

ARMIERTER BETON.

1909. DEZEMBER.

INHALT:

- Versuche an Plattenbalken. Ausgeführt vom Zementbaugeschäft Rud. Wolle, Leipzig. Durch Ing. G. Funke (Leipzig). S. 487.
- Berechnung statisch unbestimmter Rahmendächer auf elementarem Wege. Von Ingenieur Richard Wagner (Wiesbaden). (Schluß von S. 473.) S. 495.
- Umladehalle auf dem Verschiebebahnhof Wustermark bei Spandau. Von Diplomingenieur Deimling (Frankfurt a. M.). S. 505.
- Einiges über die Schalung bei Betonbauten. Von Regierungsrat Wernecke (Berlin). S. 514.
- Schiff aus Eisenbeton. S. 518.
- Neue Versuche amerikanischer Forscher. Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). S. 519.
- Mißverständene Bestimmungen. Von Prof. Th. Böhm (Dresden). S. 523.
- Die wirtschaftliche Bedeutung und Organisation der Betonbauindustrie. Von einem Fachmann. S. 525.
- Literaturschau. Von Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 528.
- Selbstanzeigen. S. 533.
- Tagung der höheren technischen Baupolizeibeamten. S. 534.
- Zuschrift der Firma Wayß & Freytag A.-G., Neustadt a. d. Hardt. S. 534.
- Mitteilungen über Patente. S. 534. — Verschiedene Mitteilungen. S. 537. — Bücherbesprechungen. S. 539.
- Neue Bücher. S. 540.

VERSUCHE AN PLATTENBALKEN*).

Ausgeführt vom Zementbaugeschäft Rud. Wolle, Leipzig.

Durch Ing. G. Funke.

Veranlassung und Zweck.

Die ministeriellen Bestimmungen verlangen, daß bei Eisenbetonkonstruktionen die Haftspannung von $4,5 \text{ kg/cm}^2$ nicht überschritten werde. Bei Ermittlung dieser Haftspannung dürfen in einem auf 2 Stützen frei aufliegenden Plattenbalken nur die Bewehrungsseisen berücksichtigt werden, die an der betreffenden Stelle des Balkens in der äußersten Zugzone liegen. Es dürfen also an den Balkenenden nur die nicht aufgebo-genen Eisen als wirksam in die Berechnung einge-führt werden.

Ist nun die Querkraft am Auflager eines Plattenbalkens im Verhältnis zur Spannweite sehr groß, so ist es schwierig und nicht ohne weiteres möglich, die Bedingung $\tau_1 \leq 4,5 \text{ kg/cm}^2$ zu erfüllen. Es müssen dann besondere Mittel er-sonnen werden, mit denen sich die Haftspannung auf das zulässige Maß vermindern läßt.

Da es jedoch auch innerhalb der durch die „Bestimmungen“ rechnermäßig festgelegten Grenzen nicht nur gute, sondern auch schlechte Konstruktionen geben kann, und die nach den Bestimmungen durchgeführte Berechnung noch nicht unbedingt der sichere Maßstab für die

Tauglichkeit einer Konstruktion ist, so muß man sich über die tatsächliche Wirkungsweise der Mittel klar werden, die rechnermäßig die Zulässigkeit einer Konstruktion gewährleisten.

Die folgenden 3 Beispiele sollen Konstruktionen zeigen, die nach den „Bestimmungen“ zu-lässig, erfahrungsgemäß aber unzulässig sind.

1. Wählt man den Balkensteg so breit, daß $\tau_0 = 4,5 \text{ kg/cm}^2$ ist, so sind nach den Bestimmungen aufgebo-gene Eisen nicht erforderlich, man kann alle Eisen unten lassen und somit die Bedingung $\tau_1 \leq 4,5 \text{ kg/cm}^2$ leicht erfüllen. Obwohl eine in diesem Sinne ausgeführte Konstruktion den mini-steriellen Vorschriften entspricht, so ist sie doch nicht als einwandfrei zu bezeichnen, denn die Resultante aus den horizontalen und vertikalen Schubspannungen beansprucht den Beton in schräger Richtung auf Zug und wenn aufgebo-gene Eisen nicht vorhanden sind, so ist die Konstruktion lediglich von der Zugfestigkeit des Betons abhängig und daher unsicher. Dieser Zustand kann auch noch bestehen bei Verwendung von sehr wenig aufgebo-genen Eisen. Die Erfüllung der Vorschriften hat auch dann eine einwandfreie Konstruktion nicht unbedingt zur Folge, wie das Beispiel 2 zeigt.

2. Ist τ_0 größer als $4,5 \text{ kg/cm}^2$, so müssen auf-gebo-gene Eisen verwendet werden. Um die zu-lässige Haftfestigkeit an den unteren Eisen ein-halten zu können, wird man die Zahl der auf-gebo-genen Eisen möglichst beschränken, und

*) Diese von der Firma Rud. Wolle in Leipzig kürzlich durchgeführten Versuche werden gewiß das größte Inter-esse der Fachkreise hervorrufen, weil sie in klarer Weise die Wertlosigkeit der von den ministeriellen Vorschriften verlangten Berechnung der sogenannten „Haftspannungen“ ergeben. Anm. der Schriftl.

wenn es der Fall gerade so erheischt, nur ein Eisen aufbiegen, vorausgesetzt natürlich, daß die zulässige Eisenspannung in der Aufbiegung nicht überschritten wird. Die Entfernung x_1 vom Auflager, in der die Aufbiegung zu beginnen hat, ist durch die Gleichung

$$x_1 = \frac{V - V_1}{q}$$

festgelegt. Die Eiseneinlagen können neben-

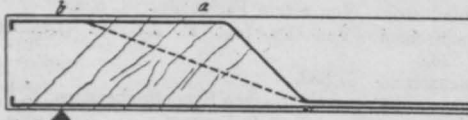


Fig. 1.

stehende Form haben und man sieht wohl sofort, daß sie die schrägen Bruchrisse nicht hindern können, weil nämlich zwischen den Punkten a und b eine Anzahl von gefährlichen Schrägrissen möglich ist, die durch das unter 45° aufgebogene Eisen nicht beeinflusst werden können. Das in die Figur einpunktete Eisen mit flacherer Neigung schneidet zwar fast alle möglichen Schrägrisse, so daß mit dieser Eisenführung eine größere Tragfähigkeit zu erwarten ist, aber als Ersatz für eine größere Anzahl von aufgebogenen Eisen kann es nicht gelten, selbst dann nicht, wenn eine genügende Anzahl Vertikalbügel verwendet wird*).

3. Die große Breite des Steges, die in beiden Fällen notwendig ist, vergrößert nur das Eigengewicht und verteuert die Konstruktion, ohne jedoch deren Sicherheit zu gewährleisten. Aus diesem Grunde greifen einzelne Konstrukteure zu einem anderen Mittel, um die Bedingung $r_1 \leq 4,5 \text{ kg/cm}^2$ rechnerisch zu erfüllen: sie legen zu den unteren Stäben am Auflager noch kurze Stäbe hinzu. Wenn diese Eisenabfälle auch in Wirklichkeit keinen Wert für die Konstruktion selbst haben können, so ist doch in vielen Fällen der prüfenden Behörde damit gedient, insoweit, als sich nun an Hand der vorgeschriebenen Rechnungsweise nachweisen läßt, daß die Haftspannungen an den Balkenenden das zulässige Maß von $4,5 \text{ kg/cm}^2$ nicht überschreiten.

Aus der Betrachtung, daß die Haftkräfte, die nach beiden Auflagern hin wirken, als die Reaktion auf die Eisenzugspannungen angesehen werden können, ergibt sich die Abhängigkeit zwischen der Eisenzugkraft und den vom gefährlichen Querschnitt aus nach den Auflagern gerichteten Haftkräften. Da nun nach den ministeriellen Bestimmungen die aus den Querkraften

berechneten Haftspannungen in ihrer Summe gleich der gesamten Schubkraft und letztere wieder gleich der Zugkraft des Eisens im gefährlichen Querschnitt ist, so muß notwendigerweise die gesamte Haftkraft an der Haupteiseneinlage wirken und die Beilageeisen müssen, wenn sie Haftspannungen im Sinne der Bestimmungen aufnehmen sollen, fest mit der Haupteiseneinlage verbunden sein.

Die Aufgabe, d. h. eine feste Verbindung der Beilageeisen mit der Haupteiseneinlage zu schaffen, hat der Verfasser in der in Fig. 2 dargestellten Weise gelöst. Der gekröpfte Horizontalbügel wird mittels Bolzen an ein aufgebogenes Hauptisen angeschlossen und überträgt seine durch Haftspannungen hervorgerufenen Eisenzugspannungen direkt, also ohne Mitwirkung von Betonzugspannungen, auf die Haupteiseneinlage.

Von der Firma Rud. Wolle sind die Horizontalbügel in den eingangs geschilderten Fällen angewendet worden.

Um den Einfluß dieser Horizontalbügel auf die Tragfähigkeit von Plattenbalken kennen zu

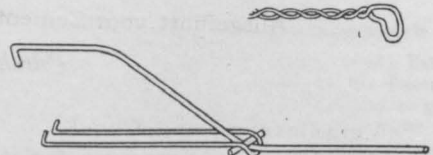


Fig. 2.

lernen, sollten Versuche ausgeführt werden. Der erste Versuch sollte Aufschluß darüber geben, wie weit ein Plattenbalken, der mit einem Minimum von geraden Eisen und mit einem Maximum von aufgebogenen Stäben armiert und dessen Stegbreite auf das Äußerste beschränkt ist, bei dem ferner die oben angeführten Beilageeisen oder Horizontalbügel fehlen, bezüglich der Tragfähigkeit hinter einem normal armierten, d. h. für die zulässige Haftspannung berechneten Balken zurückbleibt.

Mit den weiteren Versuchen sollte dann stufenweise festgestellt werden wieviel Horizontalbügel erforderlich sind, um die größte Tragfähigkeit zu erreichen.

Versuchskörper.

Für den ersten Versuch wurden 2 Plattenbalken mit 3,00 m Spannweite hergestellt. Die einzelnen Querschnittsabmessungen der Balken sind nach dem Bruch und Freilegung der Eisen festgestellt worden, und es enthalten die Abbildungen (Fig. 3) die genauen Ausführungsmaße.

Der verwendete Beton ist im Mischungsverhältnis 1 Teil Zement, $4\frac{1}{2}$ Teil Sand und Dioritperphyrfeinschlag eingestampft worden. Die in 2 Schichten mit 5 bis 6 mm Zwischenraum über-

* Vgl. Vortrag des Herrn Diplomingenieurs Luft, Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G.: Mitteilungen von Ergebnissen neuerer Eisenbetonversuche. Nachtrag zum Berichte der XI. Hauptversammlung des deutschen Betonvereins.

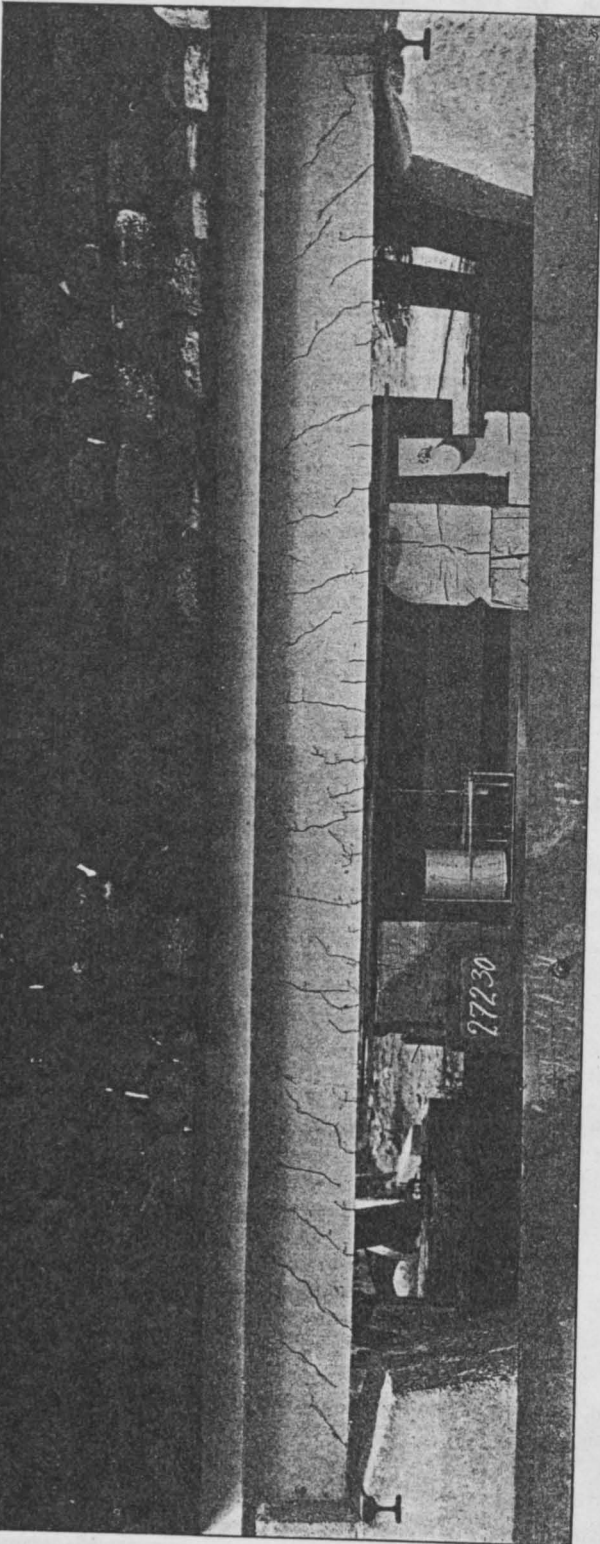


Fig. 4.

Balken I mit gleichmäßig verteilter Last von 27230+480 kg. — Verlauf der Haarrisse. — Biegunsmesser.

Die feinen Risse sind durch Bleistiftstriche deutlich gemacht.

bogen wurden, während nur ein Eisen geradlinig in das Auflager führte. Da, wie vorhin erwähnt nach den ministeriellen Bestimmungen nur die am Auflager noch unten liegenden Eisen für die Berechnung der Haftfestigkeit am Auflager in Betracht zu ziehen sind, so würde an diesem einen am Auflager noch unten liegenden Eisen bereits bei einfacher Nutzlast, d. h. bei 1000 kgcm² Eisenspannung eine Haftspannung von $\tau_1 = \approx 40$ kgcm² vorhanden sein, und der Bruch müsste schon bei dieser Spannung eintreten.

Das Eisen wurde in stark angerostetem Zustande einbetoniert und nicht besonders angeschlemmt; die Haftfähigkeit*) des Betons am Eisen ist also keineswegs begünstigt worden. Um eine der verhältnismäßig starken Eiseneinlage entsprechende starke Druckzone zu erhalten, wäre eine ziemlich breite Druckplatte erforderlich gewesen; da letztere aber das Aufsuchen von Rissen sehr erschwert haben würde, so wurde die Druckplatte nur 50 cm breit gewählt und dafür mit 3 Stück 20 \varnothing Druckstangen armiert. Durch die Verwendung von Druckstangen ergab sich auch für den Abstand der Spannungsmittelpunkte ein der Wirklichkeit offenbar mehr entsprechender und ziemlich konstanter Wert.

Ausführung der Versuche.

Die Balken wurden auf kräftigen, in starke Fundamente einbetonierten Eisenbahnschienenlose gelagert**) und mit Eisen-

*) Vgl. Probst, „Das Zusammenwirken von Beton und Eisen“. — Forscherarbeiten aus dem Gebiete des Eisenbetons Nr. 6.

**) Diese Auflagerungsweise hat Dr.-Ing. R. Müller bei seinen Versuchen angewendet, vgl. „Neue Versuche über die Lage und das Wandern der Nulllinie und die Verbiegung der Querschnitte. Versuche über reine Haftfestigkeit“ herausgegeben von Rud. Wölle, zu beziehen durch den Buchhandel.

barren belastet. Der Balken wurde gegen seitliches Kippen durch die in den Photographien sichtbaren Betonklötze geschützt. Die Abmessungen dieser Klötze sind so gewählt, daß der Balken in seinen Bewegungen nicht beeinflußt werden kann.

Balken I mit 10 cm breitem Steg erhielt zunächst eine gleichmäßig verteilte Belastung. Das

$\sigma_e = 3720 \text{ kgcm}^2$, $\sigma_b = 128 \text{ kgcm}^2$,
 $\sigma_e' = 1152$ „ „ „ $\tau_0 = 56$ „ „ „
 $\tau_1 = 149 \text{ kgcm}^2$ auf das untere Eisen bezogen,
 $\tau_1 = 14,9 \text{ kgcm}^2$ auf alle Eisen bezogen.

Dieser Last von 28 840 kg blieb der Balken dann noch etwa 20 Stunden ausgesetzt, und dann erst wurde er allmählich entlastet. Hierbei schlossen

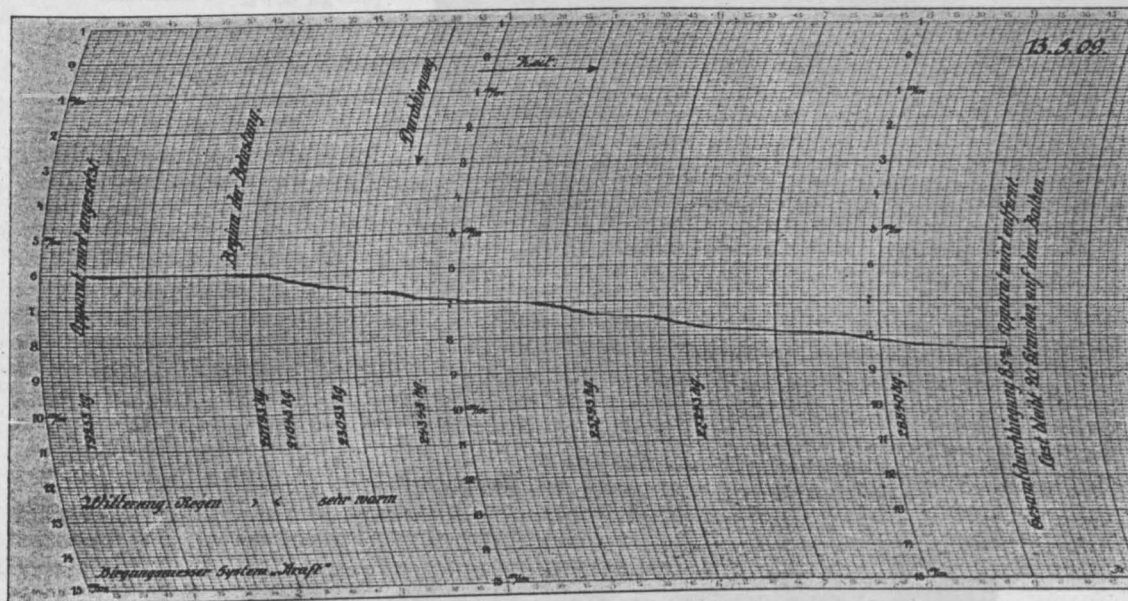
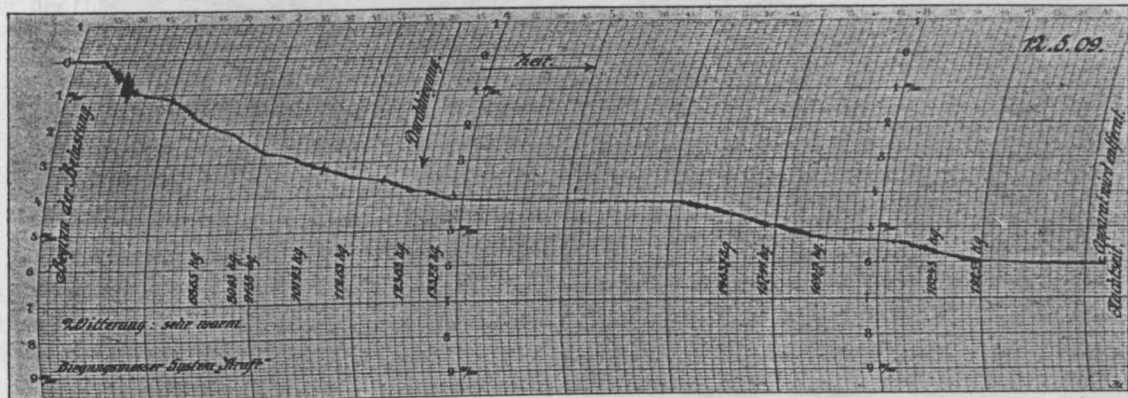


Fig. 5.

Durchbiegungsdiagramm von Balken I mit gleichmäßig verteilter Last.

Aufbringen der Last erforderte 2 Tage Zeit und stellte an und für sich bereits eine Dauerbelastung dar. Am Ende des 2. Tages waren 28 840 kg Last aufgebracht, der Balken zeigte hierbei nur eine große Anzahl Haarrisse, trotzdem die Spannungen, nach den ministeriellen Vorschriften berechnet, sehr hohe Werte haben mußten, nämlich:

sich die feinen Risse fast vollständig wieder. Der Balken wurde hierauf zum zweiten Male mit 2 Einzellasten belastet und durchgebrochen (vergl. Fig. 7).

Die Beanspruchungen waren:
 $\sigma_e = 4200 \text{ kgcm}^2$, $\sigma_b = 145 \text{ kgcm}^2$,
 $\sigma_e' = 1305 \text{ kgcm}^2$.

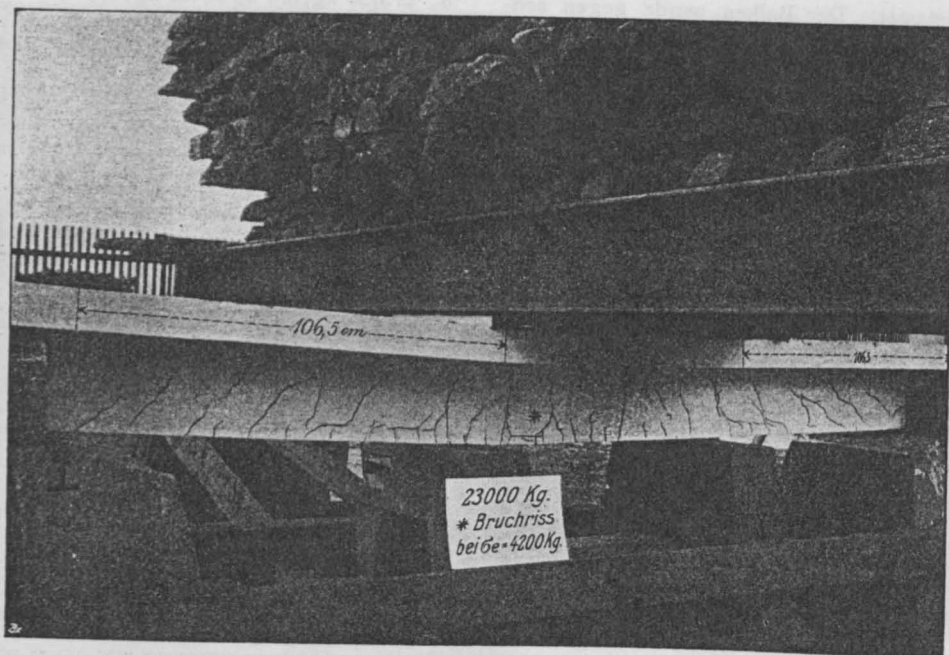


Fig. 6.

Versuchsbalken I. Parallelversuch mit 2 Einzellasten.

Beanspruchung $\sigma_e = 4200 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_b = 145 \text{ kg/cm}^2$; Brucherscheinung:
Großer Dehnungsriß im Steg, die Druckplatte wird erst bei weiterer Eisendehnung zerstört.

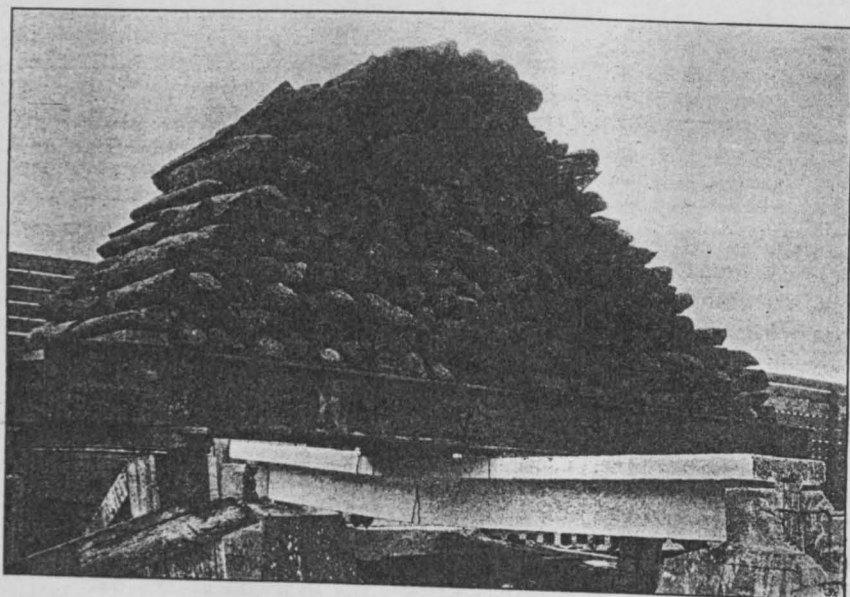


Fig. 7.

Versuchsbalken II mit Einzellasten von je 9640 kg.

Während der Belastung mit gleichmäßig verteilter Last wurde die Durchbiegung mit einem Biegemesser „System Kraft“ gemessen. Dieser Biegemesser ist mit einem Uhrwerk verbunden und zeichnet die Durchbiegung des Balkens auf. In Fig. 5 ist das von dem genannten Biegemesser aufgezeichnete Diagramm dargestellt; es zeigt außer der Durchbiegung auch die Zeitdauer der Belastung, die Pausen und die Erschütterungen bei Aufbringung der Last an. Man sieht aus dem Diagramm, daß die Erschütterungen anfangs bedeutend sind, mit zunehmender Durchbiegung und Auflast aber abnehmen. Die größte Durchbiegung betrug 8,5 mm.

Der Versuchsbalken II mit 12 cm breitem Steg wurde nur mit 2 Einzellasten belastet und es erfolgte der Bruch bei den Spannungen:

$$\begin{aligned} \sigma_e &= 4060 \text{ kg cm}^2, & \sigma_b &= 155 \text{ kg cm}^2, \\ \sigma_e' &= 1125 \text{ kg cm}^2. \end{aligned}$$

Die Belastung auf Balken II war etwas einseitig gelagert, so daß die eine der beiden Einzellasten größer war als die andere. Bei der Berechnung obiger Werte konnte dieser Umstand nicht in Betracht gezogen werden, weil die Differenz der beiden Einzellasten unbekannt war. Der Berechnung wurde eine mittlere Last zugrunde gelegt und die damit errechneten Werte sind infolgedessen etwas zu klein.

Bei Balken I ragte das untere Eisen 3 cm über das Balkenende hinaus, und hieran wurden mittels eines elektrischen Feinmeßinstrumentes*) (vergl. Fig. 8) Beobachtungen darüber angestellt, ob dieses untere Eisen bei der den „Bestimmungen“ nach zu erwartenden, ganz außerordentlichen Haftbeanspruchung eine Bewegung gegen den umhüllenden Beton erfahren würde, oder ob es unverschieblich blieb. Trotz der sehr bedeutenden Empfindlichkeit des Apparates (Meßschärfe etwa $\frac{1}{200}$ mm) konnte keine Verschiebung bemerkt werden und zwar selbst während des Durchbruches nicht. Dieses Ergebnis läßt es als sicher erscheinen,

*) Ebenfalls nach Müller, Neuz Versuche an Eisenbetonbalken.

daß das über den Auflagern untenliegende Bewehrungs-eisen die rechnermäßige Haftbeanspruchung nicht erfahren hat.

Bei Balken II war das untere Eisen mit Haken versehen, doch hat sich eine etwa dadurch veranlaßte besondere Wirksamkeit nicht ergeben.

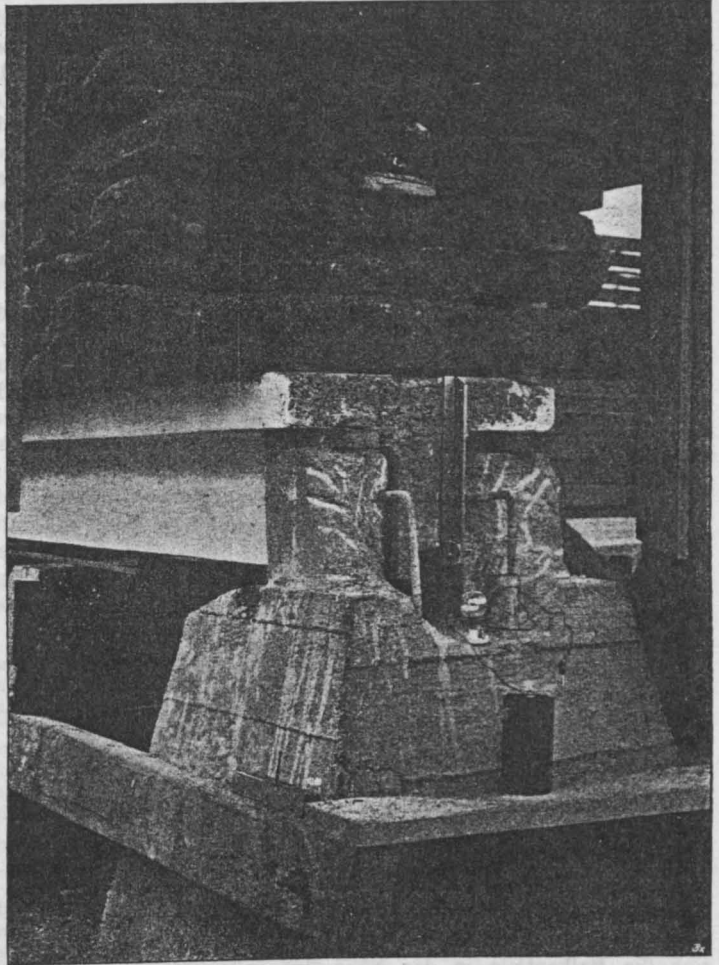


Fig. 8.

Feinmessapparat zum Beobachten des Gleitens der Eiseneinlagen.
(Nach Dr.-Ing. R. Müller.)

Bei dem Balken II wurden während des Bruches die Böcke, auf die sich der Balken nach erfolgtem Bruch aufsetzen sollte, entfernt. Der Balken senkte sich 5–6 cm durch, und blieb in diesem Zustande der Bruchlast noch 5 Tage ausgesetzt. Durch diese Dauerbelastung zeigte sich keine weitere Zerstörung und auch an den Auflagern veränderte sich der Zustand nicht.

Die Photographie (Fig. 7) ist am zweiten Tage dieser Dauerbelastung aufgenommen worden.

Nach Entfernung der Bruchlast wurden die Eiseneinlagen an der Bruchstelle freigelegt und ihre Abstände gemessen. Das Freilegen der Eisen in dem mittleren Balkenteil war sehr leicht auszuführen, da sowohl die Haftfähigkeit des Betons am Eisen, als auch die Scherfestigkeit der nur 6 mm starken Betonstege zwischen den Eisen vollständig aufgehoben war. Die einzelnen in der Querrichtung durch Zugrisse, in der Längsrichtung durch Scherrisse getrennten Betonstücke ließen sich ohne weiteres abheben, sie zeigen an den Haftflächen Spuren von Rost. An verschiedenen Stellen, besonders aber in der Nähe des Bruchrisses war die Trennung der Eiseneinlagen vom umhüllenden Beton, die nur eine Folge der Verringerung des Stabquerschnittes sein kann, deutlich zu erkennen. Eine sehr große Eisen-*dehnung* hat offenbar auch in den abgebogenen Teilen der Eisen 8 und 9 (vergl. Fig. 3) gewirkt, denn während die konkave Seite des gebogenen Teiles fest am Beton anlag, war auf der konvexen Seite eine sehr deutliche Trennung zwischen Eisen und Beton warzunehmen. Das untere gerade Eisen war am Auflager vollständig mit Beton umgeben und zeigte keine Abtrennung. Bei dem Freilegen der Eisen in der Nähe der Auflager blieben an den Eisen Spuren von Beton haften, im mittleren Balkenteil hat sich diese Erscheinung nicht gezeigt.

Schlußfolgerung.

Die größte nach den Vorschriften ermittelte Eisenbeanspruchung σ_e bildet den Maßstab für die Beurteilung der Tragfähigkeit des Plattenbalkens, sie beträgt im vorliegenden Falle 4200 kg/cm² und dürfte die höchste sein, die bisher an Bruchversuchen mit Plattenbalken erreicht worden ist. Es hat sich also mit nicht normal, d. h. nicht nach den Anforderungen der Bestimmungen gestalteten Versuchsbalken ein besseres Resultat ergeben, als sonst mit normal armierten*) und für gesetzlich zulässige Haftspannungen berechneten Plattenbalken. Trotz des schmalen Steges haben sich die Balkenteile in der Nähe der Auflager vorzüglich gehalten, so daß durch Einlegen von Horizontalbügeln (Fig. 2) am Auflager eine Verbesserung nicht erreicht worden wäre.

Aus dem Versuchsergebnis und mit bezug auf die Versuche von anderer Seite**) kann das Folgende als sehr wahrscheinlich gelten:

*) Vergl. Vortrag des Herrn Diplomingenieurs Luft, Direktors der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G.: Mitteilung von Ergebnissen neuerer Eisenbetonversuche. Nachtrag zum Berichte der XI. Hauptversammlung des deutschen Betonvereins. — Forscherarbeiten Heft V von Dr.-Ing. Fr. v. Emperger. — Versuche von Prof. Mörsch, „Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung“.

**) Der Vergleich der vorliegenden Versuchsergebnisse mit denen von Luft läßt den Schluß zu, daß sich mit einer

Die Tragfähigkeit der Plattenbalken nimmt mit der Vermehrung der aufgebogenen Eisen bei gleichzeitiger Verminderung der unteren geraden Eisen zu bis zu dem Grenzfall**), der dann erreicht ist, wenn in den an verschiedenen Querschnitten jeweilig noch unten liegenden Eisenstäben die gleiche Spannung herrscht; d. i. wenn die Eisen entsprechend der Abnahme der Momente aufgebogen werden. Bei solcher Führung und Verteilung der Eisen hat die durch Vermehrung der aufgebogenen und Verminderung der geraden unteren Eisen steigende Haftspannung, nach den ministeriellen Bestimmungen gerechnet, keinen die Tragfähigkeit vermindern den Einfluß; wohl aber kann die strenge Durchführung der erwähnten Haftfestigkeitsberechnung zu weniger tragfähigen Konstruktionen führen.

Plattenbalken, die nach dem den Versuchsbalken zugrunde liegenden Prinzip konstruiert sind, haben die erreichbar größte, d. h. die durch die Zugfestigkeit der Eiseneinlagen bedingte Tragfähigkeit, und wenn die Knickstellen der gebogenen und die Endhaken der geraden unteren Eisen mit genügend großen Radien*) ausgerundet werden, so ist eine Überwindung der Haftfähigkeit am Auflager*) für alle Laststellungen ausgeschlossen; die hierfür nicht zutreffende Berechnung der Haftfestigkeit im Sinne der ministeriellen Bestimmungen erübrigt sich.

