

ARMIRTER BETON.

1919. NOVEMBER.

INHALT.

Beitrag zur Einspannungsfrage. Von Dr. Leon Wierzbicki in Wien. S. 265.
 Berechnung eines zweigeschossigen Stockwerkrahmens über drei Felder. Von Ingenieur H. Paepflow, Hamburg. S. 272.
 Das Verhalten von Beton und Eisenbeton im Seewasser. (Nach Veröffentlichungen von R. I. Wig und L. R. Ferguson, Eng. News-Rec. Band 79 Nr. 12, 14, 15, 16, 17 v. J. 1917.) Berichtet von Dipl.-Ing. J. Kortlang. (Schluß von S. 245.) S. 278.
 Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung elastischer Platten. Von Dr.-Ing.

H. Marcus, Direktor der Huta, Hoch- und Tiefbau-Aktiengesellschaft, Breslau. (Schluß von S. 250.) S. 281.
 Verputz von Silowänden. Kohlensilos. Von H. Schäfer, München. S. 289.
 Einheitliche Maßzeichnungen für den Eisenbetonbau. Von Dipl.-Ing. J. Greiner, Oberingenieur der Firma Carl Brandt, Hamburg. S. 290.
 Literaturschau. Bearbeitet von Privatdozent Reg.-Baumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden. S. 290.
 Verschiedene Mitteilungen. S. 292.

BEITRAG ZUR EINSpanNUNGSFRAGE.

Von Dr. Leon Wierzbicki in Wien.

An einigen einfachen Fällen soll hier die Frage berührt werden, wie sich ein gerader, in ein homogenes Material eingespannter und durch äußere Kräfte beanspruchter Stab verhält und welche Druckspannungen in dem Material dabei entstehen.

Die Oberfläche des Materials sei eine horizontale Ebene ohne räumliche Grenzen; ebenso soll das Einspannungs-Material auch der Tiefe nach als unbegrenzt gedacht werden.

Die Elastizitätszahl des Stabes sei E , sein Trägheitsmoment sei konstant und gleich J .

Wird der Druck, den der Stab auf das Material ausübt, mit p und das Maß, um welches dabei das Material nachgibt, mit y bezeichnet, so muß die Funktion $p = f(y)$ entweder bekannt sein, oder wenigstens angenommen werden, denn sonst wäre eine weitere rechnerische Betrachtung überhaupt nicht möglich.

Im allgemeinen stellt die genannte Funktion eine Kurve dar. Hat man wenigstens drei Punkte derselben, die drei verschiedenen Beobachtungen entsprechen, zur Verfügung, so kann man beiläufig die Kurve als bekannt betrachten.

Die Größen p und y sind jedoch in der Praxis so klein, daß die Annahme der Proportionalität zwischen p und y nach den bisherigen Erfahrungen ohne weiteres zulässig erscheint und auch öfters mit guten Resultaten gemacht wurde.

Mit anderen Worten kann in der allgemeinen Funktion z. B. $p = -Ky^n$ als einfachste Annahme das $n=1$ gesetzt und K als eine konstante Größe betrachtet werden.

Alle anderen, weniger einfachen Annahmen würden die Rechnung ungemein erschweren und wären nur dann gerechtfertigt, wenn die Erfahrungen dieselben unbedingt verlangen würde.

Die Konstante K — die Nachgiebigkeitszahl — (von Zimmermann im Oberbau der Eisenbahnen Bettungsziffer genannt) kann entweder schätzungsweise angenommen, oder (wie unten erwähnt) auch aus Vergleich der Berechnung mit den tatsächlichen Messungen und Beobachtungen für verschiedene typische Materialien erhalten werden, vorausgesetzt immer, daß das Proportionalitätsgesetz zwischen p und y als zulässig erprobt wurde

I.

Mit der obigen Annahme gestaltet sich nun die Rechnung folgendermaßen.

Nach der Fig. 1), wo L die gegebene Einspannungslänge, M_1 und Q_1 das gegebene Moment bzw. die gegebene Querkraft (beide von äußeren, gegebenen Kräften stammend) bezeichnen, gilt die Gleichung:

$$\frac{dQ}{dx} = p$$

für eine Breite des Stabes gleich 1, wo Q die Querkraft und x die (vertikale) Abszisse, vom Anfangspunkt O_1 gerechnet, bedeuten.

