neben Natur- und Kunststeinen wird der Beton und besonders ausführlich der Eisenbeton behandelt, von dem auch die Grundzüge der Theorie wiedergegeben sind.

Praktische Ausführungen enthalten in bemerkenswerter Mannigfaltigkeit und Vollständigkeit die Kapitel III — Eisenbetonbalken- und Rahmenbrücken —, IV Stein- und Betongewölbe, sowie Eisenbeton-Bogenbrücken. Es liegt auf der Hand, daß der Verfasser, der gerade auf letzterem Gebiete bahnbrechend gearbeitet hat, dieses in besonders hervorragender Weise beherrscht und zur Darstellung bringt; neben den eigentlichen Kindern seines Geistes, den Melan-Brücken, werden auch die anderen Ausführungs- und Systemsarten in ausführlicher Weise besprochen und durch hervorragende Beispiele aus der Praxis belegt. Zum Schlusse werden schiefe gewölbte Brücken, Einzelheiten der Brücken, auch solche architektonischer Art, sowie Lehr- und Baugeüste besprochen und vorgeführt.

Als Anhang ist ein für den Studierenden namentlich sehr erwünschtes, ausführliches Beispiel für die statische Untersuchung und Spannungsberechnung eines Brückengewölbes angeführt.

Wie schon die vorstehend gegebene Inhaltsübersicht erkennen läßt und wie bei dem im Gebiete des Massiv-Brückenbaus zu den Meistern der Neuzeit gehörenden Verfasser zu erwarten stand, ist das von ihm geschaffene Werk ein solches, welches über die Einzeleinscheinungen des Tages herausragend, einen hervorragenden Platz in unserer neueren Bauingenieurliteratur beanspruchen darf und einem jeden Jünger des Brückenbaus, namentlich den Studierenden, sehr warm empfohlen sei.

Dresden im September 1911.

Professor M. Foerster.

Foerster, Prof. M., „Taschenbuch für Bauingenieure“ unter Mitwirkung von Geh.-Rat Prof. Th. Böhm, Geh. Rat Prof. Engels, Prof. Dr. jur. Esche, Prof. M. Foerster, Geh. Rat Prof. Dr. C. Gurlitt, Dresden, Stadtbaurat a. D. Th. Koehn-Berlin, Priv.-Doz. Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. F. Kögler, Geh. Rat Prof. G. Lucas, Geh. Rat Prof. G. Mehrrens, Baurat Dr.-Ing. A. Schreiber, Kgl. Bauamtman E. Wentzel, Dresden. 2723 Abb., 1912 Seiten. Verlag Julius Springer, Berlin 1911. Preis in Leinen gebund. M. 20.—.

Das „Taschenbuch für Bauingenieure“ hat sich zur Aufgabe gestellt, die wissenschaftlichen Ergebnisse des Fachgebietes und der zugehörigen Hilfswissenschaften in bequemer, übersichtlicher Form zusammenzufassen. Das Bedürfnis nach einem solchen Hilfsmittel besteht zweifellos. Bislang diente das Taschenbuch der „Hütte“ fast allein als auf wissenschaftlicher Grundlage beruhendes Nachschlagewerk für alle Fachgebiete der Ingenieurtechnik. Wenn die Hütte sich auch in ihrer neuesten Ausgabe dem oben geschilderten Bedürfnis anzupassen sucht und Band III gesondert als „Hütte des Bauingenieurs“ be-

zeichnet, so kann doch bei dem breit angelegten Plane des Ganzen durch diese Abtrennung eine wirklich befriedigende Beschränkung auf das benannte Fachgebiet sich nicht ergeben.