Die Haftspannung erreichte bei den vorliegenden Versuchen nicht ihren größten Wert am Auf-

geringen Betondruckspannung σ_b die Eisen besser ausnutzen lassen, als dies mit einem größerem σ_b der Fall ist, auch der Vergleich des Versuchsbalkens II mit dem Balken I läßt das Ebengesagte als richtig erscheinen. Will man dennoch eine hohe Eisenbeanspruchung erlangen, so darf man σ_b nicht zu hoch annehmen. Bei Plattenbalken ist eine Spannung von $\sigma_b = 20$ bis 30 kg/cm² ohnedies rationeller als eine höhere Beanspruchung.

*) Die Ausrundung der Knickstellen und Endhaken schließt nur die Überwindung der Haftfähigkeit an den Auflagern aus. In der Balkenmitte wird die Haftfähigkeit trotz aller Vorkehrungen überwunden werden, weil hier zuerst eine Verringerung des Stabquerschnittes erfolgt und das Eisen in der Querrichtung vom Beton abgerissen wird. Die Lockerung wird sich vom gefährlichen Querschnitt aus nach den Auflagern vollziehen, und schließlich werden die Aufbiegungen und Endhaken voll beansprucht werden. Um auch für diesen Fall noch Sicherheit zu haben, empfiehlt es sich, soviel als möglich aufgebogene Eisen zu verwenden (vergl. Fig. 3), und die Haken mit einem entsprechenden Radius ρ auszurunden. Nimmt man an, daß die Haftfähigkeit überwunden ist, oder daß sie wie bei sehr kurzen und hoch belasteten Balken unbedeutend ist, so besteht die Gleichung:

$$\rho d \sigma_b = \frac{d^2 \cdot 3,14}{4} \cdot \sigma_e;$$

Setzt man für σ_e und σ_b die bei Versuchen gefundenen

$$\begin{aligned} \text{Grenzwerte } \sigma_e &= 4000 \text{ kg/cm}^2; \\ \sigma_b &= 160 \text{ kg/cm}^2; \end{aligned}$$

ein, so ergibt sich für den Radius $\rho = 20$ d; d = Eisen \varnothing .

**) Vergl. auch Müller. „Neue Versuche“ usw. Fig. 29.

$$y_0 = \frac{2}{3} h,$$

$$y_1 = h,$$

$$y_2 = \frac{2}{3} h.$$

Mit diesen Werten ergibt sich nach Gleichung (51), wenn man die einzelnen Glieder zusammenzieht:

$$X = \frac{\frac{cs}{3J_1} + \frac{-x^2 + xl - c^2}{2J}}{\frac{2sh}{3J_1} + \frac{hb}{J}} \dots (52)$$

Betrachtet man x als willkürliche Veränderliche, so stellt der vorstehende Ausdruck die Einflußliniengleichung von X für die lotrechte Last 1 t auf der Strecke b dar.

Der Zähler setzt sich zusammen aus zwei Gliedern, und zwar erstens aus einem für ein bestimmtes System konstanten Glied, und zweitens aus dem von der Veränderlichen x abhängigen Glied, welches sich bei näherer Betrachtung als die Gleichung einer gemeinen Parabel ergibt.

Für x = c ergibt sich nach Gleichung (52):

$$X = \frac{c \left(\frac{s}{3J_1} \cdot \frac{1-2c}{2J} \right)}{2h \left(\frac{s}{3J_1} + \frac{b}{2J} \right)} \dots (53)$$

oder mit 1 - 2c = b:

$$X = \frac{c}{2h} \dots (54)$$

Die Ordinate der Einflußlinie bei x = 1/2 ergibt sich nach Gleichung (52) zu folgendem Wert:

$$X = \frac{\frac{cs}{3J_1} + \frac{l^2 - 4c^2}{8J}}{2h \left(\frac{s}{3J_1} + \frac{b}{2J} \right)} \dots (55)$$

Liegt die Last 1 t auf der Strecke von 0 bis C, so ergeben sich für die einzelnen Glieder des Zählers die folgenden Werte:

$$F_0 y_0 = -F_0' y_0' + F_0'' y_0'' + F_0''' y_0'''$$

Geht man von derselben Überlegung wie bei Beispiel 1 auf Seite 466 aus, so erhält man:

$$F_0' = -\frac{x^2}{2 \cos \alpha}$$

und mit $\cos \alpha = \frac{c}{s}$

$$F_0' = -\frac{x^2 s}{2c}$$

$$y_0' = \frac{x}{3} \operatorname{tg} \alpha,$$

somit nach Einführen des Wertes von $\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{c}$

$$y_0' = \frac{xh}{3c},$$

also:

$$F_0' y_0' = -\frac{x^3 sh}{6c^2};$$

es ergibt sich weiter:

$$F_0'' = \frac{x}{1} (1-c) s$$

und

$$y_0'' = \frac{h}{2},$$

somit

$$F_0'' y_0'' = \frac{x}{1} (1-c) \frac{sh}{2}$$

und schließlich

$$F_0''' = x - \frac{x}{1} (1-c) \frac{s}{2} = \frac{xcs}{2l}$$

und

$$y_0''' = \frac{h}{3},$$

somit

$$F_0''' y_0''' = \frac{xcs h}{6l}$$

Durch Summieren der einzelnen Ausdrücke ergibt sich dann

$$\frac{F_0 y_0}{J_1} = \frac{sh}{6c^2 l J_1} [-x^3 l + x(3c^2 l - 2c^3)]$$

Weiter ist

$$F_1 = \frac{x}{2} b = \frac{xb}{2}$$

und

$$y_1 = h,$$

also:

$$\frac{F_1 y_1}{J} = \frac{xbh}{2J}$$

Weiter erhält man

$$F_2 = \frac{xc}{1} \cdot \frac{s}{2} = \frac{xcs}{2l}$$

und

$$y_2 = \frac{2}{3} h,$$

somit

$$\frac{F_2 y_2}{J_1} = \frac{xcs h}{3l J_1}$$

und es ergibt sich unter Berücksichtigung der allgemeinen Grundgleichung für X die Einfluß-

liniengleichung für die Strecke 0 bis C in folgender Form:

$$X = \frac{-\frac{s x^3}{6 c^2 J_1} + x \left(\frac{s}{2 J_1} + \frac{b}{2 J} \right)}{\frac{2 s h}{3 J_1} + \frac{h b}{J}} \dots (56)$$

Bei näherer Betrachtung der vorstehenden Gleichung ersieht man, daß sich dieselbe in bezug auf x aus einem Gliede dritter Ordnung und einem solchen erster Ordnung zusammensetzt. Das Glied dritter Ordnung entspricht der Scheiteltgleichung einer kubischen Parabel, während das zweite Glied obiger Gleichung einer Geraden entspricht. Setzt man wieder $x = c$, so muß sich der nach Gleichung (54) gefundene Wert ergeben, was auch übereinstimmt.

Die getrennten Ordinaten der kubischen Parabel und der Geraden für $x = c$ ergeben sich nach Gleichung (56) zu

$$x = -\frac{\frac{s c}{6 J_1}}{\frac{2 s h}{3 J_1} + \frac{h b}{J}} \dots (57)$$

(für die kubische Parabel)

und

$$x_1 = +\frac{c \left(\frac{s}{2 J_1} + \frac{b}{2 J} \right)}{\frac{2 s h}{3 J_1} + \frac{h b}{J}} \dots (58)$$

(für die Gerade).

In bezug auf die gesamte Einflußlinie sei noch bemerkt, daß sich dieselbe nach den vorstehenden Entwicklungen aus drei Kurvenästen zusammensetzt, wovon der mittlere Teil auf der Strecke b einer gemeinen Parabel entspricht, während die beiden seitlichen Teile Kurven darstellen, welche sich aus den Ordinaten einer Geraden und denjenigen einer kubischen Parabel zusammensetzen.

Die Ordinate unter den Eckpunkten D und E des Rahmens haben die drei Äste gemeinsam, und zwar ergibt sich dieselbe zu dem nach Gleichung (54) ermittelten Wert.

Außerdem haben die Kurvenäste in diesen Punkten eine gemeinsame Tangente, wie man sich durch Differentiation der Gleichungen (52) und (56) überzeugen kann.

Ist die Strecke von 0 bis C auf beiden Seiten mit einer gleichmäßig verteilten lotrechten Last g belastet, so erhält man nach der bisher gezeigten Methode:

$$X = g \frac{\frac{c^2}{12} \left(\frac{5s}{J_1} + \frac{6b}{J} \right)}{\frac{2hs}{3J_1} + \frac{bh}{J}} \dots (59)$$

und im Falle nur eine Seite belastet ist, aus Gründen der symmetrischen Einflußlinie

$$X = g \frac{\frac{c^2}{24} \left(\frac{5s}{J_1} + \frac{6b}{J} \right)}{\frac{2hs}{3J_1} + \frac{bh}{J}} \dots (60)$$

Eine Belastung der Strecke b mit g_1 gleichmäßig verteilt und lotrecht wirkend ergibt

$$X = g_1 \frac{\frac{b}{12} \left(\frac{4cs}{J_1} + \frac{6bc}{J} + \frac{b^2}{J} \right)}{\frac{2hs}{3J_1} + \frac{bh}{J}} \dots (61)$$

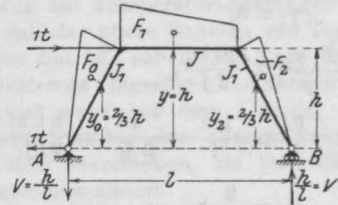


Fig. 17.

Für eine im Punkt D wirkende horizontale Einzellast 1 t ist für die Strecke AD

$$M_x = M_0 - X y$$

und

$$M_0 = +1 y - V x,$$

also mit $V = \frac{h}{l}$

$$M_0 = y - \frac{h x}{l} \dots (62)$$

Nun ist aber

$$y = x \operatorname{tg} \alpha = \frac{x h}{c},$$

also

$$M_0 = \frac{x h}{c} - \frac{h x}{l}.$$

Für $x = 0$ ist $M_0 = 0$,

$$„ x = c „ \quad M_0 = h - \frac{h c}{l}.$$

Setzt man in Gleichung (62) $y = h$, so erhält man die M_0 -Gleichung für die Strecke b zu

$$M_0 = h - \frac{h x}{l}$$

und hiernach

$$\text{für } x = \frac{l}{2} \quad M_0 = \frac{h}{2},$$

$$„ x = l - c \quad M_0 = \frac{h c}{l}.$$

Mit diesen Werten lassen sich die Flächeninhalte der einzelnen M_0 -Flächen leicht berechnen und man erhält die nachstehenden Ausdrücke:

$$\frac{F_0}{J_1} = \left(h - \frac{hc}{l}\right) \frac{s}{2J_1},$$

$$y_0 = \frac{2}{3} h,$$

also:

$$\frac{F_0 y_0}{J_1} = \left(h - \frac{hc}{l}\right) \frac{h}{3J_1},$$

$$\frac{F_1}{J} = \frac{hb}{2J},$$

$$y_1 = h,$$

$$\frac{F_1 y_1}{J} = \frac{h^2 b}{2J},$$

$$\frac{F_2}{J_1} = \frac{hc}{l} \cdot \frac{s}{2J_1} = \frac{hcs}{2lJ_1},$$

$$y_2 = \frac{2}{3} h,$$

$$\frac{F_2 y_2}{J_1} = \frac{h^2 cs}{3lJ_1}.$$

Mit diesen Werten ergibt sich unter Berücksichtigung der allgemeinen Grundgleichung für X

$$X = \frac{\frac{s}{3J_1} + \frac{b}{2J}}{\frac{2s}{3J_1} + \frac{b}{J}} = 0,5 \quad \dots (26)$$

Die vorstehende Gleichung besagt, daß die horizontale Kraft von beiden Auflagern zu gleichen Teilen aufgenommen wird.

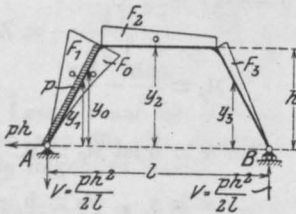


Fig. 18.

Für die in Figur 17 dargestellte Belastung ergibt sich die in derselben Figur dargestellte M_0 -Fläche.

Für die Strecke AD ist

$$M_x = M_0 - Xy$$

und

$$M_0 = +phy - \frac{ph^2}{2l}x - \frac{py^2}{2} \quad \dots (63)$$

Setzt man für y seinen Wert

$$y = x \operatorname{tg} \alpha = \frac{xh}{c}$$

ein, so ergibt sich

$$M_0 = \frac{ph^2x}{c} - \frac{ph^2x}{2l} - \frac{ph^2x^2}{2c^2}.$$

Die beiden ersten Glieder der vorstehenden Gleichung sind in bezug auf x vom ersten Grade, lassen sich also durch eine Gerade darstellen, während das letzte Glied der Scheitelgleichung einer gemeinen Parabel entspricht.

Für die zwei ersten Glieder ergibt sich

$$\text{für } x = 0 \quad M_0' = 0,$$

$$\text{„ } x = c \quad M_0' = ph^2 - \frac{ph^2c}{2l}$$

(siehe F_1 -Fläche).

Das letzte Glied liefert

$$\text{für } x = 0 \quad M_0'' = 0,$$

$$\text{„ } x = c \quad M_0'' = -\frac{ph^2}{2}$$

(siehe F_0 -Fläche).

Die resultierende M_0 -Ordinate im Punkt D ist somit

$$M_0 = M_0' - M_0'' = ph^2 - \frac{ph^2}{2} - \frac{ph^2c}{2l},$$

$$M_0 = \frac{ph^2}{2} - \frac{ph^2c}{2l} = \frac{ph^2}{2} \left(1 - \frac{c}{l}\right)$$

(siehe F_2 -Fläche).

Setzt man in Gleichung (63) für y den Wert h, so erhält man die M_0 -Gleichung für die Strecke b, und speziell für den Punkt C ergibt sich mit

$$x = c + b$$

$$M_0 = \frac{ph^2c}{2l}$$

(siehe F_3 -Fläche).

Nach diesen Entwicklungen ergibt sich

$$\frac{F_0}{J_1} = -\frac{ph^2s}{6J_1},$$

$$y_0 = \frac{3}{4} h,$$

$$\frac{F_1}{J} = ph^2 \left(1 - \frac{c}{2l}\right) \frac{s}{2J_1},$$

$$y_1 = \frac{2}{3} h,$$

$$\frac{F_2}{J} = \frac{ph^2b}{4J},$$

$$y_2 = h,$$

$$\frac{F_3}{J_1} = \frac{p h^2 c}{2l} \cdot \frac{s}{2J_1},$$

$$y_3 = \frac{2}{3} h.$$

Setzt man diese Werte in die allgemeine Gleichung für X ein, so erhält man nach einigen Umformungen

$$X = p \frac{\frac{5hs}{24J_1} + \frac{hb}{4J}}{\frac{2s}{3J_1} + \frac{b}{J}} \dots (64)$$

Für eine Temperaturänderung erhält man nach denselben Überlegungen wie früher

$$X = \frac{E \epsilon t l}{\frac{2s h^2}{3J_1} + \frac{h^2 b}{J}} \dots (65)$$

Beispiel 6.

Ein im Hochbau vielfach zur Anwendung kommendes System ist das nebenstehende, welches nach der angedeuteten Form und Ausbildung vierfach statisch unbestimmt ist.

Da jedoch die Berechnung eines vierfach statisch unbestimmten Systemes mit bedeutenden Schwierigkeiten verknüpft ist — namentlich bereitet das Auflösen der vier Gleichungen mit vier Unbekannten eine zeitraubende Arbeit —, so kann man diesem Übelstand dadurch abhelfen, daß man obenstehendes vierfach statisch unbestimmtes System in das nebenstehende zweifach statisch unbestimmte verwandelt.

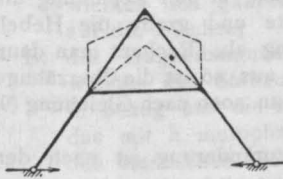


Fig. 19.

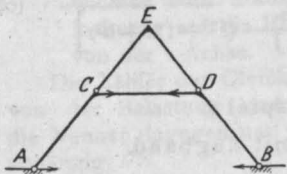


Fig. 20.

Das Stabwerk stellt eigentlich zwei steife Rahmen dar, wovon der obere auf dem unteren aufsitzt und welchem der Querriegel des unteren als Zugband dient.

Dieses Stabwerk stellt eigentlich zwei steife Rahmen dar, wovon der obere auf dem unteren aufsitzt und welchem der Querriegel des unteren als Zugband dient.

dem unteren aufsitzt und welchem der Querriegel des unteren als Zugband dient.

Vernachlässigt man den geringen Einfluß der Längskräfte bei der Ermittlung der Überzähligen und somit auch den meist sehr geringen Einfluß von X_2 auf den Querriegel, so kann man angenähert beide Systeme für sich getrennt berechnen, und zwar folgend:

Der obere Rahmen kann auf den unteren nur eine schräge Kraft R, aber keine Momente übertragen.

Vernachlässigt man, wie bereits oben gesagt, den Einfluß der horizontalen Komponente X_2 , so bleiben nur noch die beiden lotrechten Komponenten bzw. Auflagerdrücke zu berücksichtigen, und diese wirken als lotrechte Einzellasten auf das untere System in den Eckpunkten C u. D desselben.

Die beiden Systeme, das obere und das untere, sind bereits schon in den vorhergehenden Entwicklungen behandelt worden, es braucht deshalb hierüber nichts mehr gesagt zu werden.

Das aufgesetzte System kann alle möglichen Formen annehmen, ohne daß sich für die Art der Berechnung des unteren etwas ändert.

Auf die vorbesprochene Art und Weise können auch andere Systeme kombiniert werden.

In bezug auf Temperaturänderungen sei noch bemerkt, daß der obere Rahmen von Temperaturspannungen frei ist, sobald alle Teile des kombinierten Systemes dieselbe Temperaturänderung erleiden, und zwar aus dem Grunde, daß sich die Widerlagerpunkte des oberen Rahmens um dasselbe Maß verschieben, als sich die Spannweite l desselben ändert.

Für das untere System ermittelt sich die Überzählige für Temperatur nach den früheren Entwicklungen.

Beispiel 7.

Die allgemeine Gleichung für die Überzählige X des nebenstehenden Systemes lautet:

$$X = \frac{\frac{1}{J_1} (F_0 y_0 + F_3 y_3) + \frac{1}{J} (F_1 y_1 + F_2 y_2)}{\sum T_x} \dots (66)$$

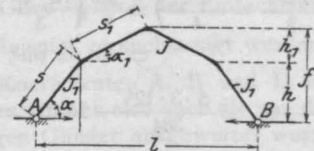


Fig. 21.

Der Nenner ergibt sich nach Gleichung (9) zu

$$\sum T_x = \frac{2h^2 s}{3J_1} + \frac{2s_1}{3J} (f^2 + fh + h^2),$$

womit sich die Gleichung (66) folgendermaßen schreibt:

$$X = \frac{\frac{1}{J_1} (F_0 y_0 + F_3 y_3) + \frac{1}{J} (F_1 y_1 + F_2 y_2)}{\frac{2}{3} \left[\frac{h^2 s}{J_1} + \frac{s_1}{J} (f^2 + fh + h^2) \right]} \dots (67)$$

In dem Folgenden soll nun der Zähler für ein bestimmtes Beispiel und für einen bestimmten Belastungsfall ermittelt werden.

Der Rahmen soll auf die ganze Länge l mit g gleichmäßig verteilt belastet sein. Die M_0 -Fläche ist für diesen Fall eine Parabel.

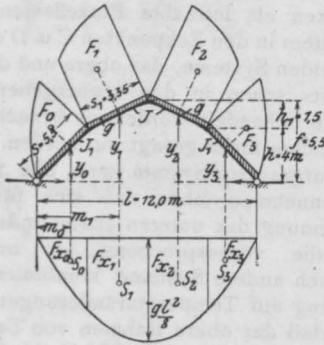


Fig. 22.

Für unser Beispiel erhalten wir nach Gleichung (15) mit $x = c$

$$F_{x_0} = \frac{g}{2} \left(\frac{1c^2}{2} - \frac{c^3}{3} \right) = \frac{3,0}{2} \left(\frac{12 \cdot 3^2}{2} - \frac{3^3}{3} \right) = 67,50 \text{ tm}^2,$$

$$F_{x_1} = \frac{\frac{g l^3}{12} - 2 F_{x_0}}{2} = \frac{\frac{3,0 \cdot 12^3}{12} - 2 \cdot 67,50}{2} = 149,50 \text{ tm}^2,$$

$$F_{x_2} = F_{x_1} = 149,50 \text{ tm}^2,$$

$$F_{x_3} = F_{x_0} = 67,50 \text{ tm}^2.$$

Nach Gleichung (16) ergibt sich weiter

$$S_{y_0} = \frac{g}{2} \left(\frac{1c^3}{3} - \frac{c^4}{4} \right) = \frac{3,0}{2} \left(\frac{12 \cdot 3^3}{3} - \frac{3^4}{4} \right) = 131,62 \text{ tm}^3,$$

$$S_{y_1} = \frac{5 g l^4}{384} - S_{x_0} = \frac{5 \cdot 3 \cdot 12^4}{384} - 131,62 = 678,38 \text{ tm}^3.$$

Somit also

$$m_0 = \frac{131,62 \text{ tm}^3}{67,50 \text{ tm}^2} = 1,94 \text{ m},$$

$$m_1 = \frac{678,38 \text{ tm}^3}{149,50 \text{ tm}^2} = 4,52 \text{ m}.$$

Weiter ergibt sich nun

$$F_0 = \frac{F_{x_0}}{\cos \alpha} = \frac{67,50}{0,599} = 112 \text{ tm}^2,$$

$$F_1 = \frac{F_{x_1}}{\cos \alpha_1} = \frac{149,50}{0,894} = 167 \text{ tm}^2,$$

$$F_2 = F_1 = 167 \text{ tm}^2,$$

$$F_3 = F_0 = 112 \text{ tm}^2$$

und

$$y_0 = m_0 \operatorname{tg} \alpha = 2,58 \text{ m},$$

$$y_1 = h + (m_1 - c) \operatorname{tg} \alpha = 4,00 + 1,52 \cdot 0,5 = 4,76 \text{ m},$$

$$y_2 = y_1 = 4,76 \text{ m},$$

$$y_3 = y_0 = 2,58 \text{ m}.$$

Nach Einführung der entwickelten Werte in Gleichung (67) ergibt sich, wenn $\frac{J}{J_1} = 1$ gesetzt wird:

$$X = \frac{2 (112 \cdot 2,58 + 167 \cdot 4,76)}{\frac{2}{3} [4^2 \cdot 5 + 3,35 (5,5^2 + 5,5 \cdot 4 + 4^2)]}$$

und hieraus

$$X = 10,60 \text{ t}.$$

Wirken auf das System Einzellasten oder horizontale Kräfte, so ist der Vorgang zur Ermittlung von X im allgemeinen genau so, man ermittelt wieder die Flächeninhalte und die Hebelarme y , womit man dann unter Einführung in die Gleichung (67) die Überzählige erhält. Sind sehr viele Einzellasten vorhanden, so berechne man zuerst die einzelnen Ordinaten der M_0 -Fläche in den Last- und Eckpunkten des Rahmens oder man ermittle dieselben durch Zeichnen eines Seilpolygons; dann bestimme man, am besten auch graphisch, in der Zeichnung die Lage der Schwerpunkte und greife die Hebelarme y in der Zeichnung ab. Rechnet man dann noch die Flächeninhalte aus, so ist die Überzählige bald gefunden, wenn man noch nach Gleichung (9) den Nenner bestimmt.

Für eine Temperaturänderung ist nach den früheren Überlegungen:

$$X = -\frac{E \cdot t \cdot l}{\frac{2}{3} \left[\frac{h^2 s}{J_1} + \frac{s_1}{J} (f^2 + f h + h^2) \right]} \quad (68)$$

Beispiel 8.

Rahmen mit Zugband.

Unter Vernachlässigung des meist sehr geringen Einflusses der Längskräfte, jedoch unter Berücksichtigung der elastischen Längenänderung des Zugbandes lassen sich die Gleichungen für die statisch unbestimmbaren Größen X und Z auf folgende einfache Form bringen:

$$A X + B Z = \sum_0^l \frac{M_0 y}{J} \quad \dots \quad (69)$$

$$B X + \left(D - \frac{b}{F} \right) Z = \sum_a^{a+b} \frac{M_0 y_1}{J} \quad \dots \quad (70)$$

$$\sum_0^1 \frac{M_0 y}{J} = \frac{12,50 \text{ tm}^3}{J_1} + \frac{154,5 \text{ tm}^3}{J}$$

und

$$\sum_a^{a+b} \frac{M_0 y_1}{J} = 2 \frac{0,75 \cdot 5,42}{2J} \cdot \frac{h_1}{3} + 2 \frac{3 \cdot 5,42}{2J} \cdot \frac{2}{3} h_1$$

oder

$$\sum_a^{a+b} \frac{M_0 y_1}{J} = \frac{36,58 \text{ tm}^3}{J}$$

Nach Einführung der gefundenen Werte in die Gleichungen (71) und (72) ergeben sich für X u. Z die folgenden Werte:

$$X = \frac{\frac{32,50 \text{ m}^3}{J} \left(\frac{12,50 \text{ tm}^3}{J_1} + \frac{154,50 \text{ tm}^3}{J} \right) - \frac{115 \text{ m}^3}{J} \cdot \frac{36,58 \text{ tm}^3}{J}}{\left(\frac{83,50 \text{ m}^3}{J_1} + \frac{466,50 \text{ m}^3}{J} \right) \frac{32,50 \text{ m}^3}{J} - \frac{115^2 \text{ m}^6}{J^2}}$$

und

$$Z = \frac{\left(\frac{83,50 \text{ m}^3}{J_1} + \frac{466,50 \text{ m}^3}{J} \right) \frac{36,80 \text{ tm}^3}{J} - \frac{115 \text{ m}^3}{J} \left(\frac{12,50 \text{ tm}^3}{J_1} + \frac{154,50 \text{ tm}^3}{J} \right)}{\left(\frac{83,50 \text{ m}^3}{J_1} + \frac{466,50 \text{ m}^3}{J} \right) \frac{32,50 \text{ m}^3}{J} - \frac{115^2 \text{ m}^6}{J^2}}$$

Setzt man z. B. $J = J_1$ und multipliziert man Zähler und Nenner mit J^2 , so ergibt sich

$$X = \frac{1200 \text{ tm}^6}{4650 \text{ m}^6} = +0,258 \text{ t,}$$

$$Z = \frac{1000 \text{ tm}^6}{4650} = +0,2150 \text{ t.}$$

Würde das Zugband fehlen, so ist nach Gleichung (69) $Z = 0$ und sonach

$$X = \frac{\sum_0^1 \frac{M_0 y}{J}}{A}$$

worin wir die allgemeine Gleichung für das einfach statisch unbestimmte System erkennen.

Man erhält in diesem Fall:

$$X = \frac{167 \text{ tm}^3}{550 \text{ m}^3} = 0,305 \text{ t.}$$

Man ersieht also, was auch zu erwarten war, daß X größer ist als bei Anordnung eines Zugbandes.

Hat man es bei dem zweifach statisch unbestimmten System mit horizontalen Kräften zu tun, so berechne man nach der bei den früher behandelten Beispielen gezeigten Methode die M_0 -Ordinaten in den Last- und Eckpunkten des Rahmens, trage die M_0 -Fläche auf und bestimme

$$\text{hiernach die Ausdrücke } \sum_0^1 \frac{M_0 y}{J} \text{ und } \sum_a^{a+b} \frac{M_0 y_1}{J}$$

Die Nenner bleiben immer dieselben, welche Belastung auch vorliege.

Um den Einfluß einer Temperaturänderung zu ermitteln, gehe man von der folgenden Überlegung aus:

Die Koeffizienten der Überzähligen in den Gleichungen (69) und (70) stellen nichts anderes dar, als die Längenänderungen der Sehne l bzw. b unter der Einwirkung einer horizontalen Last 1 t, welche in dem Punkt A bzw. C wirkt.

Der Koeffizient A stellt die Änderung der Sehne l unter Einwirkung einer horizontalen Last 1 t, welche im Punkt A wirkt, dar, während der Koeffizient B eine Änderung derselben Sehne unter der Einwirkung einer horizontalen Last 1 t, welche im Punkt C wirkt, darstellt.

Wirken nun die Kräfte X und Z, so ist die gesamte Längenänderung der Sehne \overline{AB} , wenn man wieder den früher gleich 1 gesetzten Elastizitätsmodul berücksichtigt:

$$\Delta l = + \frac{XA}{E} + \frac{ZB}{E}$$

Nun ist aber die Längenänderung der Sehne unter der Einwirkung einer Temperaturänderung gleich

$$\Delta l_1 = -\epsilon t l$$

und da die wirkliche Verschiebung des Punktes A nach den Voraussetzungen gleich 0 sein muß, so erhalten wir folgende Bedingungsgleichung:

$$+ \frac{XA}{E} + \frac{ZB}{E} - \epsilon t l = 0 \dots (76)$$

Da wir jedoch zur Bestimmung von X und Z noch eine zweite Gleichung brauchen, so stellen wir diejenige für die Längenänderung der Sehne b auf.

Nach dem Satz von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen ist die horizontale Verschiebung des Punktes C unter der Einwirkung einer horizontalen Last 1 t im Punkt A gleich der

horizontalen Verschiebung des Punktes A, welche derselbe unter der Einwirkung einer horizontalen Last 1 t im Punkt C erleidet. Die Überzählige X hat also in der folgenden Gleichung denselben Koeffizienten als Z in der obigen Gleichung (76).

Der Koeffizient D stellt die horizontale Verschiebung des Punktes C unter der Einwirkung einer horizontalen Last 1 t im Punkt C wirkend dar.

Die gesamte Längenänderung der Sehne b unter der Einwirkung von X und Z ist somit

$$\Delta b = + \frac{XB}{E} + \frac{DZ}{E}.$$

Unter der Einwirkung einer Temperatur ändert sich b um

$$\Delta b_1 = - \epsilon t b.$$

Die gesamten Verschiebungen müssen nun gleich sein der wirklichen Verlängerung bezw. Verkürzung des Zugbandes, welche sich nach folgender Gleichung ergibt:

$$\Delta b_2 = - \frac{Zb}{EF}$$

und hiermit ergibt sich also die zweite Bedingungsgleichung in folgender Form:

$$\Delta b + \Delta b_1 = \Delta b_2$$

und nach Einführung der Werte:

$$\frac{XB}{E} + \frac{ZD}{E} - \epsilon t b = \frac{Zb}{EF} \dots (77)$$

Multipliziert man Gleichung (76) und (77) mit E, so erhalten wir zur Bestimmung von X und Z die beiden folgenden Gleichungen:

$$XA + ZB = \epsilon t l E \dots (78)$$

und

$$XB + Z \left(D - \frac{b}{F} \right) = \epsilon t b E \dots (79)$$

Durch Auflösen dieser Gleichungen nach X und Z ergibt sich

$$X = \frac{\left(D - \frac{b}{F} \right) \epsilon t l E - B \epsilon t b E}{A \left(D - \frac{b}{F} \right) - B^2} \dots (80)$$

$$Z = \frac{A \epsilon t b E - B \epsilon t l E}{A \left(D - \frac{b}{F} \right) - B^2} \dots (81)$$

Einige einfache Beispiele mögen zum Schluß die Anwendung der entwickelten Werte noch näher erläutern:

Das nebenstehende unter 1 behandelte System sei, wie in der Figur angedeutet, belastet.

Will man den Einfluß der Einzellasten mit Hilfe der zeichnerisch dargestellten Einflußlinie ermitteln, so ist in Figur 4 gezeigt, wie dieselbe unter Anwendung der Gleichungen (13a) und (13b) zu konstruieren ist.

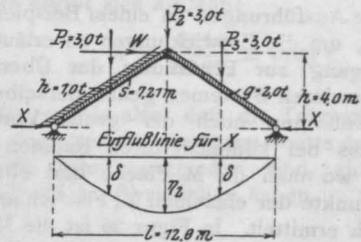


Fig. 25.

Der Maßstab, in welchem die Ordinaten η und η_1 aufgetragen werden, kann beliebig gewählt werden. Wird angenommen, daß die Einflußlinie nach der angegebenen Art und Weise konstruiert ist, und bedeutet δ die Ordinate der Einflußlinie bei

$\frac{1}{4}$ und η_2 diejenige bei $\frac{1}{2}$, so ist unter der

Einwirkung der Einzellasten

$$X = P (2\delta + \eta_2).$$

Soll jedoch, was oft einfacher und schneller erledigt ist, die Überzählige nach der Einflußlingleichung ermittelt werden, so ist nach

Gleichung (13) die Ordinate bei $x = \frac{1}{2}$

$$\eta_2 = \frac{1}{4h} = \frac{12}{4 \cdot 4} = \frac{3}{4} = 0,75$$

und nach derselben Gleichung für $x = \frac{1}{4}$

$$\delta = \frac{111}{64h} = \frac{11 \cdot 12}{64 \cdot 4} = 0,515$$

und somit die Überzählige

$$X = 3 (2 \cdot 0,515 + 0,75) = 5,34 \text{ t.}$$

Ist der Rahmen auch gleichzeitig mit einer gleichmäßig verteilten Last $g = 2 \text{ t/m}$ der lotrechten Projektion belastet, so ergibt sich nach Gleichung (18):

$$X = \frac{5g l^2}{32h} = \frac{5 \cdot 2 \cdot 12^2}{32 \cdot 4} = 11,55 \text{ t.}$$

Für eine horizontale Einzellast W im Punkt C ist nach Gleichung (19) mit $W = 3 \text{ t}$:

$$X = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ t.}$$

Wirkt gleichzeitig auch noch eine gleichmäßig verteilte horizontale Last $p = 1 \text{ t/m}$ der horizontalen Projektion, so ist nach Gleichung (23):

$$X = \frac{5ph}{16} = \frac{5 \cdot 1 \cdot 4}{16} = 1,25 \text{ t.}$$

Ist schließlich noch eine Temperaturerhöhung um 25° C zu berücksichtigen, so erhält man nach Gleichung (24)

$$X = \frac{3 E J \epsilon t l}{2 s h^2} = \frac{3 E J \epsilon \cdot 25 \cdot 12}{2 \cdot 7,21 \cdot 4^2} = 3,9 E J.$$

Diese Ausführungen an einem Beispiel dürften genügen, um die Entwicklungen zu erläutern, da der Vorgang zur Ermittlung der Überzähligen bei den anderen Systemen genau derselbe ist.

Es soll nun noch der große Vorteil des Verfahrens bei komplizierteren Rahmen gezeigt werden, wo man die M_0 -Fläche und ebenso die Schwerpunkte der einzelnen M_0 -Flächen am besten graphisch ermittelt. In Figur 26 ist die M_0 -Fläche mit Hilfe der Polfigur graphisch dargestellt worden.