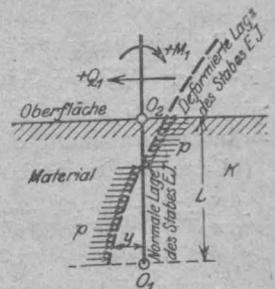


Fig. 1.

Nun ist nach obiger Annahme:

$$p = -Ky$$

(dem Druck p entspricht das entgegengerichtete y), folglich für Breite = 1:

$$\frac{dQ}{dx} = -Ky.$$

Da aber für kleine Tangentenwinkel:

$$E J \frac{d^2 y}{d x^2} = M \quad (\text{Moment}),$$

$$E J \frac{d^3 y}{d x^3} = Q \quad (\text{Querkraft}),$$

so ist:

$$\frac{d Q}{d x} = E J \frac{d^4 y}{d x^4},$$

woraus sich die bekannte Differentialgleichung ergibt:

$$E J \frac{d^4 y}{d x^4} = -K y.$$

Bezeichnet man $\frac{K}{E J}$ durch W , so lautet dieselbe Gleichung:

$$\frac{d^4 y}{d x^4} = -W y.$$

$$C_1 = - \frac{M (B \cos \varrho + 2 B \sin \varrho + C \sin \varrho) - \Omega (B \sin \varrho + C \sin \varrho - B \cos \varrho)}{2 (\sin \varrho + B) (\sin \varrho - B)}$$

$$C_2 = C_4 = - \frac{M (B \cos \varrho + C \sin \varrho) - \Omega B \sin \varrho}{2 (\sin \varrho + B) (\sin \varrho - B)}$$

$$C_3 = + \frac{M (B \cos \varrho + 2 B \sin \varrho + C \sin \varrho) - \Omega (B \cos \varrho + B \sin \varrho - C \sin \varrho)}{2 (\sin \varrho + B) (\sin \varrho - B)}$$

Um lange Ausdrücke möglichst zu vermeiden, mögen im voraus folgende Abkürzungen festgesetzt werden:

$$\sqrt[4]{\frac{W}{4}} = \varrho; \quad \frac{M_1}{2 E J \varrho^3} = M; \quad \frac{Q_1}{2 E J \varrho^3} = \Omega.$$

Dann:

$$\begin{aligned} \sin(\varrho x) &= b; & \sin(\varrho L) &= B \\ \cos(\varrho x) &= c; & \cos(\varrho L) &= C \\ \sin(\varrho L) &= \mathfrak{S}; & \sin(\varrho L) &= \mathfrak{S} \sin \\ \cos(\varrho L) &= \mathfrak{C}; & \cos(\varrho L) &= \mathfrak{C} \cos. \end{aligned}$$

Dann ist bekanntlich:

$$y = (\mathfrak{C} + \mathfrak{S})(C_1 c + C_2 b) + (\mathfrak{C} - \mathfrak{S})(C_3 c + C_4 b)$$

mit den unbekanntenen Konstanten $C_1 C_2 C_3 C_4$, die zu bestimmen sind.

Erste Ableitung von y (die Tangente) ist:

$$\frac{d y}{d x} = \varrho (\mathfrak{C} + \mathfrak{S})(c C_1 - b C_1 + b C_2 + c C_2) + \varrho (\mathfrak{C} - \mathfrak{S})(-c C_3 - b C_3 - b C_4 + c C_4).$$

Zweite Ableitung von y , zur Berechnung des Momentes dienend, ist:

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = 2 \varrho^2 (\mathfrak{C} + \mathfrak{S})(-b C_1 + c C_2) + 2 \varrho^2 (\mathfrak{C} - \mathfrak{S})(b C_3 - c C_4).$$

Dritte Ableitung von y , zur Berechnung der Querkraft dienend, ist:

$$\frac{d^3 y}{d x^3} = 2 \varrho^3 (\mathfrak{C} + \mathfrak{S})(-b C_1 - c C_1 + c C_3 - b C_2) + 2 \varrho^3 (\mathfrak{C} - \mathfrak{S})(-b C_3 + c C_3 + c C_4 + b C_4).$$

Zur Bestimmung von vier unbekanntenen Konstanten dienen vier Bedingungsgleichungen, entsprechend den Bedingungen:

- 1.) In $O_1 (x = 0)$ ist das Moment = 0;
- 2.) In $O_1 (x = 0)$ ist die Querkraft = 0;
- 3.) In $O_2 (x = L)$ ist das Moment = $-M_1$;
- 4.) In $O_2 (x = L)$ ist die Querkraft = $-Q_1$.

