

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das Gesamtgebiet des Bauwesens, über Baustoff und Konstruktionen, über wirtschaftliche Fragen und verfolgt auch die für den Bauingenieur wichtigen Normungsfragen. Originalbeiträge nehmen an:

Professor Dr.-Ing. Max Förster, Dresden } Technische Hochschule, Bauingenieur-
Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden } Gebäude, George Bähr-Straße 1
Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B., Technische Hochschule;
Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Petry, Direktor des Deutschen Beton-Vereins Obercassel (Siegkreis)

Dipl.-Ing. W. Rein, Leiter der techn. Abteilung des Deutschen Eisenbau-Verebandes Berlin W 9, Linkstraße 16:

Alle sonstigen, für die Schriftleitung bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Dresden, Technische Hochschule, Bauingenieur-Gebäude
George Bähr-Straße 1.

erscheint wöchentlich und kann im **In- und Auslande** durch jede Sortimentsbuchhandlung, jede Postanstalt oder den unterzeichneten Verlag bezogen werden. Preis vierteljährlich für das In- und Ausland 7,50 Goldmark (1 Gm. = 10/42 Dollar nordamerikanischer Währung). Hierzu tritt bei direkter Zustellung durch den Verlag das Porto bzw. beim Bezuge durch die Post die postalische Bestellgebühr. Einzelheft 0,80 Goldmark zuzüglich Porto.

Mitglieder des Deutschen Eisenbau-Verebandes, des Deutschen Beton-Vereins, sowie der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen haben bei direkter Bestellung beim Verlag Anspruch auf einen Vorzugspreis.

Preis der Inland-Anzeigen: Ganzseiten: 180 Goldmark.

Kleine Anzeigen: 0,18 Goldmark für die einspaltige Millimeter-Zeile.

Bei 18 26 52 maliger Wiederholung innerhalb Jahresfrist
10 20 30% Nachlaß. Für Vorzugsseiten besondere Vereinbarung.

Die Umrechnung des Goldmarkbetrages erfolgt zum amtlichen Berliner Dollarkurs am Tage des Zahlungseingangs. 4,20 Goldmark = 1 Dollar. Die Zahlung hat innerhalb 5 Tagen nach Rechnungsdatum (für Gelegenheitsanzeigen und Stellengesuche sofort bei Bestellung) **nur** auf Postscheckkonto 118935 Berlin **Julius Springer** abzug- und spesenfrei zu erfolgen. Bei Zahlungsverzug werden die üblichen Bankzinsen berechnet. Klischee-Rücksendungen erfolgen zu Lasten des Inserenten.

VERLAGSBUCHHANDLUNG JULIUS SPRINGER, BERLIN W 9, LINK-STRASSE 23/24.

Fernsprecher: Amt Kurfürst 6050-53.

Drahtanschrift: Springerbuch Berlin.

Reichsbank-Giro-Konto. Deutsche Bank, Berlin, Depositen-Kasse C. Postscheckkonten: für Bezug von Zeitschriften und einzelnen Heften: Berlin Nr. 20120 Julius Springer, Bezugsabteilung für Zeitschriften; für Anzeigen, Beilagen und Bücherbezug: Berlin Nr. 118935 Julius Springer.

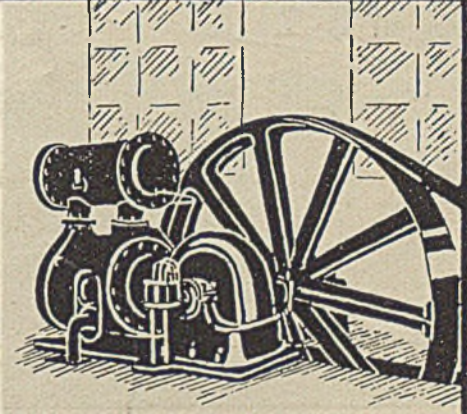
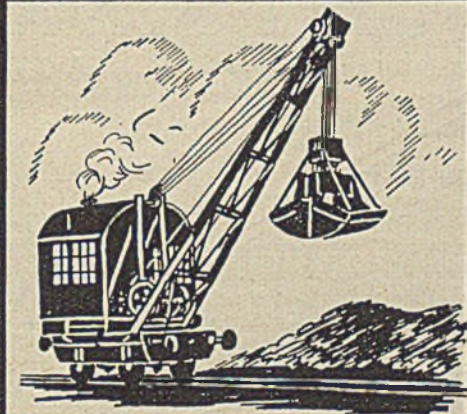
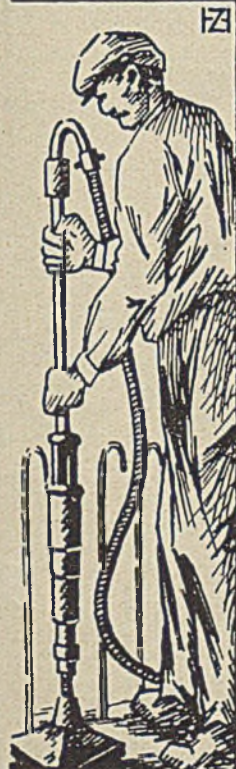
INHALT

* bedeutet Abbildungen im Text.

	Seite		Seite
Berechnung von Stockwerkrahmen für senkrechte Lasten. Von Prof. B. L ö s e r, Dresden	615*	im Jahre 1924. — Verbundpfähle aus Holz und Beton. — Bemerkenswerte Anordnung und Betrieb der gleichzeitigen Betonierung (Gußbeton) von vier großen Bauten (zwei 8stöckige, zwei 10stöckige und ein 20stöckiges Bauwerk), Dalles/Texas.*	
Durchflußweiten und Höhenlage von Brücken und Straßen an Wasserläufen. Von Oberbaurat a. D. C a s s i n o n e, Karlsruhe	620	Wirtschaftliche Mitteilungen	632
Die Bedeutung der hochwertigen Zemente für die Praxis. II. Teil. Von Robert Ö t z e n, Geh. Reg.-Rat und Professor	622*	Zuschrift zum Aufsatz „Geschäftskosten und Bautenerfolg“ in Heft 13. — Arbeitsmarktlage. — Lebenshaltungskostenindex. — Gesetze, Verordnungen, Erlasse. — VIII. Tagung der Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands am 12. September 1925 in Freiburg in Baden.	
Kurze technische Berichte	629	Bücherbesprechungen	634
Hauptversammlung des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine in Essen in der Zeit vom 16.—21. Juli 1925. — Beschleunigung der Trockenlegung der Zuiderzee. — Fortschritte im Bau von Betonstraßen in den Vereinigten Staaten			

Die Literaturschau, bearbeitet und gesammelt von Reg.-Baumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden, befindet sich hinter der Textseite 630.

DEMANG



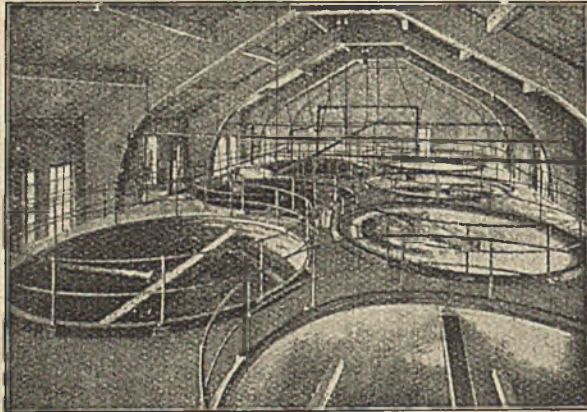
Pressluft-Anlagen
und
Werkzeuge
für Hoch- und Tiefbau —
Normal Dampfkranne
ab Lager lieferbar !!

DULISBURG

DYWIDAG

DYCKERHOFF & WIDMANN A.G.

gegr. 1865



Gürballe der Sulfitfabrik „Feldmühle“, Odermünde

BAUNTERNEHMUNG ZEMENTWAREN - FABRIKEN

Stammhaus Bleibach a. Rh.

Niederlassungen und Interessens-
gemeinschaften an den wichtigsten
Plätzen des In- und Auslandes

Beton- und Mörtelmischer D. R. P.



die führende Marke!

DIFFERDINGER BREITFLANSCHTRÄGER

IN NORMAL- UND HOCHBAUSTAHLGÜTE



HEINR. AUG. SCHULTE
AKT. - GES.
DORTMUND

HANNOVER - BERLIN - HAMBURG - LEIPZIG - CASSEL - NÜRNBERG

ALLEINVERKAUF FÜR DEUTSCHLAND

BERECHNUNG VON STOCKWERKRAHMEN FÜR SENKRECHTE LASTEN.

Von Prof. B. Löser, Dresden.

Durch die zu erwartenden neuen deutschen Eisenbetonbestimmungen gewinnt die Berechnung von Stockwerkrahmen erhöhte Bedeutung. In der folgenden Arbeit wird gezeigt, daß diese Rechnung für senkrechte Lasten auf verhältnismäßig einfache Weise möglich ist. Einen beachtenswerten Beitrag zu dieser Frage lieferte Diem in Beton u. Eisen 1924: „Die Berechnung der Geradstabwerke mit unverschieblichen Eckpunkten“. Ferner wurde benutzt die Arbeit des Verfassers über Momenten-Stützkräfte (Arm. Beton 1918).

1. Bezeichnungen.

Stäbe werden fortlaufend bezeichnet 1, 2, 3, n, Knoten werden fortlaufend bezeichnet I, II, III,¹⁾ Die Momentenstützkräfte eines Stabes entstehen, wenn man seine Momentenfläche als Stabbelastung betrachtet. Momentenstützkräfte im n ten Felde:

- \mathfrak{M}_n und \mathfrak{B}_n für die resultierende Momentenfläche,
- \mathfrak{M}_n^0 und \mathfrak{B}_n^0 für die einfache Momentenfläche des statisch bestimmten Balkens.

- Auflagerverdrehung des Stabes 3 am Knoten IV: τ_{3IV} ,
- Stützenmoment des Laststabes 5 am Knoten IV: X_{5IV} ,
- Stützenmoment des unbelasteten Anschlußstabes 4 am Knoten II: M_{4II}
- Stablänge des Stabes 6: l_6 ,
- Trägheitsmoment aller Querschnitte des Stabes 6: J_6 ,
- reduziertes Trägheitsmoment des Stabes 6: $w_6 = J_6 : l_6$.

2. Grundlagen des Verfahrens.

- a) Der Einfluß eines belasteten Stabes wird auf die unmittelbar anstoßenden Stäbe beschränkt.
- b) Die Auflagerverdrehung τ eines Stabes ist gleich der Momentenstützkraft geteilt durch EJ .
- c) Alle an einem Knoten biegungsfest angeschlossenen Stäbe verdrehen sich daselbst um den gleichgroßen Winkel τ .
- d) Die Stützenmomente M der unbelasteten Anschlußstäbe haben entgegengesetzte Richtung wie das Stützenmoment

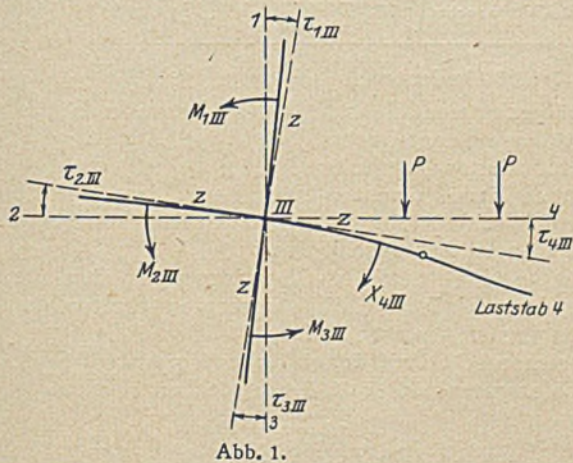


Abb. 1.

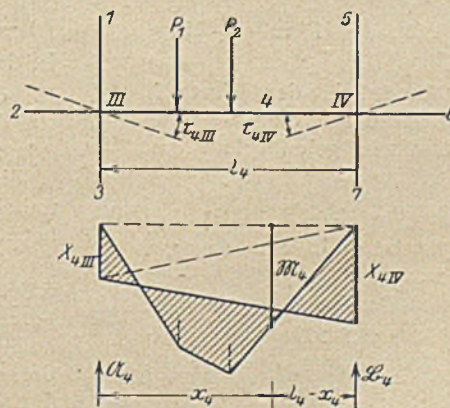


Abb. 2.

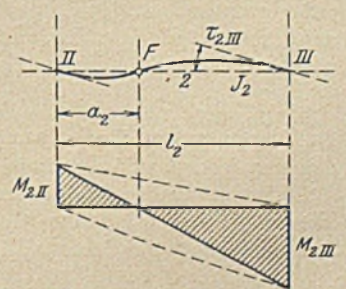


Abb. 3.

X des anstoßenden Laststabes (Abb. 1). Die absolut genommene Summe der Stützenmomente M ist gleich dem Stützenmoment X . Z bedeutet Zugseite des Stabes.

¹⁾ Für das Lesen vielleicht zweckmäßiger an Stelle I, II, III große Buchstaben A, B, C.

3. Geltungsbereich des Verfahrens.

Das Verfahren gilt streng nur dann, wenn die Stützenköpfe keine Verschiebungen, sondern nur Verdrehungen erleiden.

4. Verdrehungswinkel des Laststabes (Abb. 2).

Momentenstützkräfte der einfachen Momentenfläche:

$$\mathfrak{M}_4^0 = \int_0^{l_4} \frac{\mathfrak{M}_4(l_4 - x_4) dx}{l_4} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mathfrak{B}_4^0 = \int_0^{l_4} \frac{\mathfrak{M}_4 x_4 dx}{l_4} \dots \dots \dots (2)$$

Momentenstützkräfte der resultierenden Momentenfläche:

$$\mathfrak{M}_4 = \frac{1}{2} X_{4III} l_4 \frac{2}{3} + \frac{1}{2} X_{4IV} l_4 \frac{1}{3} + \mathfrak{M}_4^0 \dots \dots \dots (3)$$

$$\mathfrak{B}_4 = \frac{1}{2} X_{4III} l_4 \frac{1}{3} + \frac{1}{2} X_{4IV} l_4 \frac{2}{3} + \mathfrak{B}_4^0 \dots \dots \dots (4)$$

Die Auflagerdrehwinkel haben die Größe:

$$\tau_{4III} = \mathfrak{M}_4 : EJ_4; \quad \tau_{4IV} = \mathfrak{B}_4 : EJ_4 \dots \dots \dots (5)$$

$$\tau_{4III} = \left(\frac{2}{6} X_{4III} l_4 + \frac{1}{6} X_{4IV} l_4 + \frac{6}{6} \mathfrak{M}_4^0 \right) : EJ_4$$

$$6 EJ_4 \tau_{4III} = \left(2 X_{4III} + X_{4IV} + \frac{6 \mathfrak{M}_4^0}{l_4} \right) \cdot \frac{l_4}{J_4} \quad J_4 : l_4 = w_4 \dots \dots \dots (6)$$

$$6 EJ_4 \tau_{4III} = \frac{1}{w_4} \left(2 X_{4III} + X_{4IV} + \frac{6 \mathfrak{M}_4^0}{l_4} \right) \dots \dots \dots (7)$$

$$6 EJ_4 \tau_{4IV} = \frac{1}{w_4} \left(X_{4III} + 2 X_{4IV} + \frac{6 \mathfrak{B}_4^0}{l_4} \right) \dots \dots \dots (8)$$

5. Verdrehungswinkel eines unbelasteten Anschlußstabes (Abb. 3).

F sei der linke Festpunkt des unbelasteten Anschlußstabes 2 zwischen den Knoten II und III. Im Knoten III stoße der Laststab an.

Dann ist

$$\tau_{2\text{III}} = \left(\frac{1}{2} M_{2\text{III}} l_2 \frac{2}{3} + \frac{1}{2} M_{2\text{II}} l_2 \frac{1}{3} \right) : E J_2$$

$$6 E \tau_{2\text{III}} = \left(2 M_{2\text{III}} + M_{2\text{II}} \right) \frac{l_2}{J_2}$$

$$J_2 : l_2 = w_2$$

$$6 E \tau_{2\text{III}} = (2 M_{2\text{III}} + M_{2\text{II}}) \frac{1}{w_2}$$

Nach Abb. 3:

$$M_{2\text{II}} = -M_{2\text{III}} \frac{a_2}{l_2 - a_2}$$

$$6 E \tau_{2\text{III}} = \left(2 M_{2\text{III}} - M_{2\text{III}} \frac{a_2}{l_2 - a_2} \right) \frac{1}{w_2}$$

$$6 E \tau_{2\text{III}} = M_{2\text{III}} \frac{1}{w_2} \left(2 - \frac{a_2}{l_2 - a_2} \right)$$

$$6 E \tau_{2\text{III}} = M_{2\text{III}} \frac{1}{w_2} \cdot \frac{2 l_2 - 3 a_2}{l_2 - a_2} \dots \dots \dots (9)$$

Wir führen den Hilfswert $L_{2\text{III}}$ ein; er bedeutet:

$$L_{2\text{III}} = w_2 \frac{l_2 - a_2}{2 l_2 - 3 a_2} \dots \dots \dots (10)$$

$L_{2\text{III}}$ ist die Momenten-Übergangszahl des Stabes 2 am Knoten III. Sie hängt ab vom reduzierten Trägheitsmoment $w_2 = J_2 : l_2$ und von der Lage des Festpunktes F. Es wird damit

$$6 E \tau_{2\text{III}} = M_{2\text{III}} : L_{2\text{III}} \dots \dots \dots (11)$$

$$L_{2\text{III}} = w_2 \frac{l_2 - a_2}{2 l_2 - 3 a_2}$$

6. Die Größen der Übergangszahlen L.

Ausgezeichnete Werte von L sind:

bei freiem Endauflager oder bei Gelenklagerung:

$$a = 0; \quad L = 0,5 w$$

bei voller Einspannung: $a = \frac{1}{3} l; \quad L = \frac{2}{3} w,$

beim durchlaufenden Träger: $a = \frac{1}{5} l; \quad L = 0,571 w.$

Tabelle der Zahlenwerte für L:

a =	L =		a =	L =	
0	0,500 w	$M'' = 0$	0,25 l	0,600 w	$M'' = -\frac{1}{3} M'$
$\frac{2}{13} l$	0,550 w	$M'' = -\frac{2}{11} M'$	0,30 l	0,636 w	$M'' = -\frac{3}{7} M'$
$\frac{1}{5} l$	0,571 w	$M'' = -\frac{1}{4} M'$	$\frac{1}{3} l$	0,667 w	$M'' = -\frac{1}{2} M'$

Da die Elastizitätsgleichungen bezüglich der Werte L wenig empfindlich sind, genügt es, L zu schätzen. Dünne Dachgeschoßsäulen schließe man am Fuße gelenkig an den Unterbau an.

Man wähle:

- bei den untersten Säulen am Fundamentanschluß: $L = 0,667 w,$
- bei den übrigen Säulen $L = 0,600 w,$
- bei Riegeln an Randsäulen im obersten Geschosse $0,55 w = L,$ desgl. in den folgenden Geschossen $L = 0,571 w,$
- bei Riegeln an den Innenstützen aller Geschosse $L = 0,600 w.$

7. Die Elastizitätsgleichungen des Laststabes.

Nach Satz 2d: Am Knoten III (vergl. Abb. 4):

$$M_{1\text{III}} + M_{2\text{III}} + M_{3\text{III}} + X_{4\text{III}} = 0 \dots \dots \dots (12)$$

Nach Gl. (11):

$$\left. \begin{aligned} M_{1\text{III}} &= 6 E \tau_{1\text{III}} L_{1\text{III}}; & M_{2\text{III}} &= 6 E \tau_{2\text{III}} L_{2\text{III}} \\ M_{3\text{III}} &= 6 E \tau_{3\text{III}} L_{3\text{III}} \end{aligned} \right\} \dots (13)$$

Durch Verbindung von Gl. (12) u. (13):

$$6 E \tau_{1\text{III}} L_{1\text{III}} + 6 E \tau_{2\text{III}} L_{2\text{III}} + 6 E \tau_{3\text{III}} L_{3\text{III}} + X_{4\text{III}} = 0 \dots (14)$$

Nach Satz 2c:

$$\tau_{1\text{III}} = \tau_{2\text{III}} = \tau_{3\text{III}} = \tau_{4\text{III}} = \tau_{\text{III}} \dots \dots \dots (15)$$

$$6 E \tau_{\text{III}} (L_{1\text{III}} + L_{2\text{III}} + L_{3\text{III}}) + X_{4\text{III}} = 0 \dots \dots (16)$$

In der Klammer der Gleichung (16) steht die Summe der Übergangszahlen der unbelasteten Anschlußstäbe am Knoten III. Diese Summe soll mit dem Hilfswert $S_{4\text{III}}$ bezeichnet werden, so daß

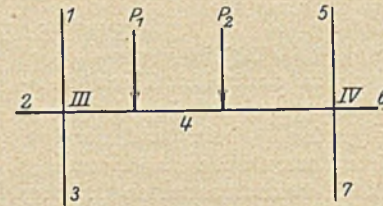


Abb. 4.

$$S_{4\text{III}} = L_{1\text{III}} + L_{2\text{III}} + L_{3\text{III}} \dots (17)$$

Damit lautet Gl. (16):

$$6 E \tau_{\text{III}} S_{4\text{III}} + X_{4\text{III}} = 0 \dots \dots \dots (18)$$

Nun war nach Gl. (7):

$$6 E \tau_{\text{III}} = \frac{1}{w_4} \left(2 X_{4\text{III}} + X_{4\text{IV}} + \frac{6 \mathfrak{A}_4^0}{l_4} \right) \dots \dots \dots (7)$$

Durch Verbindung von Gl. (7) u. (18):

$$\frac{S_{4\text{III}}}{w_4} \left(2 X_{4\text{III}} + X_{4\text{IV}} + \frac{6 \mathfrak{A}_4^0}{l_4} \right) + X_{4\text{III}} = 0 \dots \dots (19)$$

Daraus folgen die gesuchten Elastizitätsgleichungen zur Ermittlung der beiden Stützenmomente $X_{n \text{ links}}$ und $X_{n \text{ rechts}}$ eines Laststabes n zu (Abb. 5)

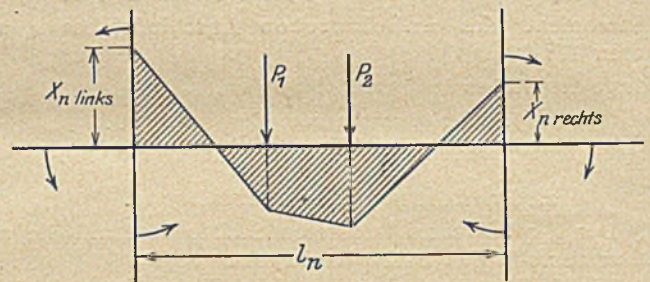


Abb. 5.

$$X_{n \text{ links}} \left(2 + \frac{w_n}{S_{n \text{ links}}} \right) + X_{n \text{ rechts}} + \frac{6 \mathfrak{A}_n^0}{l_n} = 0 \dots (I)$$

$$X_{n \text{ links}} + X_{n \text{ rechts}} \left(2 + \frac{w_n}{S_{n \text{ rechts}}} \right) + \frac{6 \mathfrak{B}_n^0}{l_n} = 0 \dots (II)$$

In den Gl. I u. II bedeuten:

- $X_{n \text{ links}}$ das Stützenmoment links } des Laststabes n von
- $X_{n \text{ rechts}}$ das Stützenmoment rechts } der Länge $l_n;$
- $w_n = J_n : l_n =$ reduziertes Trägheitsmoment;
- $S_{n \text{ links}}$ die Summe der Momenten-Übergangszahlen für alle unbelasteten Anschlußstäbe, die am linken Knoten des betrachteten Laststabes anschließen;
- $S_{n \text{ rechts}}$ die Summe der Momenten-Übergangszahlen für alle unbelasteten Anschlußstäbe, die am rechten Knoten des betrachteten Laststabes anschließen;
- \mathfrak{A}_n^0 die linke Momentenstützkraft der einfachen Momentenfläche;
- \mathfrak{B}_n^0 die rechte Momentenstützkraft der einfachen Momentenfläche.