Die Ordinaten des Seilpolygons, welche von diesem und der Schlußlinie begrenzt werden, stellen bekanntlich die auf die Poldistanz reduzierten M_0 -Werte dar.

Den wirklichen M_0 -Wert in einem beliebigen Querschnitt erhält man zu

$$M_0 = m H \lambda k,$$

wo m und H die in der Zeichnung abgegriffenen Werte bedeuten, während λ und k Zahlenwerte sind, welche von dem Längen- bzw. Kräftemaßstab abhängig sind.

Ist z. B. die Figur im Maßstab 1:100 aufgetragen und sind die Kräfte im Maßstab 1 cm = 2000 kg dargestellt, so ist

$$\lambda = 100; \quad k = 2000.$$

Bei unserem Beispiel ist für den linken Eckpunkt der M_0 -Fläche unter der Last P_1

$$\begin{aligned} m &= 1,875 \text{ cm,} \\ H &= 2 \text{ cm,} \\ \lambda &= 100, \\ k &= 2000, \end{aligned}$$

mithin

$$M_0 = 1,875 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 2000 = 750\,000 \text{ cmkg}$$

oder

$$M_0 = 7,5 \text{ tm.}$$

Die Inhalte der einzelnen M_0 -Flächen ergeben sich nach dem Vorstehenden zu folgenden Werten:

$$F_0 = F_0' = \frac{2,55 \cdot 7,50}{2} = 8,925 \text{ tm}^2,$$

$$F_1 = F_1' = 7,50 \cdot 1,50 = 11,25 \text{ tm}^2,$$

$$F_2 = F_2' = \frac{10 + 7,50}{2} \cdot 2,69 = 23,54 \text{ tm}^2.$$

Die Ordinaten y der einzelnen M_0 -Flächen ergeben sich nach der Zeichnung zu

$$y_0 = y_0' = 3,90 \text{ m,}$$

$$y_1 = y_1' = 4,75 \text{ m,}$$

$$y_2 = y_2' = 6,10 \text{ m,}$$

somit also

$$\frac{F_0 y_0}{J_2} = \frac{F_0' y_0'}{J_2} = 8,925 \cdot 3,90 = \frac{34,80 \text{ tm}^3}{J_2},$$

$$\frac{F_1 y_1}{J_1} = \frac{F_1' y_1'}{J_1} = 11,25 \cdot 4,75 = \frac{53,44 \text{ tm}^3}{J_1},$$

$$\frac{F_2 y_2}{J} = \frac{F_2' y_2'}{J} = 23,54 \cdot 6,10 = \frac{143,60 \text{ tm}^3}{J}.$$

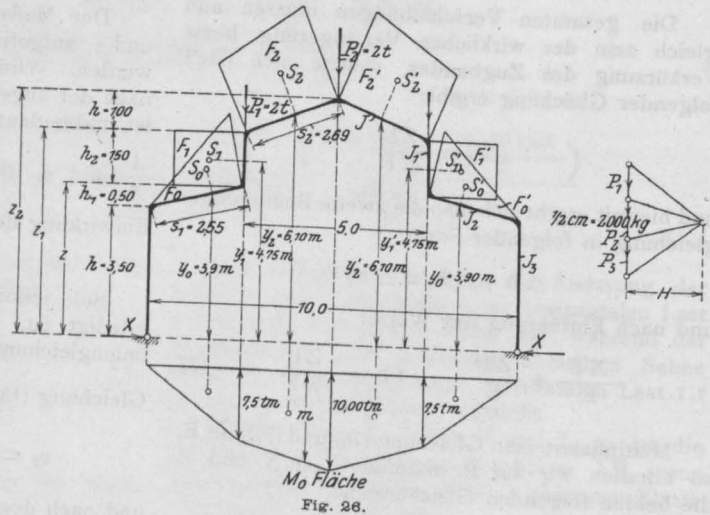


Fig. 26.

Der Nenner der Gleichung für X ergibt sich nach Gleichung (9) zu

$$\begin{aligned} \sum T_x &= \frac{2 h^3}{3 J_3} + \frac{2 s_1}{3 J_2} (z^2 + z h + h^2) \\ &\quad + \frac{2 h_2}{3 J_1} (z_1^2 + z_1 z + z^2) \\ &\quad + \frac{2 s_2}{3 J} (z_2^2 + z_2 z_1 + z_1^2). \end{aligned}$$

Setzt man die Werte ein, so ergibt sich

$$\begin{aligned} \sum T_x &= \frac{14,29 \text{ m}^3}{J_3} + \frac{71,82 \text{ m}^3}{J_2} + \frac{68,25 \text{ m}^3}{J_1} \\ &\quad + \frac{194,77 \text{ m}^3}{J}. \end{aligned}$$

Die allgemeine Gleichung für die Überzählige X lautet:

$$X = \frac{\sum F y}{\sum T_x}$$

also

$$X = \frac{2 \left(\frac{34,80 \text{ tm}^3}{J_2} + \frac{53,44 \text{ tm}^3}{J_1} + \frac{143,60 \text{ tm}^3}{J} \right)}{\frac{14,29 \text{ m}^3}{J_3} + \frac{71,82 \text{ m}^3}{J_2} + \frac{68,25 \text{ m}^3}{J_1} + \frac{194,77 \text{ m}^3}{J}}$$

Setzt man $J = J_1 = J_2 = J_3$, so wird

$$X = \frac{463,68}{349,13} = 1,32 \text{ t.}$$

Um zu sehen, welchen Einfluß die Verschiedenheit der Trägheitsmomente hat, setzen wir beispielsweise:

$$\begin{aligned} J_3 &= J_3, \\ J_2 &= 2 J_3, \\ J_1 &= 3 J_3, \\ J &= 4 J_3, \end{aligned}$$

und es ergibt sich alsdann:

$$X = \frac{71,11}{122,39} = 0,581 \text{ t.}$$

Man ersieht also, daß die Trägheitsmomente, wenn dieselben für die Querschnitte der einzelnen Stabteile sehr verschieden sind, einen großen Einfluß auf die Überzählige haben.

UMLADEHALLE AUF DEM VERSCHIEBEBAHNHOF WUSTERMARK BEI SPANDAU.

Von Diplomingenieur Deimling.

Für die Preußische Staatsbahnverwaltung projektiert und ausgeführt durch die Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten vorm. Gebr. Helfmann in Frankfurt a. M.

Der steigenden Entwicklung des Güterverkehrs Rechnung tragend, hatte die Eisenbahndirektion Berlin vor Jahren beschlossen, im Westen Groß-Berlins in nächster Nähe des bekannten Döberitzer Übungsplatzes, in der Gemarkung Wustermark, einen Verschiebebahnhof zur Entlastung der Berliner Güterbahnhöfe anzulegen. Unter andern größeren Einrichtungen, umfangreichen

Gleisanlagen, Werkstätten, Lokomotivschuppen, Wassertürmen usw., bietet die ganz in Eisenbeton errichtete Umladehalle, welche im Jahre 1908 nach allgemeinen Ideen des örtlichen Bauleiters Herrn Bauinspektor Fritsche, Spandau, durch die Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten vorm. Gebr. Helfmann in Frankfurt a. M. projektiert und ausgeführt wurde, für den Fachmann einiges Interesse.

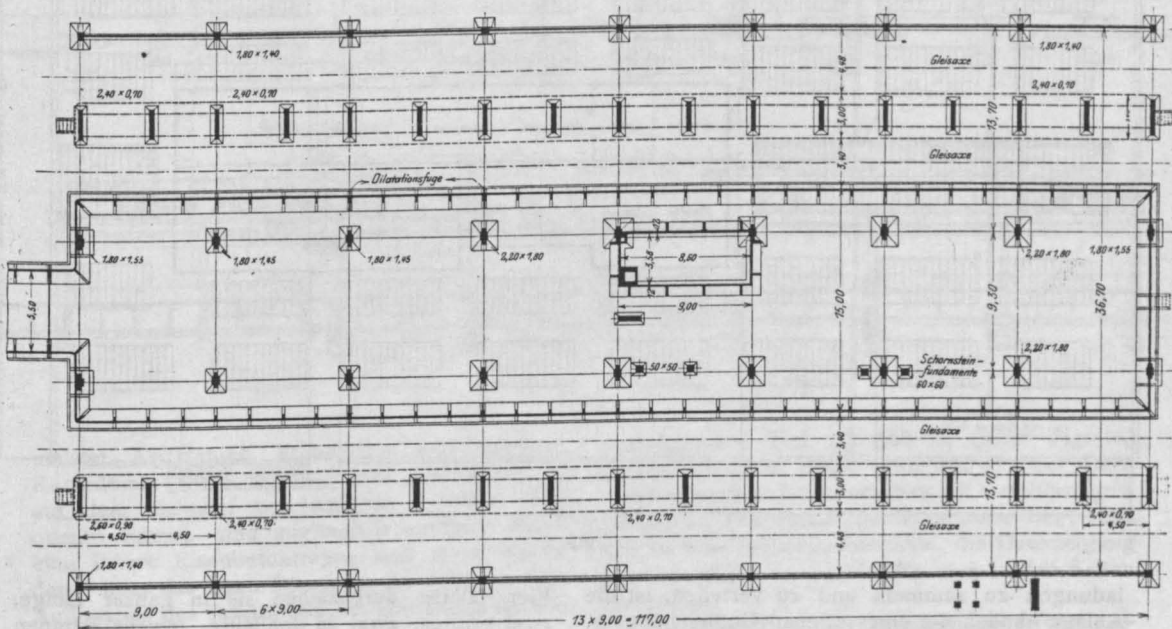


Fig. 1.

Erbaut zu dem Zweck, Stückgüter mittels Umladung in Gruppen zu vereinigen und nach den verschiedenen Richtungen in ganze Wagen-

kennen lassen, hat die Halle eine Länge von 117 m und eine Breite von 36,70 m, überdeckt somit eine nutzbare Fläche von rund 4300 qm.

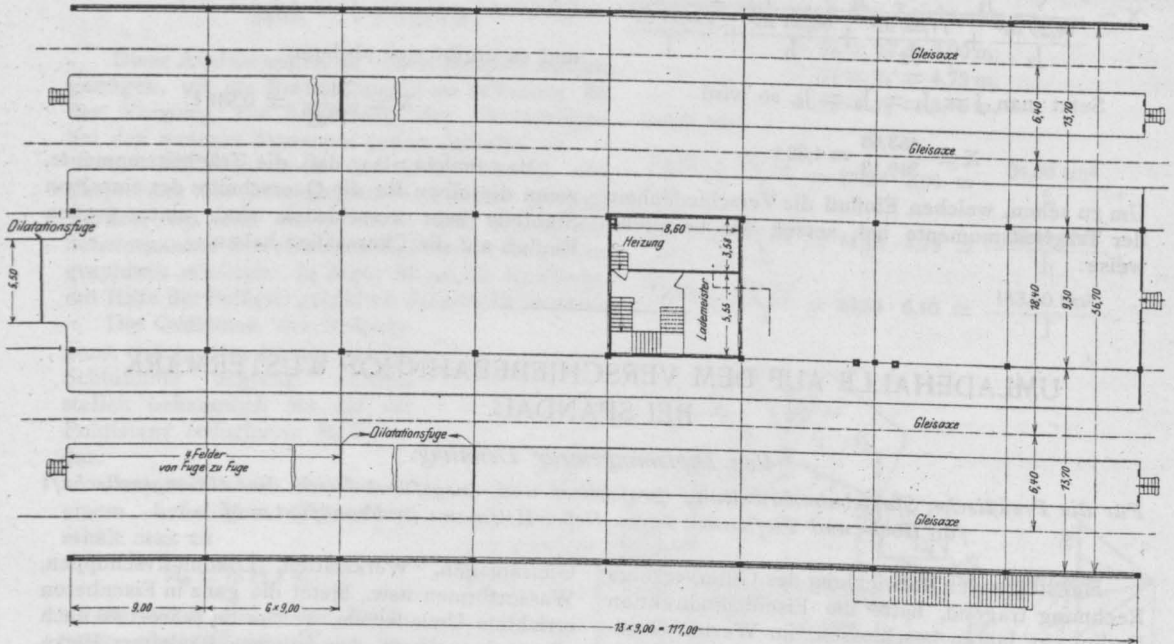


Fig. 2.

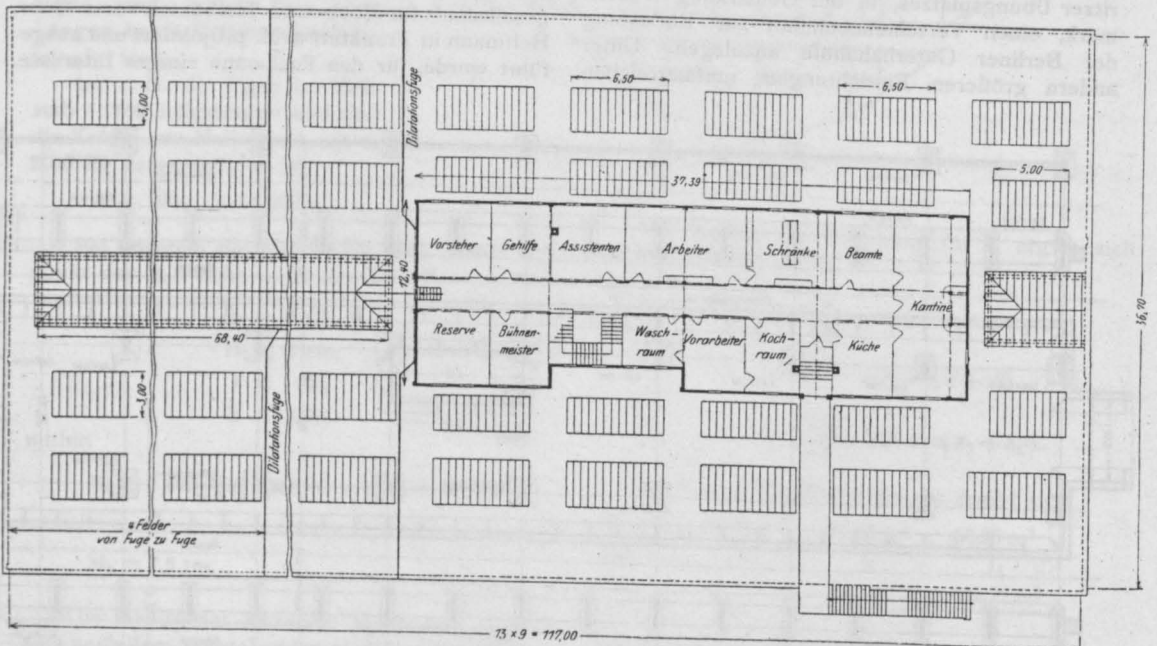


Fig. 3.

ladungen zu sammeln und zu verteilen, ist die Anlage ähnlich der eines offenen Güterschuppens.

Wie die Grundrißzeichnungen Fig. 1—3 er-

Vier Gleise durchziehen sie in ganzer Länge, zwei seitlich, zwei in der Mitte, jeweils Rampen zwischen sich lassend, von denen zwei eine Breite

von 3 m, die mittelste und größere eine solche von 15,00 m aufweisen.

Außer den im Schuppen befindlichen Rampenanlagen sind eine Anzahl Räume, teils in einem kleineren Einbau auf der Mittelrampe, teils in besonderem Aufbau von $12,40 \times 37,39$ m, ver-

Anschließend an die Halle und deren Mittelrampe ist eine nicht überdeckte, 5,50 m breite Rampe in Länge von 100 m zur Umladung feuergefährlicher Güter angeordnet worden.

Die eigentliche Halle ist ein niedriger Schuppenbau mit geschlossenen Fronten und offenen Stirn-

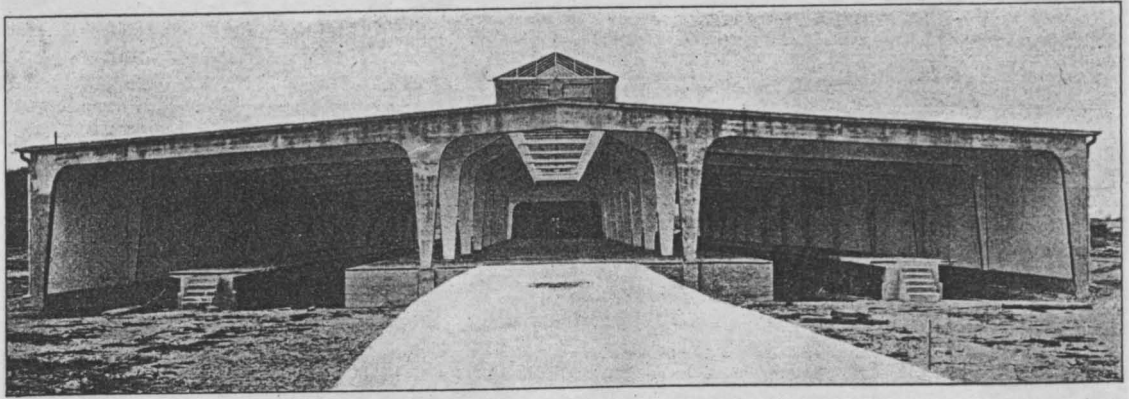


Fig. 4.

tieft angelegt, über dem Mittelteil untergebracht. Diese umfassen einen Heizraum sowie einen Raum für den Lademeister im Unterstock, ferner Räume im Oberstock für Vorsteher, Bühnen-

seiten, (siehe Fig. 4). Die tragende Binderkonstruktion ist gebildet durch zwei Eisenbetonrahmen, deren Spannweite 13,70 m, und deren Entfernung 9,00 m beträgt. Auf ihrem mittleren

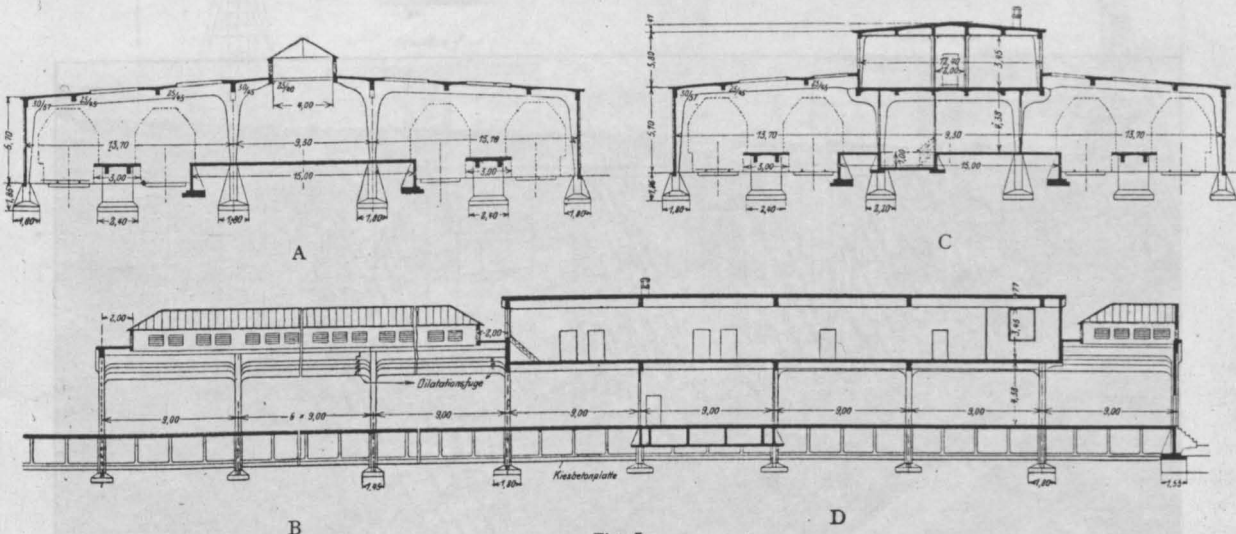


Fig. 5.

meister, Assistenten, Vorarbeiter und Arbeiter, Kochräume, Küchen, sowie eine Kantine für die auf dem Bahnhof beschäftigten Arbeiter. Die oberen Räume sind zugänglich gemacht durch eine innere Eisenbetontreppe und einen besonderen über das Dach führenden Aufgang von der Außenseite des Schuppens, wo eine breite eiserne Treppe angelegt wurde.

auskragenden Teil von 2,65 m, (siehe Fig. 10) tragen dieselben einen etwa 1,20 m über Dach hervorragenden Jalousieaufbau mit sattelförmigem Glasdach. Die Höhe der Traufkante liegt rund 5,55 m über Schienenoberkante, die Dachneigung beträgt rund 1:14 mit Gefälle nach beiden Seiten der Halle.

Die Belichtung des Halleninnern erfolgt aus-

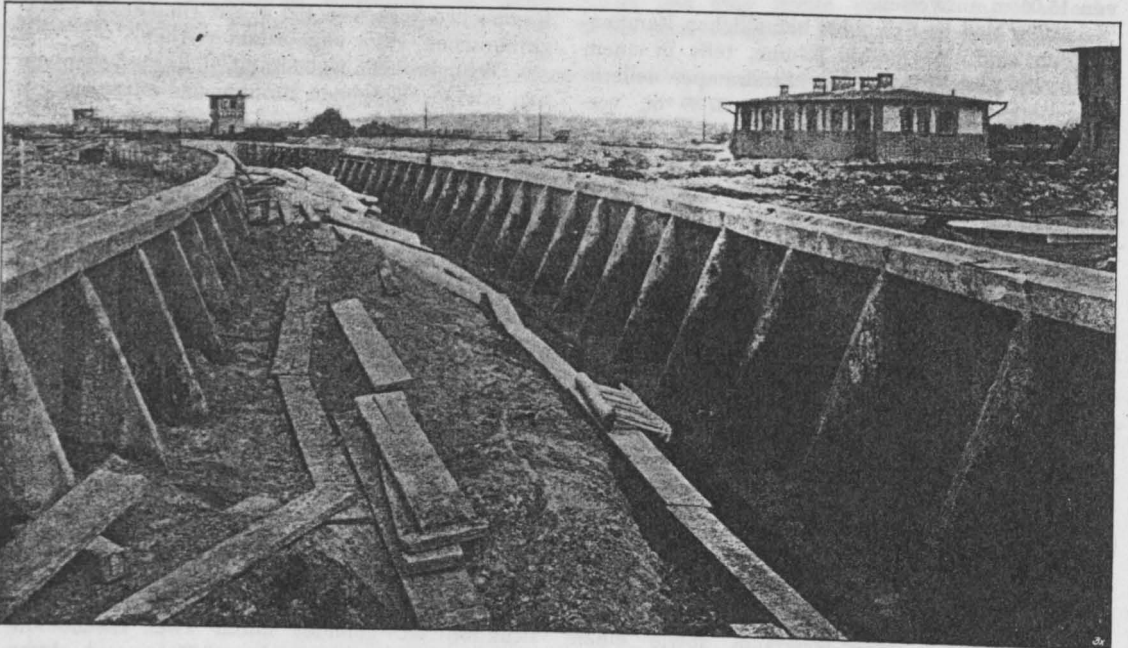


Fig. 6.

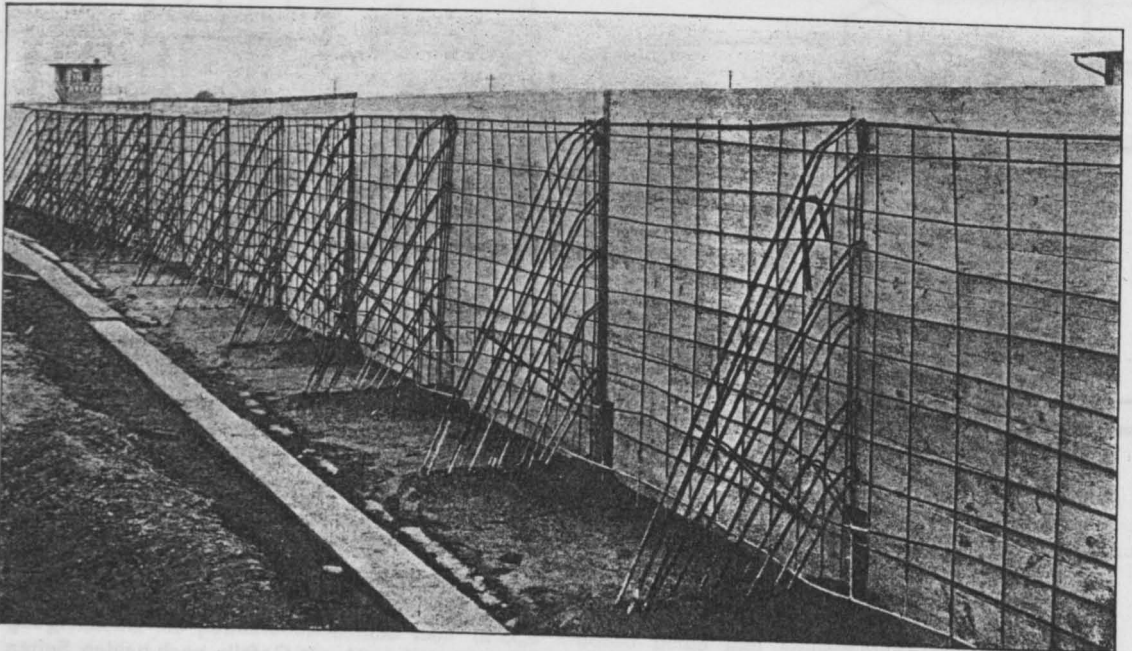


Fig. 7.

schließlich durch Oberlichte. Außer dem auf ganze Länge des einstöckigen Hallenteiles durchlaufenden Oberlicht, sind zwischen den einzelnen Bindern direkt in der Dachhaut liegende Oberlichte $3 \times 6,5$ m in großer Zahl (siehe Fig. 3 u. 9) angeordnet worden. Die Sprossen derselben sind in kleinen I-Eisen, die Gläser in 6 mm Drahtglas ausgeführt worden. Die Eindeckung des Daches erfolgte durch direkt auf die Eisenbetondecke geklebte, gesandelte Doppeldachpappe.

einfacher, zweckentsprechender Form durchgeführt worden.

Nach dieser allgemeinen Beschreibung der Anlage soll im Nachstehenden auf die Ausbildung einzelner Konstruktionsteile etwas näher eingegangen werden.

1. Die Rampen.

Die Rampen sind in zwei Formen ausgeführt worden.

Die 3 m breiten, 1,12 m über Schienenoberkante längs der Schuppenwände angeordneten

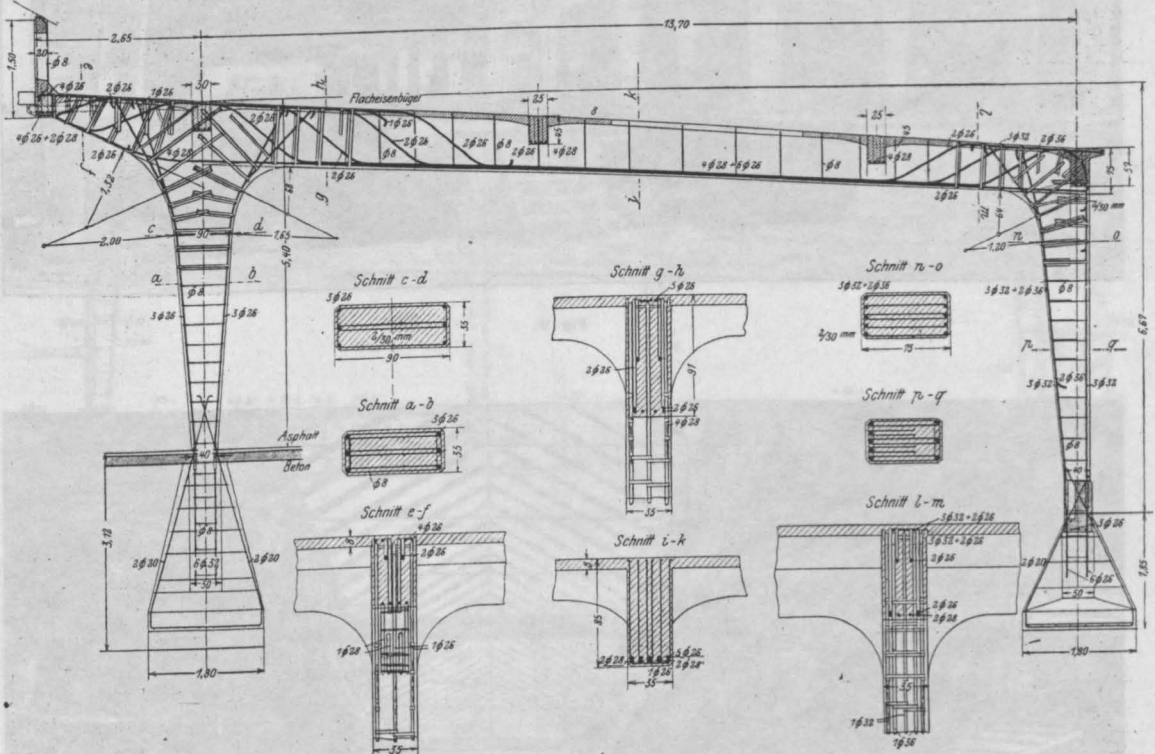


Fig. 8.

Die Umfassungswände sind als Prüfsche $\frac{1}{2}$ Stein starke Wände hergestellt und zwischen den aus der Front um 5 cm hervorstehenden Säulen der Binder gespannt. Einfache Flächenmuster, die durch verschiedenfarbige Steine hervorgebracht wurden, geben den Fronten etwas Abwechslung.

Zwei Dilatationsfugen trennen die ganze Halle ihrer Längsrichtung nach in drei Teile, die sich bei Temperaturwechsel frei bewegen können. Alle sichtbaren Konstruktionsteile sind so geblieben, wie sie aus den Schalungen kamen, es sind nur die Außenseiten mit Zementbrühe abgeschlemmt, die Innenseiten mit Kalkmilch zweimal geweißt worden.

Der Innenausbau der Aufenthaltsräume ist in

Rampen sind durch Eisenbetondecken von 14 cm Stärke gebildet, die auf Längsträgern liegen, welche ihrerseits in Entfernungen von 4,50 m auf $2,00 \text{ m} \times 0,30 \text{ m}$ starken Pfeilern lagern.

Die Oberfläche erhielt leichtes Gefälle nach beiden Seiten und einen 5 cm starken Gußasphaltbelag. U-Eisen Nr. 12 sichern auf den Längsseiten die Kanten gegen Beschädigungen.

Die breiteren Rampen wurden durch Winkelstützmauern aus Eisenbeton ringsum eingefasst, der Zwischenraum mit Boden ausgefüllt, der Belag aus 4 cm starken in Mörtel verlegten Asphaltplatten, die auf einem 15 cm starken Unterbeton aufgebracht wurden, hergestellt. Der Kantenschutz der Mauern erfolgte durch $\sphericalangle 10 \times 10 \times 1 \text{ cm}$. In den Fig. 6—7 sind die Mauern der in Kurve

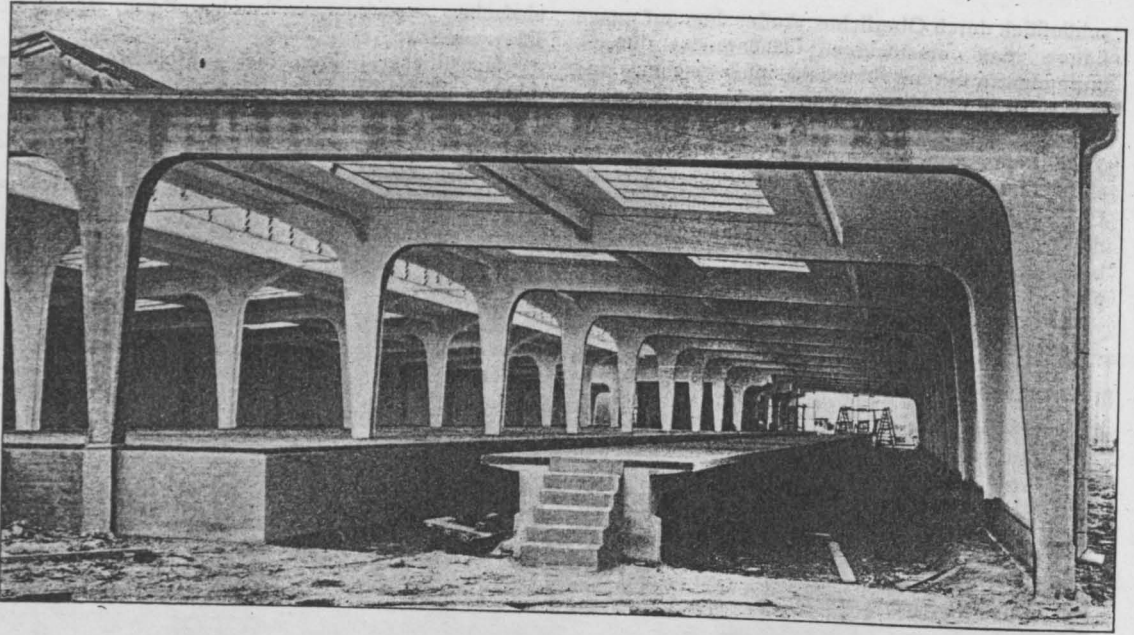


Fig. 9.

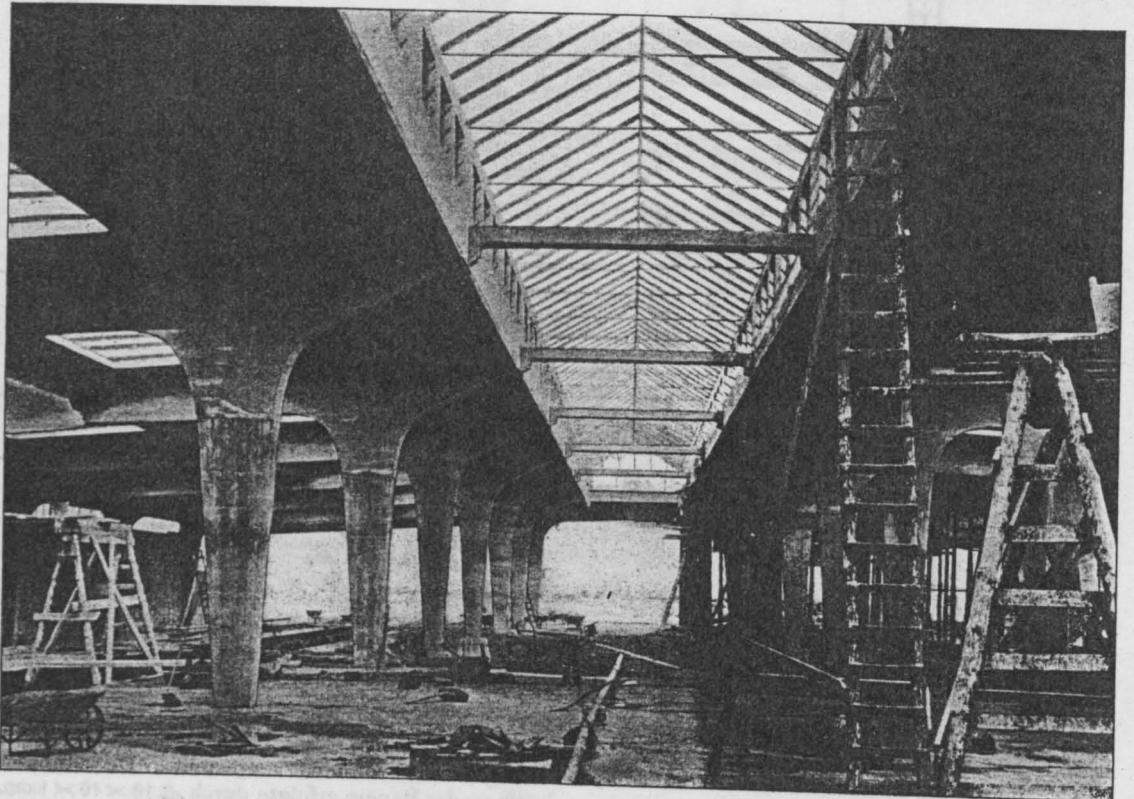


Fig. 10.

liegenden sogenannten Feuerrampe dargestellt. Fig. 6 zeigt die zur Hinterfüllung fertige Wand, Fig. 7 die betonierte Sohle, die Eiseneinlage der einseitig eingeschaltene Wand und der Rippenarmatur.