Die Gleichung zu 1.) gibt: $C_2 = C_4$; deshalb bleiben nur drei Gleichungen zu lösen, welche lauten:

- 2'.) $-C_1 + 2 C_2 + C_3 = 0$;
- 3'.) $-C_1 B (\mathfrak{C} \cos + \mathfrak{S} \sin) + 2 C_2 C \mathfrak{S} \sin + C_3 B (\mathfrak{C} \cos - \mathfrak{S} \sin) + M = 0$;
- 4'.) $-C_1 (B + C) (\mathfrak{C} \cos + \mathfrak{S} \sin) - 2 C_2 (B \mathfrak{S} \sin - C \mathfrak{C} \cos) - C_3 (B - C) (\mathfrak{C} \cos - \mathfrak{S} \sin) + \Omega = 0$

Aus diesen Gleichungen erhält man folgende Resultate:

Dadurch ist der erste Teil der Aufgabe gelöst und es möge hier ein **Beispiel** folgen, das zwar in der Praxis nie vorkommen dürfte, aber wegen krasser Resultate zur ersten Orientierung dienen kann (s. Fig. 2).

Gegeben seien:

$K = 10$; $E = 1,5 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$; $J = 1,33 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$ (dieses letztere für 1 cm Breite des Stabes); dies

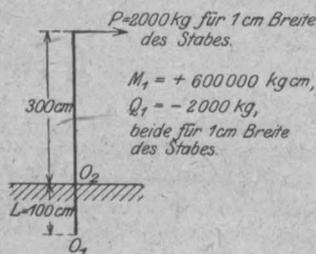


Fig. 2.

entspricht einem Stabe (Balken) von etwa 54 cm Querschnittshöhe; $L = 100 \text{ cm}$;

$$W = \frac{K}{E J} = \frac{5}{10^9}; \quad \varrho = \sqrt[4]{\frac{W}{4}} = \frac{5,95}{10^3};$$

$$\varrho L = 0,595 = 34^\circ 05'; \quad M = \frac{M_1}{2 E J \varrho^3} = + 4,25;$$

$$\Omega = \frac{Q_1}{2 E J \varrho^3} = - 2,38.$$

Aus den Tabellen (Hütte, Foerster usw.) entnimmt man:

$$\begin{aligned} B &= \sin(\varrho L) = +0,560, \\ C &= \cos(\varrho L) = +0,828, \\ \text{Coj} &= \text{Coj}(\varrho L) = 1,182, \\ \text{Sin} &= \text{Sin}(\varrho L) = 0,631. \end{aligned}$$

Mit Hilfe der obigen Formeln für $C_1 C_2 C_3 C_4$ berechnet man (mit dem Rechenchieber):

$$C_1 = -15,05; \quad C_2 = C_4 = -35,00; \quad C_3 = +54,95$$

und erhält;

$$y = (\text{Coj} + \text{Sin})(-15,05c - 35,00b) + (\text{Coj} - \text{Sin})(+54,95c - 35,00b).$$

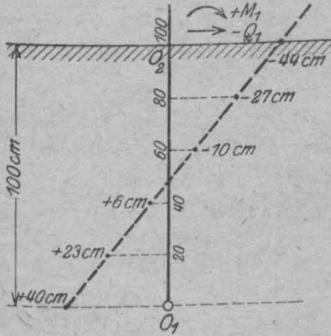


Fig. 3.

Die Kurve ist in der Fig. 3) im Maßstab $\sim 1:30$ aufgetragen.

Der Druck bei O_2 wäre demnach:

$$p_{100} = -K y_{100} = 10 \cdot 44 = 440 \text{ kg/cm}^2,$$

vorausgesetzt, daß das Aufstülpen des Materials vor dem stürzenden Stabe verhindert wird und dasselbe nur in horizontaler Richtung nachgibt.