8. Sonderfälle.

a) Links freies Endlager des Laststabes (Abb. 6).

Gl. I wird gegenstandslos.

In Gl. II wird $X_{n \text{ links}} = 0.$

$$X_{n \text{ rechts}} = -\frac{6 \mathfrak{B}_n^0}{l_n} : \left(2 + \frac{w_n}{S_{n \text{ rechts}}} \right) \dots \dots \dots (20)$$

b) Rechts freies Endlager des Laststabes (Abb. 7)-

Gl. II wird gegenstandslos.

In Gl. I wird $X_{n \text{ rechts}} = 0$.

$$X_{n \text{ links}} = -\frac{6 \mathfrak{A}_n^0}{l_n} \cdot \left(2 + \frac{W_n}{S_{n \text{ links}}} \right) \dots \dots \dots (21)$$

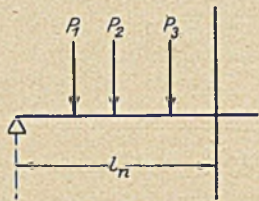


Abb. 6.

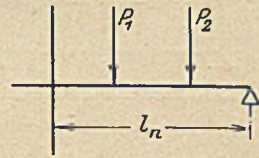


Abb. 7.

c) Links volle Einspannung (Abb. 8).

Dieser Zustand bedeutet $S_{n \text{ links}} = \infty$.

Die beiden Elastizitätsgleichungen nehmen die Form an:

$$2 X_{n \text{ links}} + X_{n \text{ rechts}} + \frac{6 \mathfrak{A}_n^0}{l_n} = 0 \dots \dots \dots (22)$$

$$X_{n \text{ links}} + X_{n \text{ rechts}} \left(2 + \frac{W_n}{S_{n \text{ rechts}}} \right) + \frac{6 \mathfrak{B}_n^0}{l_n} = 0 \dots \dots \dots (23)$$

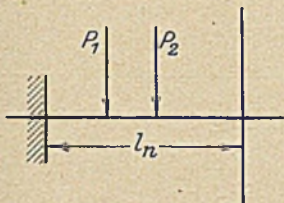


Abb. 8.

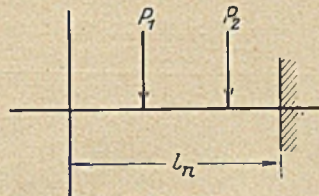


Abb. 9.

d) Rechts volle Einspannung (Abb. 9).

In Gl. II ist $S_{n \text{ rechts}} = \infty$ zu setzen. Damit wird

$$X_{n \text{ links}} \left(2 + \frac{W_n}{S_{n \text{ links}}} \right) + X_{n \text{ rechts}} + \frac{6 \mathfrak{A}_n^0}{l_n} = 0 \dots \dots (24)$$

$$X_{n \text{ links}} + 2 X_{n \text{ rechts}} + \frac{6 \mathfrak{B}_n^0}{l_n} = 0 \dots \dots \dots (25)$$

e) Belastung symmetrisch zur Mitte des Laststabes, (Abb. 10).

In den Gl. I u. II wird

$$\frac{6 \mathfrak{A}_n^0}{l_n} = \frac{6 \mathfrak{B}_n^0}{l_n} \dots \dots \dots (26)$$

f) Die Belastung ist symmetrisch zur Laststabmitte,

außerdem ist

$$S_{n \text{ rechts}} = S_{n \text{ links}} = S_n.$$

Dann wird

$$6 \mathfrak{A}_n^0 : l_n = 6 \mathfrak{B}_n^0 : l_n.$$

und

$$X_{n \text{ links}} = X_{n \text{ rechts}} = X_n.$$

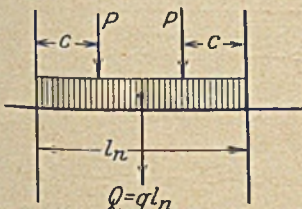


Abb. 10.

Es wird

$$X_{n \text{ links}} = X_{n \text{ rechts}} = -\frac{6 \mathfrak{A}_n^0}{l_n} \cdot \frac{W_n}{S_n} \dots \dots (27)$$

9. Stützenmomente der unbelasteten Anschlußstäbe.

Nach Satz 2c (vergl. Abb. 1) ist

$$\tau_{1 \text{ III}} = \tau_{2 \text{ III}} = \tau_{3 \text{ III}} \dots \dots \dots (28)$$

Nach Gl. (11):

$$\frac{M_{1 \text{ III}}}{L_{1 \text{ III}}} = \frac{M_{2 \text{ III}}}{L_{2 \text{ III}}} = \frac{M_{3 \text{ III}}}{L_{3 \text{ III}}} \dots \dots \dots (29)$$

$$M_{2 \text{ III}} = M_{1 \text{ III}} \cdot \frac{L_{2 \text{ III}}}{L_{1 \text{ III}}}; \quad M_{3 \text{ III}} = M_{1 \text{ III}} \cdot \frac{L_{3 \text{ III}}}{L_{1 \text{ III}}} \dots \dots (30)$$

Diese Werte in Gl. (12) eingesetzt:

$$M_{1 \text{ III}} + M_1 \frac{L_{2 \text{ III}}}{L_{1 \text{ III}}} + M_1 \frac{L_{3 \text{ III}}}{L_{1 \text{ III}}} + X_{4 \text{ III}} = 0 \dots \dots (31)$$

$$M_{1 \text{ III}} \left(\frac{L_{1 \text{ III}}}{L_{1 \text{ III}}} + \frac{L_{2 \text{ III}}}{L_{1 \text{ III}}} + \frac{L_{3 \text{ III}}}{L_{1 \text{ III}}} \right) + X_{4 \text{ III}} = 0 \dots \dots (32)$$

Nach Gl. (17):

$$L_{1 \text{ III}} + L_{2 \text{ III}} + L_{3 \text{ III}} = S_{4 \text{ III}} \dots \dots \dots (17)$$

$$M_{1 \text{ III}} \frac{S_{4 \text{ III}}}{L_{1 \text{ III}}} + X_{4 \text{ III}} = 0 \dots \dots \dots (33)$$

Daraus

$$\begin{aligned} M_{1 \text{ III}} &= \frac{L_{1 \text{ III}}}{S_{4 \text{ III}}} X_{4 \text{ III}} \\ M_{2 \text{ III}} &= \frac{L_{2 \text{ III}}}{S_{4 \text{ III}}} X_{4 \text{ III}} \dots \dots \dots (III) \\ M_{3 \text{ III}} &= \frac{L_{3 \text{ III}}}{S_{4 \text{ III}}} X_{4 \text{ III}} \end{aligned}$$

d. h. das Stützenmoment $X_{4 \text{ III}}$ verteilt sich auf die unbelasteten Anschlußstäbe im Verhältnis der Übergangszahlen L. Die Momente M haben entgegengesetzten Drehsinn wie das Stützenmoment $X_{4 \text{ III}}$ des Laststabes 4.

10. Vorzeichen der Momente.

	Positive Momente erzeugen	Negative Momente erzeugen
in wagerechten Riegeln	unten Zug	oben Zug
in senkrechten Ständern	links Zug	rechts Zug

Der Sinn der Momente ergibt sich eindeutig aus folgenden Überlegungen: Senkrechte Belastung auf einem wagerechten Laststabe erzeugt an den 2 Knoten desselben immer negative Stützenmomente X. Die Momente M der unbelasteten An-

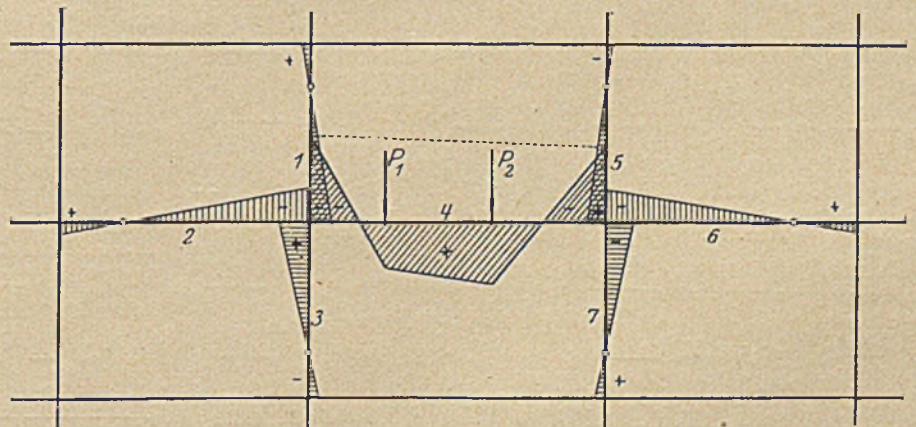
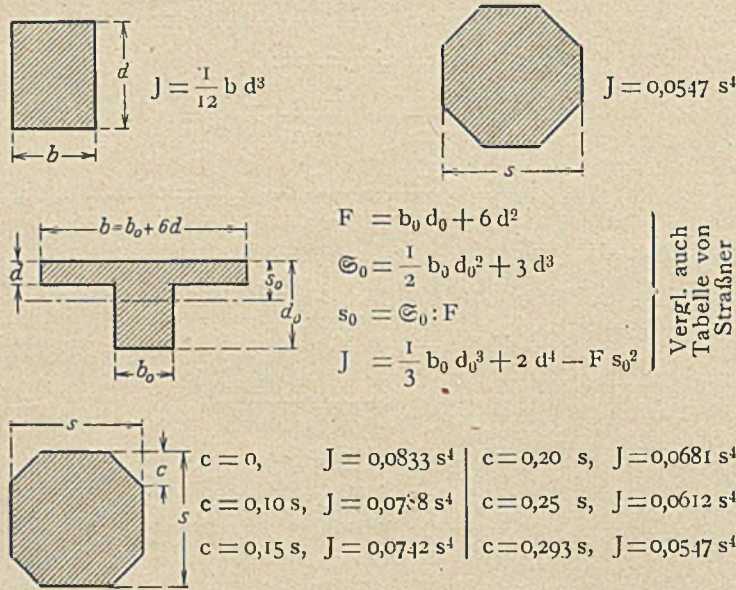


Abb. 11.

schlußstäbe haben entgegengesetzten Sinn wie das Stützenmoment X am betrachteten Knoten. In Abb. 1 sind die Momente der Stäbe 1-4 am Knoten III eingetragen für den Fall, daß Stab 4 Laststab ist. Abb. 11 zeigt den Momentenverlauf wenn Stab 4 allein belastet ist.

11. Die Trägheitsmomente der Querschnitte.

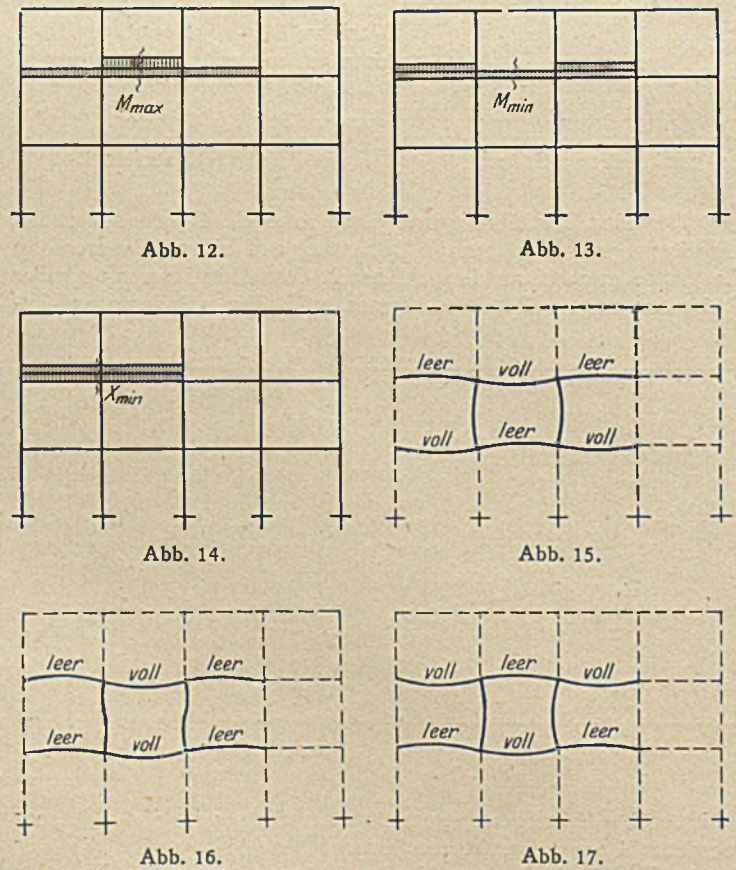
Die Trägheitsmomente drücke man in cm^4 aus, um übersichtliche Werte zu erhalten. Die Eisen bleiben außer Ansatz, auch die Umschnürung von Säulen.



12. Ungünstigste Lastenstellung.

Für die wagerechten Riegel eines Stockwerkrahmens stimmt die ungünstigste Lastenstellung mit der eines durchlaufenden Trägers überein (Abb. 12 bis 14).

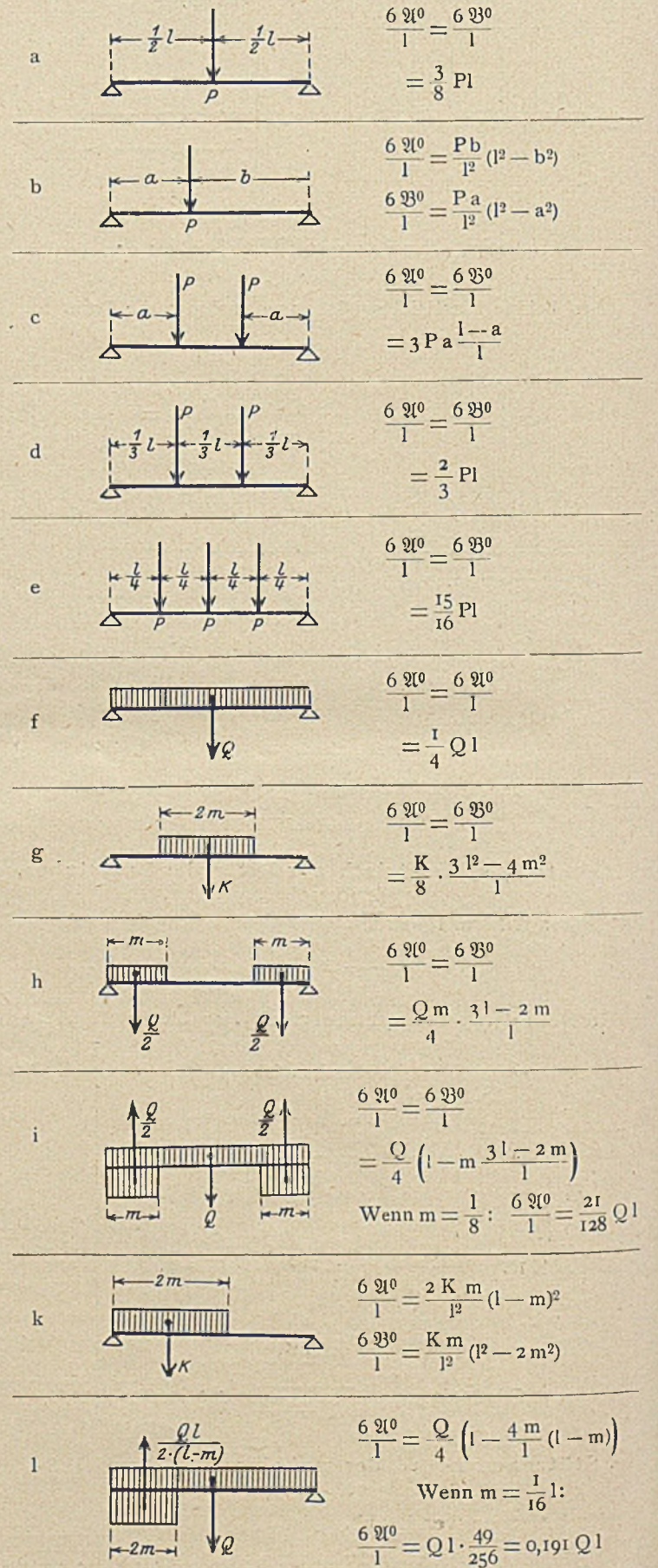
Bei den in Abb. 15—17 dargestellten Lastenstellungen werden die Momente in den Säulen zu Grenzwerten.

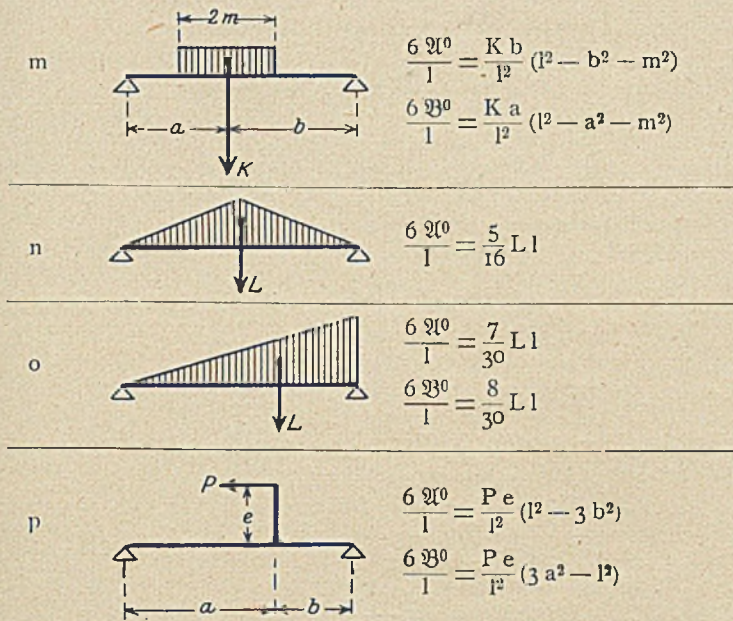


Bei den in Abb. 14—16 dargestellten Lastenstellungen werden die Momente in den Säulen zu Grenzwerten.

13. Belastungsglieder $\frac{6 \mathcal{Q}^0}{1}$ und $\frac{6 \mathcal{B}^0}{1}$.

Die Belastungsglieder $\frac{6 \mathcal{Q}^0}{1}$ und $\frac{6 \mathcal{B}^0}{1}$ sind die Kreuzlinienabschnitte der Momentenfläche. 1 bedeutet die Balkenstützweite.





14. Rechnungsverlauf.

- Bestimmung der reduzierten Trägheitsmomente $w_n = J_n : l_n$ für alle Stäbe des Tragwerkes.
- Bestimmung der Momenten-Übergangszahlen L gemäß Abschn. 6.
- Man behandelt getrennt die einzelnen Laststäbe und sucht zu jedem Laststab die Belastungsglieder $\frac{6 \mathfrak{M}_n^0}{J_n}$ und $\frac{6 \mathfrak{B}_n^0}{J_n}$, die Stützenmomente $X_{n \text{ links}}$ und $X_{n \text{ rechts}}$, die Anschlußmomente der unbelasteten Anschlußstäbe nach Gl. III.
- Man ermittelt nunmehr die Momentengrenzwerte bei ungünstigster Lastenstellung.

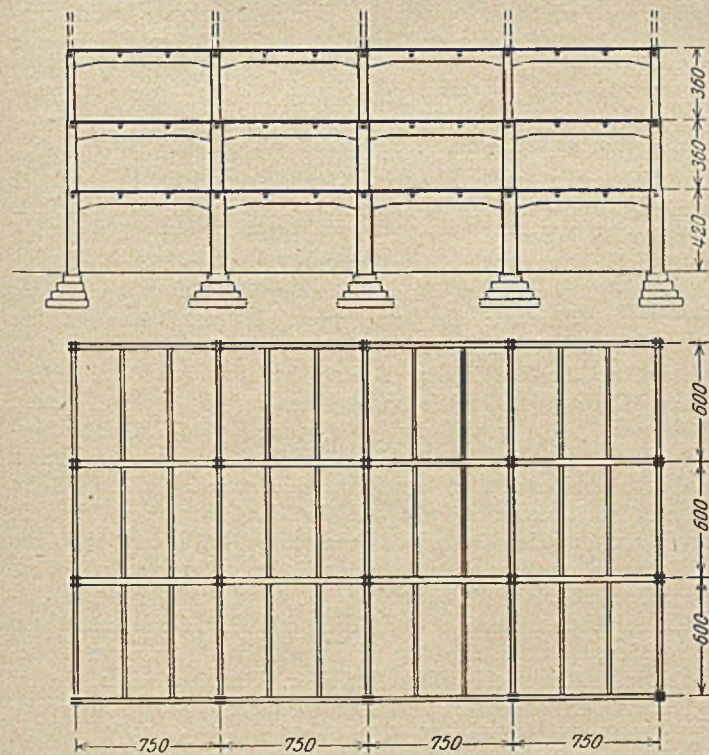


Abb. 18.

15. Zahlenbeispiel.

Das dargestellte Verfahren soll an dem Haupttragwerk einer Fabrik vorgeführt werden. Hauptbalken und Säulen der unteren drei

Geschosse (Abb. 18) sollen für ungünstigste Lastenstellung als Stockwerkrahmen untersucht werden. Für das leichte Dachgeschoß wird gelenkiger Fußanschluß in Höhe der Decke über dem 2. Obergeschoß angenommen, so daß das Dachgeschoß in der Rahmenrechnung nicht erscheint.

Lastannahmen für die drei unteren Geschosse: Verkehrslast 800 kg/m², Fußbodenbelag 100 kg/m², Deckenstärke 11 cm. 1 m Nebenbalken ist belastet mit $g = 1,010$ t/m, $p = 2,000$ t/m, $q = 3,010$ t/m. Der Hauptbalken (vgl. Abb. 19) erhält durch Eigenlast $g = 0,504$ t/m. $G = 0,504 \cdot 7,50 = 3,780$ t. Von den Nebenbalken kommen Einzellasten: bleibend $P_g = 6,060$ t, veränderlich $P_p = 12,000$ t, insgesamt $P_q = 18,060$ t.

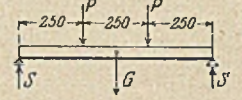


Abb. 19.