Der sehr bewegliche mit Wasser durchsetzte Sandboden des Untergrundes machte es notwendig, erst eine 30 cm starke Stampfbetonsohle einzubauen, auf die sich dann die Eisenbetonwinkelmauer aufsetzte. Außer dem Erddruck wurde mit einer Auflast von 1500 kg/qm gerechnet. Auch die Rampen sind analog dem Aufbau durch Dilatationsfugen in kleinere Längen abgeteilt.

Die Rippendistanz beträgt 2,25 m, die gesamte

gespannte Rahmenkonstruktionen ausgebildet. Sie tragen die Dachdecke, welche in Eisenbeton als 7 cm starke Voutenplatte jeweils über fünf Stück 9 m lange Träger hinweggeht. Wie eingangs erwähnt, beträgt die Spannweite der Binder 13,70 m mit einem auskragenden Arm von 2,65 m, die lichte geringste Höhe über dem Gleis rund 5 m, bei einer Distanz von 9 m.

Beide Stützen des Rahmens ruhen auf Eisenbetonfundamenten, die mit Rippen versehen in der Querrichtung des Baues verbreitert sind und durch besondere Eiseneinlage eine bei der Berechnung berücksichtigte Einspannung sichern.

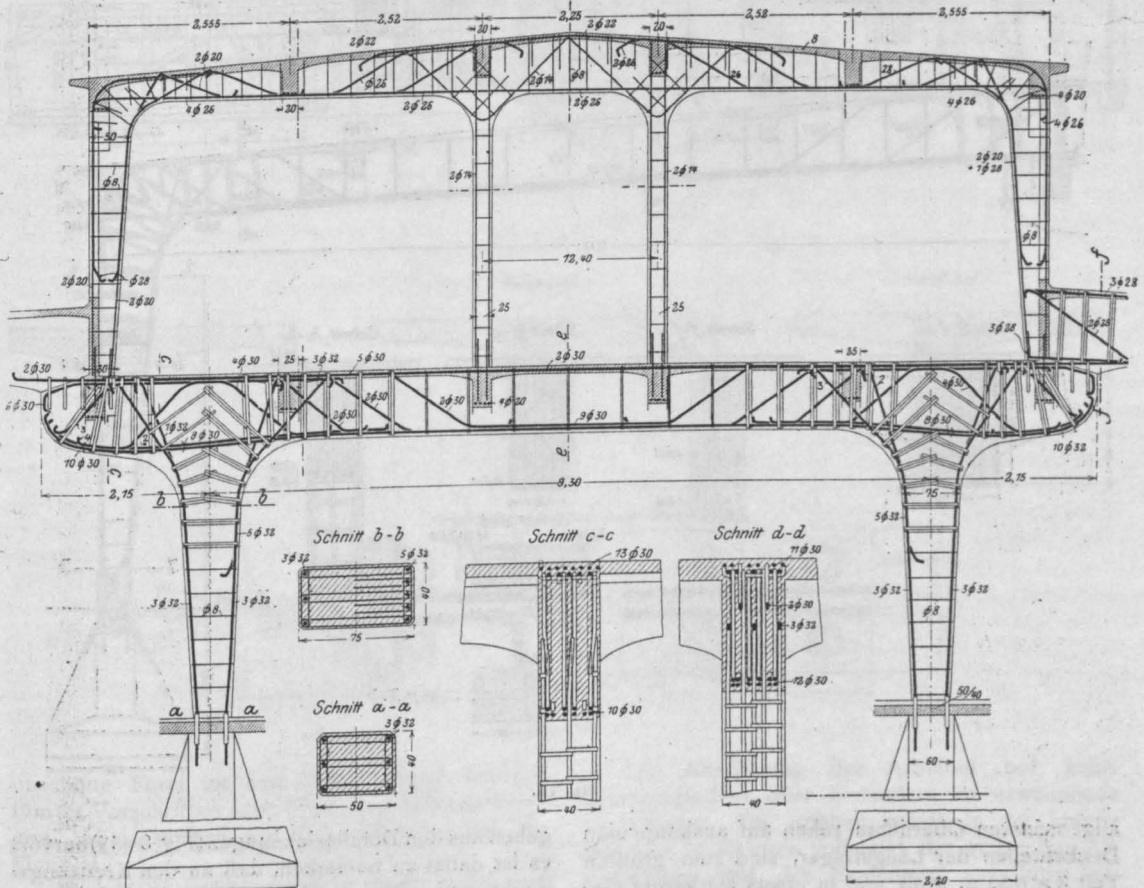


Fig. 11.

Höhe der Mauern 2 m bei einer Sohlenbreite von 1,50 m, von der 1 m auf den rückliegenden Teil, 0,50 m auf die vorstehende Platte entfallen. Letztere ist 15 cm stark und wie die Zwischenwand leicht voutenförmig hergestellt. Die Stärke der Wand ist wie die der Rippen 12 cm.

2. Die Binder.

Die normalen, außerhalb des Aufbaues liegenden Binder sind als einseitig steigende, leicht ein-

Die obere Fläche des Binders liegt im Gefälle des Daches 1:14, die untere ist nach der mittleren Stütze zu geringer geneigt, so daß an dieser eine größere Höhe des Balkens und ein besserer Voutenübergang geschaffen werden konnte. Die Berechnung auf Wind sowie die der inneren Kräfte des Rahmens bedingt die nach oben verstärkte Form der Stützen und das Einziehen der Säuleneisen in den Trägern und umgekehrt, unter Berücksichtigung aller auftretenden Belastungs-

Rahmen übertragen werden, direkt auf den inneren Zweigelenrahmen übermittlelt. Der Dachaufbau stützt sich mit seinen zwei mittleren Säulen, die einen 2 m breiten Gang freilassen, auf den Binderbalken, mit den beiden äußeren Säulen auf die Auskrägung des letzteren. Auch hier sind die Binder als Rahmenkonstruktion gerechnet worden. Der Übergang vom auskragenden Teile des Unterbaues nach dem einstieligen Seitenteile gestaltete sich nicht ganz einfach, die etwas schwerfällige,

Die kleinen, aus Temperaturschwankungen der einzelnen etwa 40 m langen Teile hervorgerufenen Längsbewegungen finden durch die Ausgestaltung der Auflager als Gleitlager geringen Widerstand.

Zwei kurze U-Eisen der Konsole tragen eine abgerundete Platte, auf der die beiden U-Eisen des angrenzenden Trägers aufliegen und bei Längenänderungen schleifen. In Schlitten bewegliche Verbindungsschrauben sichern den Zusammenhalt.

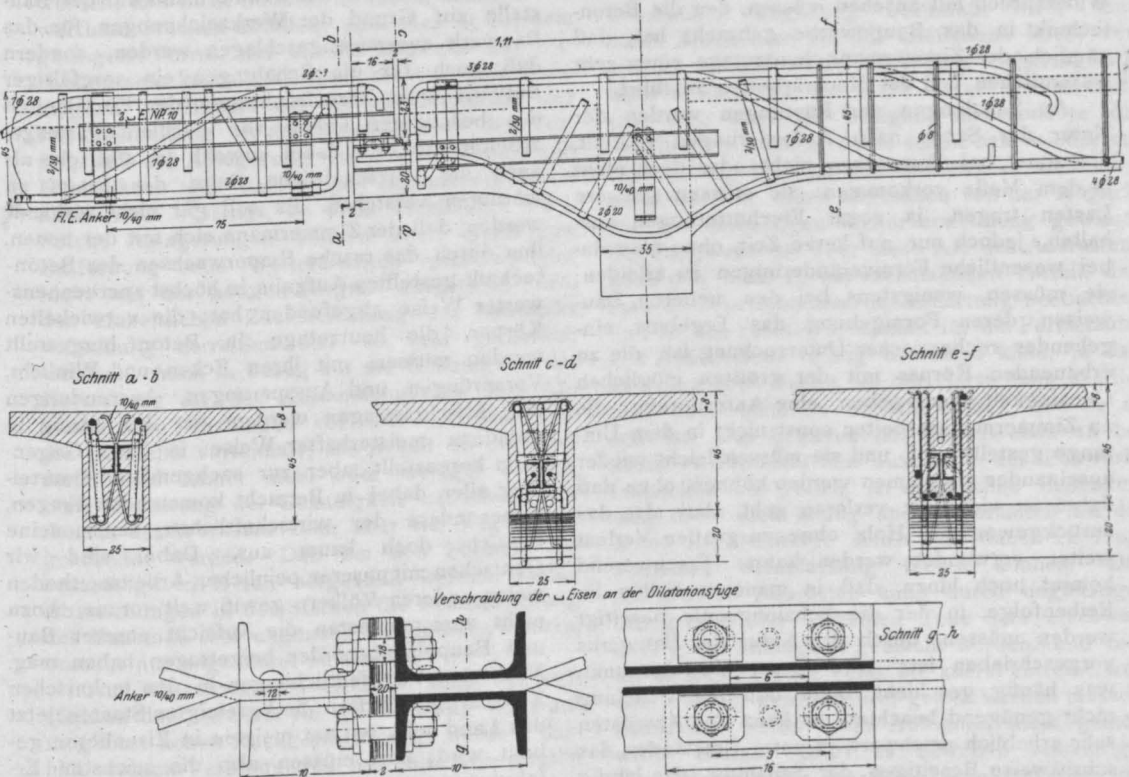


Fig. 13.

unschöne Form ist eine Folge streng durchgeführter Vorschriften über Haft- und Scherspannungen. Abmessungen und Eiseneinlagen zeigt die Figur 11.

Dachdecke und Längsträger bieten keine Sonderheiten, es sei deshalb nur kurz noch die Ausbildung der Dilatationsfugen erwähnt. Während man gewöhnlich zwei Binder nebeneinander errichtet, so daß sie eine Fuge zwischen sich freilassen, sind hier die Abtrennungen des Daches etwa 1 m vom Binder entfernt gelegt. Dies ist ermöglicht einerseits durch Auskrägung der Längsträger und andererseits durch freie Auflagerung der anstoßenden Träger.

Die Ausführung der Arbeiten bot keine Schwierigkeiten oder besonders zu erwähnende Einzelheiten. Der Rohbau wurde in der kurzen Zeit von 20 Wochen vollendet, der ganze Bau am 1. Oktober 1908 der Bauleitung zur Inbetriebnahme übergeben.

Die statische Berechnung der Rahmenkonstruktion erfolgte nach dem Satze vom Minimum der Deformationsarbeit. Sämtliche Teile sind nach den ministeriellen Vorschriften dimensioniert.

Die Oberleitung der Bauwerke lag in Händen des Herrn Regierungs- und Baurats von Zabienski, dessen Entgegenkommen diese Ausführung zu danken ist.

EINIGES ÜBER DIE SCHALUNG BEI BETONBAUTEN.

*Von Regierungsrat Wernecke,
Mitglied des Kaiserlichen Patentamtes.*

Holz ist immer noch der billigste Baustoff für Betonschalungen; da es außerdem leicht zu bearbeiten ist und infolgedessen wechselnden Größen ohne Mühe angepaßt werden kann, so wird es seine Stellung auf diesem Gebiete auch noch lange behaupten, und wir werden noch lange den Widerspruch mit ansehen müssen, den die Biontechnik in das Baugewerbe gebracht hat, daß nämlich der Zimmermann heutzutage einen sehr wesentlichen Teil der Mauerarbeiten ausführt.

An Schalungen und Rüstungen werden der Natur der Sache nach Anforderungen gestellt, die sonst bei Bauwerken nicht oder doch nicht in dem Maße vorkommen: sie müssen schwere Lasten tragen, ja sogar Erschütterungen aushalten, jedoch nur auf kurze Zeit, ohne aber dabei wesentliche Formveränderungen zu erleiden; sie müssen, wenigstens bei den neueren Bauweisen, deren Formgebung das Ergebnis eingehender rechnerischer Untersuchung ist, die zu erbauenden Körper mit der größten möglichen Genauigkeit wiedergeben, eine Anforderung, die an Zimmermannsarbeiten sonst nicht in dem Umfange gestellt wird, und sie müssen leicht wieder auseinander genommen werden können, ohne daß dabei zu viel Holz verloren geht, daß also das zurückgewonnene Holz ohne zu großen Verlust weiter verwendet werden kann. Erschwerend kommt noch hinzu, daß in manchen Fällen die Reihenfolge, in der die Schalungsteile beseitigt werden müssen, durch die Natur des Bauwerks vorgeschrieben ist; wird dieser Gesichtspunkt, was häufig geschieht, beim Bau der Schalung nicht genügend beachtet, so kann das Ausrüsten sehr erheblich erschwert, ja unter Umständen das schrittweise Beseitigen der Schalung, das häufig sehr erwünscht ist, ganz unmöglich gemacht werden.

Besondere Entwürfe für die Schalung werden im allgemeinen nur für große Bauwerke aufgestellt, und doch könnte gerade hier durch sachgemäße Vorarbeiten viel gespart werden. Die immer noch verhältnismäßig hohen Herstellungskosten des Eisenbetons hängen stark von den Schalungskosten ab, und diese scheinen die einzigen zu sein, an denen gespart werden kann. Die Preise des Zements und der Zuschläge zum Beton, der Eiseneinlagen und Arbeitslöhne stehen innerhalb gewisser, ziemlich enger Grenzen fest; die mit dem Mischen und Einbringen des Betons verbundenen Arbeiten können jetzt durch so vollkommene, arbeitsparende Maschinen ausgeführt werden, daß hier kaum noch Ersparnisse zu erzielen sein dürften. Also sollte man versuchen,

bei Aufrechterhaltung der nötigen Standfestigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen die schädlichen Einflüsse aller Art, denen die Schalungen unterworfen sind, diese mit geringeren Kosten herzustellen. Hierzu gehört vor allen Dingen, daß die Schalungen nicht vom Zimmermann auf der Baustelle auf Grund der Werkzeichnungen für das Bauwerk zusammengeschlagen werden, sondern daß auch für die Schalungen ein sorgfältiger Entwurf unter Berücksichtigung der Einzelheiten des besonderen Falles von Fachleuten ausgearbeitet wird, die dabei sowohl die statische als auch die wirtschaftliche Seite der Frage zu würdigen verstehen. Es soll gar nicht verkannt werden, daß der Zimmermann sich mit der neuen, ihm durch das rasche Emporwachsen der Biontechnik gestellten Aufgabe in höchst anerkennenswerter Weise abgefunden hat; die verwickelten Körper, die heutzutage in Beton hergestellt werden müssen, mit ihren Ecken und Winkeln, Vorsprüngen und Aussparungen, Ausrundungen und Abschrägungen werden von ihm häufig in geradezu meisterhafter Weise in ihrer Gegenform hergestellt, aber zur sachgemäßen Beurteilung aller dabei in Betracht kommenden Fragen, insbesondere der wirtschaftlichen, reicht seine Umsicht doch kaum aus. Dabei sind wir Deutschen mit unseren peinlichen Arbeitsmethoden vielen anderen Völkern gewiß weit voraus, wozu nicht zum mindesten die Aufsicht unserer Bau- und Baupolizeibehörden beigetragen haben mag. Nach den Veröffentlichungen in den technischen Zeitschriften dürften die Vereinigten Staaten jetzt das Land sein, wo am meisten in Eisenbeton gebaut wird; dort müssen also die reichsten Erfahrungen gesammelt werden, und an diesen wollen auch wir unseren Anteil haben. Nach den in Amerika allgemein üblichen Arbeitsmethoden ist aber anzunehmen, daß der Bauherr nur in den seltensten Fällen fragen wird, wie das Bauwerk zustande gekommen ist, wenn es nur nach der Fertigstellung ihm in gebrauchsfähigem Zustande mit der vorgeschriebenen Tragfähigkeit aller seiner Teile überwiesen wird. In Deutschland dagegen, wo die Aufsicht sich auf die ganze Dauer des Baues erstreckt, wird natürlich auch auf die nur zum Bau nötigen Rüstungen größeres Gewicht gelegt.

Wenn für die Schalungen ein sorgfältiger Entwurf ausgearbeitet wird, können die dazu benötigten Hölzer in erheblichem Umfange fertig bearbeitet an die Baustelle geliefert werden. Da die Handarbeit an der Baustelle immer teurer ist als die Maschinenarbeit in der Sägemühle oder

der Werkstatt, so können dadurch wesentliche Ersparnisse erzielt werden. Abgesehen davon kann aber auch in der Werkstatt oder auf dem Zimmerplatz, wo große Holzvorräte lagern, daß Holz besser ausgesucht werden, als an der Baustelle, wo nur die für das betreffende Bauwerk nötigen Hölzer mit einem gewissen Zuschlag für Verschnitt angeliefert worden sind. So können auch Rester, Abfälle und dergleichen besser verwertet werden und große Stücke so zerschnitten werden, daß nicht nutzlose Brocken, sondern verwertbare Stücke abfallen; alles dies ist bei dem geringen Vorrat, der an der Baustelle nur vorhanden sein kann, bei weitem nicht in dem Maße möglich. Außerdem hat die Einschränkung der Holzbearbeitung an der Baustelle noch den Vorteil, daß die Ablagerung von Säge-, Hobel- und Hackspänen auf halbfertigen Betonteilen, wenn auch nicht beseitigt, so doch vermindert wird. Solche Ablagerungen können aber, wenn ihre Entfernung beim Weiterarbeiten versäumt oder nicht mit der nötigen Sorgfalt ausgeführt wird, den einheitlichen Zusammenhang des Bauwerks vollständig zerreißen und so sehr gefährlich werden. Auch in bezug auf die Genauigkeit der Herstellung ist das Zusammenpassen und Abbinden der Schalungen vor der Anlieferung an die Baustelle vorteilhaft; die Arbeit an der Baustelle wird immer mehr oder weniger schnell, ohne Beachtung der Genauigkeit betrieben werden, in der Werkstatt kann aber viel sorgfältiger gearbeitet werden. Daß bei den Formen, die heutzutage in Beton hergestellt werden, kleine Abweichungen in den Stärken die Beanspruchung des Baustoffs sehr ungünstig beeinflussen können, braucht nur angedeutet zu werden.

Aus wirtschaftlichen Gründen sollte bei Aufstellung des Entwurfs für die Schalung Wert auf möglichst hohen Rückgewinn gelegt werden; deshalb sollten Verbindungen mit Hilfe von Nägeln soviel als möglich vermieden werden. Die Verwendung von Schrauben, Ankern, Klemmbügeln und ähnlichen Vorrichtungen hat den doppelten Vorteil, daß das Lösen ohne Zerstörung der Hölzer und ohne schädliche Erschütterungen des Bauwerks vorgenommen werden kann. Das eben erst fertiggestellte Bauwerk ist aber, weil es noch nicht seine volle Festigkeit erreicht hat, ganz besonders schonungsbedürftig, und der Rückgewinn spielt bei den Kosten für die Schalung eine sehr wesentliche Rolle.

Wenn man weiter, wie es häufig geschieht, mit dem Ausrüsten schrittweise vorgehen will, so ist dies häufig nur dann möglich, wenn diese Art des Ausrüstens von vornherein bei Herstellung der Schalung vorgesehen worden ist. Es wird sich dabei meist empfehlen, zunächst die Deckenplatten, deren Beanspruchung durch das Eigengewicht nur gering ist, auszuschalen, so-

dann die Schalung an den Seiten der Balken und Unterzüge zu beseitigen, da diese schon sehr bald genügende Festigkeit annehmen, um der seitlichen Stützung nicht mehr zu bedürfen, und zuletzt die die Balken tragenden Schalungsteile zu entfernen, weil natürlich die nötige Biegefestigkeit der Tragbalken erst nach längerer Zeit erreicht wird. Durch dieses Freilegen der Betonflächen und die dadurch ermöglichte Beseitigung des Betons mit Luft wird die Erhärtung befördert; daß der Beton dabei nicht durch zu große Trockenheit ungünstig beeinflusst wird, kann durch Anfeuchten mit der Gießkanne leicht verhindert werden. Die stützenden Schalungsteile werden natürlich auf diese Weise erst ziemlich spät frei, aber die übrigen, insbesondere die Schalbretter können dabei schon bald wieder zur Einschalung des nächsten Stockwerks weiter benutzt werden. Ganz abgesehen von der Möglichkeit der alsbaldigen Weiterverwendung gewisser Schalungsteile hat aber diese Art des Ausrüstens noch den nicht zu unterschätzenden Vorteil, daß man das Fortschreiten der Erhärtung beobachten und so den rechten Zeitpunkt für die Fortsetzung des Ausschalens richtig bemessen kann, ja daß zuweilen auch Fehler bei der Herstellung des Betons noch behoben werden können, ehe es zu spät ist. Das Erhärten des Betons etwa an besonderen Probestücken außerhalb des Bauwerks feststellen zu wollen, ist nicht ohne Bedenken, weil diese sich häufig anders verhalten als der Beton im Bauwerke selbst und daher zu Trugschlüssen Veranlassung bieten können. Das schrittweise Ausrüsten kann durch ungünstiges Übergreifen der einzelnen Teile sehr erschwert oder ganz unmöglich gemacht werden, und dies um so mehr, als die Teile, die zuerst entfernt werden müssen, ganz stoßfrei gelöst werden müssen, damit der Beton beim Abbinden nicht gestört wird. Hierzu bedarf es zuweilen schwieriger Verbindungen der einzelnen Schalungsteile, und man kann die Lösung der dabei auftretenden Aufgaben dem Zimmermann nicht überlassen, sondern muß ihm durch einen sorgfältigen Entwurf die nötigen Anweisungen erteilen. Hat das Gebäude Betonsäulen und -wände, so können auch diese ziemlich bald nach dem Stampfen ausgeschalt werden; denn die Deckenbalken werden noch von ihrer Schalung getragen und belasten Säulen und Wände nicht, ihre Beanspruchung ist also gering, und sie sind schon nach kurzem Erhärten imstande, sie auszuhalten. Natürlich muß bei einem solchen Verfahren das Erhärten des Betons sorgfältig überwacht werden. Alle Nebenumstände, wie Jahreszeit und Witterung, insbesondere Feuchtigkeit und Wärme sowohl der Luft als der verwendeten Baustoffe, die Natur des Zements und sein Alter, die Eigenschaften der Zuschläge, Sand, Kies und Klarschlag, sowie

all die tausend Zufälligkeiten, die das Abbinden und Erhärten verzögern oder beschleunigen können, müssen dabei sorgfältig berücksichtigt und ihr Einfluß auf den Beton durch einen erfahrenen in Theorie und Praxis gleich bewanderten Fachmann abgewogen und gewürdigt werden. Größere Bauwerke sollten länger eingeschalt bleiben als kleinere, weil bei ihnen die Beanspruchung durch die Betriebslasten im Verhältnis zu denen durch das Eigengewicht kleiner sind und die letzteren den Höchstwerten näher kommen. Hauptbedingung ist aber, daß die Schalung ein solches schrittweises Lösen ohne Anwendung von Gewalt ermöglicht, und dazu gehört ein sachgemäßer Entwurf, bei dessen Aufstellung und Durchführung die Verwendung von Nägeln soviel wie möglich vermieden wird. Eine amerikanische Firma ging in der Bearbeitung der Schalung so weit, daß sie von verwickelten Schalungen Modelle anfertigen ließ und diese in einem Vorraum ihres Geschäftshauses aufstellte, wo alle Angestellten die Modelle täglich wiederholt sehen mußten. Dabei setzte sie Preise für Verbesserungsvorschläge aus, und sie ist dabei sicher auf ihre Kosten gekommen, denn das auf diese Weise zum Nachdenken angeregte Personal hat es gewiß an fruchtbaren Gedanken nicht fehlen lassen.

Natürlich soll das angedeutete Verfahren zum schrittweisen Ausrüsten nur ein Beispiel darstellen, in vielen anderen Fällen wird man in anderer Weise vorgehen müssen. Es gehört überhaupt zu den Eigenheiten des Betons, daß er wegen der Leichtigkeit, mit der er jeder Form angepaßt werden kann, nicht nach Regelformen entworfen werden darf, sondern daß die richtigen Formen und Abmessungen stets von Fall zu Fall, zum Teil nach altbewährten, zum Teil jeweils nach neuen Grundsätzen festgesetzt werden müssen. Diese Mannigfaltigkeit der Formgebung beim Beton macht sich natürlich auch beim Bau der Schalung bemerklich. Wollte man die Herstellung der Schalung dem Zimmermann überlassen, so wäre dieser selbst nach langer Übung nicht in der Lage, alle die verschiedenen Gesichtspunkte, die bei jedem Bauwerke berücksichtigt werden müssen, beim Bau der Schalung richtig zu bewerten; dies kann nur der mit allen Eigenheiten der Betontechnik vertraute Fachmann. Nach dem soeben Gesagten ist auch die Gefahr, daß durch das Bearbeiten der Schalung am Zeichentisch ein Arbeiten nach Regelformen eintreten könnte, nicht zu befürchten. Es wird stets erst das Bauwerk entworfen werden müssen und dann erst die Schalung, und die Mannigfaltigkeit der für die verschiedenen Bauwerke nötigen Formen und Abmessungen wird dazu zwingen, in jedem Falle neue Schalungen zu entwerfen, also in jedem Falle von neuem die zweckmäßigste Form der Schalung zu suchen. Beim Entwurf

eines Bauwerks muß aber auch andererseits auf die Schalung eine gewisse Rücksicht genommen werden, und es ist besonders vorteilhaft, wenn verwickelte Formen ganz vermieden und die gleiche Form möglichst oft wiederholt werden kann.

Abgesehen davon, daß bei gründlicher Durcharbeitung, natürlich durch Kräfte, die hierzu die nötigen Vorkenntnisse besitzen, die statisch und wirtschaftlich richtigsten Schalungen zustande kommen werden, wird auch noch der weitere Vorteil erreicht, daß dabei eine genaue Ermittlung der Kostenmöglich wird. Wenn das Zusammenschlagen der Schalung dem Zimmermann überlassen bleibt, ist es kaum möglich, die Kosten hierfür im Voraus zu bestimmen, und der Unternehmer muß daher, um sicher zu sein, daß er auf seine Kosten kommt, hohe Beträge für die Schalung in die Kostenberechnung einsetzen. Je sorgfältiger aber der Entwurf, auch für die Schalung, vorbereitet ist, um so schärfer kann gerechnet werden und um so genauer können die Kosten ermittelt werden, so daß sie dann ohne Sicherheitszuschläge in die Kostenanschläge eingestellt werden können. Hierdurch wird der Unternehmer, der den sorgfältigsten Entwurf aufstellt, auch im Wettbewerb den Sieg vor einem solchen davon tragen, der diesen wichtigen Punkt außer acht läßt und deshalb mit hohen Sicherheitszuschlägen zum Preis rechnen muß.

Einstürze von Betonbauten werden nur selten auf zu schwache Abmessungen des Bauwerks selbst, meist auf mangelhafte Ausführung, insbesondere aber auf ungenügende Rüstungen zurückgeführt werden müssen. Auch der Bau der Rüstungen und Schalungen bedarf daher der sorgfältigen Überwachung. Es ist überhaupt eine Eigentümlichkeit des Betonbaues, daß bei ihm unzuverlässige Überwachung, mangelnde Sachkenntnis und ungenügende Ausführung in viel höherem Maße als bei den alten Bauweisen Unheil anzurichten imstande sind.

Nun noch einige Einzelheiten.

Das Holz für die Schalungen soll nicht zu trocken sein, damit es bei dem unvermeidlichen Naßwerden beim Einbringen des Betons nicht zu stark quillt und sich wirft. Andererseits kann frisches Holz auch Anlaß zu Unzuträglichkeiten durch Schwinden geben. Das Absaugen des Wasser aus dem Beton durch trockene Schalbretter kann die Festigkeit des Betons beeinträchtigen, doch hat das als Schutzmittel empfohlene Einseifen oder Einölen der Schalung, das außerdem das Anhaften des Betons an den Brettern verhütet und so das Ausrüsten erleichtert, den Nachteil, daß leicht Fettflecken im Beton entstehen. An feuchter Schalung haftet der Beton nicht. Ist aber beim Ausschalen einmal Mörtel

an den Brettern haften geblieben, so muß er vor der Wiederverwendung sorgfältig abgekratzt werden, weil sonst der Mörtel beim nächsten Mal wieder an derselben Stelle haftet.

Was die Verbindung der Bretter untereinander anlangt, so hat die Verbindung mit Nut und Feder gegenüber dem stumpfen Stoß zwar den Vorzug, daß die Bretter fest miteinander verbunden werden, aber Nut und Feder nutzen sich bei wiederholter Benutzung bald ab und passen dann schlecht ineinander, so daß stumpf gestoßene Bretter länger verwendet werden können. Es muß also von Fall zu Fall bestimmt werden, ob die eine oder die andere Verbindung gewählt werden soll, je nachdem auf festeren Halt oder häufig wiederholte Benutzung der Hölzer mehr Wert gelegt wird. Ebenso muß über die Stärke der Schalbretter und über die Bearbeitung der Oberfläche, ob roh oder gehobelt, von Fall zu Fall entschieden werden. Bei Ansichtsf lächen, die unbearbeitet bleiben oder nur mit Zementmilch abgewaschen werden sollen, muß natürlich die Oberfläche der Schalung sauberer bearbeitet sein als bei Rückflächen oder solchen Flächen, die noch geputzt oder aufgestockt werden sollen. Es kann unter Umständen nötig sein, die Fugen mit Kitt, Mörtel oder Gips auszufüllen oder die Oberfläche der Schalung mit Pappe, Papier, Linoleum oder Blech abzudecken.

Bei Bemessung der Breite der Schalbretter sollte darauf geachtet werden, daß nur markt-gängige Ware verwendet wird, es können sogar bisweilen reichliche Abmessungen des Betons gerechtfertigt sein, wenn dadurch an Schalungsarbeiten gespart wird.

Bei der Schalung für Wände und Säulen ist es zweckmäßig, am Fuß eine Tür anzubringen, um Späne und sonstige Abfälle, die in die Schalung hineingefallen sind, herausnehmen zu können. Solche Öffnungen werden bei amerikanischen Bauten häufig angebracht, während sie bei uns noch nicht üblich zu sein scheinen.

Die Seitenflächen der Balkenschalung müssen kräftig zusammengepreßt werden, damit der Seitenschub beim Einbringen des Betons sie nicht von dem Boden wegtreibt.

Das Auflagern der Stützen auf Hartholzkeilen ermöglicht die Prüfung, ob die Gerüste ohne Formveränderung stehen geblieben sind, und ist auch deshalb zu empfehlen, weil die Keile bei Bedarf gelockert werden können, ohne daß sie gleich ganz entfernt zu werden brauchten.

Wo Nägel verwendet werden müssen, sollten sie nicht ganz eingeschlagen werden, sondern etwas aus dem Holz herausstehen, damit das Ausziehen erleichtert wird.

Beim Abnehmen der Form darf der Beton nicht als Widerlager für Brecheisen und Wuchtbäume benutzt werden.

Was die Genauigkeit anbelangt, mit der die Abmessungen der Schalungen hergestellt werden müssen, so hängt auch diese von den Besonderheiten des einzelnen Falles ab: während in manchen Fällen große Genauigkeit erforderlich ist, würde es in anderen eine Vergeudung von Arbeitskraft und Kosten sein, wenn man auf Genauigkeit zu großen Wert legen wollte. Wie weit man in dieser Beziehung gehen muß, hängt davon ab, ob die Abmessungen des Betonkörpers den berechneten Maßen genau entsprechen oder ob sie reichlich gewählt sind, insbesondere aber auch davon, ob der Beton unverputzt bleiben oder noch einer Bearbeitung unterworfen werden soll.

Will man die Schalung berechnen, so wird es sich häufig empfehlen, den Beton als Flüssigkeit anzusehen, wobei man aber für die ihn seitlich stützenden Teile nicht sein volles Gewicht einzusetzen braucht. Amerikanische Praktiker schlagen vor, der Berechnung nur das halbe Gewicht zugrunde zu legen. Wo nur niedrige Schichten eingebracht werden sollen, ist die Berücksichtigung des Seitenschubes meist entbehrlich. Im übrigen kommt mehr die Widerstandsfähigkeit gegen Formänderungen als die eigentliche Festigkeit in Frage; da diese aber hauptsächlich von der Starrheit der Verbindungen abhängt, so ist weniger Wert auf richtige Berechnung als auf gute Konstruktion zu legen, wenn natürlich auch einige Grundmaße berechnet werden sollten. In diesem Falle muß außer dem Gewicht des Betons auch noch die Betriebslast berücksichtigt werden: also die Belastung durch Arbeiter, die Stöße beim Aufbringen und Stampfen des Betons, bei der Förderung der Baustoffe über die Rüstungen und über noch eingeschaltete Decken. Kleinere Mengen von Baustoffen zeitweilig auf noch eingeschalteten Decken zu lagern, wird nicht immer ganz vermieden werden können, das Stapeln größerer Mengen, etwa Zement in Säcken, sollte aber unbedingt verboten werden.

Die Erschütterungen, die frischer Beton durch in der Nähe arbeitende Maschinen erleidet, verzögern zwar das Abbinden und Erhärten, scheinen aber nach den neuesten Erfahrungen keinen schädlichen Einfluß auf seine Festigkeit zu haben.

Zur Sicherheit gegen Formänderungen der Rüstungen gehört auch das Verhindern des Einfressens der Hölzer ineinander durch Zwischenlagen von Blech, Hartholz und ähnliche Mittel; auch kann es sich empfehlen, die Druckflächen durch seitliche Ansätze zu vergrößern und so die Gefahr des Einfressens zu vermindern.