Ein anderes **Beispiel**, auf dieselbe Weise berechnet, jedoch mit mehr im Bereiche der Möglichkeit liegenden Annahmen möge hier noch angeführt werden, aus welchem man wieder ersehen, daß im Punkte O_2 immer die größten, gegebenenfalls zu große Druckspannungen entstehen (s. Fig. 4. im Maßstabe $\sim 1:60$).

Die Ordinaten der Biegelinie sind in der Fig. 4.) aufgetragen.

So ist z. B. bei O_2 ($x = 200 \text{ cm}$), $y_{200} = -20 \text{ cm}$, daher $p_{200} = -K \cdot y_{200} = 5 \cdot 20 = 100 \text{ kg/cm}^2$.

Für weitere Betrachtung ist es nötig zu überlegen, daß man im voraus nicht wissen kann, welche Länge L als Einspannungstiefe zu wählen ist, damit dieselbe weder zu klein, noch zu groß ausfalle.

Deshalb muß man zuerst prüfen, welche Längen (λ) den zwei speziellen Fällen entsprechen, nämlich:

1. daß der Endpunkt O_1 sich gar nicht verschiebt und
2. daß die Tangente des Endpunktes O_1 vertikal bleibt.

Diese Längen dürften als „kritische“ genannt werden.

Für beide Fälle gelten wieder die vier frühe-

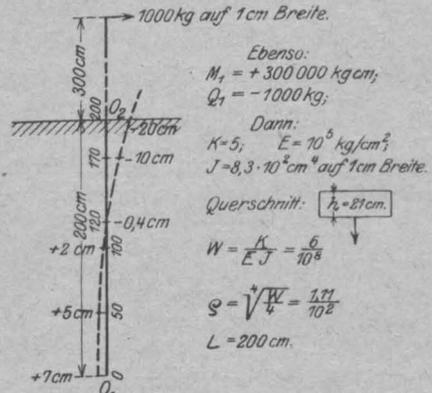


Fig. 4.

ren Bedingungsgleichungen, welche ausreichen, um vier unbekannte Konstanten zu finden.

Außerdem muß es aber in beiden Fällen je eine fünfte Bedingungsgleichung geben, denn es ist jetzt auch die Länge, hier λ genannt, unbekannt.

Für den Fall 1.) ist die fünfte Bedingung:

$$\text{In } O_1(x = 0), \text{ ist } y = 0, \text{ oder } C_1 + C_3 = 0.$$

Für den Fall 2.) ist die fünfte Bedingung:

$$\text{In } O_1(x = 0), \text{ ist } \frac{dy}{dx} = 0, \text{ oder:}$$

$$C_1 + C_2 - C_3 + C_4 = 0.$$

Im Falle 1.) entsteht außer dem unter der Oberfläche immer auftretenden natürlichen Drehpunkt noch einer am unteren Ende des Stabes. Es gelten hier nun folgende Bedingungsgleichungen

- 1'.) $+C_2 - C_4 = 0;$
- 2'.) $-C_1 + C_2 + C_3 + C_4 = 0;$
- 5'.) $+C_1 + C_3 = 0.$

Die weiteren zwei Bedingungsgleichungen mögen in jener Form geschrieben werden, in welcher die drei früheren 1'.) 2'.) 5'.) schon berücksichtigt sind; denn dieselben liefern:

$$C_3 = C_4 = C_1; \quad C_3 = -C_1,$$

daher

- 3'.) $-2 C_1 (B \text{Coj} - C \text{Sin}) + \mathfrak{M} = 0;$
- 4'.) $-4 C_1 B \text{Sin} + \mathfrak{D} = 0;$

Hier werden analog folgende Abkürzungen verwendet:

$$\begin{aligned} \sin(\varrho \lambda) &= B; & \text{Sin}(\varrho \lambda) &= \text{Sin}; \\ \cos(\varrho \lambda) &= C; & \text{Coj}(\varrho \lambda) &= \text{Coj}. \end{aligned}$$