Diese Lasten ergeben als Belastungsglieder:

von der bleibenden Last nach 13f und 13d:

$$\frac{6 \mathfrak{M}^0}{l} = \frac{6 \mathfrak{B}^0}{l} = \frac{1}{4} \cdot 3,780 \cdot 7,50 + \frac{2}{3} \cdot 60 \cdot 7,50 = 37,380 \text{ tm;}$$

von der veränderlichen Last nach 13d:

$$\frac{6 \mathfrak{M}^0}{l} = \frac{6 \mathfrak{B}^0}{l} = \frac{2}{3} \cdot 12,000 \cdot 7,50 = 60,000 \text{ tm;}$$

bei Vollbelastung:

$$\frac{6 \mathfrak{M}^0}{l} = \frac{6 \mathfrak{B}^0}{l} = 37,380 + 60,000 = 97,380 \text{ tm.}$$

Trägheitsmomente in dcm⁴ nach Abschnitt 11:

Randsäulen	2. O.G. 30 · 45 cm	$J = \frac{I}{12} \cdot 3 \cdot 4,5^2 = 22,78$	dcm ⁴
„	1. O.G. 40 · 55 „	$J = \frac{I}{12} \cdot 4 \cdot 5,5^3 = 55,46$	„
„	Erdg. 48 · 65 „	$J = \frac{I}{12} \cdot 4,8 \cdot 6,5^3 = 109,9$	„
Innensäulen	2. O.G. 40 · 50 „	$J = \frac{I}{12} \cdot 4 \cdot 5^3 = 41,67$	„
„	1. O.G. 50 · 60 „	$J = \frac{I}{12} \cdot 5 \cdot 6^3 = 90,00$	„
„	Erdg. 65 · 75 „	$J = \frac{I}{12} \cdot 6,5 \cdot 7,5^3 = 228,50$	„

Hauptbalken in allen Geschossen (Abb. 20):

$$F = 3,5 \cdot 7,0 + 6 \cdot 1,1^2 = 31,76 \text{ dcm}^2$$

$$\mathfrak{C}_0 = \frac{1}{2} \cdot 3,5 \cdot 7,0^2 + 3 \cdot 1,1^3 = 89,743 \text{ dcm}^3$$

$$s_0 = 89,743 : 31,76 = 2,825 \text{ dcm}$$

$$J = \frac{I}{3} \cdot 3,5 \cdot 7,0^3 + 2 \cdot 1,1^4 - 31,76 \cdot 2,825^2 = 147,37 \text{ dcm}^4$$

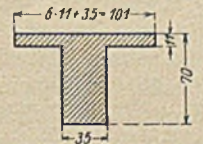


Abb. 20.

Tabelle 1.

Tabellarische Ermittlung der Größen w und L.

Stab-Nr.	J	l	w = J:l	Übergangszahlen L	M'' : M'
1	147,37	7,50	19,65	0,55 · 19,65 =	10,81 ^{2/11}
2	147,37	7,50	19,65	0,6 · 19,65 =	11,79 ^{1/2}
5	22,78	3,60	6,33	0,6 · 6,33 =	3,80 ^{1/3}
6 u. 7	41,67	3,60	11,57	0,6 · 11,57 =	6,94 ^{1/3}
10	147,37	7,50	19,65	0,571 · 19,65 =	11,22 ^{1/4}
11	147,37	7,50	19,65	0,6 · 19,65 =	11,79 ^{1/3}
14	55,46	3,60	15,40	0,6 · 15,40 =	9,24 ^{1/3}
15 u. 16	90,00	3,60	25,00	0,6 · 25,00 =	15,00 ^{1/3}
19	147,37	7,50	19,65	0,571 · 19,65 =	11,22 ^{1/4}
20	147,37	7,50	19,65	0,6 · 19,65 =	11,79 ^{1/3}
23	109,90	4,20	26,16	0,667 · 26,16 =	17,44 ^{1/2}
24 u. 25	228,50	4,20	54,40	0,667 · 54,40 =	36,28 ^{1/2}

Abb. 21 enthält das Stabwerk mit eingeschriebenen Größen w (an den Riegeln) und mit den Übergangszahlen L an allen Knoten.

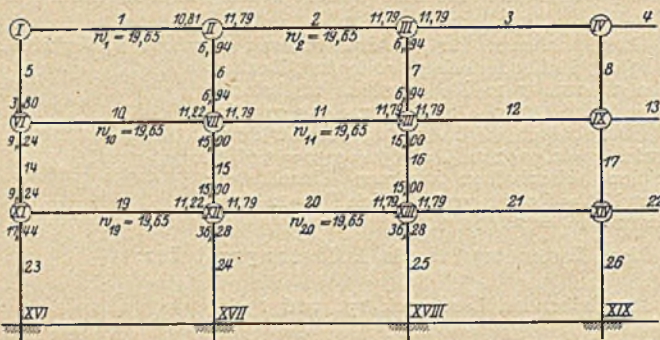


Abb. 21.

Balken über dem 1. Obergeschoß.

Bleibende Last auf Stab 10.

$$\text{Belastungsglieder: } \frac{6 \cdot 21^0}{1} = \frac{6 \cdot 93^0}{1} = 37,38.$$

$$w_{10} = 19,65$$

Summe der Übergangszahlen:

$$S_{10 \text{ links}} = 3,80 + 9,24 = 13,04$$

$$S_{10 \text{ rechts}} = 6,94 + 11,79 + 15,00 = 33,73$$

Elastizitätsgleichungen II:

$$X_{10 \text{ VI}} \left(2 + \frac{19,65}{13,04} \right) + X_{10 \text{ VII}} + 37,38 = 0$$

$$X_{10 \text{ VI}} + X_{10 \text{ VII}} \left(2 + \frac{19,65}{33,73} \right) + 37,38 = 0$$

Daraus:

$$X_{10 \text{ VI}} = -7,345 \text{ tm} \quad X_{10 \text{ VII}} = -11,627 \text{ tm}.$$

Einfluß auf die anstoßenden Stäbe nach Gl. III (Vorzeichen nach Abb. 11):

$$\text{Knoten VI: } M_{5 \text{ VI}} = -7,345 \cdot \frac{3,80}{13,04} = -2,140 \text{ tm}$$

$$\text{„ VI: } M_{14 \text{ VI}} = +7,345 \cdot \frac{9,24}{13,04} = +5,205 \text{ „}$$

$$\text{„ VII: } M_{6 \text{ VII}} = +11,627 \cdot \frac{6,94}{33,73} = +2,390 \text{ „}$$

$$\text{„ VII: } M_{11 \text{ VII}} = -11,627 \cdot \frac{11,79}{33,73} = -4,060 \text{ „}$$

$$\text{„ VII: } M_{15 \text{ VII}} = -11,627 \cdot \frac{15,00}{33,73} = -5,170 \text{ „}$$

$$\text{„ I: } M_{5 \text{ I}} = +\frac{1}{3} \cdot 2,140 = +0,713 \text{ tm}$$

$$\text{„ XI: } M_{14 \text{ XI}} = -\frac{1}{3} \cdot 5,205 = -1,735 \text{ „}$$

$$\text{„ II: } M_{6 \text{ II}} = -\frac{1}{3} \cdot 2,390 = -0,797 \text{ „}$$

$$\text{„ VIII: } M_{11 \text{ VIII}} = +\frac{1}{3} \cdot 4,060 = +1,353 \text{ „}$$

$$\text{„ XII: } M_{15 \text{ XII}} = +\frac{1}{3} \cdot 5,170 = +1,723 \text{ „}$$

(Fortsetzung folgt.)

DURCHFLUSSWEITEN UND HÖHENLAGE VON BRÜCKEN UND STRASSEN AN WASSERLÄUFEN.

Von Oberbaurat a. D. Cassinone, Karlsruhe.

Der Abfluß eines Wasserlaufes wird durch Quereinbauten oft empfindlich beeinflusst, selbst wenn diese nicht die ganze Breite einnehmen, sondern sich wie bei Brücken auf einige Stützen beschränken. Je stärker das Gefälle des Wasserlaufes ist, desto unliebsamer und desto mehr machen sich Änderungen in der Abflußbewegung bemerkbar und um so notwendiger ist es, deren Nachteil bei Erstellung eines Bauwerks auszugleichen. Diese Grundsätze hat man in früheren Jahrzehnten nicht immer berücksichtigt. Einerseits waren die zur Verfügung stehenden Baustoffe die Ursache, welche die Anwendung nur beschränkter Spannweiten zuließen und damit den Einbau von Stützen im Abflußgebiet bedingten, andererseits aber werden in langen Zeitläufen mit niederem Wasserstand die bei einem Hochwasser drohenden Gefahren rasch vergessen. Jeder Stützeinbau einer Brücke wirkt durch die Profilverengung aufstauend. Die bisher glatt abfließende Wassermasse wird geteilt in Wirbeln und Strudeln durch die besonders bei stärkerem Gefälle gesteigerte Geschwindigkeit hindurch getrieben, so daß Angriffe auf Sohle und Ufer unausbleiblich sind. An den Einbauten legt sich Geschwemmsel aller Art, Holz, Baumzweige, Äste, ganze Bäume mit Wurzelballen, Sägklötze und Schnittwaren und sonstige treibende Gegenstände fest, wodurch die Strudelbewegungen nur noch verstärkt werden. Bei breiten Steinpfeilern machen sich diese unangenehmer bemerkbar als bei schmalen Holz- oder Eisenjochen, dafür haben letztere aber wieder den Nachteil, wenn sie nicht verschalt sind, daß quertreibende Hölzer sich leicht einklemmen können. Dagegen halfen auch die bei Steinpfeilern häufig vorgestellten, bei Holzjochen durch die Wasserpolizeiverordnung vorgeschriebenen Eisbrecher nicht viel. Die Angriffsstelle wird nur an einen anderen Ort verlegt. Ebenso schädlich wirkt bei älteren Bauwerken der zur Verminderung der Spannweite allgemein übliche Vorbau der aufgehenden Widerlager mit ihrer Flucht an den Dammfuß vor die Dammböschung, welcher dadurch in den Abflußquerschnitt hineinragt. Er behindert damit in gleich ungünstiger Weise den

Wasserablauf und gibt zu Angriffen auf die Dammböschung und Vorländer Veranlassung, welchen selbst Abpflasterungen nicht immer zu widerstehen vermögen.

Diesen Verhältnissen war bei den Brückenneu- und -umbauten an den Schwarzwaldgewässern im Anfang der 70er Jahre des verflossenen Jahrhunderts nicht immer genügend Rechnung getragen worden, nachdem seit dem Jahre 1856 größere Hochwasser nicht mehr zu verzeichnen waren. Infolge dessen ist eine ganze Reihe von Bauwerken mangels genügender Durchflußweiten im verbauten Hochwasserabflußquerschnitt den Hochfluten vom 27./28. Dezember 1882 zum Opfer gefallen. Nicht nur die hölzernen Jochbrücken stürzten durch Abtreiben der Stützen ein, auch die dauerhafteren Eisen- und Steinbrücken blieben nicht verschont. Durch Unterspülung der Widerlager kamen zum Einsturz die kurz zuvor aufgestellten eisernen Oberbauten der Wehrbrücke bei Enkendorf und der Kastellbrücke über die Elz in der Bahnhofzufahrt von Waldkirch. An dem Wildwasser der Wehra, welches auf einzelnen Strecken Gefälle von 5 bis 7 vH erreichte, waren fünf Landstraßenbrücken zerstört, auch die beiden Gewölbebrücken vermochten vor den antreibenden Holzmengen nicht standzuhalten. Beim gleichen Hochwasser stürzte die Brücke über die Wiese in Lörrach im Zug des Gemeindeweges nach Tülingen, ein über zwei Joche gelagerter durchlaufender Eisenoberbau, ein, nachdem am 27. Dezember abends zuerst ein Joch und am Morgen des folgenden Tages das zweite abgetrieben war. Dabei ertranken von den 19 Menschen, welche das Schauspiel des Hochwassers betrachteten, 14 Erwachsene und Kinder. Ein ähnlich tragischer Unglücksfall ereignete sich bei Zusammenbruch der Schwabentorbrücke in Freiburg, einer Gewölbebrücke, mit zwei Öffnungen, der durch antreibende Holzstämmen und Schnittwaren von den Lagerplätzen der oberhalb gelegenen Sägen bei Hochwasser der Dreisam am 9. März 1896 verursacht wurde. Hierdurch kamen zwei höhere Verwaltungsbeamte, welche sich unvorsichtigerweise auf der abgesperrten Brücke aufhielten, ums Leben.

Die einstürzenden Brücken bringen nun nicht nur ihre nächste Umgebung in Gefahr, ihre der Stütze beraubten abtreibenden Bauteile sind ein Verderb für die unterhalb liegenden Stauwehre und Brücken, auf welche die geschlossenen mit Streben verschraubten Jochteile aufstoßen und die einzelnen Streckbäume des Oberbaues sich vorlegen. Bei Abtreiben geraten diese schweren Hölzer in die Nähe der Ufer, schälen mit starken Stößen die aufgeweichte Grasnarbe der Böschungen, den einzigen Schutz des Kieskörpers der Dämme der Binnenflüsse, ab und bereiten dadurch Dammabrutschungen und Durchbrüche vor. Solche Schäden bringen und die Gefahr vermehren die bei den Sägewerken auf den Lagerplätzen am Fluß und den Gewerbekanaln nicht hochwasserfrei gelagerten und bei plötzlichen Anschwellungen nicht immer genügend gesicherten Holzvorräte. Ferner ist es die Art und Weise der forstlichen Bewirtschaftung bei Abtrieb des Waldes in den sich außerhalb des Bereichs der Wasserpolizei befindenden engen Tälern der Quellgebiete, wobei beim Fehlen von Waldwegen die gefälltten Bäume die steilen Hänge herabgerießt, im Abflußquerschnitt des Hochwassers abgelagert, verarbeitet und oft nicht mehr rechtzeitig abbefördert werden können. Dazu kam früher beim Betrieb der Flößerei die Möglichkeit des Abtreibens von an den Einbindestätten bereit liegendem Floßholz. Daß mit solchen Zufälligkeiten gerechnet werden muß, erfordert aber gerade besondere Vorsicht bei Bemessung der Durchflußweite der Bauwerke. Es ist daher die erste Forderung beim Bau von Brücken über Wasserläufe, welche gefährliche Hochwasser und Eisgänge befürchten lassen, keine Ein- und Vorbauten in den Hochwasserabflußquerschnitt, daher freitragende Überbrückung, Widerlager am Ufer im Damm hinter die Hochwasserlinie.

Auf Grund dieser Forderung sind im Hinblick auf die bei früherem Hochwasser gemachten Erfahrungen in den Jahren 1899 bis 1909 die dieser Forderung nicht entsprechenden Brücken über die Kinzig und Elz durch die Beseitigung der Holzjoche und Steinpfeiler und Zurückrücken der Widerlager durch Umbau in freitragende eiserne Oberbauten mit Spannweiten von 18 bis 76 m ersetzt worden. Die wohltätigen Folgen blieben nicht aus. Bei den späteren Hochwasseranschwellungen sind die früher sonst regelmäßig kürzer oder länger andauernden Verkehrsunterbrechungen an den Flußübergängen nur auf Überflutungen tief liegender Straßenstrecken während der Dauer der Anschwellung beschränkt. Insbesondere bei dem Hochwasser Ende Dezember 1919, welches mit seinen Höchstständen dem von 1882 und 1896 an einzelnen Schwarzwaldgewässern nahezu gleichkam, haben sich die Brückenumbauten vollkommen bewährt. Läßt sich die gestellte Forderung nicht erfüllen, weil die Spannweite das übliche Maß überschreitet, daß ein freitragender Überbau noch wirtschaftlich bleibt, oder sind die Einwirkungen des Hochwassers und Eisganges in den gefällschwächeren unteren Flußstrecken erheblich abgeschwächt, so werden Einbauten unter den nachstehenden Bedingungen zugelassen werden können. Es ist dann zu verlangen, daß die dadurch entstehenden Abflußverengungen durch gleichwertige, entsprechend ober- und unterhalb mit schlanken Übergängen anzuschließende Profilerweiterungen ausgeglichen und die Stützen soweit auseinander gestellt werden, um die längsten zu erwartenden Treibholzstämme (das sind etwa 15 bis 20 m) bei Querantrieb ungehindert durchzulassen.

Die zweite Forderung betrifft die Höhenlage der Unterkante des Oberbaues über deren höchstem bekannten Hochwasserstand. Hier ist zu unterscheiden zwischen geradliniger Begrenzung, wie sie bei Eisen- oder Eisenbetonbrücken üblich, oder der gewölbten, wie sie bei massiven Stein- und Betonbauten die Regel bildet. Bei ersteren hat man früher nach dem Hochwasser 1882 den Zwischenraum auf 0,50 m als genügend angenommen, bei welchem eintauchende Schwimmkörper, ohne anzustoßen, durchtreiben können. Das gleiche Maß über den Hochwasserstand hat man auch für die Dammkrone der Schwarzwaldflüsse eingehalten. Nach den gemachten Erfahrungen beim Hochwasser 1896 ist jedoch ein weiterer Zwi-

schenraum, der auf die runde Zahl von 1 m bemessen wurde, erwünscht, einmal mit Rücksicht auf den oft nicht unerheblichen Wellenschlag bei bewegter Wasserfläche, dann weil nach den bisherigen Aufzeichnungen der Wasserstände stets immer noch mit weiteren Schwankungen der Hochwasserhöhe nach oben gerechnet werden muß. Bei Massivbauten mit gewölbter Unterbegrenzung, woselbst in der Gewölbmitte das eben vorgeschlagene Maß meist überschritten wird, sollte zur Vermeidung der schädlichen Wirkungen der Einschnürungen die Kämpferunterkante wenigstens auf die höchste Hochwasserlinie gelegt werden. Bei Brücken über die schiffbaren Gewässer, Rhein, Main und Neckar, wird diese Bedingung meist erfüllt sein, da hier im Interesse der Schifffahrt bei höheren Wasserständen wohl in der Regel weitergehende Forderungen bezüglich der Höhenlage des überbauten Stromes gestellt zu werden pflegen. Dieser Mindestspielraum von 1 m zwischen höchstem Hochwasserstand und festem Überbau ist auch mit Rücksicht auf den Eisgang erwünscht, bei welchem bei ungünstigem Zusammentreffen verschiedener Umstände, wie scharfem Einwintern bei hohem Wasserstand und stürmischem Abgang bei Hochwasser im Oberlauf und durch zufällige Stauungen ganz unberechenbare Höhen erreicht werden können. Immerhin sind bis jetzt wenigstens an den begrädigten Schwarzwaldflußläufen auch schwere Eisgänge wie in den Jahren 1880 und zu Anfang der 90er Jahre glatt abgegangen, wenn die erforderlichen Vorkehrungen — Aufeisen und Offenhalten oberhalb der künstlichen Einbauten der Stauwehre und Brückenjoche — rechtzeitig getroffen worden waren, während in Abflusengen schwere Eisstopfungen entstanden sind.

Bei bebauter Uferumgebung stößt die Erfüllung der gestellten Forderungen häufig auf kaum zu überwindende Schwierigkeiten. Immerhin ist gerade hier, wo der Einsturz von Gebäuden, der Verlust von Menschenleben, die Unterbrechung des Verkehrs und die daraus entstehenden empfindlichen Schädigungen in Frage kommen, in erster Linie unbedingter Sicherheit Rechnung zu tragen. Jedenfalls haben bei den Gefahren, welche z. B. ein Eisgang bringen kann, Rücksichten auf Bequemlichkeit oder Schönheitsgestaltung zurückzutreten. Das einseitige Herauskehren der letzteren Richtung schafft kaum überwindbare Schwierigkeiten. Namentlich das beliebte Schlagwort „freie Übersicht beim Flußübergang“, also keine „störenden“, die Sichthöhe der die Brücke überschreitenden Fußgänger überragenden Aufbauten, welches über der Fahrbahn liegende eiserne Überbauten von vornherein ausschließt, hat zu Künsteleien oder unmittelbar unzweckmäßigen und unwirtschaftlichen Bauten geführt. In der Regel ist es dann der Lastenverkehr, dem durch ungünstige Steigungsverhältnisse tagtäglich dauernde Unzutraglichkeiten zugemutet werden.

Zieht eine Straße entlang einem Hochwasser führenden Gewässer, so wird man sie tunlichst hoch über den höchsten bekannten Wasserstand legen, besonders wenn man durch keinerlei andere Rücksichten an die Führung der Linie gebunden ist. Auch hier genügt in der Regel eine Höhenlage der Fahrbahn von 1 m über dem höchsten Wasserstand im Hinblick auf treibende Gegenstände und Wellenschlag. In dieser Hinsicht ändern sich aber die Verhältnisse an einer breiten Wasserfläche, einem See oder den nunmehr häufiger in Frage kommenden Stauweiheranlagen, die an diesen Verkehrswegen entlang geführt werden müssen. Letztere können nicht hoch genug über den Wasserspiegel gehoben werden, um sie den Einwirkungen je nach der herrschenden Windrichtung oft winkelrecht auftretender Brandungswellen zu entziehen. An Stelle von Ufermauern und glatten Abpflasterungen sind unregelmäßige, rauhe Steinvorlagen mit treppenförmiger Oberfläche vorzuziehen, wie sie sich am Bodensee bewährt haben. Die Gewalt der ansteigenden Wellen wird an dem rauhen Belag mit seinen Vorsprüngen gebrochen und beim Zurückfallen die saugende Wirkung aufgehoben, welche die Unterlage unter einem Pflaster aus den Fugen herausholt und letzteres damit zum Einsturz bringt.

Die aufgestellten wasserbaulichen Grundsätze als Mindestforderungen für den ungehinderten Abfluß auch höherer Wasser

stände sollten eigentlich allgemein anerkannt und deren Durchführung bei Neuanlagen nach den bei Hochwasser und Eisgang reichlich gemachten Erfahrungen ohne weiteres ermöglicht sein. Trotzdem stößt man dabei häufig auf die größten Schwierigkeiten, denn die Schrecken und Gefahren der Hochwasseranschwellungen werden nur zu leicht vergessen, je weiter diese zeitlich zurückliegen und hierin gar eine längere Zwischenpause

zu verzeichnen ist. Um so mehr haben die maßgebenden Behörden allen Anlaß, die Einhaltung erprobter Grundsätze mit Nachdruck zu vertreten und in solchen Fragen im Interesse der Allgemeinheit zu keinerlei Zugeständnissen sich bereden zu lassen, sie würden sonst eine schwere Verantwortung auf sich laden, welche die unheilvollsten Folgen nach sich ziehen kann, wo wertvoller Besitz und Menschenleben in Frage kommen.

DIE BEDEUTUNG DER HOCHWERTIGEN ZEMENTE FÜR DIE PRAXIS.

II. Teil.

Von Robert Otzen, Geh. Reg.-Rat und Professor.

Ergebnisse von Versuchen mit Spezialzement der Wickingschen Portlandzement- und Wasserkalkwerke, Lengerich i. W.

Übersicht. In den üblichen Eisenbeton-Plattenbalkenquerschnitten können bei wirtschaftlicher Bemessung der Eiseneinlagen die hohen Endfestigkeiten der hochwertigen Zemente nicht voll ausgenutzt werden. Daher wird auf theoretischem Wege, unterstützt durch Versuche mit großen Balken mit Eiseneinlagen aus Baustahl 48/58, die Frage erörtert, unter welchen Voraussetzungen und bei welchen Bauformen auch dieses Ziel zu erreichen ist.