Natürlich sollen die vorstehenden Betrachtungen nicht den Anspruch erheben, den behandelten Stoff erschöpfend untersucht zu haben; dazu ist

er viel zu verwickelt und vielgestaltig. Allgemeine Regeln lassen sich infolgedessen nur schwer geben. Wenn aber durch die vorstehenden Zeilen der eine oder der andere Fachmann zum nochmaligen Nachdenken über dieses wichtige Gebiet, das ihm gewiß schon manches Kopf-

zerbrechen verursacht hat, veranlaßt wird, und wenn er dadurch vielleicht zu Gedanken angeregt wird, die einen Fortschritt in der für unser Zeitalter so bedeutungsvollen und zukunftsreichen Betontechnik mit sich zu bringen geeignet sind, dann ist ihr Zweck reichlich erfüllt.

SCHIFF AUS EISENBETON*).

Während in Italien schon seit einem Jahrzehnt Schiffe aus Eisenbeton hergestellt werden und sich auch dort gut bewährt haben, steht man in Deutschland den Schiffen aus Eisenbeton noch sehr skeptisch gegenüber.

5 m Länge sind auch aus Eisenbeton hergestellt, desgleichen auch die Fahne des Steuerruders. Die Entfernung der Spanten ergab sich aus der kleinsten zulässigen, praktisch ausführbaren Stärke der Eisenbetonwandungen. Die Form des Schiffes

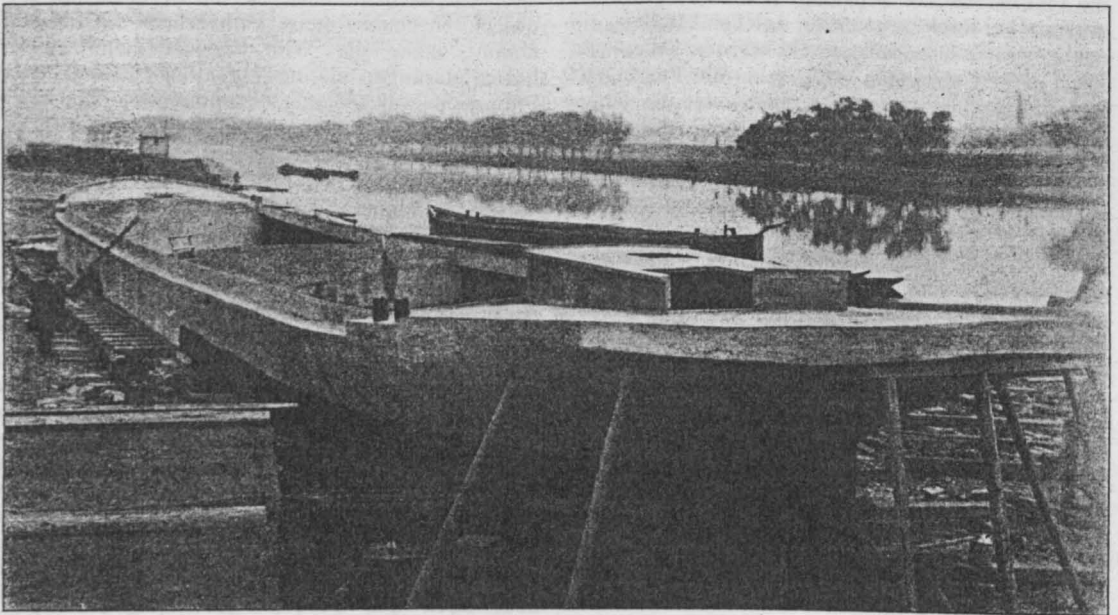


Fig. 1.

Als erster Versuch ist das in nebenstehenden Figuren 1 und 2 dargestellte Schiff nach den Plänen des Herrn Ingenieurs Nast durch die Allgemeine Verbundbaugesellschaft m. b. H. in Frankfurt a. M. ausgeführt worden. Es ist zum Transporte von Kies und Sand auf dem Rhein und Main bestimmt. Die Länge des Schiffes beträgt 42 m, die Breite 6,30 m. Dasselbe hat 3 Querschotten aus Eisenbeton erhalten. Die Kabinen von etwa

wurde von einem Fachmann, Herrn Schiffbau-
meister Meyer, Berlin-Zehlendorf, angegeben. Doch ergab diese Ausführung, daß man komplizierte Formen möglichst vermeiden soll.

Die Ladefähigkeit beträgt 200 Tonnen.

*^o) Anm. der Schriftleitung: Wir hoffen, daß es uns bald möglich sein wird, Einzelheiten über diese interessante Ausführung veröffentlichen zu können.

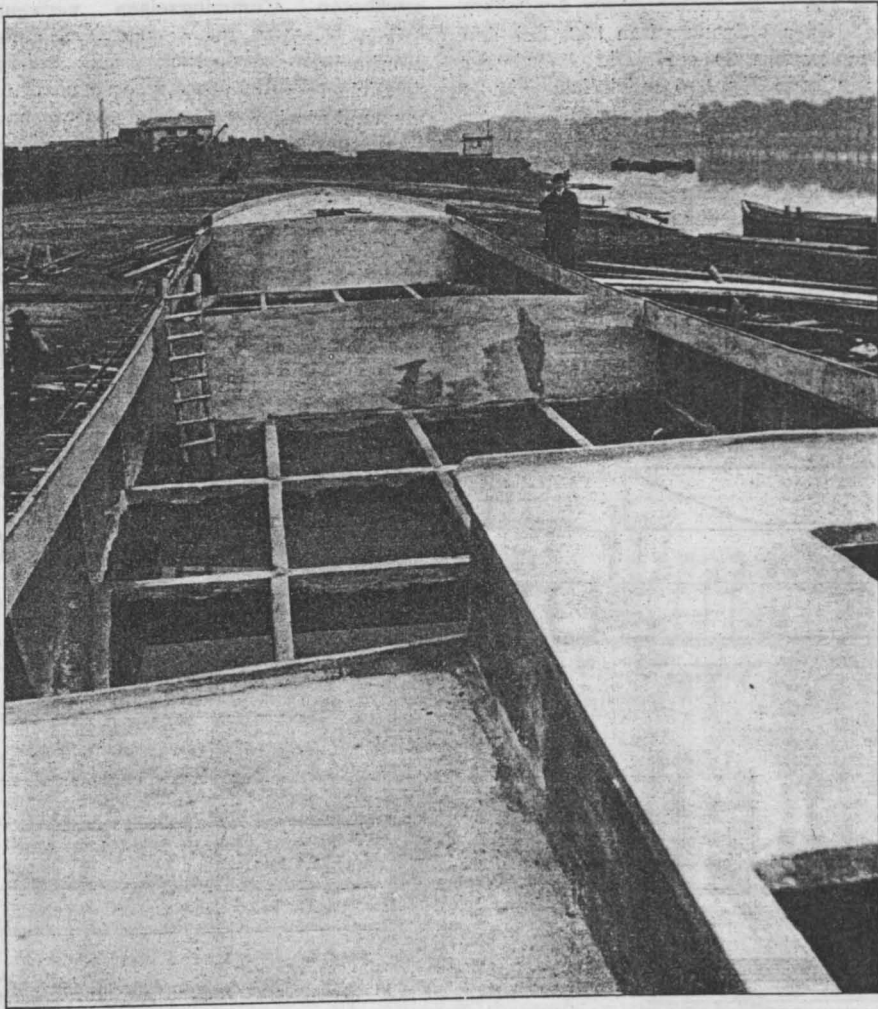


Fig. 2.

NEUE VERSUCHE AMERIKANISCHER FORSCHER.

Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst.

III. Talbots Versuche über den Einfluß der Abbiegungen und der Bügel auf die Tragsicherheit.

Der bekannte amerikanische Forscher Professor Talbot hat eine größere Anzahl von Versuchen durchgeführt, welche in den Mitteilungen der University of Illinois veröffentlicht sind und im höchsten Maße Beachtung verdienen. Die Versuche wurden in den Jahren 1907 und 1908 durchgeführt mit der Absicht, den Einfluß der Bügel und der Abbiegungen auf die Tragfähigkeit von Eisenbeton zu bestimmen. Zu diesem

Zwecke wurden im Ganzen 188 Probekörper hergestellt, 117 im Jahre 1907 und 71 im Jahre 1908; von diesen hatten 27 Balken nur abgebogene Eiseneinlagen, und 55 Probekörper waren mit Bügeln von verschiedenem gegenseitigen Abstand versehen. Der Armierungsprozentsatz schwankte zwischen 1 und 2,2%; der Beton war in 6 verschiedenen Mischungen und verschiedenem Alter.

Der Querschnitt der Probekörper war $20,3 \times 28$ cm. Die Achse der Eisenarmierung war $2\frac{1}{2}$ cm von Unterkante entfernt (s. Fig. 1). Die Spannweite

war 1,83 bzw. 3,66 m; die Auflagerlänge der Balken war bei den kleineren Spannweiten 15,3, bei den größeren Spannweiten 30 cm. Die Anordnung der Armierung ist in Fig. 2—6 ersichtlich. Fig. 2a zeigt die verschiedenen Bügelformen, Fig. 2e zeigt die sogenannte Cummings-Armierung, bei welcher die gerade durchlaufenden 16 mm Rundisen und die abgeboenen 9,5 mm Rundisen vor ihrer Verwendung in der in der Figur ersichtlichen Form fertiggestellt werden. 2 Probekörper wurden auch mit einer Streckmetalleinlage

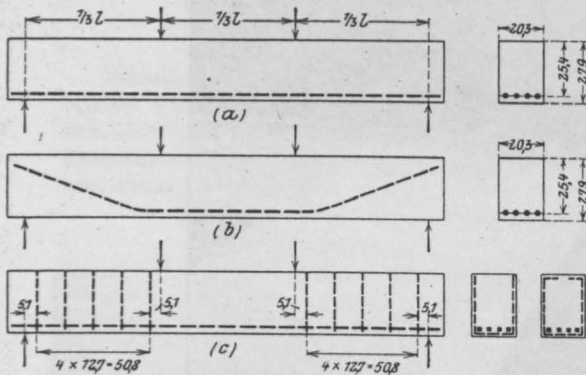


Fig. 1.

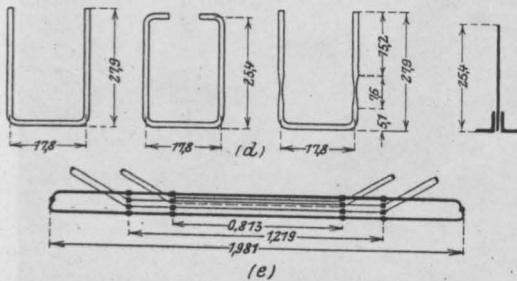


Fig. 2.

armiert, an welcher an der Zugseite 2 Winkelisen befestigt wurden, wie dies in der Fig. 2d zu ersehen ist.

Auf diese Weise war es möglich, den Einfluß des Zementzusatzes, des Alters, der Längsarmierung der Bügel und des Verhältnisses der Balkenhöhe zur Spannweite auf die Tragfähigkeit zu bestimmen.

In dieser Besprechung sind nur eine Anzahl typischer Fälle herausgegriffen, welche in Fig. 3 bis 6, nach Gruppen geordnet, ersichtlich sind. In Fig. 3 sind Balken I—V mit nur abgeboenen Eiseneinlagen, welche bei einigen Balken im Druckgurte verschraubt sind. Fig. 4 zeigt eine Gruppe von Probekörpern mit einer in der Praxis üblichen Armierung; bei Balken VIII sind die

erwähnten Cummingseisen verwendet. Bei Balken IX—XVI, Fig. 5, sind verschiedene Bügelanordnungen ersichtlich. Die in Fig. 6 ersichtlichen Probekörper dienten dazu, den Einfluß unsymmetrischer Belastung und unsymmetrischer Armierung zu ermitteln. In allen Figuren ist auch die Rißbildung eingetragen. Die Belastung erfolgte in der bereits bekannten Anordnung, die auch in Fig. 1 ersichtlich ist.

Ohne allzusehr in die Einzelheiten der Veröffentlichung einzugehen, soll kurz auf die wichtigsten Erscheinungen hingewiesen werden. Vorerst soll aber nachstehende Zusammenstellung die wichtigsten, aus den Versuchen errechneten Werte mit einander vergleichen. Zu bemerken ist, daß diese Berechnungen im wesentlichen den

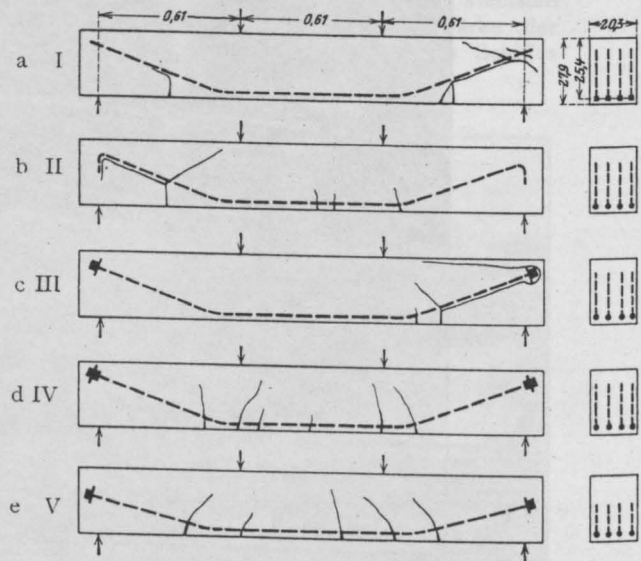


Fig. 3.

Probekörper mit nur abgeboenen Eiseneinlagen.

allgemein üblichen Methoden entsprechen bis auf die Berechnung der in den Bügeln auftretenden Spannungen, welche jedoch wenig brauchbare Resultate ergibt.

Schon aus dieser Zusammenstellung ersieht man den Einfluß der Bügel einerseits und andererseits die Wirkung der abgeboenen Eisen; die durch Fettdruck hervorgehobenen Zahlen zeigen die größten erreichten Bruchlasten.

Von besonderem Interesse ist die Bildung der Risse, von welchen in Fig. 7 einige typische Beispiele für die Probekörper mit nur gerade durchlaufenden Eiseneinlagen ersichtlich sind. Auf den ersten Blick sieht man, daß die Ursache des Bruches die schiefen Zugspannungen sind. Der Vorgang bei der Bildung der Risse ist ver-

Zusammenstellung und Vergleich von einigen charakteristischen Versuchsergebnissen.

Balken der Figur 3

Nummer	Mischung	Zementmenge in %	Längseisen	Armierungsprozente	Anordnung der Eisen	Alter in Tagen	Last beim ersten schrägen Riß in kg	Maximale Last in kg	Max. Zugsp. im Eisen σ_e in kg/cm ²	Scherspannung τ in kg/cm ²	
I	1:2:4	17,5	4 × 13 mm Johnson-eisen	1,25	aufgebogen bis auf 6,35 cm von Balkenoberkante	61	—	1 824	1842	9,8	
II	„	15,1	4 Ø 12,7 mm	0,98	aufgebogen wie I, an den Enden jedoch abwärts gebogen	70	—	7 575	2165	9,1	
III	„	16,0	„	„	aufgebogen wie I, aber mit Schrauben und Platten verankert	65	4 536	9 571	2721	11,3	
IV	„	15,8	„	„	„	62	6 350	10 070	2861	11,9	
V	„	15,9	4 Ø 16 mm	1,53	aufgebogen bis auf 12,7 cm Balkenoberkante mit Schrauben und Platten verankert	61	7 258	13 427	2489	16,1	
Balken der Figur 4.											
VI	1:2:4	15,5	4 Ø 12,7 mm	0,98	2 Eisen gerade, 2 Eisen abgebogen bis 6,35 cm von Oberkante	67	6 350	10 000	2840	11,9	
VII	„	15,1	wie I	1,25	„	59	10 886	14 061	3164	16,9	
VIII	„	15,2	Cummings Eisen 2 Ø 16 mm 4 Ø 9½ mm	1,32	an 4 Stellen aufgebogen und zusammengebogen (Fig. 2e)	61	9 072	14 742	3150	17,4	
Balken der Figur 5.											
					Bügel	Abstand des Bügels cm					
IX	1:2:4	15,7	5 Ø 12,7 mm	1,23	Ø 6 mm 7 auf jede Seite	7,6	60	6 350	9 899	2271	11,8
X	„	16,6	3 Ø 19 mm	1,65	Ø 16 mm 4 auf jede Seite	17,9	59	9 979	9 979	2440	12,2
XI	„	15,6	4 Ø 12,7 mm	0,98	Ø 12,7 mm 5 auf jede Seite	12,7	60	8 618	9 117	2714	10,8
XII	„	18,3	wie I	1,25	Ø 6½ mm	15,2	60	11 458	14 969	3360	17,6
XIII	„	16,3	„	1,25	„	10,2	60	10 886	18 280	4092	21,5
XIV	„	16	„	1,25	Ø 12,7 mm oben nach innen abgeb.	20,3	59	8 165	14 651	3283	17,3
XV	„	15,7	3 Ø 19 mm	1,65	Ø 12,7 mm	12,7	57	10 886	14 106	2432	17,0
XVI	„	15,7	5 Ø 12,7 mm	1,23	Ø 6½ mm	7,6	57	9 979	11 158	2552	13,3
Balken der Figur 6.											
XVII	1:2:4	15,3	5 Ø 12,7 mm	1,23	Ø 12,7 mm nur an einer Seite	12,7	63	9 072	9 979	3058	17,9
XVIII	1:1½:3	24,5	5 Ø 12,7 mm 2 aufgeb.	1,23	Ø 12,7 mm eine Seite Bügel andere Seite Eisen aufgebogen	12,7	60	6 350	11 838	2650	14,1
XIX	„	15,7	4 Ø 12,7 mm	1,25	Ø 12,7 mm	20,7	66	8 165	11 929	2686	14,1

schieden, je nach der Anordnung der Armierung. In dem in Figur 7 ersichtlichen Falle, mit nur gerade durchlaufenden Eisen, äußert sich nach

bildet sich auch zuerst ein horizontaler Riß längs der Eisen, der von den bereits vorhandenen vertikalen Rissen ausgeht. Mit Zunahme der Last erweitert und verlängert sich der schiefe Riß und führt auch zum Bruche. Die Neigung dieses schiefen Risses ist nicht immer, wie irrtümlich angenommen wurde, 45°, sondern hängt von der Mischung des Betons und dem Verhältnis der Höhe des Balkens zur Spannweite ab (von dem Verhältnis $\frac{h}{l}$), wie aus den Versuchen hervorgeht. Anders ist die Rißbildung beim Vorhandensein von Bügeln und den abgeboenen Eiseneinlagen, welche in Figur 3 bis 6 ersichtlich gemacht ist.

Von besonderer Bedeutung ist die Art des Bruches. Bei den gerade durchlaufenden Eisen

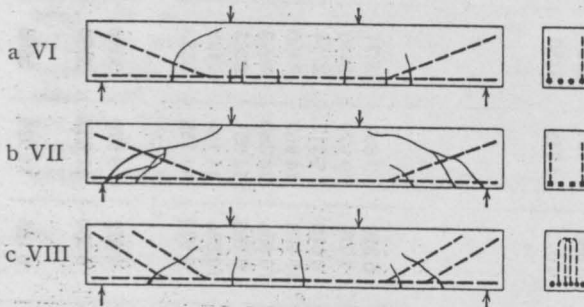


Fig. 4. Probekörper mit gerade durchlaufenden und abgeboenen Eiseneinlagen.

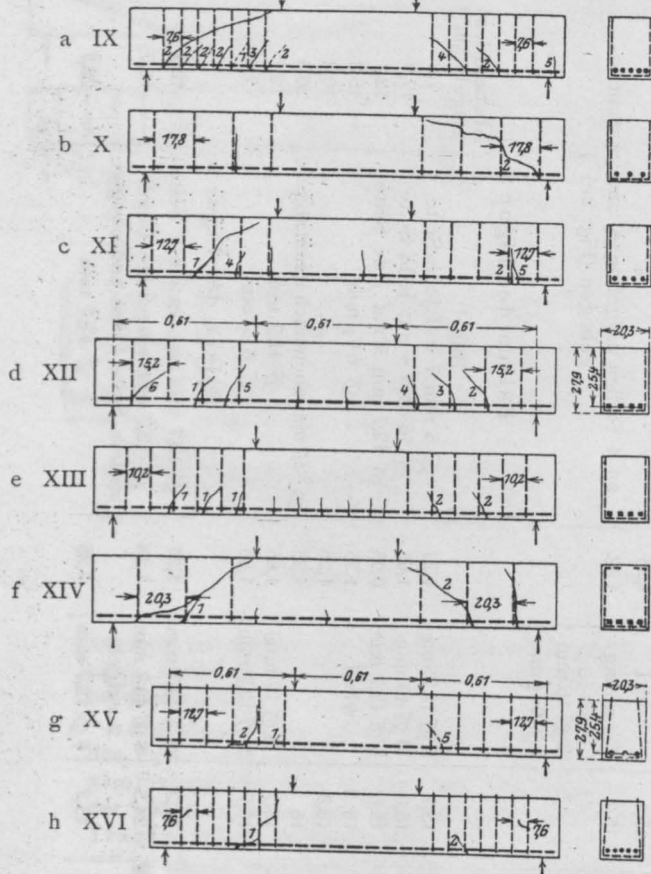


Fig. 5.

Probekörper mit verschiedenen Bgelanordnungen.

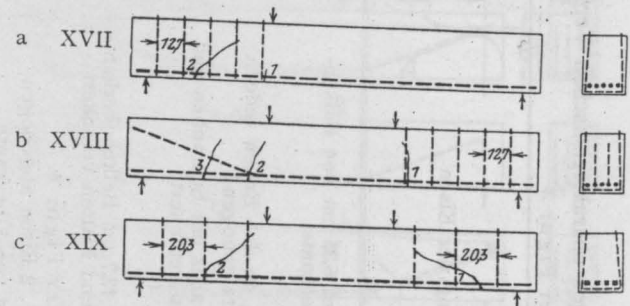


Fig. 6.

Probekörper mit unsymmetrischer Armierung und Belastung.

fiel der Bruch sehr häufig gleichzeitig mit der Bildung des ersten schiefen Risses zusammen, während bei den abgeboenen Eisen und den Probekörpern mit Bügeln der Bruch weniger plötzlich erfolgte und schon durch die größeren Durchbiegungen vorher angekündigt wurde. Je besser die Verteilung der Bügel oder die Abbiegung der Eisen angeordnet waren, desto weniger konnten die schiefen Risse entstehen, und der Bruch erfolgte dann durch Erreichung der Streckgrenze der Eiseneinlagen.

Die Ergebnisse der Talbotschen Versuche lassen sich in folgenden Sätzen kurz zusammenfassen:

1. Besteht die Armierung nur aus gerade durchlaufenden Eisen, so wird der Bruch plötzlich durch die schiefen Zugspannungen erfolgen; der Einfluß der wiederholten Belastungen kann in diesem Falle sehr verhängnisvoll werden. Der Einfluß der Betonmischung ist hier größer als in dem Falle, wo Bügel vorhanden und die Eisen abgeboenen sind.
2. Der Einfluß des Alters der Betonmischung auf die Tragfähigkeit ist bei jungem Beton größer als bei älterem.

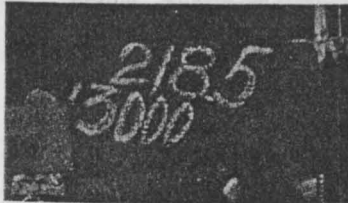
den Talbotschen Versuchsergebnissen die Rißbildung derart, daß in der halben Höhe des Balkens ein kleiner schiefer Riß zwischen dem Lastpunkt und dem Auflager entsteht. Manchmal

3. Das Verhältnis $\frac{h}{l}$ (der Höhe zur Spannweite) eines Balkens zeigt einen großen Einfluß auf die Scherspannungen. Bei kleineren Spannweiten mit großen Höhen erhält man größere Werte als bei großen Spannweiten mit geringen Höhen.

4. Die Bruchlast bei Balken mit nur abgebogenen Eisen ist nicht sehr verschieden von der-

5. Wird bei einem Balken ein Teil der Armierung gerade durchlaufend, der andere abgebogen angeordnet, so ergibt sich eine höhere Tragfähigkeit und der Bruch erfolgt allmählich. Die Wirkung wird um so besser, je mehr Eisen abgebogen sind, und wird erhöht, wenn die Eisen an verschiedenen Stellen abgebogen werden.

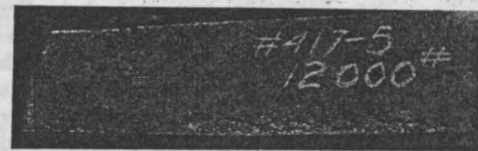
6. Die Wirkung der Bügel besteht in einer Erhöhung der Tragkraft der Eisenbetonkörper.



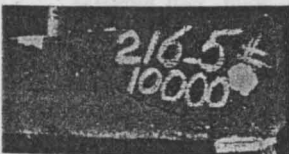
a



c



e



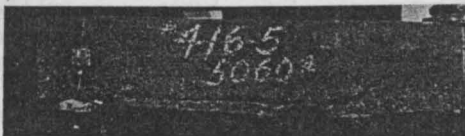
b



d



f



g

Fig. 7.

jenigen mit nur gerade durchlaufenden Eisen. Der Bruch erfolgt aber weniger plötzlich als bei den letzteren. Besonders charakteristisch ist bei den nur abgebogenen Eisen das Absplittern des Betons längs der geneigten Eisen, wie dies in Figur 3a und b ersichtlich ist. Sind die abgebogenen Eisen verankert wie in Figur 3c bis d, so ergeben sie eine höhere Tragfähigkeit.

Der Bruch erfolgt auch in diesem Falle allmählich. Die Wirkung der Bügel beginnt erst mit der Bildung der schiefen Risse. Der Bruch bei den mit Bügeln versehenen Balken erfolgte durch Gleiten oder Zerreißen der Bügel. Bei der Anwendung von Bügeln aus Johnstoneisen war infolgedessen auch eine Erhöhung der Bruchlast zutage getreten, weil diese ein Gleiten der Bügel verhinderte. Jedenfalls ist durch diese Versuche der große Einfluß der Bügel zweifellos festgestellt worden, und es bestätigen diese Versuche die von Luft schon vorher auf Grund seiner zahlreichen Versuche ausgesprochene Ansicht über die große Bedeutung der Bügel auf die Tragfähigkeit.

Dies sind in kurzem die wichtigsten Ergebnisse der interessanten Versuche von Talbot, die allen Fachkollegen zum eingehenden Studium bestens empfohlen werden können.

MISSVERSTANDENE BESTIMMUNGEN.

Im Nachstehenden veröffentlicht die Schriftleitung eine ihr zugegangene Zuschrift eines altbewährten Eisenbetonfachmannes und zwar in erster Linie im Interesse der baulichen Praxis des Eisenbetons. Auch der Schriftleitung

wird es für durchaus notwendig erscheinen, daß die weiter unten erwähnte staatliche Bestimmung eine Ergänzung im Sinne der Zuschrift erfährt. Berechnungen und Ausführungen wie die hier mitgeteilten können nur den

Eisenbeton in Mißkredit bringen. Es muß sich deshalb die Allgemeinheit gegen sie wehren.

Man schreibt uns: Ich wurde vor kurzem zur Besichtigung einer Eisenbeton-Deckenkonstruktion berufen, die sofort beim Ausschalen des ersten Deckenfeldes eingestürzt war. Die Veranlassung hierzu lag zweifellos hauptsächlich in der ganz ungenügenden Beschaffenheit des Betons. Außerdem aber war die Deckenplatte viel zu schwach berechnet. Dieser Umstand, insbesondere aber die Art, wie der Verfasser der statischen Berechnung, ein Herr S., sich mir gegenüber zu rechtfertigen suchte, scheinen mir eine öffentliche Erwähnung zu verdienen. Es ist nämlich daraus zu ersehen, daß trotz aller von den Behörden erlassenen Vorschriften irrtümliche Auslegungen vorkommen können, die dann zur Annahme ganz unzureichender Stärkeabmessungen führen. Die fragliche Plattenbalkendecke lag im obersten Geschoß einer Fabrik in einem 38,8 m langen 19,2 m breiten Saal. Eine mittlere Reihe von 7 Eisenbetonstützen teilte die Decke in 8 Felder von je 4,8 m Spannweite. (Endfelder je 5,0 m). Figur 1 zeigt die Abmessungen und Bewehrung der

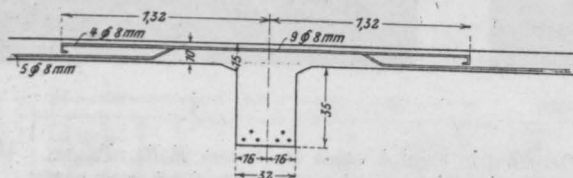


Fig. 1.

Platte, wie sie ausgeführt war. In der statischen Berechnung war die Stärke der Platte nur zu 8 cm angenommen. Als gesamtes Platten-gewicht waren dort 250 kg/qm gerechnet, nämlich 8 cm zu 24 kg + Nutzlast von 58 kg/qm. Bei der nach einer von Herrn S. gefertigten Zeichnung 10 cm stark hergestellten Decke blieb also für Nutzlast so gut wie nichts übrig. Über der Decke liegt ein flacher hölzerner Dachstuhl, dessen Last von den Unterzügen getragen wird. Eine Belastung der Deckenplatte selbst würde in Frage kommen beim Begehen des niedrigen Dachraums, und in nicht unwesentlichem Maße im Fall eines Dachstuhlbrandes.

Der Verfasser der statischen Berechnung ermittelt das größte Biegemoment in allen 6 Mittelfeldern zu 145 mkg, was dem Werte $\frac{q l^2}{40}$ entspricht. Er erhielt diesen Wert durch Benutzung der Formeln, die bei Annahme eines über nur 3 Felder durchgehenden Balkens von konstantem Querschnitt und mit freien Enden den richtigen Wert für das Mittelfeld

zu $\frac{q l^2}{40}$ ergeben. Bei Benutzung dieser Formeln wird dann das Höchstmoment in den Seitenfeldern bekanntlich $\frac{q l^2}{12,5}$. Das Moment in allen Mittelfeldern der hier vorliegenden, über 8 Felder durchgehenden Platte mit nur $\frac{q l^2}{40}$ anzunehmen, ist offenbar falsch. Herr S. stützte nun seine Berechnung auf eine Verfügung des Königl. Polizeipräsidenten zu Berlin vom 3. August 1907. J.-Nr. 1032 III G. R. 1907, die nach der mitgeteilten Abschrift folgenden Wortlaut haben soll:

„Auf die Anfrage vom 3. 7. d. J. bezüglich der Auslegung des Min.-Erl. vom 24. Mai 1907 wird erwidert, daß folgende Gesichtspunkte bei Berechnung von kontinuierlichen Systemen in Eisenbeton maßgebend sein sollen:

Bei Decken, die kontinuierlich über mehrere Felder durchgehen, sind bei Nutzlasten bis zu 1000 kg/qm die in einem Felde auftretenden Biegemomente für den Fall zu berechnen, daß dieses Feld voll belastet wird, während die angrenzenden Felder nur die Eigenlast tragen. Gehen dabei die Decken über mehr als 4 Stützen, so sind die Endfelder als Endfelder, die dazwischenliegenden Felder als Mittelfelder einer Platte auf 4 Stützen mit freiliegenden Enden zu berechnen.“

Herr S. hat danach gerechnet und die Nutzlast gleich Null gesetzt, d. h. alle 3 Felder zu 250 kg/qm Gesamtlast angenommen. Daß obige Verfügung nur Sinn hat, wenn wirkliche wechselnde Belastungen in Frage kommen, zeigt die einfachste Überlegung. Solange eine Belastungsart klar gegeben ist und für die Wahl der Berechnungsweise keine Unsicherheit besteht, auch die Notwendigkeit einer vereinfachenden Annäherung durchaus nicht vorliegt, muß offenbar nach den dafür ursprünglich gegebenen unbedingt richtigen statischen Formeln gerechnet werden und nicht nach angenäherten (nebenbei falsch verstandenen) Regeln, besonders dann nicht, wenn das unbedingt Richtige größere Abmessungen ergibt.

Die sehr geringe Verstärkung der Platte neben dem Balken und das Hinzukommen von 4 Stäben in der obern Bewehrung daselbst ist für die Vergrößerung des Trägheitsmoments und für eine Einwirkung auf die ganze Länge der Platte so gut wie bedeutungslos. Den Einfluß veränderlicher Querschnitte auf die Biegemomente hat Dr.-ing. Frank in „Beton und Eisen“ 1906, Heft XII, S. 315, besprochen. Danach kann bei der hier gezeichneten Platte das Moment in Feldmitte nie auf $\frac{q l^2}{40}$ sinken. Es ist geradezu unverantwortlich, eine 4,8 m weit gespannte Platte, die einen feuersichern

Abschluß gegen ein Holzdach bilden soll, unter Umständen also wesentlichen Angriffen ausgesetzt sein kann, nur 10 cm stark zu konstruieren (berechnet waren 8 cm) und sie mit nur 5 Stäben von 8 mm auf 1 m Breite zu bewehren; bedauerlich ist es, daß ein solches Verfahren durch Berufung auf (falsch verstandene) Verfügungen scheinbar gestützt werden kann. Für die gesunde

Entwicklung des Eisenbetonbaues und zur Verhütung von Unfällen, die aus so falscher Auslegung entstehen und den Eisenbetonbau in Verfall bringen könnten, ist eine entsprechende erklärende Ergänzung jener Verfügung seitens des Königl. Polizeipräsidiums in Berlin dringend zu wünschen.

Prof. Th. Böhm, Dresden.

DIE WIRTSCHAFTLICHE BEDEUTUNG UND ORGANISATION DER BETONBAUINDUSTRIE*).

Von einem Fachmann.

Die Betonbau- und Eisenbetonbauindustrie ist einer der jüngsten Industriezweige Deutschlands, der sich aber gleichwohl schon zu einer außerordentlichen Bedeutung entwickelt hat. Trotz der Abneigung, die gegen die Betonbauweise anfangs bei vielen maßgebenden Stellen bestand und trotz der Widerstände, die die Gewerbegruppen gegen die Betonbauweise leisteten, auf deren Kosten sie sich durchsetzte, wie beispielsweise die Eisenkonstruktionsindustrie und das sonstige Hochbaugewerbe, konnte der Sieg der Betonbauweise nicht ausbleiben. Aber trotz ihrer großen Bedeutung hat die Betonbauindustrie nicht das Ansehen, das ihr zukommt.

Diese Tatsache hat zwei Gründe. Einmal leidet das Ansehen der Betonbauindustrie unter dem geringen Ansehen, das das Baugewerbe ganz allgemein genießt. Trotzdem von allen Seiten die Wichtigkeit anerkannt wird, die das Baugewerbe für die Gestaltung der Konjunktur hat, hat es nicht das soziale Ansehen, das ihm entgegengebracht werden müßte, wenn man auch nur die Zahl der im Baugewerbe beschäftigten Arbeiter und der im Baugewerbe verausgabten Löhne berücksichtigt. Die neueste Berufs- und Betriebszählung vom 12. Juni 1907 hat wiederum einmal dargetan, daß das Baugewerbe an der Spitze aller Industrien marschiert. Von den 26 827 336 in Deutschland erwerbstätigen Personen kommen auf Industrie einschließlich Bergbau und Baugewerbe 11 256 254. Von diesen Personen beschäftigt allein das Baugewerbe 1 905 987 Personen, während an zweiter Stelle das Bekleidungsgewerbe mit 1 421 695 Personen und an dritter Stelle die Industrie der Metallverarbeitung mit 1 186 099 Personen folgt. Das geringe Ansehen, das man trotzdem dem Bau-

gewerbe entgegenbringt, beruht einmal in einer gewissen lokalen und technischen Zersplitterung, zum andern aber in dem Mangel einer großzügigen wirtschaftlichen Organisation.