Aus beiden letzten Gleichungen 3'.) und 4'.) folgt die Schlußgleichung, aus welcher man das unbekannte λ berechnen kann:

$$-2B \text{Sin} \mathfrak{M} + (B \text{Coj} - C \text{Sin}) \mathfrak{D} = 0.$$

Die Konstanten ergeben sich, wie folgt:

$$C_1 = \frac{\Omega}{4B \mathcal{E}in} = \frac{\mathcal{M}}{2(B \mathcal{C}of - C \mathcal{E}in)};$$

$$C_2 = C_1; \quad C_3 = -C_1; \quad C_4 = C_1.$$

Demnach ist hier die Gleichung der Biegungskurve:

$$y = 2 C_1 (b \mathcal{C} + c \mathcal{E}).$$

Die obige Schlußgleichung kann durch Division mit $C \mathcal{C}of$ folgendermaßen umgeformt werden:

$$-2 Tg \mathcal{I}g \mathcal{M} + (Tg - \mathcal{I}g) \Omega = 0,$$

wo wieder

$$\text{tang}(\varrho \lambda) = Tg$$

und

$$\mathcal{I}ang(\varrho \lambda) = \mathcal{I}g$$

gesetzt wurden.

Da $\mathcal{I}g$ für größere Winkel (und um solche handelt es sich hier immer) beiläufig gleich 1 ist, kann man schreiben:

$$Tg = \text{tang}(\varrho \lambda) \approx -\frac{\Omega}{(2\mathcal{M} - \Omega)}$$

Daraus kann λ mit großer Annäherung bestimmt werden.

Außer dem unteren Endpunkt, wo $y = 0$ ist gibt es hier wieder unter der Oberfläche des Einspannungsmaterials einen anderen Punkt, wo $y = 0$ sein muß. Seine Lage folgt aus der Bedingung:

$$b \mathcal{C} + c \mathcal{E} = 0,$$

oder

$$\text{tang}(\varrho x) = -\mathcal{I}ang(\varrho x).$$

Da letzteres wieder beiläufig gleich 1 ist, so folgt:

$$\text{tang}(\varrho x) \approx -1,$$

oder

$$\varrho x \approx \frac{3\pi}{4};$$

bezeichnet man das betreffende x mit x_1 so folgt:

$$x_1 \approx \frac{3\pi}{4\varrho} \approx \frac{3\pi}{4} \sqrt{\frac{4EJ}{K}}$$

Beispiel (bezogen auf den Fall Fig. 4. mit dem Unterschiede, daß L nicht mehr gegeben, sondern als λ unbekannt ist):

Die gegebenen, aber bei der Fig. 4) nicht angeführten Größen \mathcal{M} und Ω sind:

$$\mathcal{M} = \frac{M_1}{2EJ\varrho^2} = +14,7;$$

$$\Omega = \frac{Q_1}{2EJ\varrho^3} = -4,45.$$

Nach der obigen letzten Schlußgleichung muß sein:

$$\text{tang}(\varrho \lambda) \approx -\frac{\Omega}{(2\mathcal{M} - \Omega)} = +0,132,$$

deswegen

$$\varrho \lambda \approx 187^\circ 30' \approx 3,273$$

und

$$\lambda \approx \frac{3,273}{\varrho} \approx \frac{3,273}{1,11} 10^2 \approx 295 \text{ cm.}$$

$$B = \sin(\varrho \lambda) = -0,130;$$

$$C = \cos(\varrho \lambda) = -0,991;$$

$$\mathcal{C}of = \mathcal{C}of(\varrho \lambda) = 13,2077;$$

$$\mathcal{E}in = \mathcal{E}in(\varrho \lambda) = 13,1698.$$

Dann folgt:

$$C_1 = \frac{\Omega}{4B \mathcal{E}in} = +0,65 = C_2 = C_4$$

$$C_3 = -0,65 \quad \text{und}$$

$$y = 1,30(b \mathcal{C} + c \mathcal{E}).$$

Diese Kurve ist in der Fig. 5) im Maßstabe $\approx 1:60$ aufgetragen.

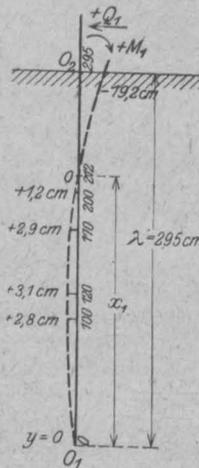


Fig. 5.