Der Inhalt des ersten Teiles dieser Abhandlung im Heft 3 dieser Zeitschrift war von dem Gedanken geleitet, der Baupraxis die Ergebnisse von Versuchen an großen baustellen-gerechten Probekörpern aus hochwertigem Zementbeton bekanntzugeben. Sie lehnten sich bewußt an die in der Zeitschrift „Beton und Eisen“ 1924, Heft 6/8 und 16 beschriebenen Versuche von Professor Rüh an, damit eine unmittelbare Vergleichsunterlage geschaffen wurde. Nach Erledigung — ja schon im Verlauf solcher Versuchsarbeiten — wird immer erkannt, daß die Planung und Anordnung Schwächen aufwies, die verbesserungsbedürftig und -fähig sind. In vielen Fällen wird aber das kleinere Übel darin gesehen werden müssen, lieber erkannte Mängel in den Kauf zu nehmen, als durch grundlegende Abänderung die vergleichende Kritik und sichere Schlußfolgerungen zu erschweren bzw. unmöglich zu machen. Der ideale Zustand wäre gegeben, wenn beim Auftreten neuer Baustoffe und konstruktiver Gedanken ein von allem Kleinkram freies Programm der „Ziele“ aufgestellt werden könnte, dem eine die Ausführungsart und die Prüfungsmethoden systematisch regelnde Vorschrift beizugeben wäre. Wenn dann alle Institute, die über Personal, Einrichtungen und Erfahrung verfügen, die einzelnen Programmpunkte unter sich aufteilen und parallel laufend erledigen, so könnte in kurzer Zeit ein Material gesammelt werden, dessen kritische Auswertung schnellste Klärung und einwandfreie Lösung des Problems gestattet.

Die Zentrale für eine derartig großzügige Durchführung von Forschungsarbeiten ist im „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton“ gegeben. Ihm fehlen aber hierzu die sehr beträchtlichen Mittel und eine geeignete mit der Praxis unmittelbar zusammenwirkende Organisation. Daß die Beträge, die für derartige Arbeiten verausgabt werden müßten, im weitesten Sinne produktiv angelegt sein würden, kann kaum bezweifelt werden, denn sie würden die deutsche Baustoffindustrie und Bauunternehmung in ihrem Kampf um die Eroberung des Weltmarktes aufs beste ausrüsten und unterstützen. Ein Musterbeispiel für die Wirksamkeit solcher Arbeitsmethode würde die Entwicklung der modernen Zement- und Betonindustrie bieten können, die sich zur Zeit im Stadium einer Gärungskrise befindet.

Die Eigenschaften der im Beton- und Eisenbetonbau vorkommenden Bauformen sind in erster Linie abhängig von der Leistung der Baustoffe „Zement und Eisen“. Ihre Veredlung ist in der letzten Zeit gegenüber dem in der Vorkriegszeit beobachteten Tempo sprunghaft vorwärtsgegangen. Auch in der Wertung der oft stiefmütterlich behandelten Zuschlagstoffe

zeigt sich auf den großen Baustellen erfreulicher Fortschritt Die neuen „Bestimmungen“, deren Einführung vor der Tür steht, tragen dieser Entwicklung in vorsichtig erwogenem Maße Rechnung. Die Forschung muß aber, im Sinne der bewährten alten Felddienstordnung, wie ein Patrouillenschleier vor der eigentlichen Kampffront weit voraus sein. Sie muß die gangbaren Wege und auch die unmöglichen Marschziele so frühzeitig feststellen, daß der wirtschaftlich empfindlichen Massenbewegung bittere Fehlschläge erspart bleiben.

In den folgenden Darlegungen ist nun der Versuch gemacht, die Einwirkung der neuen gehobenen Güteeigenschaften der hochwertigen Zemente und Eisensorten zunächst einmal systematisch zu ergründen und zu gliedern. Die Schwierigkeit, hier klare Richtlinien zu finden, ist jedem Fachmann bekannt, denn die Zahl der Komponenten, die im einzelnen variabel sein müssen, um gesetzmäßigen Verlauf zu erkennen, ist sehr groß.

Auf dem gewählten Forschungsgebiet sind die in Deutschland bereits veröffentlichten Arbeiten in dem Literaturverzeichnis des ersten Teiles zusammengestellt. Der Zweck der ersten Veröffentlichung wurde in erster Linie darin gesehen, die Eigenschaften der neugeschaffenen deutschen hochwertigen Zemente zu prüfen. In den kurzen Einleitungsworten hatte ich als stärkste Triebfeder für den steilen Aufstieg der Veredlungskurve in der deutschen Zementfabrikation das Erscheinen des französischen Alzementes bezeichnet. Der Erfolg dieses Zementes ist tatsächlich in Deutschland der stärkste Impuls für die Entwicklung der „deutschen“ hochwertigen Zemente gewesen. Die Produkte Holderbank, Tschischkowitz, Spindel u. a. m. waren in ihren Eigenschaften wohlbekannt. Hier handelt es sich aber um Portlandzemente. Die besten deutschen Werke wußten wohl, daß sie bei geeigneter Aufbereitungssteigerung ähnliche Erfolge erreichen konnten.

Der französische Schmelzzement war, wenn auch nicht in chemisch-wissenschaftlich-synthetischem Sinne (s. Arbeiten von Källig 1910), so doch technisch-wirtschaftlich eine ganz neue Erscheinung auf dem Bindemittelmarkt. Sein Bekanntwerden hat in Deutschland das Rad ins Rollen gebracht und in wenigen Monaten eine Reihe von deutschen „hochwertigen Zementen“ entstehen lassen.

Hierzu ist nun ergänzend zu bemerken, daß bereits im Jahre 1915 unter Leitung des österreichischen Staatsbahnrates M. Spindel Portlandzement mit hoher Anfangsfestigkeit in der Zementfabrik Lorüns in Vorarlberg hergestellt wurde, und daß dieser Portlandzement in vielen Fällen mit großem Erfolge verwendet worden ist.

Ferner haben die Zementfabriken Königshof, Stramberg und Tschischkowitz, die erstere bereits während des Krieges, die beiden letzteren seit dem Jahre 1922, sowie das schweizerische Zementwerk Holderbank hochwertigen Zement mit hoher Anfangsfestigkeit unter Gewährleistung der vorgeschriebenen 28tägigen Festigkeit nach den deutschen Normen nach 48 Stunden im großen fabriziert. Diese hochwertigen Zemente sind bereits während des Krieges unter Ausnutzung ihrer von dem gewöhnlichen Portlandzement abweichenden Eigenschaften, besonders der hohen Anfangsfestigkeit, praktisch

verwertet worden. Allerdings fehlten damals noch die baupraktischen wissenschaftlichen Versuche, zu denen sich während der Kriegszeit weder Zeit noch Mittel boten.

Solche wissenschaftlichen Versuche, insbesondere Versuche mit Probendecken fast vollkommen gleich denjenigen, welche Rühl und der Verfasser durchführten, wurden im Sommer des Jahres 1922 durch die Professoren Geßner und Nowack von der Deutschen Technischen Hochschule in Prag auf Anregung der Zementfabrik Tschischkowitz vorgenommen, wobei ganz besonders die Frage der frühen Entschalungsmöglichkeit auf das genaueste studiert worden ist.

Der Bindemittelausschuß des Deutschen Materialprüfungsverbandes der tschechoslowakischen Republik hatte bereits 1922 beschlossen, die Frage der baupraktischen Verwertung hochwertiger Zemente mit hoher Anfangsfestigkeit eingehend zu studieren und im Laufe der Jahre 1922 und 1923 eine große Anzahl von Versuchen durchgeführt, in denen die frühen Entschalungsmöglichkeiten mittels Empergerbalken und einer großen Anzahl von Versuchsdecken verschiedenster Bewehrung überprüft wurden. Nachdem durch die Mehrzahl dieser Versuche nachgewiesen war, daß die Eigenschaften der hochwertigen Zemente auch bei kurzer Entschalungsfrist wegen der Überwindung der Streckgrenze des normalen Betoneisens nicht voll ausgenutzt werden konnten, befaßte er sich seit 1924 mit weiteren, die Verwendung hochwertigen Betons betreffenden Fragen, wie der Bewehrung mit Stahleinlagen u. a. m. Die Arbeiten werden fortgesetzt und es stehen, wie mitgeteilt wird, in nächster Zeit weitere Veröffentlichungen dieser systematischen Arbeit in Aussicht.

Eingehende Berichte über diese Arbeiten sind zu finden:

1. M. Spindel, „Mitteilungen zur Frage des hochwertigen Spezialzementes“, „Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst“ 1915, Heft 41 und 1916, Heft 22/23.
2. Dr. Hänsel, „Hochwertige Zemente und grüner Beton“, „Zement“ 1922, Nr. 38 v. 21. 9.
3. Geßner-Nowack, „Standard-Portlandzement und Beton von hoher Anfangsfestigkeit“, Melan-Festschrift, Verlag Franz Deuticke, Wien 1923.
4. Geßner-Nowack, „Das Verhalten von hochwertigem Portlandzement bei niedrigen Temperaturen und Frost“.
5. Geßner-Nowack, „Hochwertiger Beton mit Stahleinlagen“, „Beton und Eisen“, Heft 4 vom 20. 2. 25.

Die zuletzt genannte Arbeit verfolgt das gleiche Ziel wie die folgenden Darlegungen, deren Voraussetzungen allerdings stark abweichender Natur sind. Die Ergebnisse der beiden Versuchsreihen bieten aber doch befriedigende Vergleichsmomente, die am Schluß näher besprochen sind.

Die typische Eigenart des Eisenbetonbaues, tragende und raumabschließende Gebilde im Rippenbalkensystem zu vereinen, hat in erheblicher Weise zu seinen wirtschaftlichen Erfolgen im Wettbewerb mit dem Eisen beigetragen. Durch die oben besprochenen Versuche, die eine wesentliche Einschränkung der Entschalungsfristen bei Verwendung der hochwertigen Zemente als erlaubt und damit als eine wirtschaftliche Notwendigkeit erwiesen haben, ist eine weitere Stärkung der massiven Bauweisen im Wettbewerbskampfe geschaffen. Hierdurch ist die Tatsache der hohen Anfangsfestigkeit gut ausgewertet. Die relativ hohen Endfestigkeiten gegenüber denen der Normalzemente können sich aber bei den Rippenbalken-Querschnitten erst dann voll auswirken, wenn die Eisen- spannungen sich noch weit über den bisher als zulässig angesehenen Wert von 1500 kg/cm² steigern lassen. In der Geßner-Nowackschen Arbeit (Beton und Eisen, Heft 4, 1925) ist die erforderliche Spannungsgrenze zu 1800 bzw. 2000 kg/cm² angenommen und verfolgt.

Der plötzliche Aufstieg von z. Z. 1200 auf 2000 kg/cm² dürfte aber sobald noch nicht allgemein behördliche Billigung finden. Da bei den Deckenversuchen des Verfassers die Biegungsdruckspannung des hochwertigen Betons auch nicht annähernd ausgenutzt werden konnte, kann also neben der Berechtigung früherer Ausschalung ein weiterer Vorzug der

Verwendung der modernen Zemente nicht erkannt werden. Die Ergänzungsversuche (I. Teil Ziffer III) dienen allerdings in mehr behelfsmäßiger Form dazu, die tatsächliche Leistungsfähigkeit im Sinne der Druckfestigkeit bis zur Erschöpfung

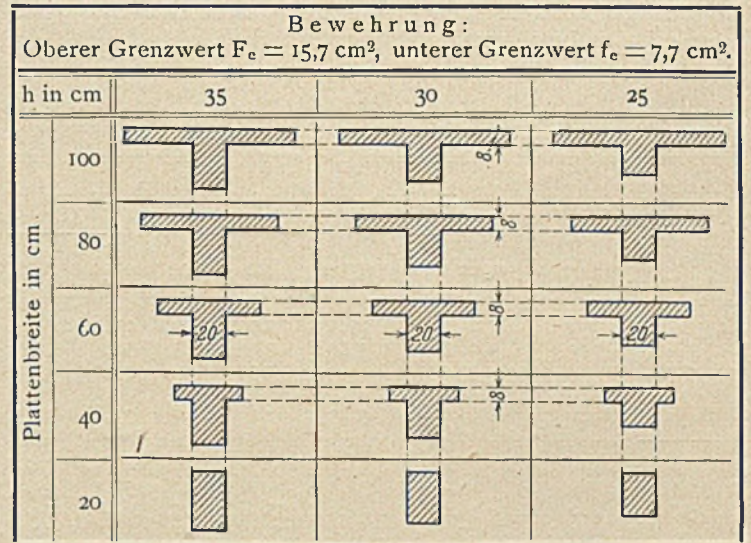


Abb. 1. Querschnittsformen.

zu verfolgen. Der Plan der weiteren Versuche sollte nun Aufklärung darüber anstreben, unter welchen Verhältnissen bei wirtschaftlicher Verwendung des neuen Baustahls 48/58 die

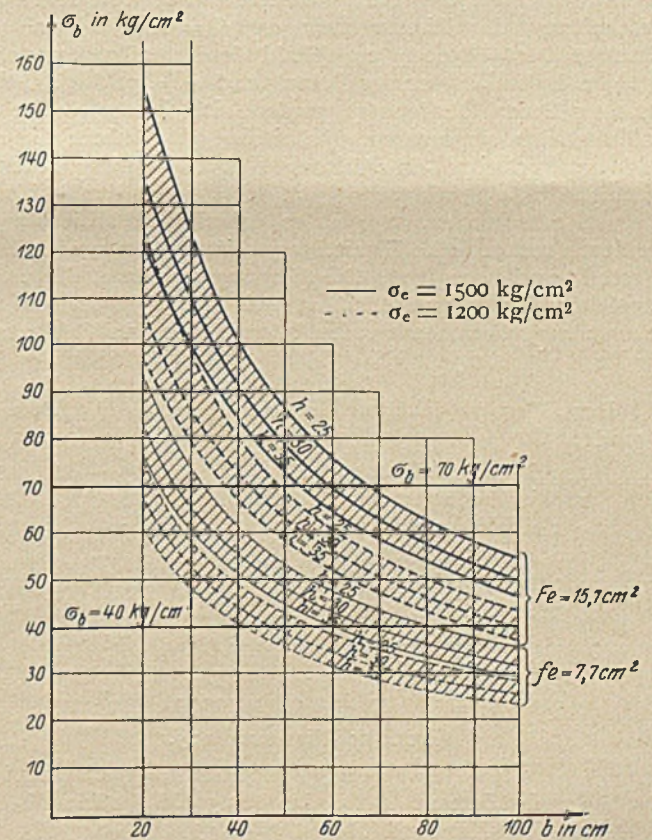


Abb. 2. Betondruckspannungen.

volle Ausnutzung der günstigen Enddruckfestigkeiten zu erreichen war.

Um dem Leser die sehr verwickelten allgemeinen Grundlagen plastisch zu veranschaulichen, ist zunächst von weitgespannten Grenzbeispielen ausgehend eine einfache Variation der Plattenbreite, Trägerhöhe und Eisenbewehrung durchgeführt. Aus den unendlich vielen Möglichkeiten wurden die in Abb. 1 dargestellten, roh gestaffelten Querschnittsformen gewählt. Die Aufgabe weiterer, bereits eingeleiteter Arbeiten

wird sein, diese mehr pädagogisch zu bewertende Darstellungsform zu verallgemeinern und wissenschaftlich zu vertiefen. In Zahlentafel 1 und Schaubild Abb. 2 sind die nach den üblichen Rechenmethoden auftretenden Betondruckspannungen eingetragen bzw. zu Kurven ergänzt, welche den Eisenspannungen 1200 bzw. 1500 kg/cm² entsprechen.

Zahlentafel 1.
Betondruckspannung in kg/cm².

Eisen- quer- schnitt f _e cm ²	Platten- breite cm	h = 35 cm		30 cm		25 cm	
		σ _e = 1200	1500	1200	1500	1200	1500
7.7	100	23,3	29,1	25,5	31,9	28,3	35,4
	80	26,6	33,3	29,0	36,3	32,2	40,3
	60	32,0	40,0	34,5	43,1	38,1	47,6
	40	40,9	51,1	44,6	55,8	49,2	61,5
	20	61,0	76,3	67,2	84,0	75,6	94,5
15.7	100	36,9	46,1	39,5	49,4	43,3	54,1
	80	43,6	54,5	46,3	57,9	50,4	63,0
	60	51,4	64,2	55,6	69,5	60,8	76,0
	40	67,4	84,3	72,9	91,1	80,3	100,4
	20	98,0	122,5	108,9	136,1	124,1	155,1

Aus Abb. 2 ist zu ersehen, wie schnell bei voller Ausnutzung höherer Betondruckspannungen die Bedeutung der Plattenbreite b sinkt.

Die Kosten der Plattenbalkenformen, bei denen unter Festhaltung der Eisenspannungen σ_e = 1200 kg/cm² (Fluß-eisen) bzw. σ_e = 1500 kg/cm² (Stahl) die Betondruckspannungen σ_b = 40 kg/cm² (normaler Beton) und σ_b = 70 kg/cm² (hochwertiger Beton) ausgenutzt werden, sind in der Spalte 9 der Zahlentafel 2 eingetragen. Dabei sind aus Abb. 2 diejenigen Balkenquerschnitte ermittelt, die den Schnittpunkten der Geraden σ_b = 40 kg/cm² bzw. σ_b = 70 kg/cm² mit den Kurven entsprechen. Soweit es erforderlich schien, wurden sie durch rechnerische Ermittlung weiterer zusammengehöriger Werte h und b ergänzt. Die Biegemomente, die von den gewählten Balkenquerschnitten bei den angegebenen Spannungen aufgenommen werden können, sind in Zahlentafel 2 Spalte 8 eingetragen.

Der Kostenermittlung liegen folgende Annahmen zu Grunde:

100 kg Normalzement	5,— M	} frei Bau
100 kg hochwertiger Zement	6,— „	
1 m ³ Kiessand	7,— „	
100 kg Flußeisen	20,— „	
100 kg Stahl	22,— „	
1 m ² Schalung	1,80 „	
1 m Holz	0,50 „	
1 Facharbeiterstunde	0,85 „	
1 Arbeiterstunde	0,75 „	

Beton: Mischung 1:5.

		normal	hochwertig
310 kg Zement	15,50 M	18,60 M	
1,25 m ³ Kiessand	8,75 „	8,75 „	
3 Facharbeiterstunden ...	2,55 „	2,55 „	
6 Arbeiterstunden	4,50 „	4,50 „	
	31,30 M	34,40 M	für 1 m ³

Eisen:

	Flußeisen	Stahl
100 kg Rundeisen	20,— M	22,— M
8% Verschnitt und Binde- draht	1,60 „	1,75 „
5 Facharbeiterstunden ...	4,25 „	4,25 „
	25,85 M	28,— M f. 100kg

Zahlentafel 2.
Kostenziffern K/M.

Nr.	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	f _e cm ²	σ _e kg/cm ²	σ _b kg/cm ²	h cm	b cm	x cm	M mkg	Kosten K für 1 m in M	K/M in M/mt
1	7,7	1500	70	20	40	8,2	2000	6,13	3,07
2	7,7	1500	70	25	33	10,2	2490	6,36	2,55
3	7,7	1500	70	30	27	12,3	2990	6,64	2,22
4	7,7	1500	70	35	24	14,4	3490	7,08	2,03
5	7,7	1500	70	40,8	20	16,5	4010	7,47	1,86
6	7,7	1500	40	20	101	5,7	2090	9,05	4,33
7	7,7	1500	40	25	81	7,1	2610	8,59	3,29
8	7,7	1500	40	30	68	8,6	3140	8,51	2,71
9	7,7	1500	40	35	60	10,0	3670	8,68	2,37
10	7,7	1500	40	70	32	20,0	7400	11,24	1,52
11	7,7	1200	70	20	29	9,3	1575	5,36	3,41
12	7,7	1200	70	25	23	11,7	1950	5,65	2,90
13	7,7	1200	70	28,3	20	13,2	2210	5,90	2,67
14									
15									
16	7,7	1200	40	20	69	6,7	1650	7,25	4,39
17	7,7	1200	40	25	56	8,3	2060	7,17	3,48
18	7,7	1200	40	30	47	10,0	2480	7,28	2,93
19	7,7	1200	40	35	42	11,7	2890	7,60	2,63
20	7,7	1200	40	69,5	20	23,1	5720	10,40	1,82
1	15,7	1500	70	20	82	8,2	4080	10,60	2,59
2	15,7	1500	70	25	68	10,2	5100	10,45	2,05
3	15,7	1500	70	30	59	12,3	6200	10,58	1,70
4	15,7	1500	70	35	53	14,4	7290	10,86	1,49
5	15,7	1500	70	45	44	18,5	9250	11,58	1,25
6	15,7	1500	40	20	207	5,7	4260	16,63	3,91
7	15,7	1500	40	25	166	7,1	5330	15,14	2,84
8	15,7	1500	40	30	137	8,6	6410	14,23	2,23
9	15,7	1500	40	35	122	10,0	7600	14,05	1,85
10	15,7	1500	40	40	112	11,4	8600	14,11	1,64
11	15,7	1200	70	20	59	9,3	3260	9,04	2,77
12	15,7	1200	70	25	49	11,7	4030	9,11	2,26
13	15,7	1200	70	30	43	14,0	4830	9,38	1,94
14	15,7	1200	70	35	38	16,3	5620	9,72	1,73
15	15,7	1200	70	58	20	27,0	9240	11,52	1,25
16	15,7	1200	40	20	141	6,7	3360	12,95	3,86
17	15,7	1200	40	25	105	8,3	4200	11,70	2,79
18	15,7	1200	40	30	98	10,0	5070	11,92	2,35
19	15,7	1200	40	35	88	11,7	5920	11,99	2,02
20	15,7	1200	40	50	70	16,7	8400	12,78	1,53

Schalung:

1 m² Schalung $\frac{1,80}{3} = 0,60$ M

3 m Holz $\frac{3 \cdot 0,05}{7} = 0,22$ „

Nägel und Bindedraht = 0,03 „

2 Facharbeiterstunden = 1,70 „

2,55 M für 1 m²

Um für den Kostenvergleich einen von absoluten Werten unabhängigen Maßstab zu gewinnen, ist eine Kostenziffer

$$k = \frac{K}{M}$$

eingeführt, die die Kosten bezogen auf die Momenteneinheit angibt. Die ermittelten und in Spalte 10 der Zahlentafel 2 eingetragenen Kostenziffern sind in Abb. 3 dargestellt. Jede Kurve gilt für eine bestimmte Kombination der Baustoffe, Flußeisen, Stahl, normaler Beton und hochwertiger Beton. Durch einen Vergleich dieser Kurven läßt sich ein Schluß auf die Wirtschaftlichkeit der Verwendung der einzelnen Baustoffe unter den betrachteten Verhältnissen ziehen.

In Abb. 4 sind dieselben Kurven noch einmal in anderer Gegenüberstellung zusammengefaßt. Innerhalb des Gebietes, das von den oben beschriebenen Beispielen umgrenzt wird, zeigt sich danach, daß die Kostenkurven für den Fall der Ver-

der Grenzen und die Zahl der dazwischenliegenden Einzelfälle doch hinreichend, um die Gesetzmäßigkeit in einfachen Richtlinien erkennen zu lassen. Schon für die Platte wird die wissenschaftlich systematische Behandlung infolge der vielen zu variierenden Komponenten recht verwickelt. Dabei ist noch zu beachten, daß nicht nur die Kostenersparnis an sich, sondern auch der Gewinn an verfügbarer Nutzlast infolge Verminderung des Eigengewichts einzusetzen ist. Der Fortfall von jedem Zentimeter Plattenstärke ermöglicht ein Mehr von 24 kg/m², also bei 4 cm bereits rd 100 kg/m² Nutzlast.