Das vorliegende Taschenbuch wendet sich nur an die Bauingenieure. Die größte Schwierigkeit, die bei der Abfassung zu überwinden war, bestand jedenfalls in der Beschränkung des Inhaltes auf das Notwendigste, wollte man bei dem Umfange des Stofflichen nicht die Grenze des praktisch Verwertbaren überschreiten. Sie scheint in bester Weise überwunden zu sein, wenn auch der Band rein äußerlich für den täglichen Gebrauch etwas umfangreich erscheint. Die Namen der Mitarbeiter und ihre Stellung im beruflichen Leben bürgen dafür, daß bei der Auswahl in jedem Einzelkapitel nichts Wichtiges übersehen ist. Die Verteilung des Stoffes ist mit glücklicher Hand so erfolgt, daß jedes Gebiet seiner Wichtigkeit entsprechend gebührend mit Raum bedacht und daß eine gute Abrundung der einzelnen Gebiete gegeneinander, sowie eine harmonische Gliederung des Ganzen erzielt worden ist.

Außer den Kapiteln, die unmittelbar die Hauptgebiete des Bauingenieurwesens behandeln, dem Eisenbahn- und Straßenbau, dem Wasser- und städtischen Tiefbau und dem Brücken- und Ingenieur-Hochbau in ihren verschiedenen Unterarten, enthält das Werk alle theoretischen Unterlagen, die erforderlich sind. So zunächst einen kurzen Abriss der Mathematik, eine gedrängte Zusammenstellung der Ergebnisse der Mechanik, Festigkeitslehre, Graphostatik und Baustatik. Andererseits sind ihm angegliedert kurze Abrisse der Hoch- und Maschinenbaukunde, soweit sie in ihren Ergebnissen für das Bauingenieurwesen in Betracht kommen. Ferner eine kurze Zusammenfassung der notwendigen Gesetze und der Grundlagen der Staats- und Rechtskunde und einige Gesichtspunkte über die künstlerischen Fragen des Städtebaues.

In seiner äußeren Erscheinung ist zunächst das Format als ein sehr handliches zu bezeichnen, der Druck ist trotz der kleinen Buchstaben klar und deutlich und geschickt gruppiert, die Abbildungen sind zahlreich und von großer Schärfe. Durch die Wahl eines sehr dünnen, aber scheinbar widerstandsfähigen Papiers ist es möglich gewesen, das Buch, dessen Inhalt auf 1912 Seiten sich erstreckt, in einem Bande herauszugeben. Für die Benutzung ist dies zweifellos ein großer Vorteil, und so kann man dem neuen Unternehmen nur bestes Gelingen wünschen und mit Sicherheit guten Erfolg voraussagen. Robert Otzen.

Wasserkalk. Eine gemeinverständliche Monographie, zugleich als Nachtrag zu Kiepenheuers „Kalk und Mörtel“ 1907, von Dr. phil. Ludwig Kiepenheuer. Bonn, Carl Georgi, Universitätsbuchdruckerei und Verlag 1911.

Es werden besprochen die Mergel- und Kieselkalke als Rohmaterial, die hydraulischen Kalke, die Aufbereitung und Eigenschaft der Wasserkalke und zwar in Stückform und in gemahlenem Zustande (gedämpft und ungedämpft), die Mörtelherzeugung und die nebst dem hydraulischen Kalke hierzu notwendigen Stoffe: Kies und Sand, das Anziehen, Abbinden und Erhärten des hydraulischen Mörtels, Vorschläge für Namen und einheitliche Benennung.

Wenn auch das Werk in erster Linie für den Mörteltechniker geschrieben ist, so wird doch jeder, der mit Hoch- und Tiefbauten zu tun hat, das Buch, welches durchaus gemeinverständlich und interessant geschrieben ist und nur dort, wo es sich nicht vermeiden läßt auf chemische Beziehungen im Einzelnen eingeht, mit erheblichen Nutzen und zur Bereicherung seiner Kenntnisse lesen; denn leider

gilt noch für manchen Baufachmann der Anspruch eines früheren Dozenten an der Berliner Gewerbeakademie, der, wie der Verfasser in der Einleitung zu seinem Werke erwähnt, seine Vorlesung über Mörtel stets mit dem Aussprüche begann: „Kalk is Kalk.“ Daß wir heute sehr viel weiter sind, zeigt das Kiepenheuersche Werk, namentlich auch in seinen letzten Ausführungen, einer kurzen Charakteristik der Begriffe: Luftkalk, Romanzement, Portlandzement, Traß u. s. w. Professor M. Foerster.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