Dieser Mangel einer besonderen wirtschaftlichen Organisation ist es auch, der dem Ansehen des Betonbaugewerbes schadet. Berücksichtigt man die Zahlen, die die wirtschaftliche Bedeutung des Betonbaugewerbes dartun, so ergeben sich ganz beachtenswerte Summen. Man kann annehmen, daß in Deutschland jährlich von den sogenannten reinen Betonbaufirmen für 250 Millionen Mark Betonbauten aufgeführt werden. In dieser Summe aber sind die Aufträge nicht enthalten, die von Baufirmen geleistet werden, die nur nebenbei einige Betonarbeiten liefern, im wesentlichen aber Mauerwerksbauten machen. Die Höhe des Wertes der von diesen Bauunternehmern gelieferten Betonarbeiten anzugeben, ist nicht möglich, da man auch nicht annähernd diesen Wert schätzen kann. Die Summe der von den reinen Betonbaufirmen verausgabten Löhne dürfte sich mindestens auf 100 Millionen Mark pro Jahr belaufen, hat sich also seit 20 Jahren um mehr als das 10fache vermehrt, wo, was man auf Grund ziemlich genauer Schätzung annehmen darf, die Lohnsumme etwa 8—10 Millionen Mark betrug.

Die genannten 250 Millionen Mark Betonarbeiten dürften sich etwa so verteilen, daß 20 große Betonbaufirmen in Deutschland in jedem Jahre für je 2 Millionen Mark und mehr Bauten aufzuführen, so daß auf diese 20 Firmen allein etwa ein Betrag von rund 100 Millionen Mark aufgeführter Bauten entfällt. Weiter gibt es ungefähr 30—40 mittlere Firmen, die jährlich für je eine halbe Million Mark und mehr Bauten ausführen; diese Firmen steuern also einen weiteren erheblichen Prozentsatz zu den genannten 250 Millionen Mark Bauten bei. Der Rest der genannten Summe fällt auf Firmen, die vom Standpunkt der Betonbauindustriellen als klein angesehen werden, die aber wahrscheinlich in der Statistik der eingangs erwähnten Berufs- und Betriebszählung als Groß-

*) Wir veröffentlichen diesen Aufsatz ohne in allem damit übereinzustimmen und wir hoffen, daß die Besprechung wirtschaftlicher Fragen, wie sie in dem Aufsatz geschieht, von der Betonbauindustrie mit Interesse verfolgt werden wird. Wir würden uns freuen, wenn auch die Vertreter der Betonbauindustrie zu der Frage Stellung nehmen würden.
Die Schriftleitung.

betriebe aufgeführt werden würden, da sie mehr als 50 Arbeiter haben.

Denn das muß an dieser Stelle hervorgehoben werden, daß (neben dem Tiefbaugewerbe) die Betonbauindustrie mit dazu beiträgt, dem Kapitalismus im Baugewerbe zum Siege zu verhelfen. Die Betonbaubetriebe und auch die Tiefbauunternehmen müssen ein großes technisches Büro unterhalten, das bedeutende Unkosten verursacht, die nur bei einem ganz großzügigen Betriebe wieder voll hereinkommen. Gerade diese beiden Gewerbegruppen dürften es veranlaßt haben, daß seit 1895, dem Jahr der vorletzten Berufs- und Betriebszählung die Großbetriebe auf Kosten der Kleinbetriebe im Baugewerbe zugenommen haben. Wenn man die Zahl der Berufs- und Betriebszählung von 1907 mit der entsprechenden Zählung von 1895 vergleicht, findet man, daß von je 100 im Baugewerbe beschäftigten Personen 1895: 27,0 auf den Kleinbetrieb, 39,6 auf den Mittelbetrieb und 33,4 auf den Großbetrieb fallen, während im Jahre 1907: 20,2 auf den Kleinbetrieb, 39,3 auf den Mittelbetrieb, 40,5 auf den Großbetrieb fallen. (Als Kleinbetriebe sind dabei Betriebe angesehen, die mit bis 5 Personen, als Mittelbetriebe solche, die mit 6—50 Personen und als Großbetriebe solche, die mit mehr als 50 Personen arbeiten).

Es ist ganz natürlich, daß die Betonbauindustriellen, eben weil sie doch in erster Linie als kapitalistische Betriebe anzusprechen sind, von seiten der anderen Baugewerbetreibenden nicht gerade mit freundlichen Blicken betrachtet werden. Daß diese Tatsache der Möglichkeit, sich wirtschaftlich gegenüber den anderen Industrien durchzusetzen, bis zu einem gewissen Grade Abbruch tut, ist selbstverständlich. Um so dringender aber ist die Notwendigkeit, selbst irgendwie eine großzügige wirtschaftliche Interessenvertretung zu schaffen resp. die bestehende, bisher nur technisch-wissenschaftliche Organisation in diesem Sinne auszubauen.

Neben der Notwendigkeit aber der Schaffung einer solchen wirtschaftlichen Interessenvertretung, die natürlich in erster Linie die Interessen der Betonbauindustrie gegenüber Behörden und anderen Industriezweigen wahrnehmen, die sodann die Stellungnahme der Betonbauindustriellen zu sie interessierenden Gesetzentwürfen und Verordnungen zum Ausdruck bringen mußte usw., ist es zweckdienlich, daß die Betonbauindustriellen auch irgendwie dazu übergehen, sich über Preise zu verständigen, eine Aufgabe natürlich, die von der wissenschaftlich-technischen und wirtschaftlichen Organisation nicht wahrgenommen werden kann. Denn auch andere Industriezweige haben, schon lange vor dem Baugewerbe, es für angezeigt erachtet, nicht müßig zuzusehen, daß ein schrankenloser Wettbewerb sie ruiniere und

damit letzten Endes auch den Abnehmern Schaden bringt, sondern irgend eine Organisation zu schaffen, die diesem Mißstand Einhalt tut. Die Eisenindustrie und die Kohlenindustrie ist mit der Schaffung großzügiger Kartelle vorbildlich vorgegangen und viele andere Industrien sind auf diesem Wege nachgefolgt. Man ist andererseits auch zur Bildung von Trust und Fusionen geschritten, um den Geschäftsgang in einer Industrie sicher zu stellen.

Die Bildung von Kartellen im Baugewerbe ist natürlich nicht einfach und mit erheblichen Schwierigkeiten verknüpft. Diese Schwierigkeiten bestehen insbesondere darin, daß das Baugewerbe keine eigentliche Fabrikations- und Arbeitsstätte hat, daß es nicht Fabrikate produziert, deren Produktion unter Umständen etwas eingeschränkt werden kann resp. die man, wenn der Verkauf schlecht ist, eine Zeit lang lagern lassen kann, abgesehen natürlich z. B. von Zementwaren usw., sondern es handelt sich im Baugewerbe immer um die Ausführung von bestimmten einzelnen Aufträgen, die auch nicht einfach an verschiedene Firmen verteilt werden können. Die Schwierigkeit einer Kartellierung besteht weiter darin, daß die Möglichkeit ziemlich groß ist, daß sich gegenüber den kartellierten Firmen Außenseiter auftun, die ihrerseits dann alle Geschäfte machen. Denn, um einen Baubetrieb, sogar einen Betonbau- und Tiefbaubetrieb zu eröffnen, gehört eben nicht so sehr viel Kapital, wie beispielsweise dazu, eine Fabrik zu errichten.

Eine Kartellierung im Baugewerbe im allgemeinen und im Betonbaugewerbe im besonderen kann in erster Linie in der Weise erfolgen, daß eine gewisse Stelle geschaffen wird, die eine Verständigung der einzelnen Konkurrenten über die Preise vor Abgabe der Offerten herbeiführt. Solche Verständigungen an einzelnen Stellen haben im Baugewerbe denn auch schon wiederholt stattgefunden, aber auch wiederholt Anlaß zu Prozessen gegeben. Es wurde von seiten der Bauherren geltend gemacht, daß sich die Bauunternehmer nicht miteinander verständigen dürften, weil darin eine Übervorteilung läge oder weil damit der Tatbestand des § 270 des alten, aber noch gültigen preußischen St.-G.-B. gegeben sei, nach dem der mit Strafe bedroht wird, der andere vom Bieten bei Submissionen abhält.

Es wurde aber weiter darauf hingewiesen, daß eine solche Preisverständigung der Bauunternehmer gegen die guten Sitten verstoße und daß infolgedessen das ganze Rechtsgeschäft ungültig sei. Zum mindesten sei ein Verstoß gegen die guten Sitten gegeben, falls der Veranstalter einer Submission die Beteiligung an einer Submission von der Bedingung abhängig macht, daß der Submittent mit seinen Konkurrenten sich nicht

ins Einvernehmen setzt, dieses aber ohne Vorwissen des Veranstalters der Submission doch tut.

Das Reichsgericht aber hat an allen Stellen entschieden, daß Bauunternehmer sich untereinander verständigen dürfen, daß damit der Tatbestand des genannten § 270 des alten P. St.-G.-B. nicht gegeben sei, daß der Veranstalter einer Submission auf Mitteilung von Geschäftsgeheimnissen, wie es eben die Verständigung mit Konkurrenten ist, keinen Anspruch hat, und daß auch in dem Falle eine Rechtsungültigkeit des Rechtsgeschäftes nicht gefolgert werden kann, wenn der Bauherr gefordert hat, daß der Submittent nicht im Einvernehmen mit seinen Konkurrenten handelt, dieses aber doch geschehen ist, in dem Falle sage ich, daß der Preis ein angemessener war.

Mit diesen Entscheidungen des höchsten Gerichtshofes ist aber die Möglichkeit gegeben, daß die Betonbauunternehmer ein großzügiges Kartell schaffen, das dem einzelnen Unternehmer gute Preise sichert, ohne daß dabei die Abnehmer Schaden leiden. Denn, wie schon angedeutet, sind die Abnehmer daran interessiert, daß die Lieferanten untereinander sich nicht allzu heftig befehlen, weil bei einer Schleuderkonkurrenz erfahrungsgemäß doch den Abnehmern, zu billigen Preisen zwar, die schlechtesten Waren geliefert werden und die Ausführung der Bauten doch naturgemäß bei allzu geringen Preisen letzten Endes schließlich zu wünschen übrig lassen muß. Insbesondere aber die Behörden, die doch nicht nur fiskalische Zwecke verfolgen, sondern die auch das Wohl des Staates wünschen und im Auge haben müssen, sollten sich sagen, daß es bei der Vergebung der Aufträge nicht nur auf geringe Preise ankommt, sondern darauf, daß nicht eine ganze Gewerbegruppe ruiniert wird und dann die ganze Volkswirtschaft leidet.

Die Möglichkeit, ein großzügiges Betonkartell zu schaffen, besteht auf mancherlei Weise. Einmal können die maßgebenden Firmen, immer unter der Voraussetzung, daß möglichst alle irgendwie in Betracht kommenden Firmen dazu gewonnen werden, sich zu einer Vereinigung derart zusammenschließen, daß sie sich verpflichten, einem dazu besonders ausgesuchten Vertrauensmann mitzuteilen, wann sie zur Abgabe einer Offerte aufgefordert sind, damit auf diese Weise allen Firmen, die an ein und derselben Sache beteiligt sind, die Möglichkeit gegeben werden kann, sich miteinander ins Einvernehmen zu setzen; aber ohne daß die einzelnen Mitglieder der betreffenden Vereinigung irgendwie Verpflichtungen auf sich nehmen, zu einer Vereinbarung bei einer solchen Rücksprache auch kommen zu müssen. Oder aber es schließen sich die maßgebenden Firmen zusammen, verpflichten sich wie vorher an den Vertrauensmann eine Mitteilung

gelangen zu lassen, wann ihnen eine Offerte abverlangt wird, und nehmen die Verpflichtung auf sich, falls es zu einer Rücksprache der bei einer Sache beteiligten Firmen kommt, daß diejenige Firma, die nun nachher definitiv den Auftrag erhält, den andern zur Offertabgabe aufgeforderten Firmen die Kosten ersetzt, die ihnen durch Abgabe der Offerte entstanden sind. (Der Ersatz dieser Kosten ist nur billig und vom Verein Deutscher Ingenieure wiederholt angestrebt.) Es kann dabei dem freien Ermessen der im einzelnen Falle beteiligten Konkurrenten überlassen bleiben, ob sie dahin eine Vereinbarung treffen, daß die Firma, die den Auftrag wirklich erhält, an die Konkurrenten eine gewisse Summe Abstandsgeld zahlt.

Diese beiden Arten von Kartellen, die eine ziemlich lose Form von Vereinbarungen darstellen, können existieren, ohne nach außen hin in die Erscheinung zu treten. Es gibt in der sonstigen Industrie eine ganze Reihe von Kartellen, die lediglich im stillen wirken und deren Existenz und Geschäftsbetrieb in der Öffentlichkeit garnicht bekannt ist. Es hat sich aber gezeigt, daß solche im stillen wirkenden Kartelle auf die Dauer ihren Mitgliedern keinen großen Vorteil verschaffen können. Es wäre daher erwägenswert, ob nicht auch im Baugewerbe, also auch in der Betonbauindustrie, ein in der Öffentlichkeit wirkendes Kartell möglich ist.

Ein solches Kartell könnte etwa in der Art bestehen, daß die maßgebenden Firmen sich zu einer Vereinigung zusammenschließen und, falls sie zu einer Offertabgabe aufgefordert werden, ihre Offerte nicht dem betreffenden Auftraggeber direkt, sondern durch das Kartell einreichen lassen. Eventuell gibt dann das Kartell nicht alle Offerten an den betreffenden Auftraggeber weiter, sondern nur zwei oder drei, eventuell nur eine einzige. Ein solches Kartell läßt sich aber nur in dem Fall durchführen, daß die einzelnen Mitglieder irgend einer Vertrauensperson Einsicht in ihre Bücher über den Geschäftsbetrieb der letzten Jahre gewähren resp. zuverlässige Angaben darüber machen, wie groß im Durchschnitt der Betrag ihrer in den letzten Jahren aufgeführten Bauten war. Es hat dann jedes Kartellmitglied Anspruch darauf, die gleiche Menge Aufträge im Kartelljahr hereinzubekommen, resp. nach Maßgabe des früheren Auftragsbestandes prozentualiter beteiligt zu werden. Die näheren Bestimmungen, in welcher Weise ein solches Kartell durchzuführen wäre, behalte ich eventuell einem späteren Artikel vor. Ein solches Kartell der Betonbauindustriellen aber könnte nur dann wirksam arbeiten, wenn es mit den maßgebenden großen Firmen des sonstigen Baugewerbes konform geht und eventuell auch mit den maßgebenden Eisenkonstruktionsfirmen in einer gewissen Vereinbarung stünde. Denn sonst läge die Möglichkeit

vor, daß die Bauherren vom Betonbau zum Mauerwerk oder zur Eisenkonstruktionweise ab-schwenken.

Ein anderer Weg aber, der vielleicht auch in Frage kommt, ist der Weg der trustähnlichen Gebilde. Ein solches trustähnliches Gebilde wäre etwa ein großes Unternehmen, daß auf Wunsch dem Bauherrn mit Offerten und Ausführung in Mauerwerkbau, wie in Beton- oder Eisenbetonbau, wie auch in Eisenkonstruktionen dient. Es ist leicht möglich, daß derartige Riesenunternehmungen im Baugewerbe schon in absehbarer Zeit auch in Deutschland geschaffen werden. —

Diese Ausführungen sind natürlich zum großen Teil nur theoretisch. Sie sollen auch zu keinem anderen Zweck dienen, als um darzutun, daß auch

die Betonbauindustriellen so gut wie andere Industriellen das Recht haben, sich zu Kartellen zusammenzuschließen, und sie im Interesse der Volkswirtschaft sogar die Pflicht haben, ruinöse und unangemessene Preise auszuschalten. Ob überhaupt und in absehbarer Zeit solche Gebilde, deren Existenzberechtigung ich hier zu zeigen versucht habe, bestehen werden, steht dahin. Jedenfalls muß betont werden, daß sowohl die Schaffung einer besonderen wirtschaftlichen Interessenvertretung der Betonbauindustrie wie auch die Schaffung von Einrichtungen, die zur Verbesserung von Preisen dienen, nur dazu beitragen wird, das Ansehen der Betonbauindustrie zu vergrößern, und daß solche Organisationen auch von einsichtigen Abnehmern wie von einsichtigen Behörden nur lebhaft begrüßt werden dürften.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von 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.

Die Folgen des Gebrauches unrichtig zusammengesetzter Mörtel. Von Prof. J. A. van der Kloes, Delft. Verfasser bekämpft die Verwendung zu stark kalkhaltiger und zu wenig sandhaltiger Mörtel aus Kalk, Traß oder Zement und Sand. Er schlägt folgende durch den Gebrauch erprobte Mischungen vor (s. Tabelle S. 538).

Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 125. — Zentralbl. d. Bauv. 1909. Nr. 82 u. 90. Der Dombaumeister von Köln, Regierungs- und Baurat Hertel, hält allerdings einige der vorstehend angegebenen Mischungsverhältnisse nicht für empfehlenswert, und begründet dies. Zentralbl. d. Bauv. 1909. Nr. 91.

Ausblühungen an Zementmörteln. Beseitigt durch Traßzusatz. Mitteilung des Verfahrens. Zement und Beton 1909. Nr. 43.

Observations on Materials for Binding Mortar. Von A. Hambloch. Der Wert der Zuschläge besonders von Traß zu Zementmörteln wird erörtert. — s. L. Juni 1909. I 1. S. 263. — The Engineer 1909. Oktober. S. 443.

Sichtung feiner Mehle. Trennung mit Hilfe von Preßluft in dem Windsichter nach Gary-Lindner. Beschreibung und Abb. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 122.

Die trockene und nasse Aufbereitung beim Drehrohfenbetrieb. Entscheidend für die Wahl des einen oder des anderen Verfahrens ist allein der Verbrauch an Brennstoff. Angaben hierüber. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 119.

Neue Arbeitsmethoden und Maschinen zur Verarbeitung von Portlandzement. Beschreibung und Abbildung einer Dickschlamm-pumpe, von Kugelrohrmühlen mit Separatoren, von Drehrohröfen der Firma Amme, Giesecke & Konegen. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 124.

Drehrohrofen und Zerkleinerungsapparate. Anführung von Betriebsergebnissen aus der Fabrikpraxis. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 120.

Die günstigsten Brenntemperaturen für Portlandzement. Gasbrenntemperatur bei etwa 1500° C. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 119.

2. Prüfung und Untersuchung.

Fifth Congress of the International Association for Testing Materials. Allgemeine Angaben: Cement Age 1909. Oktober. S. 257. — Ausführliche Berichte: Concrete and Constr. Eng. 1909. Nr. 5. S. 293, 333 u. 347 ff. — Deutsche Bztg. 1909. Mitt. Nr. 22/23. — s. L. November 1909. I, 2. S. 478.

Valuable Testimony as to the Worth of Concrete. Ausführliche Wiedergabe von Verhandlungen, die der Aufstellung einer neuen Bauordnung für New York vorausgingen, soweit Betonbauten in Frage kommen. Cement Age 1909. Oktober. S. 244.

Die neuen Normen für Portlandzement. Aufgestellt am 13. Oktober 1908 vom Verein Deutscher Portlandzementfabrikanten. In drei wesentlichen Punkten unterscheiden sich die neuen Normen von den alten:

1. Die Begriffserklärung für Portlandzement ist ergänzt worden; auf die chemische Zusammensetzung des Portlandzements ist dabei Rücksicht genommen.

2. Die Prüfung auf Zugfestigkeit ist ausgeschaltet; dafür sind die Anforderungen an die Druckfestigkeit des Normenmörtels und an die Feinheit der Mahlung des Portlandzements wesentlich erhöht.

3. Als die eigentliche maßgebende Normenprobe ist die Druckprobe an Würfeln eingeführt, die sich auf Körper erstrecken soll, welche 1 Tag an der Luft, 6 Tage unter Wasser gelegen haben und 21 Tage an der Luft erhärtet sind. Als Vorprobe ist die Prüfung der Würfel nach 1 Tag Erhärtung in feuchter Luft und 6 Tagen unter Wasser eingeführt. Zement und Beton 1909. Nr. 44.

Making Concrete Waterproof. Von Baker. Versuche mit Lösungen von Alaun und Seife geben gute Dichtigkeit des damit hergestellten Betons gegen Eindringen von Wasser, doch entsteht dabei Festigkeitsabnahme zwischen 13 und 30% je nach Menge der zugesetzten Seife. Als bestes Mittel ergaben die Versuche „fette Zementmischung ohne fremden Zusatz und guter äußerer Anstrich“. Eng. News 1909. Nr. 15. S. 390. — The Eng. Rec. 1909. Nr. 15. S. 413.

Abbindezeit von Zement. Verbesserung der Vicatschen Nadel durch C. H. Watson. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 119.

The Hardening Process of the Calcareous Hydraulic Cements. Von Dr. Michaelis. Chemische Betrachtungen und Angaben über Versuche, die das Abbinden des Zements klar legen. Cement and Eng. News 1909. Nr. 9. S. 298. — s. L. November 1909. I, 2. S. 478.

Die Bewertung der Höhe des Kalkgehaltes im Zement. Verfasser teilt seine Beobachtungen mit, wonach ein hochkalkiger Rotierofenklinker, der tadellos gebrannt (geschmolzen) war und sämtliche Raumbeständigkeitsproben vollständig bestand, bei längerer Wasserlagerung der Zug- und Druckproben nach einem halben Jahre stetig an Festigkeit verlor. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 121.

Stampfmaschine für Probewürfel. Bauart Schmidt. Ausführliche Beschreibung mit Abb. Zement und Beton 1909. Nr. 43 u. 44. — Tonindustriezeitung 1909. Nr. 128. — s. L. November 1909. I, 2. S. 478.

Versuche über die tatsächliche Widerstandsfähigkeit von Balken I-förmigen Querschnitts. Von C. Bach. Ergebnis der beschriebenen Versuche ist, daß die flußeisernen Walzprofile nicht das Widerstandsmoment haben, das für sie berechnet wird. Durch Verschiedenheit der Elastizitätsverhältnisse sind die Querschnitte nicht unwesentlich weniger tragfähig.

Zeitschr. d. Vereines deutscher Ing. 1909. Nr. 44. S. 1790.

A Comparison of Tests of Steel and Reinforced Concrete Beams. Von Perrot. Versuche von Prof. Marburg, Pennsylvania, mit breitflanschigen eisernen Σ -Trägern haben große Ungleichmäßigkeiten der Zugfestigkeit in den einzelnen Trägerzonen ergeben; hiernach erscheinen nur Profile kleinen Querschnitts in Eisen zuverlässig, die bisher in Amerika übliche Beanspruchung von 1120 kg/qcm erscheint Marburg zu hoch; ähnliche Versuche von C. Bach mit I-Profilen. Cement Age 1909. Oktober. S. 255.

3. Wirtschaftliches.

Eisen gegen Eisenbeton in Irland. An dem Beispiele einer Brückenausschreibung wird gezeigt, mit was für Gründen manchmal gegen den Eisenbeton gearbeitet wird. Zement und Beton 1909. Nr. 42.

Politik und Eisenbeton in New York. Ein neues Baugesetz der Stadt New York, das für den Eisenbetonbau zum Teil erschwerende Vorschriften bringen sollte, ist an dem Widerspruch des Mayors von New York, Mc Clellan, gescheitert. An seinem Zustandekommen waren vor allem der Hohlziegeltrust und die Eisenfirmen interessiert. Beton und Eisen 1909. Nr. 13. — s. L. Oktober 1909. IV. S. 436.

Ingenieur und Kultur. Von Dr. H. Beck, Berlin. Interessante Betrachtungen und Angaben über die Stellung der Technik und der Techniker. Technik und Wirtschaft 1909. Nr. 10.

II. Theorie.

Berechnung statisch unbestimmter Rahmendächer auf elementarem Wege. Von R. Wagner. Ob das elementare Verfahren eine Vereinfachung darstellt, ist sehr zu bezweifeln. Armierter Beton 1909. Nr. 11 u. 12.

Der steife Rahmen in Eisenbeton. Von E. Reich. Theoretische Ableitungen zur Berechnung von Zweigelenrahmen sowie eingespannten Rahmen. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1909. Nr. 44. S. 630.

Die Berechnung der Haftspannungen. Von Prof. Hager. Ermittlung der notwendigen Verankerungslänge durch Rechnung. Armierter Beton 1909. Nr. 11. — s. L. November 1909. III. S. 480.

Beitrag zur Dimensionierung von Eisenbetonquerschnitten. Ermittlung der Bewehrung gegebener Querschnitte, unter Berücksichtigung von Biegemomenten und Längskräften, mit Hilfe eines Schaubildes und durch Rechnung. Armierter Beton 1909. Nr. 10.

Bericht des Unterausschusses der internationalen Betonkommission für die Ver-

einheitlichung der Bezeichnungen. Vorschlag für einheitliche mathematische Bezeichnung der Kräfte und Abmessungen. Armierter Beton 1909. Nr. 10.

Beitrag zur Beurteilung der Wirkung ruhender Lasten auf Rostpfähle. Von Dipl.-Ing. E. v. Willmann. Verfasser kommt zu dem Schlusse, daß es nicht ohne weiteres zugänglich ist, aus dem Arbeitsvermögen des Rammjärens und der bei einmaligem Schläge hervorgerufenen Pfahlsenkung die Größe der ruhenden Last zu berechnen, die eine gleiche Wirkung hervorbringen würde. — Bei einem Boden, der zur Einleitung der Bewegung weniger Arbeit verzehrt, wird man eine weit größere letzte Einsenkung zulassen dürfen, weil hier bei jedem einzelnen Schläge weit mehr von dem Arbeitsvermögen des Järens für das Eintreiben des Pfahles, also für die eigentlich nutzbringende Rammarbeit, übrig bleibt. Beton und Eisen 1909. Nr. 13.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Die neuesten Versuche des deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Biegeversuche. Die gestellte Aufgabe erstreckte sich auf den Einfluß 1. des Wassers, 2. verschiedener Sande und Zuschläge, 3. des Mischungsverhältnisses, 4. des Zementes, 5. des Alters, 6. der Lagerung, 7. der Oberflächenbeschaffenheit der Rundeisen, 8. der Querschnittsform der Eisen und endlich des Abstandes des Kraftangriffes vom Auflager. Mit Abb. Armierter Beton 1909. Nr. 10.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

Interim Report of the U. S. A. Joint Committee on Concrete and Reinforced Concrete. Die ähnlich den „preußischen Bestimmungen“ abgefaßten allgemeinen Grundlagen für Betonbauten, die von amerikanischen Fachmännern aufgestellt wurden, sind ausführlich mitgeteilt. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 5. S. 320. — s. L. Oktober 1909. IV. S. 436.

Runderlaß (des preußischen Ministers) betr. Berechnung von Säulen aus eisenumschnürtem Beton. Vom 18. September 1909. Betonzeitung 1909. Nr. 41. — Zement und Beton 1909. Nr. 43. — Armierter Beton 1909. Nr. 11. — Tonindustriezeitung 1909. Nr. 125. — Beton und Eisen 1909. Nr. 13. — Zentralblatt der Bauv. 1909. Nr. 81.

Die neueren schweizerischen Vorschriften für armierten Beton. Beachtenswerte Besprechung und Mitteilung im Auszug von Dr. Ing. Probst. Armierter Beton 1909. Nr. 11. — Beton und Eisen 1909. Nr. 14.

V. Ausführungen.

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

Technik und Heimatschutz. Von J. A. Lux. Anregende Betrachtungen über das Wesen der Ingenieurbaukunst und der Ingenieurbauwerke. Schweizerische Bauzeitung 1909. Nr. 8.

Die Verwendung von über 6 Mill. cbm Beton beim Bau des Panamakanals. Der Aufsatz gibt trotz ausführlicher Beschreibung kein übersichtliches Bild über die Förderung und Verteilung der gewaltigen Massen von Baustoff, da eine Übersichtskarte fehlt, und da die Besprechung der einzelnen Anlagen nur kurz und unvollständig ist. Mit Abb. Beton und Eisen 1909. Nr. 13.

Reinforced Concrete Posts. Geländerpfosten für Feldeinfriedigung in Eisenbeton werden besprochen, allgemeine Angaben über Formen und Herstellung. Engineering 1909. Oktober. S. 522.

Examples of Reinforced Concrete Furniture. In der Prüfungsanstalt zu Aberdeen sind zurzeit Tische und Schränke aus Eisenbeton in Benutzung. Abbildungen zeigen ihre gefälligen Formen. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 5. S. 357.

Über Versuche und Vorsatzbeton. Von Dr.-Ing. C. Meyer, Hannover. Zusatzstoffe und Mischungsverhältnisse, Herstellung und Bearbeitung werden mitgeteilt, das Aussehen an Hand von Abbildungen dargestellt. Beton und Eisen 1909. Nr. 13.

Schlechter Mörtel und Beton. Anführung einer Reihe von Bauunfällen, die auf schlechten Mörtel und Beton zurückzuführen sind. Betonzeitung 1909. Nr. 41.

Bauunfälle. Beschreibung und Begründung einiger Fälle aus dem Hochbau. Mit Abb. Beton und Eisen 1909. Nr. 13. — Armierter Beton 1909. Nr. 11.

The Prevention of Failures in Reinforced Concrete. Von Dr. v. Emperger. Bauunfälle bei Eisenbetonausführungen. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 5. S. 311. s. L. November 1909. I, 2. S. 478.

2. Ausführungen im Hochbau.

Unusual Cellar Water proofing. Keller eines Geschäftshauses zu New York, liegt etwa 1,2 m unter höchstem Grundwasser; die erste Herstellung war bei Untertunnelung durch die Bahn undicht geworden und wurde durch Eisenbetonplatte ersetzt. The Eng. Rec. 1909. Nr. 17. S. 468.

Das Treppenhaus des Oberverwaltungsgerichts zu Berlin. 2 Abb. Eisenbeton 1909. Nr. 20.

Reinforced Concrete Joists with Hollow Tile. Decke, gebildet aus Eisenbetonplattenbalken; zwischen den Rippen sind Hohlziegel angeordnet, um gerade Unteransicht zu geben; bei leichter Ausführung Ersparnis an Einschalung für die Rippen. Eng. Rec. 1909. Nr. 15. S. 400. Mit Abb.

A New Type of Reinforced Concrete Floor. Die Pohlmann-Decke wird an der Hand europäischer Ausführungen erläutert und empfohlen. Cement Age 1909. Oktober. S. 259.

A Concrete Coal Bunker. Kurze Angaben über einen Kohlenbehälter in Eisenbeton. The Eng. Rec. 1909. Nr. 17. S. 459.

Die Koksförderanlage im Gaswerk Moosach der Gasanstalt München. Von Dipl.-Ing. Eichbauer. Beschreibung mit Abb. Beton und Eisen 1909. Nr. 13. — Deutsche Bztg. 1909. Mitt. Nr. 23. s. L. Oktober 1909. V, 2. S. 437.

Müllverbrennungsanstalt in Frankfurt am Main. Beschreibung mit guten Abb. Tonindustrie-Ztg. 1909. Nr. 124. s. L. August 1909. V, 2. S. 328.

Der Entwurf zur Luftschiffhalle in Friedrichshafen der Fa. Dyckerhoff & Widmann. Beschreibung mit guten Abbildungen und Mitteilung der Berechnung. Armierter Beton 1909. Nr. 11.

Das Kraftwerk des kommunalen Elektrizitätswerkes „Mark“ A.-G. und seine Nebenanlagen. Gründungen, Fachwerkwände, Brunnen und Kanäle, Kohlenbunker in Eisenbeton. Mit guten Abb. Armierter Beton. 1909. Nr. 10.

A Concrete Church and the Methods of Waterproofing it. Bauwerk mit zwei übereinander liegenden Kirchenräumen mit Platz für je 800 Besucher. Ausführliche Angaben über den Bau, besonders über Erzielung gleichmäßig geputzter Flächen ohne Wasserflecken. The Eng. Record 1909. Nr. 17. S. 466.

Die Eisenbetonkonstruktionen im Johann-Strauß-Theater in Wien. Sämtliche Träger, Stiegen und Decken in Eisenbeton, das Dach über dem Zuschauerraum in Eisen. Träger und Zwischendecken nach System Gisshammer als Drahtzellendecken mit ebener Untersicht. Verwendung von Eiseneinlagen rechteckigen Querschnitts, Bewehrung gegen Schubspannungen durch schrägliegende Rundeisen. Mit Abb. Beton und Eisen 1909. Nr. 13.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Die Erbreiterung der Wilhelmsbrücke in Frankfurt a. M. Auskragung der Fußwege um 3,60 m über die alten Gewölbe hinaus auf Eisenbetonkonsolen. Mit Abb. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 124. — s. L. Juni 1909. V, 3. S. 267.

Reinforced Concrete and Portland Cement in Denmark. Zahlreiche Eisenbetonstraßenbrücken werden in Bildern vorgeführt, darunter bemerkenswerte Bauwerke. Concrete and Constr. Eng. 1909. Nr. 5. S. 299.

Reinforced Concrete Bridges. Gute Abbildungen bemerkenswerter Straßenbrücken in Eisenbeton aus Frankreich und Italien mit kurzer Erläuterung. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 5. S. 317.

Eisenbetonbrücke über die Aue in Wunstorf. Von M. Bazali. Lichtweite 13 m, Entfernung der Geländer 5,75 m. Plattenbalken. Mit Abb. Beton und Eisen 1909. Nr. 14.

Edmonson-Straßenbrücke in Baltimore. Beschreibung mit Abbildungen. Zement u. Beton 1909. Nr. 43. — s. L. Oktober 1909. V, 3. S. 439.

Le viaduc de Wiesen, sur la ligne de Davos à Filisur. Mit guten Abb. Le Génie civil 1909. Nr. 25. — s. L. November 1909. V, 3. S. 483.

Die gewölbte Brücke über den Isonzofluß bei Salcano. Von R. Jaubner. Nähere Angaben über die Baugeschichte der großen Eisenbahnbrücke mit einem 70 m weiten Steinbogen als Mittelöffnung. Zeitschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1909. Nr. 44. S. 701.