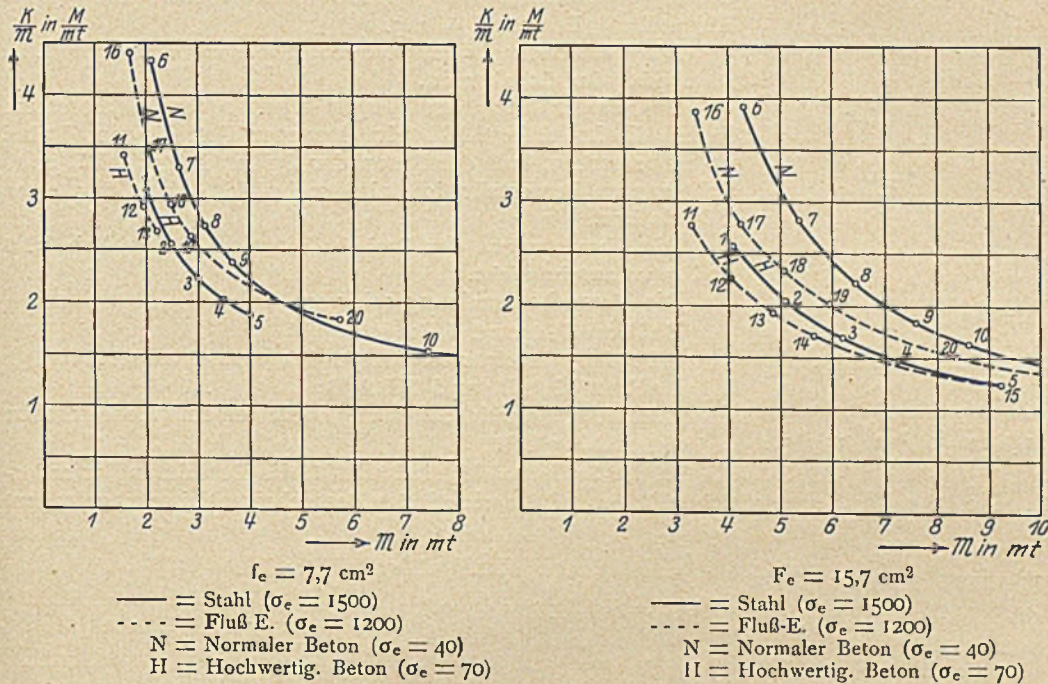


Abb. 3. Kostenziffern.

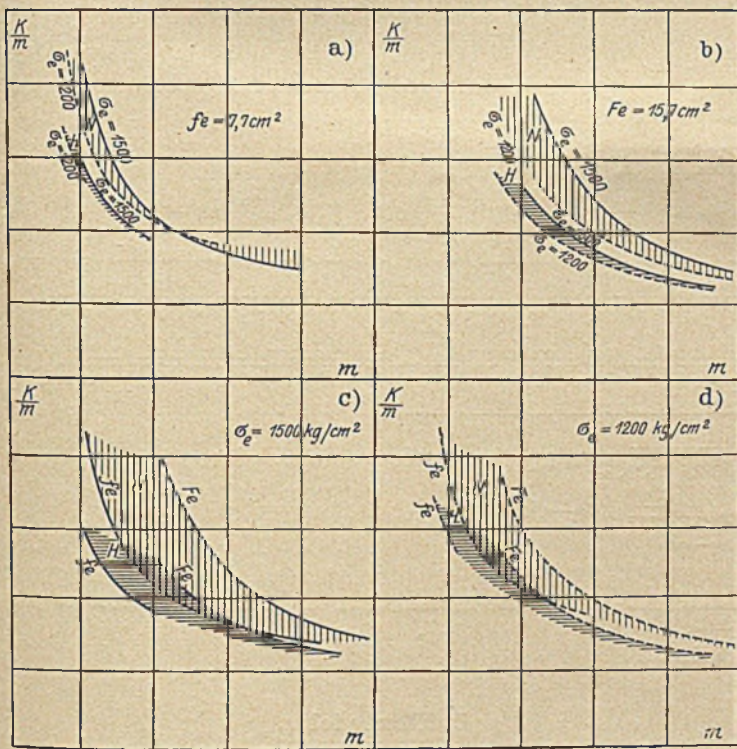


Abb. 4. Kostenziffernkurven.

wendung des hochwertigen Zementes ganz erheblich günstiger verlaufen, als die entsprechenden Linien, die aus der Verwendung normalen Zementes hergeleitet sind. Die Frage, ob Fluëisen oder Stahl zu wählen ist, tritt dagegen an Bedeutung zurück.

Die vorstehenden Ermittlungen gelten nur für den Balken als selbständiges Konstruktionsglied. Wie sich die Verhältnisse ändern, wenn er als Glied einer monolithischen Deckenkonstruktion auftritt, wird weiteren Untersuchungen vorbehalten.

Wenn die Überlegungen auch von der Untersuchung einer Schar willkürlich gewählter Beispiele ausgehen, so ist die Weite

der Siegeslauf der Eisenbetonbauweise war in erster Linie durch die Plattenbalkenform und ihre Vorzüge verursacht. Diese wirtschaftliche Erkenntnis war aber aufgebaut

auf den jahrzehntlang ziemlich stabil gehaltenen zulässigen Spannungen 30–40 kg/cm² für Beton und 1000–1200 kg/cm² für das Eisen.

Bei weiterer Voraussicht und im Vertrauen auf eine dauernd ansteigende Veredlungskurve der Rohstoffe und Fertigung ist zu erwarten, daß die Konstruktionsmethoden im Eisenbetonbau grundsätzliche Änderungen erfahren und einen immer anwachsenden Bedarf an hochwertigem Zement zur Folge haben werden. Vielleicht wird eine mehr werkstattmäßige Herstellung der Bauglieder, die natürlich auf der Baustelle, ohne große Förderungswege, organisiert werden muß, neue wirtschaftliche Momente in den Wettbewerb der Massivkonstruktion mit dem Eisen- und Holzbau hineinbringen.

Um nun die Kenntnis der Biegedruckfestigkeit des hochwertigen Betons zu vertiefen, sind mit Balken verschiedener Größen Versuche angestellt, die hierunter näher beschrieben sind. Grundsätzlich wurde die Bewehrung so gewählt, daß die Streckgrenze der verwendeten Rundeseisen aus Hochbaustahl 48/58 bei der geschätzten Bruchgrenze des Betons noch nicht erreicht war. Bei den 7 Tage alten Probekörpern ist dies zum Teil nicht geglückt, da die tatsächliche Bruchspannung von mehr als 300 kg/cm² die Schätzung von 250/300 kg/cm² noch überschritt.

Die Balkenversuche.
Rohstoffe.

Zement. Benutzt wurde hochwertiger sog. Spezialzement der Wickischen Portlandzement- und Wasserkalkwerke, Lengerich i. W. Die Prüfung ergab normenmäßige Beschaffenheit und folgende Durchschnittsfestigkeiten.

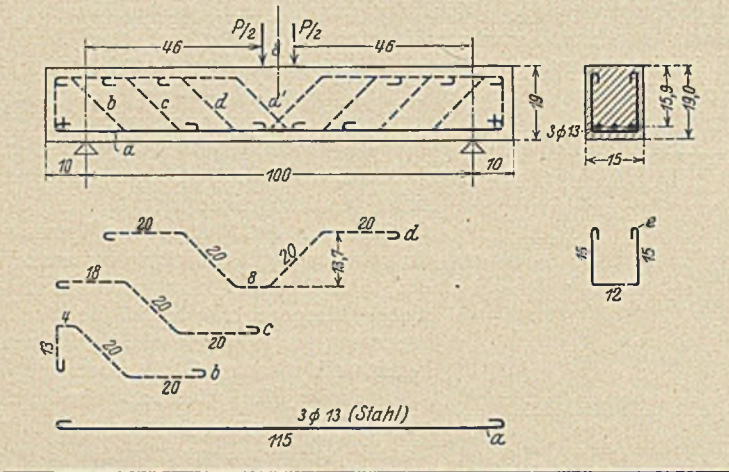
Alter	2	3	7	28 Tage
Druckfestigkeit ...	279	360	451	660 kg/cm ²
Zugfestigkeit	25	29	32	49 kg/cm ²

Zuschlagstoffe.

Reiner scharfer Leinesand, durch Absieben auf 7 mm Korngröße aus Leinekies gewonnen.

Basaltsplitt bis 25 mm Korngröße.

Zusammensetzung: 2 Sand + 1 Basaltsplitt.



Eisen	a	b	c	d	d'	e
Balken IA:	3 Ø 13	1 Ø 10	2 Ø 10	1 Ø 12	1 Ø 12	15 Ø 5
" IB:	3 Ø 13	1 Ø 12	2 Ø 12	1 Ø 12	1 Ø 12	19 Ø 5

Abb. 5. Probekörper I. M. 1:10.

Wasser: Städtisches Leitungswasser mit rd. 15° C Wärme.

Eisen. Die von dem Eisen- und Stahlwerk Hoesch, A. G. Dortmund, zur Verfügung gestellten Rundisen zeigten die in Zahlentafel 3 eingetragenen Festigkeits- und Dehnungswerte.

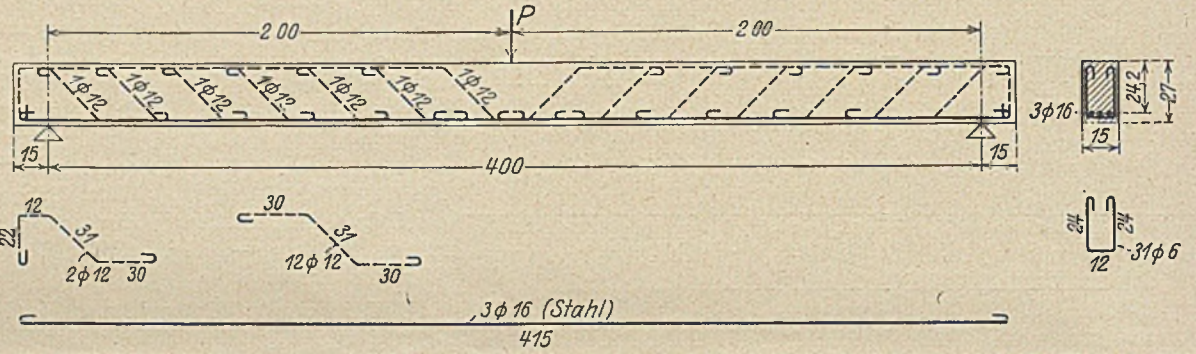


Abb. 6. Probekörper II.

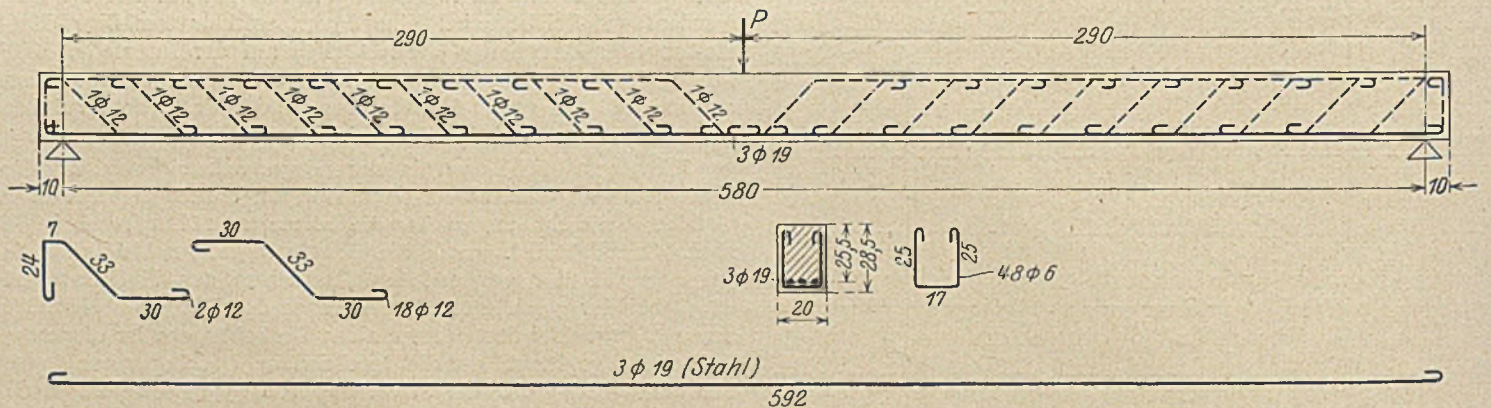


Abb. 7. Probekörper III.

Zahlentafel 3.

Ergebnis der ZerreiBversuche an den Probekörpern aus Hochbaustahl 48/58.

Nr.	Durchmesser mm	F cm ²	Streckgrenze		Bruch		Dehnung vH
			P kg	σ_c kg/cm ²	P kg	σ_c kg/cm ²	
1	13	1,33	5680	4260	7620	5730	19,5
2	13	1,33	5625	4230	7700	5790	17,5
3	16	2,01	6600	3300	10530	5265	26,0
4	16	2,01	6670	3335	10840	5420	25,5
5	19	2,84	10260	3620	16590	5840	26,0
6	19	2,84	10320	3630	16590	5840	25,0

Zahlentafel 4.

Druckfestigkeit der Betonprobekörper 20/20 cm³.

Balken	I		II		III	
	A	B	A	B	A	B
Alter (Tage)	3	7	3	7	3	7
Gewicht kg	1	16,6	17,4	18,2	19,0	18,4
	2	17,5	17,4	18,8	18,6	18,4
	3	17,0	17,1	18,8	18,7	18,4
Festigkeit kg/cm ²	1	105,4	127,9	126,5	173,0	110,7
	2	78,7	122,3	128,9	178,5	115,2
	3	92,6	124,9	136,1	159,2	110,8
Mittel	92,2	125,0	130,5	170,2	112,2	156,6

Beton. Der Beton wurde in der Maschine im Verhältnis 1:5,5 in Rtl. gemischt. Der Wasserzusatz von 1,4 vH Rtl. ergab die gewünschte baustellengerechte weiche Konsistenz. Die Konsistenzziffer nach amerikanischer Meßmethode (siehe Abhandlung I) war K = 145.

Die Verdichtung erfolgte durch Stochern und einmaliges Abklopfen der Schalungen.

Die aus der Betonmasse hergestellten Probekörper 20/20 cm hatten die in Zahlentafel 4 eingetragenen Festigkeiten. Dabei ist zu bemerken, daß der Beton der Balken IA und IB ohne Splittzusatz hergestellt ist, also mehr den Charakter eines Mörtels hat.

Die Abmessungen der Probekörper sind in den Abb. 5, 6 und 7 veranschaulicht.

Die Versuchsanordnung sah vor:

Balken IA und IB:

Prüfung in einer Pohlmeier-Biegemaschine (Abb. 8),

Balken II A/B und III A/B:

Prüfung durch Belastung mit einem Hebelgeschrir (Abb. 9/10).

In der Zahlentafel 5 sind alle für die Berechnung erforderlichen Daten und die wichtigsten Versuchsergebnisse eingetragen.

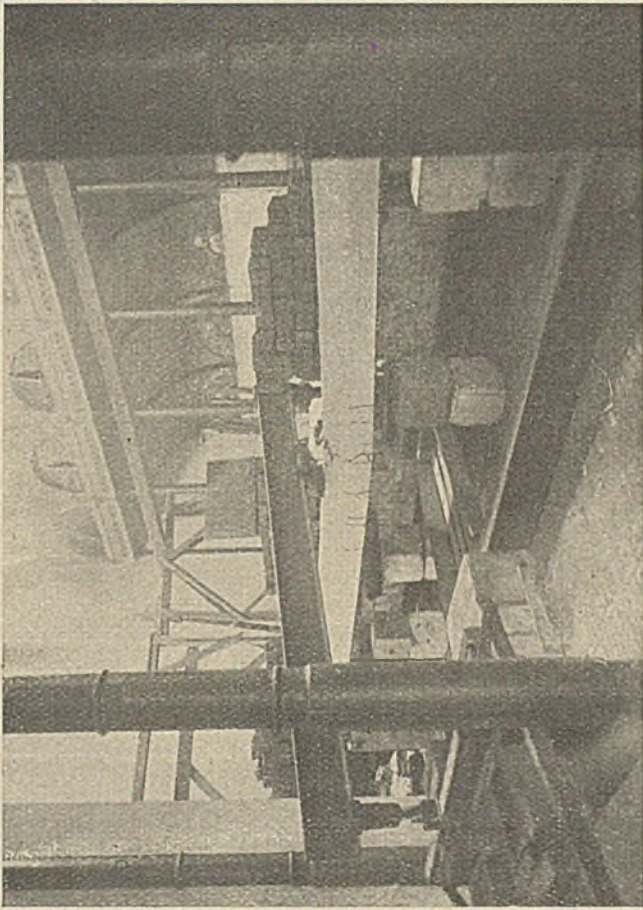


Abb. 9. Versuchsanordnung für Balken II.

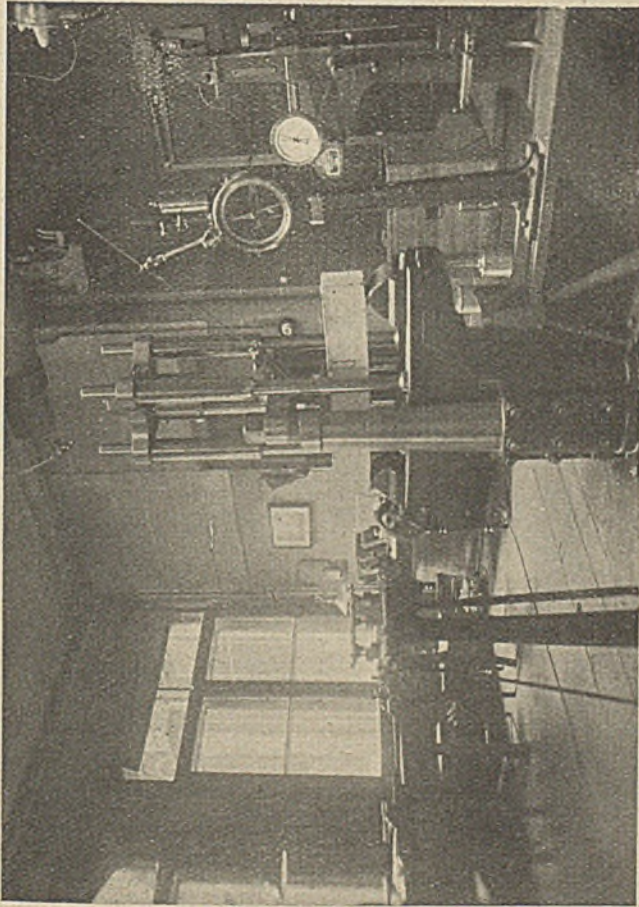


Abb. 8. Versuchsanordnung für Balken I.

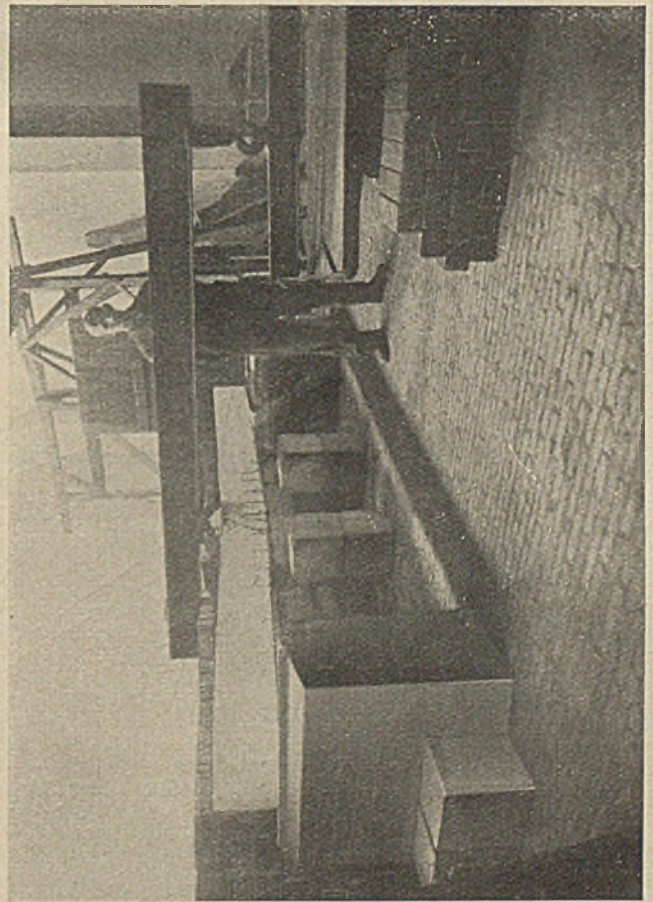


Abb. 10. Versuchsanordnung für Balken III.

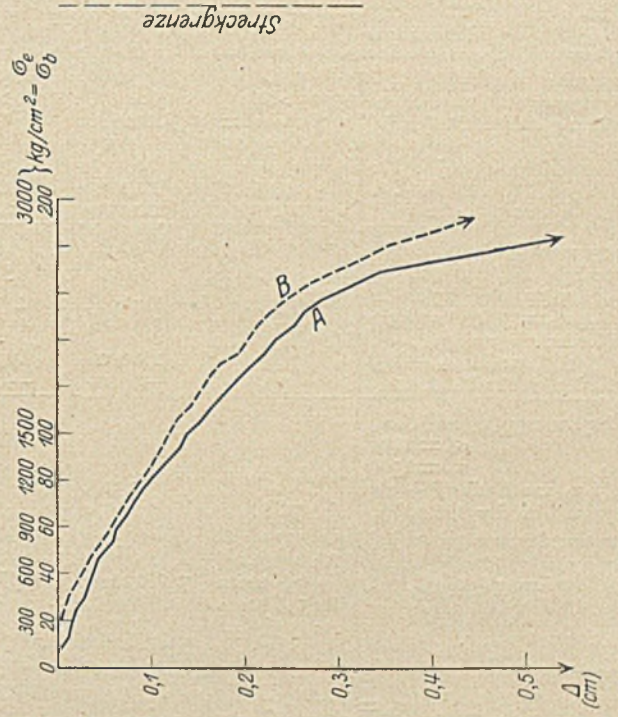


Abb. 11. Formänderungen des Balkens I.

Zahlentafel 5.
Zusammenstellung der Ergebnisse.