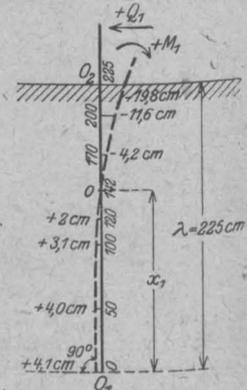


Fig. 6.

Für x_1 , wo $y = 0$, d. i. für den oberen Drehpunkt, erhält man:

$$x_1 \approx \frac{3\pi}{4\varrho} \approx \frac{3\pi}{4,111} 10^2 = 212 \text{ cm.}$$

Die größte Druckbeanspruchung des Materials bei O_2 folgt aus:

$$P_{295} = -K y_{295} = 5 \cdot 19,2 = 96 \text{ kg/cm}^2.$$

Momente, Querkräfte, Maxima und Minima usw. erhält man aus den obigen entsprechenden Formeln. —

Im Fall 2) gelten folgende Bedingungsgleichungen

$$1') + C_2 - C_4 = 0;$$

$$2') - C_1 + C_2 + C_3 + C_4 = 0;$$

$$5') + C_1 + C_2 - C_3 + C_4 = 0.$$

Die weiteren zwei Bedingungsgleichungen in geordneter Form, da

$$C_2 = 0; \quad C_4 = 0; \quad C_3 = C_1,$$

sind:

$$\begin{aligned} 3.) & -2B \mathfrak{C} \sin C_1 + \mathfrak{M} = 0; \\ 4.) & -2C_1 (B \mathfrak{C} \cos + C \mathfrak{C} \sin) + \mathfrak{Q} = 0; \end{aligned}$$

wo

$$\begin{aligned} B &= \sin(\varrho \lambda); & C &= \cos(\varrho \lambda); \\ \mathfrak{C} \cos &= \mathfrak{C} \cos(\varrho \lambda); & \mathfrak{C} \sin &= \mathfrak{C} \sin(\varrho \lambda) \end{aligned}$$

Aus ihnen folgt die Schlußgleichung für Berechnung von λ :

$$-\mathfrak{M} (B \mathfrak{C} \cos + C \mathfrak{C} \sin) + \mathfrak{Q} B \mathfrak{C} \sin = 0,$$

oder:

$$-\mathfrak{M} (\mathfrak{T}g + \mathfrak{I}g) + \mathfrak{Q} \mathfrak{T}g \mathfrak{I}g = 0,$$

wo $\mathfrak{T}g = \tan(\varrho \lambda)$ und $\mathfrak{I}g = \mathfrak{T} \tan(\varrho \lambda)$ bedeutet.

Da hier wieder $\mathfrak{I}g \approx 1$ angenommen werden darf, folgt:

$$-\mathfrak{M} (\mathfrak{T}g + 1) + \mathfrak{Q} \mathfrak{T}g = 0,$$

oder

$$\mathfrak{T}g = \tan(\varrho \lambda) \approx -\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{M} - \mathfrak{Q}}.$$

Die Abszisse x_1 für $y=0$ berechnet sich aus der Gleichung der Biegungskurve, die hier ist:

$$y = 2 C_1 c \mathfrak{C}$$

Die Konstante $C_1 = \frac{\mathfrak{M}}{2B \mathfrak{C} \sin}$,

oder $C_1 = \frac{\mathfrak{Q}}{2(B \mathfrak{C} \cos + C \mathfrak{C} \sin)}$.

Für $y=0$ muß nämlich sein:

$$c = \cos(\varrho x_1) = 0,$$

oder:

$$\varrho x_1 = \frac{\pi}{2},$$

d. i.

$$x_1 = \frac{\pi}{2\varrho} = \pi \sqrt{\frac{EJ}{4K}}.$$

Beispiel (bezogen auf den Fall Fig. 4 bzw. Fig. 5) mit der Unbekannten λ :