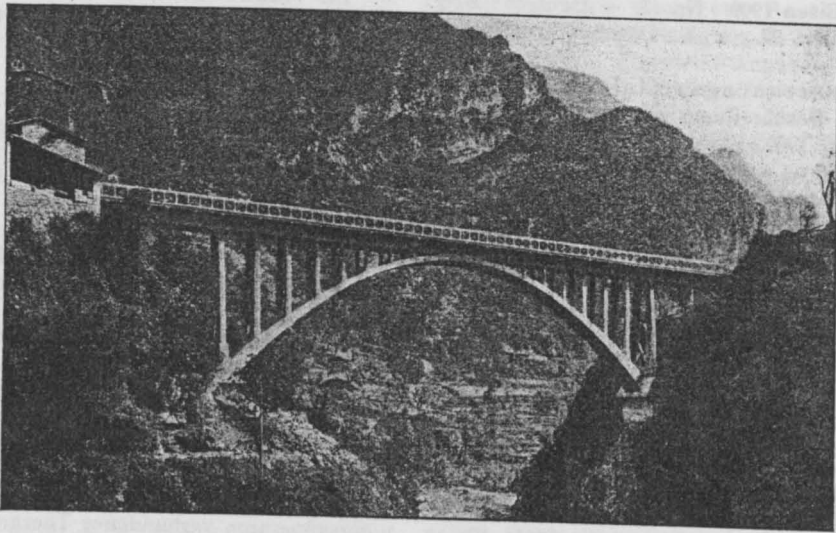
Ferro Concrete Bridge over the River Wansbeck. Straßenbrücke von etwa 80 m Gesamtlänge, 14 m Breite, zeigt 6 Öffnungen; Eisenbetonbalken nicht als durchgehende Träger ausgebildet, um bei vorkommenden Senkungen keine Schäden am Bauwerk zu erhalten. Zahlreiche Abbildungen über Pfeiler, Widerlager usw. The Engineer 1909. Oktober. S. 444.

The Effect of Temperature on Walnut Lane Concrete Arch. Im Beton des rd. 70 m weitgespannten Gewölbes ist ein mit Aufzeichnungsapparaten verbundenes Thermometer eingebettet worden. Die Beobachtungen von August 1908 bis Mai 1909 sind in einem Schaubild neben der Außentemperatur vereinigt und schwanken zwischen nahezu 23° C und 0°. Auch die Scheitelsenkung wurde dabei festgestellt. Eng. News 1909. Nr. 15. S. 376.

Pont de Saint-Jean-la Rivière sur la Vésubie. Bogenbrücke für Straßenbahn- und Fußverkehr in Saint-Jean-la-Rivière. Lichte Breite zwischen den eisernen Geländern 3,50 m; Spannweite der parabolischen inneren Bogenlaibung 45,50 m, Stich 12,37 m. Breite des Gewölbes 2,94 m. Der mittlere Teil des Gewölbequerschnitts besteht in 1,90 m Breite aus umschnürtem Beton und ist am Scheitel 0,45 m, am Kämpfer 0,55 m stark; die beiden äußeren Ränder haben auf je 0,52 m Breite gewöhnliche Eiseneinlagen und am Scheitel 0,55 m, am Kämpfer 1,10 m Stärke. Der Bogen ist beiderseits eingespannt; die Verankerungseisen (20 Ø 22 u. 30 mm) greifen über die Widerlagersohle hinaus um rd. 2—2,5 m in den Felsen hinein; nach Considère

wurde bei der Berechnung des Bogens seine Versteifung durch die beiden starken Längsträger der Fahrbahn (1,25 · 0,45 m) gegenüber den Biegemomenten aus einseitiger Verkehrslast mit berücksichtigt. Während des Stampfens und der Ausrüstung gewährleisteten vorläufige Gelenke eine Bewegung des Gewölbes; sie wurden nach dem Ausrüsten geschlossen. Besonderes Interesse erweckt das Lehrgerüst, das als mehrfaches Sprengwerk (cintre à arbalétriers en éventail: Fächer-sprengwerk) ausgebildet ist und ohne Zwischenstützen nur mit Hilfe einer Drahtseilbahn (câble transbordeur) binnen 45 Tagen aufgestellt wurde. Dauer der Stampfarbeiten 1 Monat, der Erhärtung 2 Monate. Kosten der Beton- und Eisenbeton-

horizontale Risse bilden sich nicht. — Eine Gesetzmäßigkeit der Rißabstände läßt sich nicht feststellen; sie betragen beim Boonton-Damm etwa 30 m, beim Crossriver-Damm das Doppelte. — Es ist möglich, daß eine Vermehrung der Eiseneinlagen eine Konzentration der Risse noch besser verhindert. — Das Schwinden des Betons und des Mörtels beim Erhärten ist als Ursache nicht erwähnt, obwohl auch dieses von wesentlichem Einflusse ist. s. Armierter Beton 1909. Nr. 9. S. 352 ff. — Baurat Ziegler macht zum Schlusse noch Vorschläge über möglichste Verhütung von Rissen und empfiehlt u. a. Dichtung mit einem durchgehenden Bleche. Beton und Eisen 1909. Nr. 13 und 14.



arbeiten 60 000 Frs. = rd. 275 Frs. für 1 qm Brückenbahn. Senkung im Scheitel bei voller Belastung 9 mm, nach Entlastung noch 2 mm; Hebung infolge einer Erwärmung um 20° C: 2 mm. Mit Abb. Le ciment armé 1909. Nr. 10.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Die Wirkung des Temperaturwechsels auf Mauerwerk. Auszug aus einem Aufsätze in den Veröffentlichungen der American Society of Civil Engineers und Bemerkungen von Baurat Ziegler zu diesen Darlegungen: Beobachtungen über das Öffnen und Schließen von Rissen im Mauerwerk im Laufe des Jahres entsprechend der mittleren Tagestemperatur. Mitteilungen über die Rißbildung an 2 amerikanischen Talsperren, am Boonton- und am Crossriver-Damm und über die Weite und Dehnung der Risse. Honneß kommt zu folgenden Schlüssen: die Ursache der vertikalen Risse seien die Temperaturänderungen;

Moderne Deichschutzmittel. Beschreibung der Bauweisen Muralt und Decauville. Mit Abb. Beton-Ztg. 1909. Nr. 41.

The Cataract Dam Near Sydney. Die teils in Quadermauerwerk mit Zementmörtel, teils in Beton hergestellte Staumauer hat rd. 240 m Länge, 45 m Höhe und staut 97 Mill. cbm Wasser. Angaben über den Bau mit Abb. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 5. S. 343.

Ein bemerkenswerter Versuch mit einer Kammerschleuse aus Eisenbeton. Mitteilungen der elastischen Formänderungen unter Beigabe von Abbildungen. Armierter Beton 1909. Nr. 11.

Anwendung des Eisenbetons beim Brunnenbau. Abteufen eines Brunnens von 1,10 m im Durchmesser bis zu 13 m Tiefe; Brunnenkranz aus Eichenholz; Bewehrung durch 4 senkrechte L-Eisen; Stärke des Brunnenringes 17,5 cm, am unteren Ende etwas mehr. Die

technischen und hygienischen Vorteile einer Brunnenanlage mit Betonwandung werden auseinandergesetzt. Mit. Abb. Beton und Eisen 1909. Nr. 13. — Ölfarbenanstrich oder Verzinkung der Eiseneinlagen wird bemängelt, ihre Verbindung besprochen. Beton und Eisen 1909. Nr. 14.

Emploi du ciment armé dans la construction des murs de quai. Übersicht von V. Forestier über die wichtigsten neueren Anwendungen von Eisenbeton im Seebau, besonders zu Molen und Kaimauern. Mit Abb. Le Ciment armé 1909. Nr. 10 ff.

Le port de Mostaganem (Algérie). Hafendämme aus künstlichen Blöcken; deren Größe und Gewicht ändert sich mit ihrer Höhenlage im Damme, damit überall gleicher Widerstand gegen den Angriff der Wogen vorhanden ist. Rechnerischer Nachweis. Mit einer Tafel der ausgeführten Querschnitte. Le Génie civil 1909. Nr. 1 (6. November).

Die neuen Hafengebauten in Wilhelmshaven. Von H. Dornbusch. Ausführung von Eisenbetonbauten unter Wasser mit Hilfe einer riesigen Taucherglocke der Fa. Ph. Holzmann von 44 m Länge und 11 m Breite. (Kosten rund 800 000 M.) Eisenbeton 1909. Nr. 20 u. 21.

The Admiralty Harbour at Dover. Ausführliche Darstellung der neuen Hafengebauten zu Dover; vorwiegend allgemein wasserbautechnischer Art, nur kurze Angaben über Bauarbeit, Bau der Molen und Wellenbrecher aus Betonblöcken; Zahlreiche Abb. Engineering 1909. Oktober. S. 501. The Engineer 1909 Oktober. S. 397.

Un isolotto in cemento armato. Mit Abb. Il Cemento 1909. Nr. 19. s. L. Oktober 1909. V, 4. S. 439 u. Juli 1909, S. 300.

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

A large Reinforced Concrete Sewer. Angaben über die großen Bauten der Abwässer-

kanäle von St. Louis. Cement and Eng. News 1909. Nr. 9. S. 307.

Some Notes on the Louisville Sewerage Improvements. Große Anlage der Stadtentwässerung für etwa 16 Mill. M. Einzelheiten von Haupt- und Seitenkanälen in Beton mit und ohne Eiseneinlagen. Eng. News 1909. Nr. 15. S. 415. Mit Abbildungen.

A New Method of Grading and Draining Street Intersections. Angaben über Anordnungen der Einfallschächte und der Oberflächen-Entwässerung an Straßenkreuzungen, dabei interessante Beispiele über Ausdehnung von Betonfußwegen bei Wärme; sie betrug 15 cm auf 300 m Länge. Eng. News 1909. Nr. 15. S. 379. Mit Abb.

Concrete in Important Railroad Work. Kurze Angaben über die Bauten bei der Hochlegung einer 4gleisigen Eisenbahnlinie in Philadelphia; schwierige Bauzustände, da täglich 467 Zugfahrten außer den Bauzügen aufrecht zu erhalten waren. Die zahlreichen Betonausführungen benötigen 100 000 Faß Zement und sind durch Abbildungen erläutert. Cement Age 1909. Oktober. S. 222.

The New Soo Line Terminal in St. Paul. Angaben über Bau eines zweigleisigen Eisenbahntunnels, dessen Profil bei stark wechselnden Bodenverhältnissen verschieden ausgebildet ist. Einzelheiten über den Einbau von Eisenbeton. The Eng. Rec. 1909. Nr. 15. S. 410. Mit Abb.

The Stations of the Washington Street Tunnel, Boston. Von L. Manley. Ausführliche Beschreibung der in Eisenbeton hergestellten Stationen genannter Untergrundbahn. Eingehende Behandlung der Ansichtsflächen. Eng. News 1909. Nr. 15. S. 367. Mit Abb

Geborstene Eisenbetonbehälter. Abbildungen und Beschreibung der Bauunfälle und Erörterung der Ursachen. Zement und Beton 1909. Nr. 44.

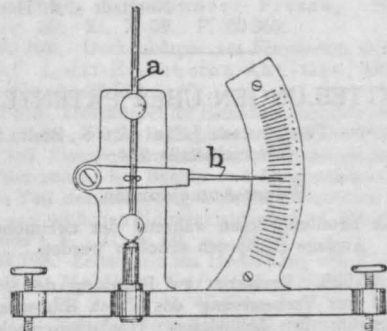
SELBSTANZEIGEN.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Senkungsmesser.

Das Instrument ist geeignet zur exakten Messung der Durchbiegungen von Zement- und Betondecken, Gewölben, Plafonds usw. für Architekten und Baumeister, Stadtbauämter, Baugewerkschulen, Eisenbahnbauinspektionen und technische Unterrichtsanstalten. Die Aufstellung erfolgt mittelst Stellschrauben. Der Zeiger gestattet eine direkte Ablesung von $\frac{1}{5}$ mm und ist eine Durchbiegung von $\frac{1}{10}$ mm am Gradbogen gut schätzbar.

G. Falter & Sohn, München.



TAGUNG DER HÖHEREN TECHNISCHEN
BAUPOLIZEIBEAMTEN.

Uns geht ein Aufruf zur Kenntnisnahme zu, demzufolge eine große Anzahl von Baupolizeibeamten beschlossen haben, im Februar n. J. zu einer besonderen Tagung in Berlin zusammenzutreten. Es sollen vorwiegend Fragen zur Erörterung gelangen, die häufiger zu Meinungsverschiedenheiten zwischen dem bauenden Publikum und der Baupolizei Anlaß geben (wie statische Berechnungen, zulässige Beanspruchungen, Art und Umfang der einzureichenden konstruktiven Unterlagen usw.) und es soll versucht werden, durch die Aussprache einen Ausgleich anzustreben. Alle deutschen Baupolizeibeamten, ferner die interessierten Verbände (wie Deutscher Beton-Verein, Stahlwerksverband A.-G. usw.) werden ersucht, etwaige Wünsche auf Klärung bestimmter Fragen an Herrn Dr.-Ing. Sachs, Dortmund, Hagenstraße 52 einzusenden, woselbst auch der Aufruf erhältlich ist und jede gewünschte Auskunft erteilt wird. Wir wünschen den Bestrebungen der Herren im Interesse des Gedeihens einer gesunden Bauindustrie den besten Erfolg.

ZUSCHRIFT

DER FIRMA WAYSS & FREYTAG A.-G.
(Neustadt a. d. Hardt),

betreffend den ministeriellen Erlaß über
umschnürten Beton.

In einer Ihrer letzten Nummern befindet sich der Abdruck eines ministeriellen Erlasses vom 18. September d. J. betr. die besondere Behandlung der eisenumschnürten Betonkonstruktionen nach System Considère. Es ist dort versucht, der günstigen Wirkungsweise dieser umschnürten Betonkonstruktionen dadurch gerecht zu werden, daß eine Berechnungsformel hierfür bestimmt ist, die eine Erhöhung der üblichen zulässigen Belastung gegenüber anderen Eisenbetonkonstruktionen bedeutet. Wir möchten hierbei besonders betonen, daß dieser Erlaß nur auf die eisenumschnürten Betonkonstruktionen nach System Considère Anwendung findet. Diese Ausführungsart ist durch D. R. P. geschützt und das alleinige Ausführungsrecht derselben besitzt unsere Firma. Gegenüber den wiederholt vorgekommenen und versuchten Patentverletzungen und Täuschungen bezüglich unseres umschnürten Betons (Beton fretté) sehen wir uns veranlaßt, auch an dieser Stelle nachdrücklichst zu erklären, daß wir jede Verletzung unserer Schutzrechte unnachsichtlich gerichtlich verfolgen werden.

Wayß & Freytag A.-G.
Neustadt a. d. Hardt.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48,
Friedrichstraße 224.

Patent-Anmeldungen.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen
Auslage Einspruch erhoben werden.

80b. C. 15933. Verfahren zur Regelung der Abbindezeit und zur Verbesserung des durch Einspritzen von Salzlösungen in heißflüssige Hochofenschlacke entstandenen Zements. The German Collos Cement Company, Limited, London.

80b. Sch. 30 799. Verfahren zur Herstellung von Lehmziegeln aus vorgewärmter Formmasse mittels Trockenpressung. Hugo Schulte-Steinberg, Düren bei Stockum. 22. 8. 08.

19a. L. 26 146. Eisenbetonschwelle mit darin eingesetzten, durch Futterstücke gesicherten Holzblöcken zur Aufnahme der Schienenbefestigungsmittel; Zus. z. Patent 215 431. Gaston Liebaux, Nantes, Frankreich, und François Hennebique, Paris.

37 a. W. 31 470. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetonrippendecken mit ebener Untersicht und röhrenförmigen Hohlkörpereinlagen. Julius H. A. Wrissenberg, Bremen, Geogrstr. 35. 6. 2. 09.

80 a. H. 40 672. Formvorrichtung zur Herstellung von Betonträgern. Paul Habay, Paris.

80 a. A. 16 152. Verfahren zur Herstellung von dickscherbigen Hohlkörpern, insbesondere Hähnen aus Steinzeug oder ähnlichen keramischen Massen durch Gießen der Masse in Wasser aufsaugende Formen. Dr. B. Alexander-Katz, Görlitz, Mühlweg 13. 7. 9. 08.

80 a. St. 12 938. Presse mit auseinandernehmbaren Preßformteilen zur Herstellung von Hahnkücken oder dgl. aus keramischer Masse. Hermann Stegmeyer, Charlottenburg, Sophie-Charlotte-Str. 5. 8. 4. 08.

80 a. St. 13 035. Wagerrecht geteilte Preßform mit zwangsläufiger Führung der oberen Formhälfte zur Herstellung von röhrenförmigen Hohlkörpern z. B. Hahngehäusen o. dgl. aus keramischer Masse. Hermann Stegmeyer, Charlottenburg, Sophie-Charlotte-Str. 5. 18. 5. 08.

80 a. B. 51 530. Zerkleinerungs- und Steinaussonderungswalzwerk, insbesondere zur Bearbeitung von Ton und Lehm. Bergedorfer Maschinenfabrik von Alb. Lütke & von Oertzen, Bergedorf. 26. 9. 08.

37 a. G. 21 390. Verfahren zur zeitweisen Verstärkung der Eiseneinlagen von Eisenbetonkonstruktionen. Adolf Goerke, Berlin, Kalkreuthstraße 18. 26. 5. 05.

37 f. B. 52 486. Behälter aus Beton- oder Eisenbetonplatten. Eduard Wilhelm Burbach, Crombachi Westf. 18. 12. 08.

80 a. W. 31 733. Walzenformmaschine zur Herstellung von durch Längs- und Quereiseneinlagen verstärkten Stegen aus Zement oder dgl. für sogenannte Stegdecken. Carl Winnege, Düsseldorf, Bilkerallee 180. 11. 3. 09.

Patent-Erteilungen.

37 a. 216 603. Verfahren zur Isolierung von Beton- oder Steindächern. C. F. Weber A.-G., Leipzig-Plagwitz. 21. 5. 08. W. 29 842.

37 b. 216 604. Verfahren zur Herstellung von Gitterwerk als Träger, Einlage für Beton u. dgl. durch Ausziehen eines auf jeder Seite der Längsachse eine Reihe nicht bis zu den Rändern reichender Einschnitte besitzenden Metallbandes oder Profilwalzstückes. William Henman, Dingwall, England.

80 b. 216 514. Verfahren zur Herstellung von aus reinem Kieselsäureanhydrid bestehenden säure- und feuerfesten Körpern. Dr. Israel Schloßberg, Charlottenburg, Mommsenstr. 22. 28. 4. 08. Sch. 30 015.

80 a. 215 085. Entladerinne für Betonmischmaschinen. Thomas L. Smith, Milwaukee, Wisc., V. St. A.

80 a. 214 637. Gerät zum Glätten von Betonformstücken oder Bauteilen. Joseph F. Roß, Ipswich, Mass., V. St. A.

37 a. 214 189. Verfahren zur Herstellung von Rippendecken aus Eisenbeton. Alfred Petersen, Frankfurt a. M., Lützowstr. 10. 27. 8. 08. P. 21 917.

80 a. 214 233. Preßvorrichtung zur Herstellung von Hohlkörpern aus keramischer Masse. Herrmann Stegmeyer, Charlottenburg, Sophie-Charlotte-Straße 5. 30. 8. 07. St. 12 370

80 b. 214 234. Verfahren zur Herstellung feuerfester basischer Steine von geringem Wärmeleitungsvermögen. Dr. Ing. Johann Carstens, Vohwinkel, und Paul Kretzmann, Schanghai.

- 37 e. 215 721. Verfahren zur Herstellung von säulenartigen Eisenbetonkörpern. Gustav Lolat, Berlin-Friedenau, Kaiser-Allee 65a. 2. 7. 07. L. 24 545.
- 80 a. 215 504. Antriebsvorrichtung für die Stampfer von Betonstampfmaschinen. William George Bailey, Dublin.
- 80 c. 215 775. Einrichtung zum Trocknen von Ziegeln und dgl. in Verbindung mit einem Brennofen. Arthur Vobach, Köpenick b. Berlin, Flemmingstraße 37. 11. 9. 06. V. 6740.
- 80 a. 215 999. Vorrichtung zur Herstellung von profilierten Eisenbetonbalken. Florent Vergouts, Gheel, Belg.
- 80 b. 215 961. Verfahren zur Herstellung von Fußbodenbelägen, Straßenkörpern und dgl. aus Zementbeton und Eisenspänen. Gustav Kleim, Leutzsch bei Leipzig. 9. 12. 08. K. 39 432.
- 37 b. 216 136. Aus mehreren Teilen bestehender armierter Betonsockel, insbesondere für Leitungsmaste. Anton Schütz, München, Mittererstr. 1 und Leopold Fein, Solothurn.
- Gebrauchsmuster-Eintragungen.**
- 37 b. 215 297. Einrichtung zur Verbindung und Abdichtung von Blecheinlagen in Eisenbeton. Kirschner & Merkel, vorm. H. Schacht & Co., Hannover. 6. 9. 08. K. 40 410.
- 37 b. 215 389. Einrichtung zur Verbindung und Abdichtung von Blechröhren in Eisenbeton mittels umgelegter Dichtungs- und Spannringe. Kirschner & Merkel vorm. H. Schacht & Co., Hannover. 6. 9. 08. K. 38 610.
- 80 a. 389 701. Kern zur Herstellung durchlochter Kunststeine mit nach vorn umlegbar angelenktem Griff. Leipziger Zementindustrie Dr. Gaspary & Co., Markranstädt b. Leipzig. 31. 7. 09. L. 22 252.
- 80 a. 389 786. Kunststeinspülstein mit eingelegter Hartgesteinbodenplatte. Großbruchhaus & Co., G. m. b. H., Solingen. 3. 7. 09. G. 22 280.
- 80 a. 389 830. Mischmaschine mit senkrechter, nach unten konischer Trommel und selbsttätiger Zuführung des Mischmaterials. Gustav Freitag, Minden i. W. 20. 7. 09. F. 20 360.
- 80 a. 390 194. Vorrichtung zum Zerschneiden des Tontrangs bei Tontransporteuren mit auf und ab bewegtem Messer. Fa. A. Stotz, Kornwestheim b. Stuttgart. 19. 2. 09. St. 11 433.
- 37 b. 397 052. Eisenbetonbalken mit gelochten, vorstehenden Anschlägen, um mittels Schrauben Fehlbodenbretter befestigen zu können. Burkhard B. Schweitzer, München, Augustenstr. 37. 12. 10. 09. Sch. 33 698.
- 37 b. 397 241. Hohlstein für Eisenbetondecken. Hohlton-Eisenbeton Vertriebsgesellschaft m. b. H., Düsseldorf. 27. 9. 09. H. 43 156.
- 37 b. 397 528. Eisenbetonüberlagsträger, dessen eingebettete Metallstäbe ein dem Querschnitt des Trägers entsprechendes Gerippe bilden und durch Querbänder zusammengehalten werden. Kircher & Osterhoff G. m. b. H., Essen-Rüttenscheid. 14. 10. 09. K. 40 842.
- 37 d. 396 812. Dielenlager aus Beton mit Holzeinlage. Arno Schmidt, Seelingstädt b. Werdau i. S. 15. 9. 09. Sch. 33 471.
- 37 a. 395 400. Betonisolierungsdecke mit Holzaufattung. Wilhelm Schaible, Pfizerstr. 8a, u. Johann Georg Spehn, Pfizerstr. 6, Stuttgart. 14. 6. 09. Sch. 32 486.
- 37 a. 396 401. Betonisolierungsdecke ohne Aufattung. Wilhelm Schaible, Pfizerstr. 8a, u. Johann Georg Spehn, Pfizerstr. 6, Stuttgart. 14. 6. 09. Sch. 33 179.
- 37 b. 395 502. Aus mit Kameelhaaren vermengtem Gips bestehende, durch Holzleisten ihrer Länge nach versteifte, pyramidenförmige Öffnungen besitzende Verkleidungsdielen. Karl Seiring, Gotha. 16. 9. 09. S. 20 403.
- 45 f. 394 714. Treibbeetkasten aus Eisenbeton. Adam Dietrich, München, Thalkirchnerstr. 190. 3. 9. 09. D. 16 784.
- 45 f. 395 307. Aus eisenarmierten, ineinandergefügten Betonpfosten und Betonplatten bestehende Einfassung für Mistbeete oder dgl. Franz Laternser, Diedenhofen. 15. 9. 09. L. 22 567.
- 80 a. 394 736. Vorrichtung zum Abmessen und Abstempeln von Ton- oder dgl. Platten. Düsseldorfer Tonwarenfabrik, A.-G., Düsseldorf-Reisholz. 11. 9. 09. D. 16 843.
- 80 a. 395 229. Betonhohlsteinmaschine. Robert Lindenthal, Berlin, Tauentzinstr. 10. 2. 4. 09. L. 21 506.
- 37 a. 396 056. Eisenbetondecke mit ebener Unterfläche auf Holzbalkenlagern, I-Eisen oder anderen Auflagern, dadurch gekennzeichnet, daß Band- u. dgl. Eisen über die Auflager gespannt und mit Drahtgeflecht belegt sind, worauf der Beton mit Eisenarmierung aufgebracht ist. Karl Müschenborn, Mülheim a. Ruhr, Friedrichstr. 20. 13. 4. 08. M 26 751.
- 37 a. 396 612. Ziegelbetondecke. Ernst Hauffe u. Oskar Reichelt, Kötzschenbroda. 8. 10. 09. H. 43 265.
- 37 a. 396 613. Ziegelbetondach. Ernst Hauffe u. Oskar Reichelt, Kötzschenbroda. 8. 10. 09. H. 43 266.
- 37 b. 395 722. Eisenbetonbalken mit Befestigungsdübel für Fehlbodenbretter. Burkhard B. Schweitzer, München, Augustenstr. 37. 2. 10. 09. Sch. 33 613.
- 37 b. 295 878. Pfahl aus Eisenbeton. Emil Voitel, Kleinsaubernitz. 4. 10. 09. V. 7569.
- 37 b. 396 102. Leitungsmast. Joh. Fechtig, Wyhlen. 13. 9. 09. F. 20 698.
- 37 b. 396 678. Füllstein für Eisenbetonrippendecken. Friedrich Schiller & Co., Charlottenburg. 11. 9. 09. Sch. 33 417.
- 37 b. 391 482. Wäschepfahl aus Beton mit Drahteinlage. Carl Schütz, Cassel, Hohenzollernstr. 130. 26. 7. 09. Sch. 32 955.
- 37 b. 391 483. Wäschepfahl aus Beton mit Blecheinlage. Carl Schütz, Cassel, Hohenzollernstr. 130. 31. 7. 09. Sch. 33 000.
- 80 a. 391 030. Transportvorrichtung zum gleichzeitigen Abtragen mehrerer Kunststeine auf einzelnen Unterlagen. Leipziger Zementindustrie Dr. Gaspary & Co., Markranstädt bei Leipzig. 9. 8. 09. L. 22 305.
- 80 a. 391 477. Anordnung an Tonschneideapparaten aus einem an dem Abschnaidebügel drehbar befestigten, messerförmigen Vorstoßblech. G. Uhlhorn, Varel, Oldenburg. 27. 7. 09. U. 3023.
- 37 d. 392 218. Betonpfahl. Wilh. Lang und Caspar Grod, Essen-Rüttenscheid, Herminenstr. 6. 31. 7. 09. L. 22 242.
- 37 e. 391 541. Schalvorrichtung für Mörtelfüllwände. Otto Hauptmann, Berlin, Zwinglstr. 13. 18. 8. 09. H. 42 680.
- 80 a. 392 322. Durch Knieebel betätigte Betonstein-Formmaschine. Johannes Fresen, Hannover, Georgstr. 20. 21. 7. 09. F. 20 369.
- 37 a. 392 799. Deckenkörper aus Eisenbeton mit Einlage aus Torf. Lolat-Eisenbeton Akt.-Ges., Düsseldorf. 11. 9. 09. L. 22 528.
- 37 a. 392 835. Hohlkörper für Eisenbetonhohlkörperdecken. Fritz Guske, Karlsruhe, Schillerstr. 35. 9. 2. 09. G. 31 203.
- 37 b. 392 760. Eisenbewehrter Betonbalken mit aus der oberen Seite herausragenden Bügeln und Diagonaleisen und im unteren Teil desselben eingelassenen Querbolzen zur Aufnahme von seitlichen Holzverkleidungen. A. Oberkirch, Gebweiler i. E. 31. 8. 09. O. 5437.
- 37 b. 392 798. Zellenstein zur Herstellung von Eisenbetonhohldecken. Melchior Kürzdörfer, Nürnberg, Heynstraße 32. 11. 9. 09. K. 40 471.
- 80 a. 393 032. Verschlussvorrichtung für mehrteilige Zementrohrformen. Georg Wittmer, Karlsruhe i. B., Bannwaldallee 40. 4. 8. 09. W. 28 225.

- 80 c. 392 927. Umlaufende Trommel zum Rösten von Zement o. dgl. Otto Hinze, Anderten bei Hannover. 28. 8. 09. H. 42 805.
- 80 d. 393 054. Schneidevorrichtung zum Zerteilen von Ziegeln, Wand- und Flurplatten oder ähnlichem Material. Max Machner, Köln, Dagobertstr. 65. 20. 8. 09. M. 31 574.
- 37 b. 394 417. Eisenbeton-I-Balken mit seitlichen Dübelansätzen zur Herstellung von rißfreien Eisenbetonhohldecken. Adolf Kiefer, Karlsruhe i. B., Gartenstr. 36 a. 22. 9. 09. K. 40 603.
- 37 a. 389 595. Eisenarmierte Wand. Robert Otto Meyer, Hamburg, Armgartstr. 22. 7. 4. 08. M. 26 689.
- 37 a. 389 608. Eisenbetonbalken mit zum Einstecken von Dübeln dienenden Aussparungen. Burkhard B. Schweitzer, München, Augustenstr. 37. 2. 3. 09. Sch. 31 377.
- 37 a. 389 660. Eisenarmierte Betonplatte zur Herstellung von Treppenhäusern. Fa. Alb. Gustorf, Neuß. 22. 7. 09. G. 22 439.
- 80 a. 388 934. Betonhohlsteinmaschine mit festklembbarer Zwischenrückwand. R. Lindenthal, Charlottenburg, Tauentzienstr. 10. 16. 7. 09. L. 22 126.
- 80 a. 388 935. Betonhohlsteinmaschine mit festklembbarer Zwischengrundplatte. R. Lindenthal, Charlottenburg, Tauentzienstr. 10. 16. 7. 09. L. 22 127.
- 80 a. 388 901. Vorrichtung zum selbsttätigen Anstreichen von Tonwaren. Elsässische Emulsionswerke G. m. b. H., Straßburg i. E. 12. 7. 09. E. 12 923.
- 80 a. 389 700. Formvorrichtung zur Herstellung durchlochter Kunststeine in liegenden Formen mit an der Kerneintrittsseite vorgesehener mehrfacher Kernführung. Leipziger Zementindustrie Dr. Gaspary & Co., Markranstädt bei Leipzig. 31. 7. 09. L. 22 251.
- 8 d. 388 298. Waschtrog aus eisenarmiertem Beton. Heinrich Bögelsack, Magdeburg-S., Langeweg 43. 3. 7. 09. B. 43 497.
- 80 a. 388 866. Form aus Eisenblech zur Herstellung von Baumpfählen aus Beton und gelochtem Formeisen. Joseph Maresch, Hannover, Kestnerstraße 48. 28. 5. 09. M. 30 641.

Neue in Frankreich angemeldete Patente.

- Nr. 402 812. J. N. E. Brunet, Neuerungen an den Formen zur Herstellung der künstlichen, hohlen Blöcke aus Beton- oder dergleichen.
- Nr. 402 840. E. J. C. Bérard, Gewölbe und Kuppeln aus armiertem Beton.
- Nr. 402 971. Léon Monnoyer et fils, Neuerung an Konstruktionen aus armiertem Beton.
- Nr. 403 007. G. Joachim & Co, durchsichtige Füllung mit Bindewerk aus armiertem Zement für Fußböden und dergleichen.
- Nr. 403 792. Oneida Community Limited, verstärkte Schaftanordnung aus Beton für Pfähle und Balken.
- Nr. 403 793. Oneida Community Limited, Verstärkungsanordnung für Pfeiler oder Säulen aus Beton.
- Nr. 403 794. Oneida Community Limited, armierter Beton zur Konstruktion von Gebäuden.
- Nr. 403 421. E. Berchet-Moguet, tragbares Gerüst aus armiertem Beton zur Konstruktion von Fußböden, Dächern und Terrassen.
- Nr. 403 624. W. Scott, Balken aus armiertem Beton.
- Nr. 10 937/400 798. C. Poyet, Fußboden resp. Decke aus armiertem Zement und Keramik.
- Nr. 404 268. L. Péron, armierte Wand oder Mauer.

Neue in Österreich angemeldete Patente.

Kürzlich wurde vom österreichischen Patentamt eine Erfindung betreffend: „Kern zum Formen von mit Aussparungen in den Wandungen versehenen Hohlmasten aus Eisenbeton oder dgl.“ unter Patentschutz gestellt; der Kern besteht aus einzelnen Teilen von solchen Ab-

messungen, daß sie einzeln durch die Aussparungen aus dem Hohlmast herausgenommen werden können.

Anmelderin des Patentes ist die Firma Lola-Eisenbeton-Breslau, Akt.-Ges. in Breslau.

Laut Beschluß des österreichischen Patentamtes wurde neuerdings auf eine „Mischmaschine mit drehbarer Mischtrommel zur Herstellung von Beton u. dgl.“ ein Patent erteilt. Die Beschreibung enthält als wesentlichste Bestandteile folgendes: Die wirksamen Flächen der Schaufeln bei dem Eintrittende sind in einem solchen Winkel gegeneinander gerichtet, daß das Mischgut bei der Drehung der Trommel sowohl in der einen als auch in der anderen Richtung immer auf Mischflächen auftritt, welche es in derselben Richtung, nämlich nach dem Austrittende hin befördern, während die in der Trommelmitte oder gegen das Austrittende hin gelegenen Schaufeln parallele Flächen aufweisen und so das Gut je nach der Drehungsrichtung der Trommel nach der Trommelmitte führen und mischen oder hinausfördern.

Anmelder des Patentes ist Herr Otto Kaiser, Ingenieur in St. Ingbert (Rheinpfalz).

Das österreichische Patentamt hat neuerdings beschlossen, ein „Verfahren zur Herstellung von Holzriegeln, deren Stirnöffnungen vor oder nach dem Brennen mit Tonplättchen verschlossen werden“ für patentfähig zu erklären. Die Beschreibung enthält als wesentlichste Punkte folgendes: Der Lochriegelstrang wird an seiner Stirnfläche ausgekehlt und daselbst mit entsprechenden Verschlussplatten zugesetzt. Während des Abschneidens und Auskehrens des Stranges werden dessen Seitenwände mit Schmauchöffnungen versehen.

Anmelder des Patentes ist Herr Bernhard Balg in Görlitz.

Laut Beschluß des österreichischen Patentamtes wurde neuerdings auf nachstehend beschriebene Erfindung ein Patent erteilt: Eisenbahnschwelle aus armiertem Beton nach Patent Nr. 37 503, welche in jedem ihrer Köpfe mit einer oder mehreren Öffnungen versehen ist, welche zur Aufnahme wegnehmbarer Blöcke bestimmt sind, auf denen die Schienen befestigt werden, dadurch gekennzeichnet, daß diese wegnehmbaren Blöcke nach Einbringung in ihre Öffnung in der Schwelle unter einen vorspringenden Teil der Schwelle unter eine Schulter oder schiefe Fläche derselben geschoben und in ihrer Arbeitsstellung durch einen Keil aus Beton oder einem anderen Materiale festgehalten werden, welcher Keil in derselben Öffnung der Schwelle neben dem unbeweglich zu fixierenden Block gelagert ist.