Eisenbetonbalken	Nr.	I		II		III	
	Alter (Tage)	3	7	3	7	3	7
	Bezeichnung	A	B	A	B	A	B
Spannweite (m)	1,00	4,00		5,80			
Betonquerschnitt (cm)	15 × 19	15 × 27		20 × 28,5			
Bewehrungsquerschnitt (cm ²)	3 ∅ 13 mm = 3,98	3 ∅ 16 mm = 6,03		3 ∅ 19 mm = 8,52			
Nutzbare Höhe h (cm)	15,9	24,2		25,5			
x = h/2 (cm)	7,95	12,1		12,75			
z = h - x/3 = 5/6 h (cm)	13,25	20,17		21,25			
Eigengewicht g (kg/m)	68	98		137			
M _g (cmkg)	850	19600		57600			
M _{max} für σ _b = 100 } kg/cm ² in σ _e = 1500 } cmkg	79200	181600		271500			
M _p erforderlich (cmkg) = (M _{max} - M _g)	78350	162000		213900			
P erforderlich für M _p (kg)	-3400	-1620		-1475			
Schubspannung (kg/cm ²) bei σ _b = 100 σ _e = 1500							
τ ₀ am Ende (P + g)	8,06	3,31		2,67			
τ _m in der Mitte (P)	7,88	2,67		1,74			
Gesamtzug der Schrägeisen (kg)	4230	6350		9020			
Schubbewehrung (cm ²)	A: 2 ∅ 12 + 3 ∅ 10 mm B: 5 ∅ 12 mm	7 ∅ 12 mm		10 ∅ 12 mm			
Bügel	A: 15 ∅ 5 mm B: 19 ∅ 5 mm	31 ∅ 6 mm		48 ∅ 6 mm			
Spannungen kg/cm ²	aus g } σ _b =	1,07 - 1,0	10,7	21,0			
	σ _e =	- 15	160	315			
aus P } σ _b =	0,02906 · P	0,0547 · P	0,0535 · P				
σ _e =	0,435 · P	0,821 · P	0,8025 · P				
Versuchsergebnisse:		IA	IB	IIA	IIIB		
Bruchlast P (kg)		6360	7200	3800	5480	4280	5560
Bruchspannung (kg/cm ²)		185,4	209,8	218,4	310,4	250,6	319,4
Gesamtdurchbiegung in der Mitte (cm)		0,542	0,444	2,561	2,164	3,773	3,3 5

Beton und Eisen 1925, Heft 4), so seien zum Schluß noch kurz die Gesichtspunkte herausgegriffen, die als gemeinsames Ergebnis aus beiden Versuchsreihen gewonnen wurden.

i. Auftreten von Zugrissen im Beton.

Dr. G. und N. schreiben: „Es war von vornherein vorauszusehen, daß bei der annähernden Gleichheit des

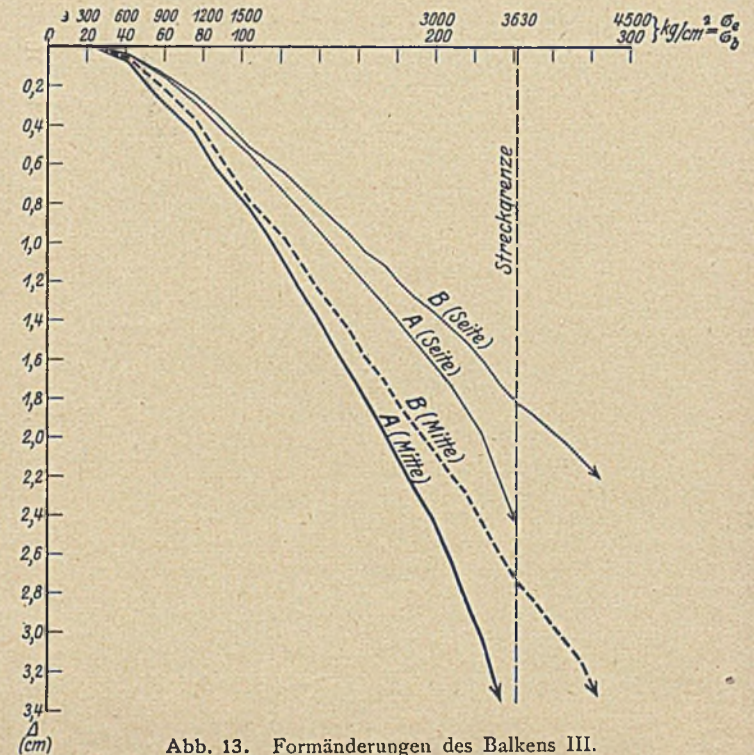


Abb. 13. Formänderungen des Balkens III.

Elastizitätsmaßes von weichem Flußeisen und Stahl letzterer bei der entsprechend größeren Anspannung auch größere Dehnungen der Betonzugfasern verursachen muß, womit Rißgefahr an der Betonzugseite zu erwarten ist.“

In Hannover ergab sich dasselbe Bild:

Feine Zugrisse traten sehr bald auf,

in Prag (bei zulässigen Spannungen 100/2000 bzw. 100/1800) durchschnittlich bei 1-1,5-facher Nutzlast,

in Hannover (bei zulässigen Spannungen 100/1500) bei 0,8-1,2 facher Nutzlast.

Das frühere Auftreten von Zugrissen in Hannover erklärt sich durch das geringere Alter der Versuchskörper. Dieses betrug:

in P.: 14, 21, 28 und 42 Tage

in H.: 3 und 7 Tage.

Aus der Belastung, bei der die ersten Zugrisse beobachtet wurden, ergaben sich in H. mit n = 10, m = 0,5 folgende Betonzugspannungswerte:

Balken II A: σ_{bz} = 98 kg/cm²

„ II B: „ = 115 „

Balken III A „ = 86 „

„ III B „ = 86 „

Den Versuchen in P. und H. ist ferner die Tatsache gemeinsam, daß sich die bestehenden Zugrisse auch bei Steigerung der Lasten nicht erweiterten, sondern vielmehr neue feine Haarrisse, ziemlich gleichmäßig verteilt, auf der Zugseite auftraten.

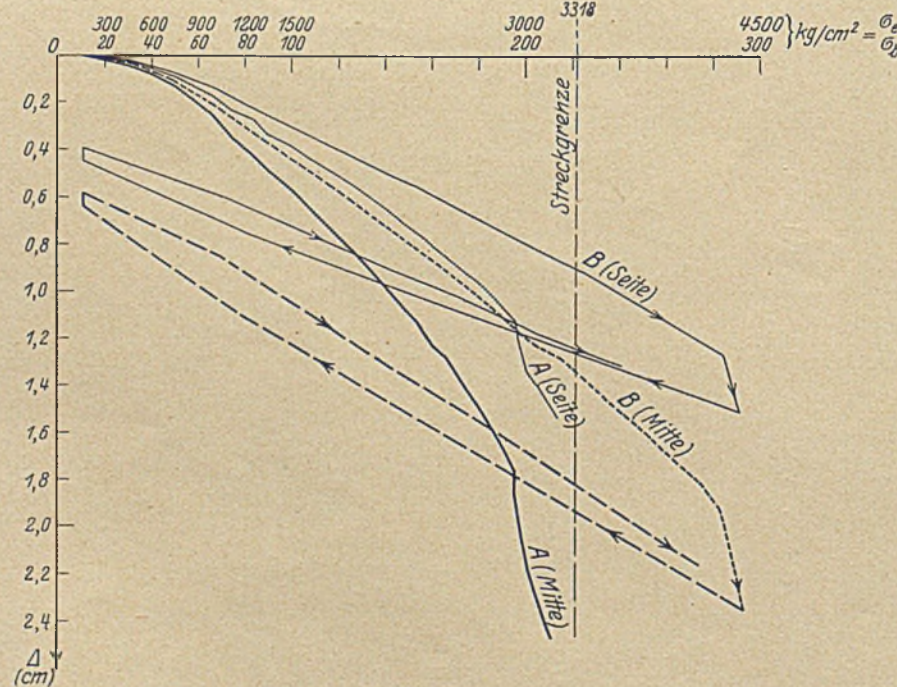


Abb. 12. Formänderungen des Balkens II.

Alle Formänderungsmessungen sind in den Abb. 11, 12 und 13 zeichnerisch dargestellt.

Da, wie im Anfang bemerkt wurde, diese Versuche ähnliche Ziele verfolgen, wie die Geßner-Nowackschen Arbeiten (siehe

2. Über die Haftfestigkeit der Stahleinlagen.

Bei den größeren Versuchskörpern
in P.: Decken von 6,00 m Stützweite,
in H.: Balken von 4,00 bzw. 5,80 m Stützweite
wurden Zerstörungen, die auf Überwindung der Haftfestigkeit der Stahleinlagen schließen lassen, in keinem Fall beobachtet.

3. Über die Größe der Durchbiegungen.

In der Beschreibung der Prager Versuche heißt es:
„Bei der Durchbiegung äußert sich auch das Alter, indem die Steifigkeit bis zum Alter von 42 Tagen zunimmt, allerdings nur in bescheidenem Maße.“

Diese Beobachtung wird durch die Versuche in H. bestätigt, wie aus den Durchbiegungskurven der Balken I bis III hervorgeht. Danach hat in der Altersstufe von 3 auf 7 Tage eine erhebliche Zunahme der Steifigkeit stattgefunden.

4. Über die Elastizitätszahl.

Bei der Ermittlung der Elastizitätszahl des Betons wurden von vornherein ausgeschaltet:

- a) Die Balken I A und I B, weil sie wegen ihrer gedungenen Querschnittsform kaum mit der erforderlichen Genauigkeit die Berechnungsgrundlagen erfüllen dürften.
- b) die Balken II A und III A, weil sie sich wegen ihres geringen Alters (3 Tage) wenig zum Vergleich mit den Prager Versuchskörpern (Alter 21 Tage) eignen.

Für die Balken II B und III B (Alter 7 Tage) wurden für verschiedene Annahmen von $n = \frac{E_c}{E_{bd}}$ und $m = \frac{E_{bz}}{E_{bd}}$ die Durchbiegungen errechnet und zu den beobachteten Durchbiegungen in Beziehung gesetzt. Zugrunde gelegt wurde dabei $E_c = 2\,150\,000 \text{ kg/cm}^2$. Vor allem Balken II B läßt sehr gut die Abnahme der Elastizitätszahl des Betons mit zunehmender Betonspannung erkennen, beginnend mit einem Wert für E_{bd} von etwa $400\,000 \text{ kg/cm}^2$ bei $\sigma_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ bis zu einem Wert von etwa $140\,000 \text{ kg/cm}^2$ kurz vor dem Bruch, was gut den Prager Versuchen an Decken von 6,00 m Stützweite entspricht.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Hauptversammlung des Verbandes
Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine in Essen
in der Zeit vom 16.—21. Juli 1925.

In der am 19. Juli 1925 abgehaltenen Hauptversammlung sprach nach begrüßenden Worten des Vorsitzenden Oberbaurat Schenk, Frankfurt, Oberbaurat Dr. Hercher, Düsseldorf, als Vertreter des Regierungspräsidenten, Oberbürgermeister Dr. Schäfer als Vertreter der Stadt, der den Willkommensgruß der von ihm vertretenen Behörde übermittelte.

Weiterhin hielten Ansprachen Seine Magnificenz der Rektor der Technischen Hochschule Aachen, Professor Dr.-Ing. Bonin, und zwar über das gegenseitige Wirken von Praxis und Lehre, ferner Professor Dr. Strecker, Heidelberg, über den Wert der Technik und ihren Zusammenschluß.

Außerdem wurde die Versammlung durch Vertreter von Oberschlesien und aus dem Saargebiet begrüßt.

Zu Ehrenmitgliedern des Verbandes wurden die Geheimräte Schmick, München und Dr.-Ing. Kölle, Frankfurt a. M., ernannt, und weiterhin der Beschluß gefaßt, die nächste Hauptversammlung in Dresden stattfinden zu lassen.

Von den besonders bemerkenswerten Vorträgen seien die nachfolgenden kurz im Auszug mitgeteilt.

Oberregierungsaurat Schenk, Frankfurt a. M., sprach über eine Studienreise in Nordamerika. Der Redner behandelte die Entwicklung der Städte in Amerika und deren zu späte Erkenntnis, daß ohne Stadtbebauungsplan nicht auszukommen ist. Er sprach weiterhin über die Grundlagen der Architekturausbildung in den Vereinigten Staaten und die Form der Ausführung öffentlicher Bauten. Er ging dann ein auf die Anfänge moderner Bauformen bei großen Mietshäusern, Hotels und Geschäftshäusern. Mit einer Entwicklung der Architektur im modernen Sinne kann gerechnet werden. Im Verkehrswesen herrscht eine bessere Verkehrsdisziplin des Publikums als in Deutschland. Interessant sind die Unterbringung der Autos in Geschäftsvierteln und die Einrichtung der Tankstellen. Die Regelung des Straßenverkehrs wurde von ihm neben der Führung der Eisenbahnlinie durch Stadtgebiete, deren mangelnde Sicherheit gegen Straßenverkehr, Bahnhofsbauten usw., erwähnt. Im Wohnungswesen sind die neuen Wohnviertel und die Etagenwohnungen, die Verschiedenheit der Wohnverhältnisse in New York gegenüber Städten des Binnenlandes bemerkenswert. Besonders beachtenswert sind die Geschäftshäuser und Hotels, bei denen andere Konstruktions- und Ausführungsmethoden als in Deutschland zur Geltung kommen. Das Wesen der Bauausführungen in Amerika ist beachtlich. Der Redner behandelt auch in einzelnen Beispielen die Eigenart moderner großer Eisenbahn-Empfangsgebäude, die städtebauliche Entwicklung in Amerika, die Gewinnung von Neuland und die Sanierungen von alten Stadtteilen. Er zog Lehren aus dieser Studienreise, die dahin gehen, daß in der jetzigen Zeit baulichen Stillstandes die Großstädte rechtzeitig Generalbebauungspläne schaffen müßten. Der Entwurf eines neuen „Preußischen Städtebaugesetzes“ scheint hier geeignetes Material zu liefern. Das tatelose Gewährenlassen im Wachstum unserer Großstädte muß ein Ende nehmen. Die Gartenstadtbewegung verdient kräftige Unterstützung. Mehr als bisher muß der Vorortverkehr für die Berufskreise in den großen Städten gefördert werden. Reichsbahn und städtische Verkehrseinrichtungen müssen sich zusammenschließen. Die Baumethoden müssen zur Verbilligung des Baues eingehend verbessert werden. Mit

rückständigen Einrichtungen, die nur verteuern wirken, muß aufgeräumt werden. Architekt, Ingenieur und Unternehmer müssen in dieser Beziehung zusammenarbeiten und die Berufsgenossenschaften und Baupolizei müssen mitwirken, damit unnötige Erschwerungen und Verteuerungen vermieden werden. In der Konstruktion der Kleinwohnungsbauten wird bei uns noch zuviel getan. Die Tilgung dieser Bauten ist meist innerhalb eines Zeitraumes von 50 Jahren erfolgt, während das Lebensalter dieser Bauten ein Vielfaches dieser Zeit beträgt. In der Wohnungskultur muß eine systematische Erziehung einsetzen. Die Führung des Haushaltes muß in jeder Weise erleichtert werden, doch müssen auch die Einrichtungen der Kleinwohnungen darauf Rücksicht nehmen. In baulichen Einzelheiten, in der Konstruktion von Türen und Fenstern, Baubeschlagteilen bei den Installationseinrichtungen und dergl. können noch viele Verbesserungen erfolgen. Bei aller Modernisierung darf man aber nicht allzusehr in den Schematismus verfallen, denn diese Seite der amerikanischen Bauweise ist kein Vorteil.

In einem Vortrag über das neue preußische Städtebaugesetz zeigte Verbandsdirektor Dr.-Ing. Schmidt, Essen, wie die Gesetze des Entstehens und die Ursachen des Vergehens der Weltstädte aller Zeiten nur durch gleichzeitiges Studium der Kultur und Zeitgeschichte ergründet werden können, wie ebenso die Entwicklungsgänge unserer Zeit geklärt werden müssen, um die Grundlagen des neuzeitlichen Städtebaues richtig zu erfassen. Die Germanen, nicht die Romanen Westeuropas haben aus dem Handwerk mit Hilfe der Dampfmaschine die Großindustrie geschaffen, die die Grundlage der modernen Wirtschaft geworden ist. Dadurch entstanden die großen Handelszentralen mit ihren gewaltigen Verkehrsanlagen, dadurch entstanden weiterhin die internationalen Geldzentralen. Unser Wirtschaftsleben braucht eine planvolle räumliche Gestaltung. Die Erfahrungen und Arbeitsmethoden des Ruhrsiedlungsverbandes haben dazu geführt, die Aufnahme dieses Gedankens in das neue preußische Städtebaugesetz zu veranlassen. Seine Praxis führte nämlich zu der Aufstellung von Wirtschaftsplänen, die den Großarbeitsstädten, der Landwirtschaft, dem Wohnwesen und der Volkserholung sowie dem gesamten Verkehrswesen an geeigneter Stelle ihre ungehinderte freie Entwicklung sichern sollen. Diese Wirtschaftspläne sind an keine politischen Grenzen gebunden und bilden die Grundlagen der Bebauungspläne. Um solches durchzuführen, muß der Boden in wesentlich erweiterter Form wie bisher im öffentlichen Interesse seiner planmäßigen Zweckbestimmung zugeführt werden. Der Städtebau soll den Inhalt, die Seele und das Leben der Nation darstellen und das Nationalgefühl durch Überbrückung religiöser, politischer und wirtschaftlicher Spaltungen erwecken. Bei dem Entwurf des preußischen Städtebaugesetzes hat das Ministerium die Erfahrungen des Ruhrsiedlungsverbandes und zahlreiche Anregungen aus der Praxis verarbeitet, die nunmehr zur allgemeinen Diskussion gestellt sind. Gelangt das Gesetz zur Durchführung, so hat Preußen einen merkbaren Fortschritt vor den anderen Teilen des Reiches gemacht. Bei der dichten Besiedelung Deutschlands wird später das Reich die Materie durch ein Reichsgesetz regeln müssen.

Vortrag von Prof. Dr.-Ing. h. c. Behrens, Wien, über: Industriebauten.

Unsere Zeit besitzt keine gereifte Kultur, Vollkommenes steht neben Unvollkommenem. Gerade dort, wo es am wenigsten sein sollte, in Hochbau und Industrieerzeugnissen sehen wir das Gebiet des empfindsamen und des Tatmenschen unbeeinflusst nebeneinander. Die Technik ist keine Fachangelegenheit mehr, sondern hat Einfluß auf das Gesamtleben. Eine Stufe der Menschheitsentwicklung ist mit ihr

erreicht. Dabei herrscht aber eine Neigung zum Materialismus, der entsteht durch Spezialisierung und auch durch äußerliche Betrachtung technischer Mittel. Im Mittelalter flossen Kunst und reine Technik zusammen. Es muß gelingen, die technischen Errungenschaften zum Ausdruck einer reifen Kultur werden zu lassen. Im Altertum fand der Formwille die Technik, die ihm nötig erschien, die Technik gab willig Mittel des Ausdrucks des Zeitgeistes und Kunstwillens. Die Eile unserer Zeit läßt die bündige Architekturfläche entstehen. Das Eisen entmaterialisiert durch die Feinheit der Konstruktion. Es gilt eine geschlossene Raum- und Körperwirkung zu erzielen. Bei Industriebauten sind große Öffnungen und helle Räume nötig.

Industriebauten sind dem Stadtbild ohne Dissonanz einzufügen, so daß sie selbst mit den Wohnhäusern zusammen ein einheitliches Bild geben. Interessant sind die neuen Bestrebungen in Holland, wo zwei Strömungen vorhanden sind, die der reinen Sachlichkeit, der Klassisten und die des Gefühls der modernen Romantiker. Indessen kann das Problem heute nicht gelöst werden, denn das technische Gestalten enthält nicht nur mechanischen Geist, sondern ist durchwoben von eigener Romantik, dem Rhythmus unserer Zeit.

Bisher versuchte die Ästhetik, das Neuartige, Ungewohnte der Technik zu mildern. Das Groteske der oft bizarren Form aber als Leitmotiv zu nehmen, um dadurch die Gestalten zu märchenhaften und wahrscheinlichen zu erheben, ist bisher noch nicht gelungen.

Das Handwerk braucht nicht verloren zu sein, wenn es sich auf jene Qualität einstellt, die von der Maschine nicht geleistet wird.

So kann der Unterschied zwischen Industrie und Handwerk klargestellt werden, indem der handwerklichen Kunst die eigenwillige Eingebung des Augenblicks zukommt. Material kann Stimmung vermitteln.

Im Siedlungswesen findet man heute falsche Anwendungen des Typisierens ohne Rücksicht auf Lebensgewohnheiten einer bestimmten Gegend. Auch bei Ingenieurbauten muß der Sinn für Einheitlichkeit vorausgesetzt werden. Amerika zeigt die gewagtesten Konstruktionen, aber Mangel an Sinn für gute Formen, was sich in der eigenmächtigen Gestaltung überhoher Häuser als isolierter Körper zeigt. Städtebaulich hat das Einzelhaus gar kein Interesse. Die Anlage der Hochhäuser in Deutschland ist abhängig von der Ausdehnung der Städte. Stadtbau ist nicht eine Angelegenheit der Ebene, sondern auch des Raumes. Jede Dimension ist abhängig vom ganzen Stadtbild, die verschiedenen Stadtteile sollen auch für das Auge zueinander in Beziehung gebracht werden. Man darf darum Kathedralen nicht durch Domfreiheit isolieren, die leider auch für die Hoch- oder Turmhäuser befürchtet werden muß. Ähnlich einem Fluchtliniengesetz sollte auch die Hochkurve der Städte für die vertikale Silhouette festgelegt werden. Solche wichtigen Fragen unserer Zeit sollen Architekt und Ingenieur in treuer Zusammenarbeit leisten, die dazu führen kann, die Einheitlichkeit zu finden, die einen Stil unserer Zeit gewinnt.

Beschleunigung der Trockenlegung der Zuiderzee.

Nach De Ingenieur Nr. 24 von 1925.