N. De Tédesco, „Calcul des Ouvrages en Béton en Ciment armé“. Aide Mémoire avec Barèmes des Journaux; Le Ciment et le Ciment armé. Tome 1. 99 Seiten. En vente à la Société anonyme de Publication industrielles, rue Turgot 20. Paris 1911.

Dr. Paul Rohland, „Der Eisenbeton“, Kolloidchemische und Physikalisch-Chemische Untersuchungen. Mit 2 Tafeln. Verlag von Otto Spamer, Leipzig. Preis geh. M 3,—.

Dr.-Ing. Henri Marcus, Studien über mehrfach gestützte Rahmen- und Bogenträger. Mit 52 Textfiguren. Verlag von Julius Springer, Berlin W. 9. Preis M 4,—.

Karl Hager, Berechnung ebener rechteckiger Platten mittels trigonometrischer Reihen. Verlag von R. Oldenbourg, München und Berlin. Preis M 7,20.

M. Bazali, Ingenieur, Die Kalkulation und das Veranschlagen von Eisenbetonbauten. Verlag von Arno Peschke, Inh.: Otto Streit, Glauchau in Sa. Preis M 1,50.

Karl Otnad, Ingenieur, Hilfstabellen für statische Berechnungen. Kommissions-Verlag: Arno Peschke (Otto Streit). Glauchau i. Sa. Preis M 3,50.

Ing. Karl Allitsch, „Der Eisenbetonbau in Berechnung und Ausführung“, ein Hilfs- und Nachschlagebuch für die Praxis, zum Selbststudium und als Lehrbehelf. Mit zahlreichen Abbildungen und Formeltabellen, sowie einem Nachtrag betreffend: Die neue österreichische Eisenbetonvorschrift vom 15. Juni 1911. 207 Seiten. Verlag Leipzig und Wien, Franz Deuticke. 1911. Preis M 6,— = Kr. 7.20.

Fischer, Statik und Festigkeitslehre Band II/L, Preis geb. M 18,—, broschiert M 16,50. Verlagsbuchhandlung von Hermann Meusser, Berlin W. 35, Steglitzerstr. 58.

Antonie Hambloch, II „trass“ e la sua applicazione pratica 1911. Verlag Pietro Giugni, Locarno. Preis Lire 1,— bezw. Frs. 1,— oder M —,80.

Haberkaht und Postwanschwitz. Die Berechnung der Tragwerke aus Eisenbeton oder Stampfbeton. Zweite vollständig umgearbeitete Auflage. Mit 190 Textabbildungen und 12 Tafeln. Geb. M 12,— = K 14,—. Verlag Franz Deuticke in Leipzig und Wien.

Föppl, Vorlesungen über Technische Mechanik, II. Graphische Statik. Dritte Auflage. Mit 209 Figuren im Text. Ladenpreis geb. M 8,—. Verlag von B. G. Teubner in Leipzig.

Neue Kalender.

Deutscher Baukalender 1912. 45. Jahrgang. Ausgabe A: Teil I in dunklem Einband M 3,50. Ausgabe B: Teil I in rotbraunem Einband mit Verschluss M 4,—. — Drei Teile: Teil I gebunden, Teil II u. III brosch. Verlag der Deutschen Bauzeitung, Berlin SW. 11. G. m. b. H.

Beton-Taschenbuch, Jahrgang 1912. Herausgegeben von der Wochenschrift für zeitgemäße Bauweise „Zement und Beton“, G. m. b. H. Berlin NW. 21, Dreysestr. 4.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.