Anmelder des Patentes sind Herr Gaston Liebeaux Ingenieur in Nantes und Herr François Hennebique Ingenieur in Paris.

Das österreichische Patentamt hat neuerdings beschlossen, nachstehend beschriebenes Verfahren unter Patentschutz zu stellen: Verfahren zur Herstellung von Eisenbetonbalkendecken, dadurch gekennzeichnet, daß vor Einbringung jedwedem Betons, die den oberen Trägerflansch ersetzenden Eiseneinlagen des Druckgurtes vorerst auf ihrem Wesen nach bekannte, entsprechend ausgebildete, standknicke- und torsionssichere, in sich geschlossene Tragbügel aufgelegt werden und hierauf durch gewöhnliche Bügel, die zu beiden Seiten der Tragbügel angeordnet sind, in der Weise nach oben hin fixiert werden, daß die Enden der Bügel ösenartig um die Eisen heruntergebogen werden.

Anmelder des Patentes ist Herr Ingenieur Felix Adutt in Wien.

Neue in Ungarn angemeldete Patente.

„Verfahren zur Herstellung von wasserdichten muldenförmigen Betonkörpern für Untergrundbahn- oder ähnliche Bauten“ Richard Müller, Bauaufseher in Dresden.

K. 3860. Emil Klein, Fabrikdirektor in Weißenbach b. Triest. „Eisenbetonschwelle“ Va/1. 7. 6. 1909.

Sch. 2025. Karl von Schmoll, Fabrikant in Wien.
„Verfahren zur Erhärtung von Gegenständen der Ton-, Zement- und keramischen Industrie“. XVII/b. 22. 5. 1909.
„Eisenbetonhohlsteindecke“. Josef Babicky, Ingenieur in Budapest.
„Eisenbetonrohr mit Blecheinlage und Verfahren zur Herstellung desselben“. Fried & Adorjan, Bauunternehmer in Budapest.
„Decke aus Eisenbetonzapfenbalken“. Pal Petrecz, Bauzeichner in Budapest.

Vergleichende Statistik des Kaiserlichen Patentamtes für das Jahr 1908.

Übersicht über die Patentanmeldungen, Erteilungen, Löschungen und in Kraft gebliebenen Patente nach Patentklassen, unter Berücksichtigung der im Laufe des Jahres 1908 in der Klassenzuweisung der Anmeldungen erfolgten Änderungen.

Klassennummer	Gegenstand der Klasse	Patentanmeldungen und Patenterteilungen. (Die Patenterteilungen stehen unter den Anmeldungen in schräg gedruckten Ziffern.)					Löschungen:		Am Jahres-schluss in Kraft gebliebene Patente.	
		1904	1905	1906	1907	1908	1877 bis 1908	1877 bis 1908		
80	Tonwaren, Steine, Kalk, Zement, Asphalt auch Brikettpressen . .	571 <i>195</i>	588 <i>193</i>	568 <i>238</i>	625 <i>262</i>	645 <i>199</i>	9750 <i>3460</i>	239	2961	769

die aus einer großen Anzahl von teils aufrechtstehenden, teils umgestürzten Steinsäulen besteht. Die noch aufrecht stehenden Säulen haben Höhen bis zu 5—6 Metern bei etwa einem Meter Durchmesser. Durch den herabfließenden Regen weisen die Säulen auf ihrem Umfange rohe Riefen auf, welche ihnen das Aussehen von mit primitiven Werkzeugen hergestellten dorischen Säulen verleihen. Der Säulenwald bildet bei der Abendstimmung, wenn sich riesige Viehherden in ihrer Nähe befinden, einen malerischen Anblick.

Man erklärt sich die Entstehung dieses Säulenswaldes dadurch, daß die einzelnen Säulen die Tiefe eine kalksteinhaltigen nummulithischen Gefüges bilden, durch Rieselswasser nach und nach aus der Umgebung herausgefressen sind. Die Wasser und auch der Regen haben mit der Zeit die Spitzen der Säulen ausgehöhlt, sodaß sie natürliche Wasserbecken bilden, in welchen sich der Regen ansammelt und dann allmählich über die Seiten der Säulen hinabfließt und dabei die erwähnten dorischen Kannelierungen hervorruft.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Wettbewerb für erdbebensichere Bauten.

Bekanntlich wurde in der italienischen Presse über die Preisverteilung in der Mailänder Konkurrenz für erdbebensichere Häuser viel gestritten, und darauthin wurde eine neue Konkurrenz ausgeschrieben, die gelegentlich des Kongresses der italienischen Ingenieure am 1. August in Florenz stattfand. Das Ergebnis dieser Konkurrenz ist kürzlich veröffentlicht worden, als drittbestes Projekt wurde ein deutsches bezeichnet, das als System Rud. Wolle-Dr.-Ing. R. Müller von der Società Italiana Cemento Armato, Nervi eingereicht wurde. Die drei besten Projekte sind vom Italienischen Ingenieurverein dem Ministerium zur Auszeichnung und zur Verwertung beim Wiederaufbau der zerstörten Städte von Sizilien und Calabrien vorgeschlagen worden.

Bauaufträge im Auslande.

Der Allgemeinen Hochbaugesellschaft m. b. H. in Düsseldorf (Filiaien: Köln, Hamburg) ist der Auftrag zur Ausführung eines großen Lagerhauses aus Eisenbeton verbunden mit einer Schiffsbekohlungsanlage für die Holland-Amerika-Linie in Rotterdam übertragen worden. Die Bauarbeiten belaufen sich auf etwa 1 Million Mark. Die maschinelle Anlage wird von der Benrather Maschinenfabrik Aktien-Gesellschaft in Benrath ausgeführt.

Die Steinsäulen bei Varna in Bulgarien.

Bei Dikilitatsch in der Nähe von Varna in Bulgarien befindet sich auf freiem Felde eine eigentümliche Felsformation,

Das Beton-Stadion der amerikanischen Universität in Syrakus.

Die Universität von Syrakus hat sich ein großartiges Stadion zur Abhaltung der verschiedenen Sportspiele herstellen lassen, welches ein herrliches Zeugnis für den hohen Stand der heutigen Betontechnik darstellt. Das ganze Bauwerk ist aus armiertem Beton hergestellt und ruht auf Pfeilern aus dem gleichen Material, welche Teile in den Grund bis auf den gewachsenen Boden gesenkt sind. Um das Eindringen von Feuchtigkeit in das wie ein einziger, mächtiger Stein erscheinende Bauwerk und die dadurch hervorgerufene Zerstörung desselben zu vermeiden, ist die Oberfläche mittels einer paraffinhaltigen Masse wasserdicht gemacht. Das Stadion besitzt auf der Südseite eine überdachte Tribüne von 65 m Länge, die mit 10 000 Sitzplätzen versehen ist. Von hier aus umziehen amphitheatralisch 18 Sitzreihen in einer weiten Ellipse eine Arena. An der einen Schmalseite ist ein von Türmen flankierter mächtiger Torweg errichtet, durch den die Völkermassen, welche als Zuschauer herbeieilen, in das Stadion gelangen. Die Herstellung des Stadions hat fast zwei Jahre gedauert und einen Kostenaufwand von nahezu 3 Millionen Mark verursacht.

Die Folgen des Gebrauchs unrichtig zusammengestellter Mörtel.

(Mitteilungen nach einem Vortrage von Prof. J. A. van der Kloes (Delft) auf dem internationalen Kongreß für Materialprüfungen der Technik.)

Die meisten Fehler, die sich im Mauerwerk und demzufolge im Bau als Ganzem zeigen, haben ihren Ursprung

in der unrichtigen Zusammensetzung der Mörtel. Der dadurch verursachte Verlust an Geld läßt sich zahlenmäßig nicht nachweisen, ist jedoch ungeheuer.

Erstens sind die meisten Baumeister noch immer für die Tatsache blind, daß ohne einen gewissen Sandgehalt der Mörtel schwindet und sich vom Steine löst. Vielleicht nirgends wird in dieser Hinsicht so gesündigt, wie in Holland und Belgien. Schreibt man doch noch immer, selbst in Gemeindeverordnungen größerer Städte, für gewisse Zwecke sog. starken Traßmörtel, d. h. ein Gemisch von Traß und Kalk ohne Sand, vor. Von alters her war bei uns diese Gewohnheit heimisch; unsere Vorfahren empfanden aber die Nachteile hieraus nicht so sehr wie wir, weil sie einen aus Muscheln schlecht gebrannten Kalk und einen grob gemahlten Traß benutzten, welche jeder eine gewisse Menge groben Steinpulvers als Sand in den Mörtel mitbrachten. Jetzt, wo man den Traß mehlfein verlangt und bekommt und der Muschelkalk viel besser gebrannt ist, ja selbst beim Gebrauch Lütticher Fettkalkes, behält man die alten Gemische bei. Beim Gebrauch von solchem starken Traßmörtel für fortwährend unter Wasser verbleibendes Werk beschränkt sich der Nachteil auf Geldverschwendung; in der Luft löst er sich durch das Schwinden von den Steinen. Daher das Ausfallen der Mauerfugen, das Loseliegen der Deckschichten auf Kai- und Umwehrungsmauern. Man schreibt diese Erscheinungen ziemlich allgemein dem Froste zu. Bei vielen hat sogar die Meinung Wurzel gefaßt, daß Traßmörtel nicht frostbeständig sein sollte.

Ein zweiter Anlaß zum Untergange von Mauerwerk in sandlosen oder sandarmen Traßmörteln ist das unrichtige Verhältnis zwischen Kalk und Traß. Es liegt auf der Hand, daß, wo Stoffe durcheinander gemischt werden, um zusammen einen festen Körper zu bilden, ein bestimmtes Verhältnis bestehen muß, durch welches dieser Zweck am besten zu erreichen ist. Abweichung von diesem Verhältnis, in welcher Richtung auch, wird im allgemeinen minderwertiges schaffen. Mit Traß-Kalk-Gemischen wird die höchste Vollkommenheit erreicht werden, wenn jedes Traßteilchen so von Kalkteig umgeben ist, daß seine Oberfläche vom Kalk zerlegt und an die seiner Nachbarn festgeklebt wird. Es ist in allen Hinsichten zu empfehlen, Traß und Kalk im Verhältnis etwa von 5 zu 4 Raumteilen zu Puzzolanzenement durcheinander zu mahlen. Ein Übermaß von Traß bleibt unangegriffen als neutrales Steinpulver im Mörtel zurück und wird keinen Anlaß zu Schwierigkeiten geben. Ein Kalkübermaß hingegen ist der Ursprung allerlei täglich vorkommender Schäden. Die feinen Traßteile werden dann sozusagen vom Kalkteig verschlungen; es entsteht zwar ein fester Körper, jedoch ein Körper, welcher sehr empfänglich für Wasser ist, vom Wasser ausgelaugt wird und Ausschlag sowie Mauerfraß verursacht. Das beste Verhältnis für mageren Muschelkalk ist 1 Raumteil Kalkpulver auf $1\frac{1}{4}$ Teile Traß, für fetten Steinkalk 1 Raumteil Kalkpulver auf $1\frac{1}{2}$ Teile Traß. Man verarbeitet bei uns aber $1\frac{1}{2}$ bis 3 Raumteile Kalk auf 2 Teile Traß und vergißt sogar beim Gebrauch von in Gruben gelöschtem Kalk, daß 1 Raumteil steifen Kalkteiges ungefähr 2 Teilen Kalkpulver entspricht.

Soll Portlandzementmörtel durchaus wasserdicht sein, so dürfen darin nicht mehr als 2 Raumteile Sand auf 1 Teil Zement vorhanden sein. In der Luft schwindet Mauerwerk aus diesem Mörtel auseinander, und man darf keinesfalls weniger als $2\frac{1}{2}$ Teile Sand auf 1 Teil Zement beimischen. Mörtel mit mehr als 3 Raumteilen Sand auf 1 Teil Zement ist, wenigstens für den holländischen Maurer, schon schwierig zu verarbeiten. Darum und der Preisverminderung wegen wird man auch in Deutschland sowohl wie in Holland sog. verlängerter Zementmörtel verarbeitet, d. h., es wird Kalk beigemischt, mit Rücksicht auf Ausschlag und Mauerfraß das verderblichste, was geschehen kann. Diese Erscheinungen kommen gegenwärtig denn auch so allgemein vor, daß es unbegreiflich ist, wie selbst namhafte Baumeister immer demselben schlechten Wege folgen können.

Vorschriften für die Zusammensetzung von Traß- und Zementmörtel.

Ma- gerer Kalk	Fett- kalk	Kalk- teig	Traß	Port- land- zement	Puz- zolan- (Traß- Kalk-) zement	Sand
----------------------	---------------	---------------	------	--------------------------	--	------

a) Unbedingt wasserdichte und fortwährend unterm Wasser verbleibende Mörtel.

1	—	—	$1\frac{1}{4}$	—	—	$1\frac{1}{2}$
—	1	—	$1\frac{1}{2}$	—	—	2
—	—	1	3	—	—	4
—	—	—	—	1	—	2
—	—	—	1	1	—	$2\frac{1}{2}$
—	—	—	—	—	1	1

b) Kai- und Schleusenmauern usw.

1	—	—	$1\frac{1}{4}$	—	—	2— $2\frac{1}{2}$
—	1	—	$1\frac{1}{2}$	—	—	$2\frac{1}{2}$ —
—	—	1	3	—	—	5—6
—	—	—	—	1	—	3
—	—	—	1	1	—	4
—	—	—	—	—	1	$1\frac{1}{2}$

c) Fundamente und Hochbau.

1	—	—	$1\frac{1}{4}$	—	—	3—4
—	1	—	$1\frac{1}{2}$	—	—	4—5
—	—	1	3	—	—	8—10
—	—	—	—	1	—	3
—	—	—	1	1	—	4—5
—	—	—	—	—	1	3

Es sind zweierlei Angriffsformen wahrzunehmen: erstens ein Ein- und Zerfressen von außen nach innen, im Deutschen und Holländischen so treffend mit den Worten „Mauerfraß“ und „Mauertanker“ angedeutet; und zweitens eine Abschlebung von bisweilen sehr dünnen, oft auch dickeren, harten Schiefen, welche durch Anhäufung und Aufquellen von Stoffen in den Poren unter der Oberfläche abgeprengt sind. Legt man solche Schiefer, mit der Hinterseite nach oben, auf eine mäßig erwärmte Platte, so sieht man auf dieser Seite weißen Ausschlag entstehen. Bei schnellerem, stärkerem Erwärmen bleibt er fort, weil das Wasser sodann verdampft, bevor es die Oberfläche erreicht. Aus derselben Ursache sieht man die Mauern noch mehr bei kühlem, trockenem Wetter ausschlagen als in starker Sommerhitze.

Über die Ursache der Zerstörung der Steine ist noch wenig bekannt; wahrscheinlich ist sie hauptsächlich darin zu suchen, daß die Auskristallisierung der Salze in den Poren der Steine mit Volumenvergrößerung gepaart ist, welche die angrenzenden Teile zertrümmert. Die jedesmalige Auflösung des Ausschlags durch Regen und das Wiederauskristallisieren bei Trocknung macht, daß dieselben Salzteilchen wiederholt ihre Wirkung ausüben können.

Für mich ist es zweifellos, daß die meisten Verwitterungserscheinungen bei Bauten weniger im Stein selbst als im Mörtel, worin dieser vermauert ist, ihren Grund finden. Für die wissenschaftliche Untersuchung liegt hier noch ein ausgedehntes, nahezu unbearbeitetes Feld offen. Ich möchte vorschlagen, daß unser Verband es in den Kreis seiner Arbeiten aufnehme und dazu einen besonderen Ausschuß bildet.

Bei der Besprechung dieses Vortrages durch die Versammlung hob der Redner folgende Punkte

hervor: 1. Kompakte Mörtel schwinden an der Luft. 2. Mörtel können dicht und doch in hohem Maße auslaugbar sein. 3. Druck- und Zugfestigkeitsproben sind ein schlechter Maßstab für die Tauglichkeit der Mörtel in der Praxis; sehr feste Mörtel können Ausschlag und Mauerfraß verursachen.

Über das Wasserdichtmachen von Beton.

Die weitgehende Verwendung, die der Beton heute findet, hat bei seinen Benutzungen den Wunsch rege werden lassen, ihn wasserdicht oder wenigstens undurchlässig gegen Wasser zu machen, was indes bisher so recht nicht hat gelingen wollen.

In der amerikanischen Gesellschaft für Materialprüfung hat vor kurzem Mr. G. D. White, ein Vertreter der Concrete Association of America (Amerikanische Betongesellschaft), die Ergebnisse der von dieser Gesellschaft angestellten Untersuchungen über die verschiedenen Behandlungsmethoden des Betons zur Wasserdichtmachung desselben in Form eines Vortrages zusammengefaßt. Seine Ausführungen waren äußerst interessant und seien im folgenden wiedergegeben:

Um einen einigermaßen undurchlässigen Beton zu erzielen, ist es notwendig, bei der Mischung desselben die größte Sorgfalt anzuwenden. Aber selbst dann besteht der Übelstand, daß Beton ein schlechter Wärmeleiter ist. Infolgedessen nehmen Betonbauten nur wenig Wärme von der umgebenden Luft an und sind also von einer niedrigeren Temperatur, als die umgebende Atmosphäre. Daher schlägt sich die in der letzteren enthaltene Feuchtigkeit auf den Betonwänden nieder und macht dieselben feucht, sodaß der Aufenthalt in solchen Räumen unangenehm und ungesund wird. Auch bei Lagerhäusern wird dieser Übelstand unangenehm empfunden. Hohle Bausteine aus Beton wirken nicht nur durch ihre Porösität, sondern auch durch ihre entschiedene Kapillarität nachteilig. Infolge von Regen und Schneewetter werden die aus solchen Steinen hergestellten Wände von Zeit zu Zeit gründlich durchgenäßt und bleiben auf längere Zeit feucht, was sogar in manchen Gegenden monatelang dauern kann.

Infolge solchen Feuchtseins werden Betonwände außerdem leicht fleckig, wodurch ihr an und für sich schon unansehnliches, graues Aussehen noch unansehnlicher wird.

Um den Beton wasserdicht oder undurchlässig zu machen, hat man verschiedenerlei Verfahren versucht, die man in drei Klassen zusammenfassen kann, nämlich;

1. Es werden bei der Zubereitung des Betons gewisse flüssige oder feste Bestandteile demselben beigemischt.
2. Die fertigen Betonarbeiten werden einer besonderen Behandlung unterworfen, bevor sie mit Ölfarbe gestrichen werden.
3. Die Betonarbeiten werden mit einem farblosen, wasserdichten Anstrich versehen.

Die zu der ersten Klasse gehörigen Verfahren sind nicht in allen Fällen erfolgreich und zwar, weil es sehr schwierig ist, eine gleichmäßige Verteilung der Beimischung in der Betonmasse zu erzielen.

Ferner sind solche Beimengungen leicht geeignet, die Festigkeit des Betons zu verringern, und die erzielte Wirkung steht meistens in keinem Verhältnis zu den verursachten Kosten. Wenn schließlich derartige Beimengungen eine tatsächliche Wirkung erzielen, (was durchaus nicht der Fall ist) so hat sich gezeigt, daß diese Wirkung mit der wiederholten Durchnässung des Betons abnimmt und der Beton mit der Zeit immer mehr Wasser absorbiert.

Die Behandlung des Verfahrens nach dem Verfahren der zweiten Klasse besteht im hauptsächlichsten aus einem Anstrich, entweder mit Salzsäure, einer wässrigen Lösung von schwefelsaurem Zink oder einer wässrigen Lösung von kohlenstoffsaurem Ammoniak. Von diesem ist die Salzsäure nicht nur wertlos, sondern mit der Zeit direkt schädlich. Von den beiden anderen Verfahren ist der Anstrich mit

schwefelsaurem Zink vorzuziehen. Alle drei Verfahren dienen aber nur als Unterlage für einen nachträglichen Anstrich mit Leinölfarbe der an feuchten Wänden nicht haftet. Der Maler kann daher bei Regenzeiten manchmal wochenlang warten, bis die betr. Wand hinreichend trocken geworden ist. Schließlich aber nimmt ein solcher Ölstrich der Betonwand das mauerartige Aussehen und ist somit nicht zweckentsprechend.

Die Behandlung nach der dritten Klasse der Verfahren mit farblosen Anstrichen ist insofern unzufriedenstellend, als die damit erzielte Wirkung nicht dauerhaft ist und die auf diese Weise behandelten Betonwände ein häßliches, durchnäßtes Aussehen erhalten.

Es kann indes den Anschein erwecken, als ob die Untersuchungen der oben genannten Gesellschaft doch zur Herstellung eines Anstrichs, des sogenannten Cementthide geführt haben, welches tatsächlich geeignet ist, den Beton undurchlässig zu machen.

Betonwände, die mit diesem Anstrich überzogen sind, nehmen einen Bewurf besser an; auch ist die Wirkung der Kapillarität behoben. Der Anstrich erzeugt ein mattes Aussehen und kann in jeder beliebigen Farbe hergestellt werden.

Näheres über die Zusammenstellung des Cementthide hat der Vortragende leider nicht gegeben.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Graphische Tabellen für Eisenbetonkonstruktionen. Von Dipl.-Ing. H. Nitzsche u. d. Kgl. Landmesser G. Schewior. Verlag W. Engelmann, Leipzig.

Preis geb. M 20.—.

Seinem Inhalt nach zerfällt das Werk in drei Teile: Zunächst enthält es einen Abdruck der ministeriellen Bestimmungen über Eisenbeton in Preußen und Österreich (S. 6—20). Den Hauptteil bilden 12 Tafeln. Die Anwendung dieser Tafeln ist an Beispielen erläutert.

Tafel 1 und 2 dienen zur Ermittlung der Momente $\frac{pl^3}{m}$

für $p = 100—1000 \text{ kg/m}$, $l = 1,0—15,0 \text{ m}$ und $m = 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22$ und 24 .

Tafel 3 und 4 ergeben die Abmessungen einfach armerter Platten und Plattenbalken für $\sigma_e = 1000$, $\sigma_b = 15—40 \text{ kg/cm}^2$, $n = 15$ und $h-a = 5—130 \text{ cm}$. Die Tafeln sind so zusammengestellt, daß sie sich auch für andere Werte von σ_e und n benutzen lassen.

Tafel 5 und 6 enthalten Gewicht und Querschnitt von Rund- und Quadrateisen von $1,0—80 \text{ mm}$ und $1—20$ Stück.

Die Tafeln 7 und 8 dienen zur Bestimmung der Schub- und Haftspannungen. Aus den Tafeln 9—12 endlich kann man die Abmessungen von doppelt armerter Platten und Plattenbalken entnehmen, und zwar bei $d \geq x$ für $\sigma_b = 20—50 \text{ kg/cm}^2$ und $d < x$ für $\sigma_b = 40$ und 35 kg/cm^2 .

Schließlich enthält das Buch noch einen sehr wertvollen Anhang mit Hilfsangaben für Festigkeitsberechnungen und zwar: Eigengewichte von Baustoffen und Materialien, von Decken und Dächern, von Eisenbetonplatten, Nutzlasten für Gebäude, Straßenbrücken und Eisenbahnbrücken (Belastungsgleichwerte für letztere), Momente für kontinuierliche Balken auf 3, 4 und 5 Stützen bei gleicher Felderteilung und auf 4 Stützen bei ungleicher Teilung.

Die Tafeln lassen sich bei einiger Übung sicher gut anwenden; doch bieten sich, namentlich infolge des öfteren Überganges von einem Diagramm zum anderen (gewöhnlich sind 4 Diagramme zu benutzen) viele Fehlerquellen; sie sind daher für Feststellung endgültiger Werte wohl weniger zu gebrauchen, desto besser aber für Überschlagsrechnungen und Entwürfe, weil sich leicht eine ganze Reihe von Balken beliebiger Abmessungen und beliebiger Armatur finden läßt, die den Anforderungen des betreffenden Entwurfes genügen.

Dipl.-Ing. Conrad.

Über den Querschnitt der Stau Mauern von Dr.-Ing. Ferd. Platzmann (mit 53 Figuren im Text und 2 Tafeln). Leipzig, Verlag von Wilhelm Engelmann. 1908.

Der Verfasser des Buches zeigt die Mängel, welche den bis heute geübten Verfahren für die Berechnung von Stau Mauern anhaften und leitet in ausführlicher Weise ein neues Verfahren ab, das zwar naturgemäß auch nur eine annähernde Bestimmung der Mauerbeanspruchungen gestattet, das aber die für stabförmige Körper (Körper mit lotrechten Begrenzungsflächen) gültigen statischen Gesetze nicht ohne weiteres übernimmt, sondern durch einige wesentliche Ergänzungen das Vorhandensein geneigter Begrenzungsflächen entsprechend berücksichtigt.

Der Grundgedanke der Platzmannschen Rechnungsmethode ist kurz der, daß bei Ermittlung des vorteilhaftesten Querschnittes der Stau mauer nicht wie bisher die Normalspannungen sondern die Hauptspannungen in Betracht zu ziehen sind. Es ist der Verdienst des Verfassers des hier besprochenen Buches, durch einwandfreie Ableitungen von Grundgleichungen und deren Anwendung auf bereits ausgeführte Stau mauern gezeigt zu haben, daß die nach den bisherigen Verfahren ermittelten größten Normalspannungswerte nicht unerheblich kleiner sind wie die nach der neuen Art gefundenen größten Hauptspannungswerte und daß demnach den bereits bestehenden Stau mauern nicht immer „die Sicherheitsgrade eigen sind, deren Erreichung von den Erbauern beabsichtigt war“.

Bezüglich der Verteilung der Normalspannungen über eine wagerechte Schnittfläche hat Platzmann die Annahme gemacht, daß sie wie bei Körpern mit lotrechten Begrenzungsflächen annähernd nach einem Trapez erfolge. Damit ist der Verfasser von der gleichen Anschauung ausgegangen wie Mohr in seiner Arbeit „Der Spannungszustand einer Stau mauer“ (Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten Vereins 1908), daß nämlich die bisweilen vertretene Ansicht, die Schubspannungen verteilen sich über einen solchen wagerechten Schnitt nach den Gesetzen einer Parabel, völlig unzutreffend und zu verwerfen sei.

Bei der Wichtigkeit des behandelten Gegenstandes stellt die Abhandlung Platzmanns zweifellos eine Lösung dar, deren Kenntnisnahme und Anwendung heute kein gewissenhafter Konstrukteur einer Stau mauer vertreten kann und darf. Ing. Nachr. (Wien).

G. Glockemeier, Diplom-Bergingenieur, Buchführung und Bilanzen. Eine Anleitung für technisch Gebildete. Berlin 1909. Verlag von Julius Springer. brosch. M 2.—.

In technischen Kreisen ist man seit kurzem zur Erkenntnis gelangt, daß nicht nur rein technische, sondern auch technisch-wirtschaftliche Fragen den Ingenieur des 20. Jahrhunderts interessieren müssen, wenn er sich nicht den Vorwurf der Einseitigkeit gefallen lassen will.

Zu den Disziplinen, die in erster Linie geeignet sind den Techniker in den Verwaltungsapparat von industriellen Unternehmungen einzuführen, gehört unstreitig die Buchführung; nur durch sie ist man imstande einen Einblick in die finanzielle Lage eines Werkes zu erhalten und im engsten Zusammenhang mit ihm stehen Bilanz und Selbstkostenberechnung. Je besser organisiert die Buchführung ist, desto leichter kann man die schwere Frage industrieller Kalkulation fachgemäß richtig lösen.

Glockemeier wählt in seinem Werke, das den Laien in das Wesen der Buchführung einführen soll, die Erklärungsweise auf mathematischer Grundlage, die er sehr zweckmäßig durch eine Reihe von Beispielen ergänzt; wünschens-

wert wäre es nur gewesen, wenn Glockemeier dem Fabrikationskonto, der Seele der Industriebuchführung, mehr Raum gewidmet hätte. Auch über die buchhalterische Durchführung der Abschreibungen auf Anlagekonten hätte Glockemeier ausführlicher berichtet und auf die Mißstände hinweisen sollen, die heutzutage bei der Ermittlung der Amortisationsquoten üblich sind.

Im großen ganzen aber gibt das Buch eine klare und erschöpfende Darstellung des umfangreichen Materials, und es wäre nur zu wünschen, daß die deutsche Technikerschaft mehr als bisher solche Bücher auch liest.

Dipl.-Ing. C. M. Lewin.

E. Haimovici, Der Eisenbetonbau. Band 275 der Sammlung: „Aus Natur und Geisteswelt“. Verlag von B. G. Teubner, Leipzig. 132 S. 81 Abb. Preis geh. M 1,— geb. M 1,25.

Der Verfasser hat sich die Aufgabe gestellt, hauptsächlich dem Laien wie auch dem Techniker, der nicht Betonfachmann ist, ein Bild von dem Wesen und dem Wert des Eisenbetons zu geben. Der erste Teil behandelt das Baumaterial, die Ausführung und die Anwendung der Eisenbetonbauten, der zweite die Grundlagen der statischen Berechnung und diese selbst. Soweit es bei dem geringen Umfang des Buches möglich war, ist dem Verfasser der Zweck gut gelungen, nur wäre bei dem Kapitel „Anwendung des Eisenbetons“ die Aufzählung von weiteren Beispielen ausgeführter Bauten am Platze gewesen, von denen es ja in und bei jeder größeren Stadt viele gibt, so daß der Leser sich leicht an fertigen Bauten ein Bild von der Wichtigkeit des Eisenbetons machen konnte.

Dipl. Ing. E. Conrad.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

M. Foerster, Prof. „Die Eisenkonstruktionen der Ingenieurhochbauten.“ Ein Lehrbuch zum Gebrauche an Techn. Hochschulen und in der Praxis. Ergänzungsband zum Handbuch der Ingenieurwissenschaften. IV. verb. Aufl. 1040 Seiten, 1413 Abb. im Text und 37 Tafeln. Verlag W. Engelmann, Leipzig. 1909. Preis geh. M 56.—.

P. Ludwik, „Elemente der Technologischen Mechanik.“ 57 Seiten. Mit 20 Textfiguren und 3 lithogr. Tafeln. Verlag von Julius Springer. Berlin 1909. Preis geh. M 3.—.

W. L. Andree, „Zur Eisenbetontheorie“ eine neue Berechnungsweise. 73 Seiten, 60 Textfiguren. Verlag R. Oldenbourg, München 1909. Preis geh. M 3.—.

W. Ritter, Handbuch für den Zementwaren- und Kunststeinfabrikanten. 300 Seiten, 11 Tafeln, 275 Abb. im Text. Verlag Carl Marhold, Halle. a. S. 1909. Preis br. M 5.—, geb. in Leinen M 6.—.

Neue Kalender.

Deutscher Baukalender 1910, Teil I—III. Verlag der Deutschen Bauzeitung G. m. b. H., Berlin. Preis M 3.50.

Neue Kataloge.

Lindenthal & Co. Berlin W 50, Maschinen und Formen für die Zementwarenindustrie!

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.

*Ingenieurbureau u. Eisenbetonbau-Unternehmung
für Hoch- und Tiefbau.*

Stuttgart

TELEPHON 3340.

Karlsruhe

TELEPHON 2479.

Ulm a. D.

TELEPHON 982.

H. Pek

PROJEKTIERUNG UND AUSFÜHRUNG VON

BETON-UND EISENBETON-BAUTEN

*Brücken, Wasserbehälter, Silos, Fabrikbauten, Lagerhäuser etc.
Fundierungen, Eisenbetonpfähle, Isolierdecken für Stallungen.*

Besteigbare Eisenbetonmaste, System "Saxonia" u. "Bavaria".

ERSTE REFERENZ. PROSPEKTE, PLÄNE UND VORANSCHLÄGE AUF ANSUCHEN.



Grossviehmarkthalle Stuttgart

Dyckerhoff & Widmann A.-G.

Tiefbau-Unternehmung, Spezialgeschäft für Beton- und Eisenbeton-Bauten
im Tief- und Hochbau.

Fabriken für Zementwaren.

Biebrich a. Rh. □ Karlsruhe □ Nürnberg □ München □ Dresden □ Berlin □ Hamburg

Gründung der Firma Dyckerhoff & Widmann 1865. □ □ □ Zahlreiche erste Medaillen und Auszeichnungen.

Betonpfähle nach Patent **Strauss**, bewährte, vorteilhafte und billige Gründungsweise für alle Bodenverhältnisse



Kgl. Preuß. Goldene
Staatsmedaille 1904

oooooooooooo

Entwürfe mit
Kosten-Anschlägen
für alle
einschlägigen
Bauausführungen.

oooo



Wasserturm in Eisenbeton.



Kgl. Sächs. Staatsmedaille
1897.

oooooooooooo

Lieferung
von Zementröhren,
Kanalisations-
Artikeln sowie
Kunststeinen aller
Art.

oooo

[43]

Besuch
erbeten.

Mischmaschinen für Mörtel
u. Beton

Dr. Gaspary u. Co., MarkKranstädt

Prospekt RR Nr. 15 gratis.

Grösste Firma
der Branche.

Wunstorfer Portland Cementwerke A.-G.

Telegramm - Adr:
Cementwerke.

Wunstorf.

Fernsprecher:
Amt Wunstorf №2.

Fabrikat von grösster Gleichmässigkeit,
Volumbeständigkeit und Mahlfeinheit.

Kleeblatt-
Cement.

Rein graue Farbe.



Marke
I. Ranges.

Höchste Festigkeiten.

Beton-Mischmaschine "Ich kann's" mit automatischer
Meßvorrichtung leistet pro Tag bei Bewegung durch einen Mann
ca. 100 Cbmtr. [45] **E. R. Schnorbus, Hamburg 7, Klostertor 3.**

Zementbaugeschäft

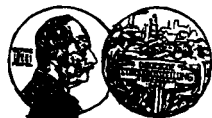
Rud. Wolle, Leipzig

35] Spezialausführung von
Beton- und Eisenbetonbauten
für
Hoch- und Tiefbau.

Höchste Auszeichnung



LEIPZIG 1897
Grosse goldene Medaille.



LONDON 1903
Goldene Medaille.

Stampfbeton-Bauten. Eisenbeton-Bauten
aller Art.

Möller-Konstruktionen — Viktoriadecke D. R. Pat.

Wolles Konsoldecke — Wolles Hohldecke D. R. Pat.

Wolles Saxonia-Eisenbeton-Mast.

Eisenbeton

Allgemeine Hochbau-Gesellschaft

M.B.H.

Düsseldorf

Filialen:

CÖLN-HAMBURG
Beton- u. Eisenbeton für Hoch- u. Tiefbau

Kataloge-Entwürfe
Ingenieurbezuch u. Korfenanrchtige

Diesem Hefte ist eine Bestellkarte für

Fehlands Ingenieur-Kalender

1910

beigefügt.