Zur Abänderung der Gesetze vom 14. Juni 1918 bzw. vom 2. Juli 1923 und vom 20. Dezember 1918 zur Einstellung von Mitteln für Abschließung und Trockenlegung der Zuiderzee sind zwei neue Gesetzentwürfe eingebracht worden mit dem Zweck, einmal die Ausführung des Abschlusses und der Trockenlegung kräftig in Angriff zu nehmen und weiter die Kosten des Abschlußdeiches nicht zu Lasten der Trockenlegungsarbeiten gehen zu lassen, sondern sie zur Hälfte aus ordentlichen Mitteln, zur Hälfte aus außerordentlichen durch Anleihen zu beschaffenden Mitteln zu bestreiten, so daß die Kosten nicht ganz dem lebenden Geschlecht zur Last fallen. Der Plan wird damit begründet, daß ohne zu großen Optimismus die finanzielle Lage des Landes als günstig genug angesehen werden kann, die Ausführung zu beschleunigen und daß, wenn irgendwo, dann hier Veranlassung besteht, sobald wie möglich die Hand an den Pflug zu legen, nicht nur um eine neue Quelle der Wohlfahrt durch die Trockenlegung dieser ausgedehnten Flächen zu erschließen, sondern auch um die sehr drückende Zinsenlast bei zu langsamem Tempo der Ausführung, die auf die Dauer die gesamte Produktivität in Gefahr bringt, zu vermeiden. Die Regierung geht dabei auf Grund des Berichtes einer besonderen Kommission von der Annahme aus, daß die Abschließung der Zuiderzee für einen erheblichen Teil des Landes von so überwiegendem Nutzen ist, daß sie als ein besonderes Wasserbauwerk angesehen werden kann, das auch ohne weitere Trockenlegung der Zuiderzee von so hervorragendem Wert ist, daß es auch losgelöst von dieser zustande kommen muß und ihre Kosten nicht der Trockenlegung zur Last gelegt werden sollten. Der Nutzen soll in der Hauptsache in der Möglichkeit beruhen, das Süßwasser des durch den Abschluß gebildeten Ijsselmeeres in die Provinzen Friesland und Nordholland einzulassen. Daneben kommen in Betracht Ersparnisse bei Unterhaltung der vorhandenen Wasserkehrungen innerhalb des Abschlußdeiches und größere Sicherheit der zurückliegenden Ländereien gegen außergewöhnliche Überflutungen, Verbesserung der Entwässerung der rund um die abzuschließende Zuiderzee herumgelegenen Lande, Schaffung einer sicheren und schnelleren Eisenbahnverbindung zwischen Friesland und Nordholland, als jetzt besteht, und größere Sicherheit der Schifffahrt durch Bildung des Ijsselmeeres, die Möglichkeit, das Ijsselmeer zu einem sehr fischreichen Gewässer zu machen u. a. m. Die kapitalisierten Werte dieser gesamten Vorteile

sollen in jedem Falle so groß sein, daß die Abtrennung der Kosten des Abschlußdeiches und die Belastung der seinerzeit in Kultur zu bringenden Ländereien nur mit den zu ihrer Gewinnung selbst aufgenommenen Kapitalien völlig gerechtfertigt erscheinen. Der Begründung der Gesetzentwürfe ist eine Gesamtkostenberechnung über die Abschließung und Trockenlegung der Zuiderzee beigefügt. Danach sind die Kosten der noch auszuführenden Arbeiten für die Trockenlegung wie folgt geschätzt: 37 000 000 fl. für den NW.-Polder, 101 000 000 fl. für den SW.-Polder, 143 000 000 fl. für den SO.-Polder, 84 000 000 fl. für den NO.-Polder, im ganzen 365 000 000 fl., während die Gesamtkosten der Abschließung, deren Dauer zu acht Jahren angenommen ist, zu 90 000 000 fl. veranschlagt sind. Davon gehen ab 95 000 000 fl. als Ertrag der trockengelegten Flächen, bis diese ihren normalen Kapitalwert besitzen. Der Kapitalwert der trockengelegten Flächen wird auf im ganzen 510 738 000 fl. geschätzt. Busch.

Fortschritte im Bau von Betonstraßen in den Vereinigten Staaten im Jahre 1924.

(Concrete vom Januar 1925, S. 1—13 mit 2 Zeichn. u. 44 Abb.)

Im Jahre 1924 sind in den Vereinigten Staaten fast 40 Mill. m² Betonstraßen hergestellt worden, eine Höchstleistung, die alle früheren Jahre übertrifft. Die Breite war meist die gewöhnliche von 5,4 m, auf Strecken mit starkem Verkehr aber von 12 m, die Regelstärke 16 bis 18 cm mit Zunahme auf 23 cm an den Kanten, die jedoch noch nicht allgemein als zweckmäßig anerkannt ist, und bei Eisenbetonstraßen mancherorts durch stärkere Bewehrung des Randstreifens auf 1 m Breite ersetzt wird. Allgemein eingeführt haben sich eine Mittelfuge oder Längsfugen in höchstens 3 m Abstand voneinander mit Stahldübeln oder Feder und Nut sowie Dehnungsquerfugen in je 30 m Abstand mit 60 cm langen Dübeln, je 1 m auseinander, die auf der einen Hälfte durch Papierumkleidung beweglich erhalten werden. Die Betonfestigkeit ist von 140 auf 280 und sogar bis 350 kg/cm² nach 28 Tagen erhöht worden; es ist auch schon der Vorschlag aufgetaucht, den Betonpreis nach der Festigkeit zu staffeln. Das zuverlässigere Mischen des Betons nach Gewichts- statt nach Raumteilen fängt an zur Geltung zu kommen. Aluminiumzement hat für Ausbesserungen und für Wiederherstellung von Bauwerken Aufnahme gefunden, da die Arbeitsstellen schon nach 24 bis 48 Stunden dem Verkehr übergeben werden können. Alte Betonstraßen von nur 4,5 m Breite und 10 cm Stärke sind erfolgreich in einem Arbeitsgang verbreitert und verstärkt worden. Für die Bewehrung bürgern sich die fabrikmäßig hergestellten Netze immer mehr ein. Große Sorgfalt wird auf die Abgleichung der Oberfläche gelegt, wozu 3 m lange Richtscheite an langem Stiele dienen, denn dadurch wird sowohl die Lebensdauer der Straße durch Unterbleiben von Schlägen der Räder als auch diejenige der Fahrzeuge durch Wegfall der Erschütterungen verlängert. Allgemein wird vor dem Einbau einer Betonstraßendecke schon das Land für künftige Verbreiterung der Straße erworben, bevor es durch die Erleichterung des Verkehrs auf der besseren Straße im Preise steigt, und als Rasenstreifen instand gehalten, die auch zum Umfahren und zum Halten von Fahrzeugen von Nutzen sind. N.

Verbundpfähle aus Holz und Beton.

Nach Engineering News-Record 1925, Nr. 5, S. 186.

Bei der Gründung eines Viadukts bei Chicago wurden neue Wege beschritten. Der westliche Ausgang des Viadukts sollte auf Pfählen gegründet werden. Obwohl der Viadukt in Seennähe liegt, war das Grundwasser schon 2,1—2,4 m über dem Seespiegel anzutreffen. Der Boden besteht dort aus wasserhaltendem Sand von 2,1 m über dem Seespiegel an bis 1,5 m unterhalb desselben. An die Pfahlgründung, die auf Grund von Probebohrungen bis auf eine Tiefe von 10,7 m unterhalb des Wasserspiegels hinabreichen mußte, hatte die Stadt Chicago die Bedingung geknüpft, daß Holzpfähle nur bis 30 cm unterhalb des Seespiegels hinaufreichen dürfen. Es wäre deshalb notwendig gewesen, die eigentlichen Betonfundamente in den wasserführenden Schichten auszuführen, was mit kostspieligen Schalungs- und Wasserbeseitigungsarbeiten verbunden gewesen wäre. Um nun einerseits die Kosten für Schalungsarbeiten und die Wasserentfernung zu sparen und die Unsicherheiten und Verzögerungen bei solchen Arbeiten zu vermeiden, und andererseits den Vertragsbedingungen nachzukommen, wurden Verbundpfähle aus Holz und Beton verwendet. Der hölzerne Teil der Pfähle kam bei der Pfahlstrecke unterhalb des Seewasserspiegels, der Betonteil darüber zur Anwendung. Auf diese Weise wurde das eigentliche Betonfundament des Viadukts auf eine Höhe von 2,1 m oberhalb des Seespiegels emporgehoben und konnte dort ohne besondere Vorkehrungen gegen Wasser hergestellt werden. Die Pfähle, die nach den Vertragsbedingungen nicht allein vertikale Lasten, sondern auch Biegungsbeanspruchungen aufnehmen können, wurden wie folgt hergestellt:

Zunächst wurde als Führungsrohr ein Stahlrohr von 40,6 cm Durchmesser, 13 mm Wandstärke und 6,7 m Länge bis auf den Lehm hinab eingerammt mit Hilfe einer das Stahlrohr im Innern ausfüllenden, aber 30 cm kürzeren Eisenspindel mit oben verbreitertem Kopf. Sodann wurde in diesem Führungsrohr nach Herausziehen der Eisenspindel ein Holzpfahl, der im oberen Ende auf eine Länge von 76 cm genau auf einen Durchmesser von 33 cm gearbeitet war, hinabgelassen

und mit Hilfe der Eisenspindel soweit eingerammt, daß sein oberes Ende mindestens noch 76 cm in das Stahlrohr hineinreichte. Nach erneutem Herausziehen der Eisenspindel wurde mit derselben nun ein 35,6 cm weites, mit einem Goudronanstrich versehenes zweites Stahlrohr innerhalb des ersteren eingebracht und über den Holzpfehl auf eine Länge von mindestens 76 cm hineingetrieben. Das Führungsrohr wurde sodann herausgezogen und das bleibende Stahlrohr mit Beton ausbetoniert.
Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

Bemerkenswerte Anordnung und Betrieb der gleichzeitigen Betonierung (Gußbeton) von vier großen Bauten (zwei 8stöckige, zwei 10stöckige und ein 20stöckiges Bauwerk), Dalles/Texas.

Engineering News-Record 11. XII. 1924.

Es handelt sich dabei um die Mischung und Einbringung des Betons über eine Fläche von 250 x 70 m², wobei 4 Bauten versorgt werden mußten. Das höchste Bauwerk wies eine Höhe von 73 m

Holzturm, der gleichzeitig mit dem betreffenden Gebäude aufgerichtet wurde. Von dort aus wurde dann das Material in die Verschaltungen des Baues 1 eingebracht mittels der oben erwähnten Schüttvorrichtung (mit einem Aktionsradius von 42,5 m).

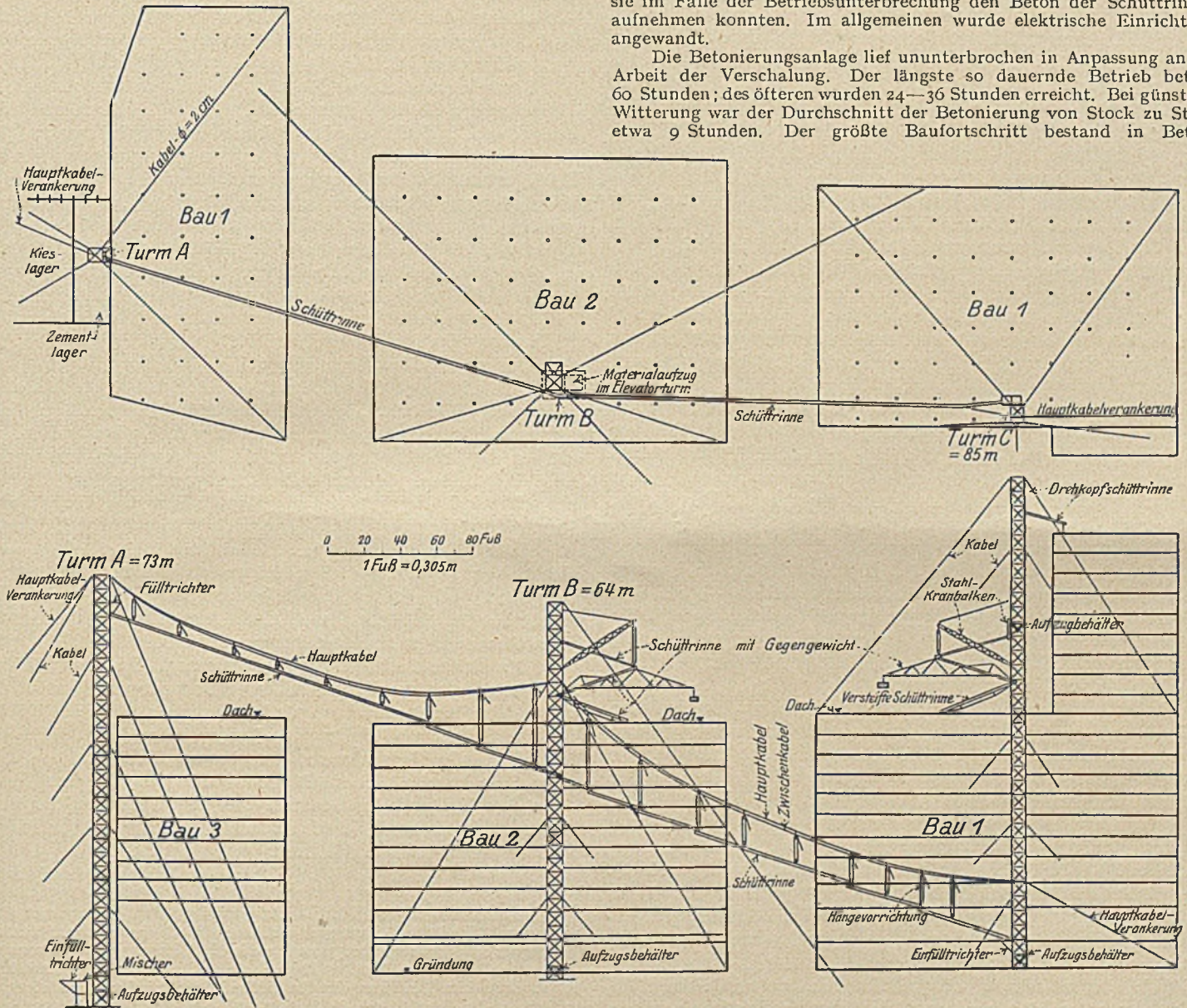
Für Bau 2 mußte ungefähr die Hälfte des Betons hochgezogen werden in einem 64 m hohen Stahlurm. Dieser wurde sofort auf seine volle Höhe errichtet, da er das Kabel der Hauptschüttrinne aufnehmen bestimmt war.

Für Bau 4 wurde durch eine zweite Hauptschüttrinne ein weiterer Stahlurm von 64 m Höhe (mit Schüttvorrichtung) beliefert. Der Zement war in einem Schuppen von 28 m³ Fassungsraum über der Mischplattform für den Guß bereitgestellt.

Das Gemisch wurde mittels Karren aus den Lagersilos in den Mischtrichter oberhalb des eigentlichen Mischers gestürzt. Alles Material wurde gemessen und eine Minute lang gemischt. Der eine 8 m²-Mischer gewährleistete bei voller Leistung einen stetigen Fluß in der Schüttrinne.

Die Aufzugsbehälter in den Türmen waren so bemessen, daß sie im Falle der Betriebsunterbrechung den Beton der Schüttrinnen aufnehmen konnten. Im allgemeinen wurde elektrische Einrichtung angewandt.

Die Betonierungsanlage lief ununterbrochen in Anpassung an die Arbeit der Verschaltung. Der längste so dauernde Betrieb betrug 60 Stunden; des öfteren wurden 24—36 Stunden erreicht. Bei günstiger Witterung war der Durchschnitt der Betonierung von Stock zu Stock etwa 9 Stunden. Der größte Baufortschritt bestand in Beton-



Draufsicht und Seitenansicht der Betonierungsanlage.

auf. Dabei mußte der Verkehr zwischen den Bauten unbehindert bleiben. Der Unternehmer entschied sich für eine zentrale Mischanlage mit Gußrinnen, bedient von 4 Aufzugstürmen. Jeder war versehen mit einem Stahl-Kranträger und einer Schüttvorrichtung mit Gegengewicht (siehe Abb.). Das Material wurde von der Straße bzw. von der Höhe des ersten Stockes 3,6—6,8 m über der Gründung in Karren angeliefert. Bei Ausnutzung der Schwerkraft hatte man durch die etwa 70 m hohen Türme annähernd eine halbe Meile Horizontaltransport erspart. Die Mischanlage befand sich zwischen Bau 3 und 4. Sie versorgte einen Aufzugsbehälter im Stahlaufzugsturm von 73 m Höhe.

Die Hauptschüttrinne lieferte den Beton für Bau 1 und 2. Bei Bau 1 wurde das Material wieder hochgezogen in einem 85 m hohen

einbringung von 400 m³ in 10 Stunden. Die Verschaltungen waren aus Holz mit Ausnahme von Zylinderformen für die Säulen und Spezialformen der Säulenköpfe. Die Verschaltungen für die Deckenplatte wurden in der Werkstatt hergestellt. Im allgemeinen hielten sie 10 Arbeitsschichten gut aus.

Der Bewehrungsstahl wurde fertig gebogen angeliefert und zu den Bauten vermittelt besonderer Kranbalken an den Türmen hochgewunden. Nach dem Guß wurden die Verschaltungen in der Regel erst nach 14—21 Tagen weggenommen, und zwar nach Maßgabe der Probekörper, die für jeden Guß angefertigt waren. — Unter Berücksichtigung der „Bestimmungen“ wurde sowohl die Festigkeit als die Kornzusammensetzung nachgeprüft.

Dr. Kasbaum, Karlsruhe i. B.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zuschrift zum Aufsatz

„Geschäftskosten und Bautenerfolg“ in Heft 13.

Zu dem Artikel „Geschäftskosten und Bautenerfolg“ in Heft 13 möchte ich mir gestatten, einiges zu bemerken, was als Ergänzung vom praktischen Standpunkt aus dienen kann.

Der Verfasser versuchte in dem genannten Aufsatz diese geschäftlichen Fragen auf eine mathematische Formel zu bringen. Es ist anzunehmen, daß für den Fall, der von ihm untersucht ist, also für die eine oder die andere Firma, das Ergebnis vollkommen stimmt. Selbstverständlich ist aber keinem Praktiker unbekannt, daß die Generalia der verschiedenen Unternehmungen sehr voneinander abweichen, je nachdem das Organisationsvermögen der führenden Stellen die Geschäftsleitung wirklich mehr oder weniger in der Hand hat. Dem Schlußresultat der angestellten Untersuchung kann aber im ganzen zugestimmt werden.

Was besonders die Bauindustrie ungemein belastet, ist, daß sie sich nicht nur aus soliden und gewissenhaft kalkulierenden Firmen zusammensetzt, sondern daß, wie wir bei jeder öffentlichen Submission feststellen können, geradezu eine Art Va-banque-Spiel bei der Abgabe der Preise getrieben wird. Wir dürfen uns nicht verhehlen, daß auf diesem Gebiet viel Unsolidität im Baugewerbe vorhanden ist und gerade bei den öffentlichen Bauten, bei denen nun einmal Submissionszwang besteht, gezüchtet wird!

Mir liegt gerade das Resultat der Preisabgabe für einen öffentlichen Bau vor. Der Billigste hat ein Angebot von 40 000 M, der Teuerste ein solches von 100 000 M abgegeben. Wenn wir hier den Selbstkosten nachspüren wollen, muß natürlich jede mathematische Formel versagen. Der Fehler in unserem Gewerbe liegt eben darin, daß bei vielen, besonders den kleineren, aber auch bei manchen größeren Firmen durch das Submissionswesen eine Art Spekulationsfieber erzeugt wird — besonders natürlich in schlechten Zeiten —, wo alles Kalkulieren aufhört und die Preise gemacht werden auf Art des artilleristischen Einschießens: Die erste Submission zu hoch, die zweite beinahe niedrig genug, die dritte (hurra) Treffer. Da kann keiner drunter!

Es ist nur gut, daß bei diesem Taumel wir alten, geübten Kalkulatoren noch nicht die Nerven verloren haben. Leicht ist es nicht; aber es muß gehen. Und wir haben nur die eine Hoffnung, daß es besser wird, wenn sich recht viele von den spekulativen Firmen die Finger recht kräftig verbrannt haben, d. h. ihr Geschäft schließen müssen!

Ich glaube, wir sind uns alle einig, daß das Submissionswesen ein Krebschaden ist, wie er schlimmer nicht gedacht werden kann; denn schlechte Preise wird jeder irgendwie zu verbessern trachten müssen, und daß dabei die Gefahr geschäftlicher Korruption sich einschleichen muß, ersehen wir oft genug aus den Tageszeitungen.

Wie aber abhelfen? Da möchte ich mir nun einen Vorschlag gestatten, der, weil neu, zunächst vielleicht eigenartig und undurchführbar erscheint, der aber durchführbar ist, wenn die öffentlichen Körperschaften den Mut dazu aufbringen, der Sache ernstlich näher zu treten.

Es gibt zweifellos genügend tüchtige, erfahrene, nicht zu junge Kalkulatoren in der Bauindustrie, die dem Regierungspräsidenten jedes Bezirks als ständige Berater zur Seite gestellt werden können. Man nehme an, daß irgendeine größere öffentliche Arbeit ausgeschrieben sei, so werden zu dieser Submission außer den Firmen drei der öffentlichen Kalkulatoren von einer höheren Instanz als der ausschreibenden mit zur Preisabgabe aufgefordert. Bei dem Eröffnungstermin haben die fraglichen Kalkulatoren ebenfalls ihre Preise in ver-

schlossenem Umschlag abgegeben. Da die Namen der fraglichen Herren strenges Dienstgeheimnis der höheren Dienststelle sind, weiß niemand, wie hoch die Kontrollpreise sein werden. Es braucht nicht erwähnt zu werden, daß die Preisprüfer zur strengsten Objektivität eidlich verpflichtet sein müssen. Bei der Vergebung der Arbeiten nun sei dem vergebenden Beamten zur Pflicht gemacht, nur solchen Firmen den Auftrag zu erteilen, die bei sonstiger Geeignetheit mit ihren Preisen innerhalb der Preise der Kalkulatoren geblieben waren. Es würde zu weit führen, weitere Einzelheiten hier anzugeben. Daß eine Gesundung der bauwirtschaftlichen Verhältnisse hierdurch zunächst bei den behördlichen Arbeiten eintreten würde, versteht sich von selbst.

Nun wird man einwenden können, daß man zu einer solchen Einstellung auf die gesunde Mitte keiner besonderen Vertrauensleute bedürfe. Auch die Beamten an sich könnten diese Regelung vornehmen. Dem muß aber widersprochen werden. Es ist zweifellos, daß der großen Mehrzahl der Baubeamten trotz aller gründlichen technischen Kenntnisse die jahrelange praktische Kalkulations- und Betriebserfahrung mangeln muß, die zu scharfer Preisbemessung unerlässlich ist. Dann aber ist es selbst für den eine Arbeit vergebenden Beamten von Bedeutung, daß er jeder Mißdeutung entzogen ist. Er selbst kennt vor der Submission die Resultate nicht, da eine höhere Stelle die Namen der Vertrauensleute gewählt hat. Die Vergabung der Arbeiten kann also völlig objektiv erfolgen.

Nun wird man vielleicht einwenden, daß alsdann die Behörden zu teuer bauen würden. Es ist möglich, daß zunächst eine scheinbare Verteuerung eintreten würde, aber andererseits würden die Arbeiten fraglos an Solidität gewinnen und korruptive Verhältnisse, wie man sie heutzutage oft aus den Zeitungen erfährt, würden verschwinden. Daß aber der Staat und die Öffentlichkeit an einer Gesundung der Moral allgemein gesprochen interessiert sind, dürfte wohl nicht bestritten werden können. Andererseits werden aber auch Verluste sich durch bessere Steuererträge der Bauindustrie ausgleichen. Im übrigen handelt es sich hier um einen Gesundungsvorschlag, der zur Diskussion gestellt werden soll. Man habe den Mut zum Experiment. Die Öffentlichkeit kann kein Interesse haben, so billig zu bauen, daß normalerweise viele Firmen dabei zugrunde gehen müssen. Eine richtige Volkswirtschaft muß dafür Sorge tragen können, daß jeder redlich arbeitende Mensch auch leben kann. Sicherheit und Ordnung in wirtschaftlichen Dingen verbürgen letzten Endes allein den Bestand des Staates, was den Gründern des preussischen Staates und des deutschen Reiches nicht entgangen war, als sie zur Devise wählten: Jedem das Seine.

Obering, Grahl, Düsseldorf.

Arbeitsmarktlage. Die Bautätigkeit hat den Höhepunkt überschritten. Facharbeitermangel ist kaum noch bemerkbar; auch in Hannover und Württemberg konnte die Nachfrage nach Maurern und Zementfacharbeitern fast vollauf befriedigt werden. Umgekehrt ist in einzelnen Bezirken die Arbeitslosigkeit wieder im Steigen begriffen, so im Rheinland, in Schleswig-Holstein und Südbayern; vor allem steigt das Angebot an Bauhilfs- und Tiefbauarbeitern. Eine klare Übersicht über die Gesamtlage ist infolge der großen Ausdehnung der augenblicklichen Arbeitskämpfe sehr erschwert. Aussperrung besteht in: Mecklenburg, Freistaat Sachsen, Provinz Sachsen, Anhalt und Baden; gestreikt wird in Berlin und Kassel; Lohnverhandlungen sind im Gange oder stehen bevor in Ostpreußen, Hannover und Braunschweig. Im ganzen sind etwa 95 000 Bauarbeiter von den Aussperrungen betroffen.

Lebenshaltungskostenindex.

Alt.....	Mai	Juni	Juli
	125,6	128,2	133,7
Neu.....	Mai	Juni	Juli
	135,5	138,3	143,3

Erwerbslosigkeit.

In vH der Mitglieder der Fachverbände.

	Vollarbeitslose			Einschl. Kurzarbeiter		
	30. April	31. Mai	30. Juni	30. April	31. Mai	30. Juni
Gesamt:	4,7	3,7	3,4	8,9	8,2	7,9
Baugewerbe ..	5,5	3,2	3,0	5,5 ¹⁾	3,2 ¹⁾	3,0 ¹⁾

Löhne.

a) Durchschnittlicher Stundenlohn im Monat²⁾.

	Durchschnitt der wichtigsten Industrien ³⁾		Im Baugewerbe	
Gelernt	Mai	84,9 Rpf	Mai	103,5 Rpf
	Juni	86,3 „	Juni	108,4 „
Ungelernt	Mai	60,4 „	Mai	86,7 „
	Juni	61,6 „	Juni	90,4 „

b) Der durchschnittliche monatliche Stundenlohn der Ungelernten betrug in vH des Lohnes der Gelernten (vgl. a)

	im Durchschnitt wichtiger Industrien ³⁾	im Baugewerbe
Mai	71,1 vH	Mai 83,8 vH
Juni	71,4 „	Juni 83,4 „

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen 6. August 1925.)

Gesetz über Ausbau der Angestellten- und Invalidenversicherung und über Gesundheitsfürsorge in der Reichsversicherung. Vom 28. Juli 1925. (RGBl. I, S. 157.)

A. Änderungen des Angestelltenversicherungsgesetzes mit Wirkung vom 1. Juli 1925. Die Ruhegehälter der Versicherten werden erhöht, dadurch macht sich auch eine Erhöhung der Monatsbeiträge um $\frac{1}{3}$ ab 1. September 1925 nötig. Für die Pflichtversicherten ist eine Gehaltsklasse F neu eingerichtet. Für freiwillige höhere Beiträge sind zwei neue Beitragsklassen mit höheren Beitragsätzen vorgesehen. Jeder Pflichtversicherte und jeder Freiwilligversicherte kann diese beiden Klassen nach Belieben wählen, wenn er sich eine höhere Rente sichern will. Nach den neuen Vorschriften sind Beiträge für die Zeit vor dem 1. September 1925 vom 10. September an zu entrichten. Für Versicherte, deren monatliches Entgelt 50 M. nicht übersteigt, sowie für Lehrlinge entrichtet der Arbeitgeber die vollen Beiträge (ab 1. 7. 1925). Außerdem Bestimmungen über freiwillige Versicherung, Ersatzkassen, Befreiung von der Versicherung und Abkürzung der Wartezeit.

B. Änderungen der Invalidenversicherung mit Wirkung vom 1. August 1925. Einer Erhöhung der Renten steht die Steigerung der Beiträge um $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{5}$ ab 28. September gegenüber. Die Zahl der Wochenlohnklassen ist auf 6 erhöht. Für Versicherte, deren wöchentliches Entgelt 6 M. nicht übersteigt, sowie für Lehrlinge muß der Arbeitgeber die vollen Beiträge entrichten (ab 1. 8. 25). Beiträge für die Zeit vor dem 28. September sind vom 15. Oktober an nach den neuen Vorschriften zu entrichten.

C. Gesundheitsfürsorge. Die Reichsversicherungsanstalt wird für die Angestelltenversicherung zu Ausgaben ermächtigt für allgemeine Maßnahmen zur Verhütung vorzeitiger Berufsunfähigkeit und zur Hebung der gesundheitlichen Verhältnisse der versicherten Bevölkerung. Ebenso kann die Reichsregierung Richtlinien erlassen betr. ebensolcher allgemeinen Maßnahmen der Versicherungsträger für die Reichsversicherung, betr. das Heilverfahren in der Reichsversicherung und betr. das Zusammenwirken der Reichsversicherung mit der öffentlichen und freien Wohlfahrtspflege auf dem Gebiete des Heilverfahrens und der sozialen Hygiene.

Die Mehrbelastung allein der Arbeitgeber durch die neuen Bestimmungen wird etwa 17 bis 20 Millionen M. betragen.

2. Gesetz über Änderungen in der Unfallversicherung. Vom 14. Juli 1925 (RGBl. I, S. 97). Das Gesetz ist am 17. Juli in Kraft getreten mit Ausnahme einzelner Bestimmungen. Auf den Entwurf war schon in Heft 7 des „Bauingenieur“ S. 273 hingewiesen. Der Versicherung unterliegen nach den neuen Bestimmungen Bezieher von Jahresverdiensten bis 8400 M. Betriebsbeamte, die mehr als 8400 M. verdienen, sind also gänzlich von der Versicherung befreit. Die Satzungen der Berufsgenossenschaften können jedoch diese Gehaltsgrenze noch höher ziehen. Die Bestimmung tritt bereits am 1. Juli in Kraft.

Auch der mit der Beschäftigung im versicherungspflichtigen Betriebe zusammenhängende Weg von und nach der Arbeitsstätte unterliegt jetzt der Versicherung, ebenso die Verwahrung, Beförderung, Instandhaltung und Erneuerung des notwendigen Arbeitsgeräts, selbst wenn es vom Versicherten gestellt wird. — Zu den bisherigen Leistungen tritt die Berufsfürsorge, welche in der beruflichen Ausbildung zur Wiedergewinnung oder Erhöhung der Erwerbsfähig-

keit, nötigenfalls in Ausbildung für einen neuen Beruf, sowie in der Hilfe zur Erlangung einer neuen Arbeitsstelle besteht. Zur Krankenbehandlung gehört jetzt auch die Bestellung von Pflegepersonal und die Zahlung eines Pflegegeldes. Bei der Rentenberechnung fällt die bisherige Anrechnung des 1800 M. übersteigenden Teiles des Jahresarbeitsverdienstes mit nur $\frac{1}{3}$ fort und der volle Jahresarbeitsverdienst wird in allen Fällen zugrunde gelegt. Bei über 50 vH Erwerbsunfähigen wird für jedes unter 15 Jahre alte Kind eine Zulage von 10 vH der Rente gewährt.

Die Berufsgenossenschaften sind verpflichtet, zu sorgen, daß Unfälle verhütet werden und den Verletzten bei Unfällen eine wirksame erste Hilfe zuteil wird, soweit es nach dem Stande der Technik und der Heilkunde und nach der Leistungsfähigkeit der Wirtschaft möglich ist. Den Mitgliedern können in den Unfallverhütungsvorschriften Verpflichtungen für die erste Hilfe bei Unfällen und den Verletzten Verpflichtungen für ihr Verhalten bei Unfällen auferlegt werden. Das Aufsichtsrecht des Reichsversicherungsamtes betreffend die Unfallverhütung und die erste Hilfe bei Unfällen erstreckt sich nun auch auf Umfang und Zweckmäßigkeit der Maßnahmen der Genossenschaft.

Nach den neuen Vorschriften kann der Reichsarbeitsminister mit Zustimmung des Reichsrates bestimmen, daß mehrere Berufsgenossenschaften ihre Entschädigungslast gemeinsam tragen oder gemeinsam eine vorübergehend nicht leistungsfähige Berufsgenossenschaft unterstützen. — Für rückständige Beiträge und Beitragsvorschüsse sind jetzt den Genossenschaften Zinsen nach einem vom Reichsversicherungsamt zu bestimmenden Zinssatz zu zahlen. Der binnen 6 Wochen nach Ablauf des Geschäftsjahres von den Mitgliedern einzureichende Lohnnachweis muß künftig auch die Zahl der Arbeitstage der Versicherten enthalten. — Der Reichsarbeitsminister ist ermächtigt, den neuen Wortlaut des Gesetzes bekanntzumachen.

Man hat geschätzt, daß nach dem neuen Gesetz im nächsten Jahr mit einem Steigen der Umlagen auf das Doppelte zu rechnen ist.

Preußisches Gesetz über den Verkehr mit Grundstücken. Vom 20. Juli 1925 (Pr. Ges. Samml. S. 93). Das Gesetz vom 10. Februar 1923 tritt am 4. August außer Kraft. Die Einholung der Genehmigung des Gemeindevorstandes oder Landrates bei Veräußerung eines Grundstückes oder Grundstücksteiles oder bei Bestellung eines Nießbrauches an solchen ist nur noch nötig für Grundstücksgeschäfte, die vor dem 16. Februar 1923 abgeschlossen, aber bis zu diesem Tage noch nicht ins Grundbuch eingetragen waren, und für solche, die vor dem 4. August 1925 abgeschlossen sind.

Verordnung zur Aufhebung der Bekanntmachung über die Geltendmachung von Hypotheken, Grundschulden und Rentenschulden. Vom 18. Juli 1925 (RGBl. I, S. 154). Die Bekanntmachung von 1916 tritt außer Kraft. Danach konnte bisher das Prozeßgericht in bürgerlichen Rechtsstreitigkeiten für Ansprüche aus einer Hypothek, Grundschuld oder Rentenschuld dem Schuldner Zahlungsfrist bis zu einem Jahre gewähren. Rechtsfolgen wegen Nichtzahlung oder nicht rechtzeitiger Zahlung konnten für nicht eingetreten erklärt werden, die Zwangsversteigerung auf 6 Monate hinausgeschoben werden.

Verordnung über die Einrichtung und das Verfahren der Aufwertungsstellen. Vom 21. Juli 1925 (RGBl. I, S. 154). Aufwertungsstellen im Sinne des Aufwertungsgesetzes sind im allgemeinen die Amtsgerichte. Zuständig ist für Aufwertung von Hypotheken, Grundschulden, Rentenschulden oder Reallasten das Amtsgericht, in dessen Bezirk das Grundbuch geführt wird. In allen anderen Fällen ist das Amtsgericht zuständig, bei welchem der Schuldner seinen allgemeinen Gerichtsstand hat. Die Gebühr für das Aufwertungsverfahren richtet sich nach dem Werte des Streitgegenstandes, nähere Bestimmungen über ihre Bemessung treffen die obersten Landesbehörden. Mehrere bei derselben Aufwertungsstelle gegen den gleichen Schuldner anhängige Aufwertungsverfahren können zur gleichzeitigen Verhandlung und Entscheidung von der Aufwertungsstelle verbunden werden. Bereits auf Grund der 3. Steuernotverordnung anhängige Verfahren gelten als Verfahren auf Grund des Aufwertungsgesetzes. Die Kosten der Eintragung der Aufwertung in das Grundbuch trägt der Eigentümer; soweit eine Aufwertung bereits abweichend von den Vorschriften des Aufwertungsgesetzes eingetragen ist, ist die Eintragung auf Antrag kostenlos zu berichtigen. Die Verordnung tritt am 15. Juli in Kraft.

Preuß. Gesetz über die Feststellung der Vorauszahlungen auf die Gewerbesteuer für das Rechnungsjahr 1925 und über Aenderung einiger Bestimmungen der Gewerbesteuerverordnung. Vom 27. Juli 1925. (Pr. Ges.-Samml., S. 97.) Zur Feststellung der Vorauszahlungen auf die Gewerbesteuer für 1925 wird das Gewerbekapital nach dem Stande vom 31. 12. 1924, bzw. vom Schlusse des im Kalenderjahre 1924 endenden Geschäftsjahres veranlagt. Ausgegangen wird von der Gewerkekapitalsteuerveranlagung oder, wenn diese nicht vorhanden, von der Vermögenssteuerveranlagung auf den 31. 12. 1923. Die Bewertung erfolgt nach den Bestimmungen für die Vermögenssteuer 1924. Die Verteilung der Steuerbeträge unter mehrere Betriebsgemeinden erfolgt nach den Gehältern und Löhnen der Monate Januar bis Juni

¹⁾ Im Baugewerbe waren keine Kurzarbeiter, daher gleiche Zahlen.

²⁾ Für Vollarbeiter der höchsten tariflichen Altersstufe in den Hauptorten.

³⁾ Einschließlich Baugewerbe.

1925. — Die Bestimmung der Gewerbesteuerverordnung von 1923 über Vereinbarungen der Steuerpflichtigen mit den Gemeinden betr. Höhe der Steuer wird dahin erweitert, daß solche Vereinbarungen auch auf mehrere Rechnungsjahre geschlossen werden können. Sie bedürfen der Genehmigung (rückwirkend vom 24. 11. 23 in Kraft, die übrigen Bestimmungen des Gesetzes sind am 28. Juli in Kraft getreten).

Durchführungsbestimmungen zum Steuerüberleitungsgesetz. Vom 30. Juli 1925 (R.Min.Bl., S. 495). Die neuen Durchführungsbestimmungen (mit Beispielen) sind besonders wichtig für die Ablösung der bisherigen Steuerschuld im Sinne des Überleitungsgesetzes (vgl. Bauing. S. 474). Zur Regelung der weiteren Vorauszahlungen für 1925 war bereits die Verordnung vom 16. Juli ergangen (vgl. Bauing. S. 589). Diese Verordnung wird jetzt durch die im wesentlichen gleichen Vorschriften des dritten Abschnittes der Durchführungsbestimmungen ersetzt. Ausführliche Vorschriften werden zur Feststellung des wesentlichen Verlustes gegeben, der nach § 9 St.Ü.G. Voraussetzung für Herabsetzung des Ablösungsbetrages ist (§§ 25—35). Die Frist für Stellung eines Antrages auf Herabsetzung wird bis zum 31. August verlängert.

Verordnung über die Einfuhr von Waren. Vom 29. Juli 1925 (R.-Anz., Nr. 178). Ab 14. August ist eine Einfuhrbewilligung nach der Verordnung über Regelung der Einfuhr von 1922 bei gewissen Waren nicht mehr nötig (außer bei solchen Waren polnischen Ursprungs), u. a. für: Mauersteine, Hohl-, Lochsteine, Lochplatten, Klinker, Pflasterplatten aus Ton oder gemeinem Steinzeug, Dachziegel aus Ton, Dachpfannen, Bauzerte aus Ton oder toniger Masse, Öfen und Ofenteile.

Preuß. Verordnung über die gesetzliche Miete für den Monat August 1925. Vom 27. Juni 1925 (Pr. Ges.-Samml., S. 98). Die Miete für August wird auf 82 vH der reinen Friedensmiete festgesetzt.

Bereitstellung von Staatsmitteln in Preußen. Auf Grund verschiedener Gesetze (vgl. Pr. Ges.-Samml., S. 95) werden bereitgestellt: Für Verbesserung von Arbeiterwohnungen auf Domänen 1 Million M., für Urbarmachung staatlicher Moore in Hannover und Schleswig-Holstein 1 500 000 M., für Bodenverbesserungen auf Domänen 1 Million M.

VIII. Tagung der Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands am 12. September 1925 in Freiburg in Baden.

Vorläufige Tagesordnung.

1. Bericht des Vorstandes. — Berichterstatter: Magistratsbaurat Dr.-Ing. Sachs, Dortmund.
2. Bericht des Ausschusses für die Musterbauordnung. — Berichterstatter: Stadtbaurat Dr.-Ing. Küster, Breslau.
3. Bauunfälle und Strafrecht. — Berichterstatter: Magistratsbaurat Dr.-Ing. Sachs, Dortmund.
4. Die Preußische Musterbauordnung und die Görlitzer Bauordnung. — Berichterstatter: Stadtbaurat Dr.-Ing. Küster, Breslau.
5. Baupolizei und Stadtbaukunst. — Berichterstatter: Stadtbauinspektor Platz, Mannheim.
6. Baupolizeiliche Bestimmungen für Kraftwagenhallen und zugehörige Werkstätten. — Berichterstatter: Magistratsbaurat Schwartz, Königsberg.

Baldige Anmeldungen erwünscht an den Geschäftsführer, Oberbaurat Thode, Hamburg, Admiralitätsstr. 56 I.

Es wird darauf aufmerksam gemacht, daß anschließend die Tagung der Vereinigung der technischen Oberbeamten Deutscher Städte vom 13. bis 15. September in Freiburg stattfindet.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die genauere Berechnung gelenkloser Gewölbe und der Einfluß des Verlaufs der Achse und der Gewölbekrümmungen von Prof. Dr. Friedrich Hartmann, Wien, Verlag von Franz Deuticke 1925.

Die Berechnung des gelenklosen Gewölbes besitzt trotz der steigenden Anwendung von Gelenken außerordentliche Bedeutung, um so mehr als die Ausnutzung der Festigkeitseigenschaften der Baustoffe zu strenger Erfassung des Spannungszustandes eines Tragwerkes drängt. Diesem Bestreben trägt die vorliegende Arbeit Rechnung, indem der Verfasser in dem allgemein bekannten Ansatz zur Berechnung des starr eingespannten Stabbogens die Dehnung ϵ_0 infolge der Längskräfte in der Form einführt, die sich aus der Spannungsermittlung des gekrümmten Stabes ergibt. Der Einfluß ist, wie in der Literatur bekannte Untersuchungen lehren, bei einem Bogen unbedeutend, in dem der Krümmungsradius gegenüber der Wölbstärke groß ist. Nach meiner Auffassung wird der Einfluß überschätzt, der den in die Rechnung eingehenden Zusatzgliedern im Gegensatz zu der großen Zahl von Annäherungen zugeschrieben wird, die selbst eine exakte Durchrechnung nötig macht. Von größerer Bedeutung sind die Betrachtungen, die der Verfasser der Formgebung des Gewölbes widmet. Sie decken sich mit eigenen Erfahrungen des Unterzeichneten. Sie laufen eingebürgerten Anschauungen entgegen, die aus der Stützlinientheorie des Gewölbes ohne Grund auf dessen Berechnung nach der Elastizitätstheorie übertragen worden sind. Diese Betrachtungen verdienen die Beachtung der Fachgenossen. Die Arbeit des wohlbekannten Wiener Verfassers wird daher zum Studium bestens empfohlen.

Beyer.

Statik und Festigkeitslehre, vollständiger Lehrgang zum Selbststudium für Ingenieure, Techniker und Studierende von Max Fischer, vierter Band, Berechnung der statisch unbestimmten Konstruktionen. H. Meusser, Berlin 1925. 6,— Goldmark.

Der Verfasser behandelt an der Hand einer Reihe dem Bauwesen entnommener Tragwerke Wesen und Berechnung des statisch unbestimmten Stab- und Fachwerks. Er versucht dies Ziel mit Hilfe primitiver Betrachtungen durch außerordentlich breite Darstellung zu erreichen. Es soll anerkannt werden, daß der Verfasser bei seinen Darlegungen versucht, ein Schema zu vermeiden und für den inneren Zusammenhang der Rechnung Verständnis zu erwecken. Trotzdem dürfte bei strafferer Behandlung und präziserer Fassung des vorzutragenden Stoffes selbst bei dem Leserkreis, an den das Buch sich wendet, mehr erreicht werden und dieses selbst weniger ermüden. Dann wäre sicherlich Gelegenheit gegeben, den Einfluß der Symmetrie des Tragwerks auf die Berechnung und die Bedeutung der Belastungsanordnung für die Vereinfachung des Ansatzes hervorzuheben. Jeder, der statisch unbestimmte Systeme berechnet hat, weiß, daß mit der Aufstellung der für die Formänderung des Hauptsystems gültigen

Bedingungen zunächst nicht allzuviel getan ist. Ohne auf Einzelheiten einzugehen, wird gerne zugegeben, daß der Anfänger manche wertvolle Erkenntnis aus dem Studium des Buches schöpfen wird; ebenso darf jedoch verlangt werden, daß der Studierende einer Hochschule eine andere Basis wählt, um den Aufgaben gerecht zu werden, die die vielfältigen statischen Aufgaben des Bauwesens der Gegenwart stellen.

Beyer.

Die Anwendung der Gleichung der drei Momente (Clapeyronsche Gleichung) im Schiffbau von P. A. H. Lorenz, Sonderdruck aus Werft, Reederei und Hafen 1924, 1925. Mit 78 Textabbildungen. (38 S.) Verlag von Julius Springer, Berlin 1925. 4,50 Goldmark.

In der Abhandlung wird die Ermittlung der Stützmomente des durchgehenden Trägers für die Berechnung von Konstruktionsteilen des Schiffbaues entdeckt und hierbei auf Unstimmigkeiten in der bisherigen Behandlung hingewiesen, die jeden Bauingenieur überraschen. Die theoretischen Grundlagen sind hierfür in dem jedem Maschineningenieur bekannten Taschenbuch „Die Hütte“ ausführlich angegeben und können für die Berechnung von Unterzügen unmittelbar verwendet werden. Kein Gebiet der Statik und Festigkeitslehre ist wohl im einzelnen eingehender gut und schlecht in allen Schattierungen bearbeitet worden, als die Rechenvorschrift des durchgehenden Trägers, so daß die vorliegenden theoretischen Erörterungen unnötig sind und durch einige aufklärende Hinweise und Bemerkungen besser abgetan gewesen wären. Dies würde um so eher berechtigt gewesen sein, als sie zumeist umständlich, zum Teil sogar ungenügend sind und der gegenwärtigen Auffassung über den Festigkeitsnachweis elastisch gestützter Träger nicht entsprechen. Die Ergebnisse der Untersuchung finden an einigen Beispielen Anwendung, die neben Unterzügen auch Schiffsruder und Radschiffswellen behandeln und hier dem Schiffbauingenieur sicherlich manche Anregung bieten werden.

Beyer.

Deutsche Bergwerks-Zeitung. Jubiläums-Nr. 8. Verlag Deutsche Bergwerks-Zeitung G. m. b. H., Essen.

Wie bereits auf S. 439 dieser Zeitschrift besprochen, veranstaltet die obengenannte Zeitschrift anlässlich ihres 25jährigen Bestehens eine Jubiläumsausgabe in 12 Heften. Das uns vorliegende Heft 8 (GM. 1,00) ist vornehmlich dem Verkehr gewidmet, u. a. werden behandelt: Die Bedeutung des Massengüterverkehrs für die Erforschung der Wirtschaftszusammenhänge. Die Reichsbahn und die Binnenumschlagtarife. Eisenbetonschwellen. Der Rhein als Verkehrsstraße. Der Kölner und der Ruhrorter Hafen. Die Wasserstraßen im Ruhrgebiet. Das Wasserstraßenproblem der ober-schlesischen Industrie. Fortschritte in der Fördertechnik im Umschlagsverkehr. Die Wasserkraft Nordbayerns. Geschichtliche Entwicklung und wirtschaftliche Bedeutung des Hamburger Hafens. Die Bedeutung des Ostseeverkehrs. Probleme des Luftverkehrs. M. F.