Nach der obigen letzten Schlußgleichung muß sein:

$$\begin{aligned} \tan(\varrho \lambda) &\approx -\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{M} - \mathfrak{Q}} \approx -\frac{14,7}{14,7 + 4,45} \approx -0,768 \\ \varrho \lambda &\approx 142^\circ 30' = 2,487 \end{aligned}$$

$$\lambda = \frac{2,487}{\varrho} = \frac{2,487}{1,11} 10^2 = 225 \text{ cm.}$$

$$\begin{aligned} B &= \sin(\varrho \lambda) = +0,609; & \mathfrak{C} \cos &= \mathfrak{C} \cos(\varrho \lambda) = 6,0542; \\ C &= \cos(\varrho \lambda) = -0,793; & \mathfrak{C} \sin &= \mathfrak{C} \sin(\varrho \lambda) = 5,9711. \end{aligned}$$

Daraus folgt:

$$C_1 = C_3 = \frac{\mathfrak{M}}{2B \mathfrak{C} \sin} = \frac{\mathfrak{Q}}{2(B \mathfrak{C} \cos + C \mathfrak{C} \sin)} = +2,06;$$

$$y = 4,12 c \mathfrak{C}$$

Diese Kurve ist in der Fig. 6) im Maßstabe $\approx 1:60$ aufgetragen.

Für x_1 , wo $y=0$, d. i. für den oberen Drehpunkt, erhält man

$$x_1 = \frac{\pi}{2\varrho} = 2 \cdot 1,11 10^2 = 142 \text{ cm.}$$

Der Druck bei O_2 folgt aus:

$$p_{225} = -K y_{225} = 5 \cdot 19,8 = 99 \text{ kg/cm}^2.$$

Analog der obigen Betrachtung können auch andere, weniger einfache Fälle, z. B. mit nicht geradem Stabe ($\frac{d^3 y}{dx^3} E J = M$ gilt dann nicht mehr), dann mit veränderlichem Trägheitsmoment (J muß dann als Funktion von x eingesetzt und differenziert werden) usw. untersucht werden. Es kann genauigkeitshalber auch (besonders bei verhältnismäßig kleiner Stabbreite) die Reibung auf beiden Seiten des Stabes berücksichtigt werden.

Auch dient das oben erwähnte für die Fälle, wo $Q_1 = 0$ und der Stab nur mit M_1 beansprucht ist, also beispielsweise nach der Fig. 7).

Es können auch die oben angeführten Formeln dazu verwendet werden, um die Konstante K zu berechnen, oder wenigstens, wenn Beobachtungen auf einem anderen Wege vorliegen, zu kontrollieren, wenn nachgewiesen wurde, daß die Proportionalität zwischen p und y innerhalb gewisser Grenzen besteht.

Ist man nämlich in der Lage, entweder die beiden speziellen Fälle (Fig. 5 u. 6) direkt beobachten, oder auf Grund von Schätzung mit Hilfe eines zunächst roh angenommenen K entscheiden zu können, daß keiner von diesen beiden Fällen vorkommt, vielmehr, daß die gegebene Einspannungslänge L kleiner ist, als die „kritischen“ Längen λ , so braucht man nur die Ordinate y in O_2 genau zu messen und dann dieselbe nach der betreffenden Formel so lange für verschiedene Annahmen von K zu berechnen, bis das richtige K (mit Hilfe einer Interpolation) gefunden wird.

Auf eine, zwar nicht solche, aber ähnliche Weise werde z. B. die dem lockeren Sand ent-

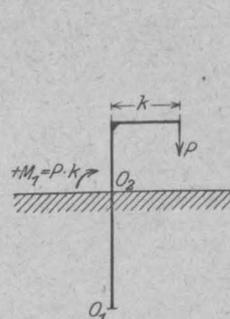


Fig. 7.

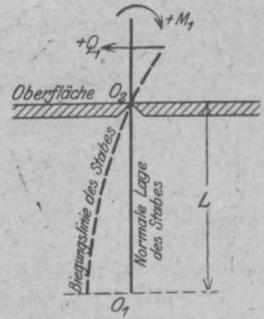


Fig. 8.

sprechende Konstante $K \approx 0,85$ folgendermaßen gefunden:

Ein elastischer dünner Stab von $EJ \approx 3,5$ wurde in den lockeren Sand in einem Glasgefäß dicht

an der Wand vertikal eingesteckt und mit einer bekannten Kraft, bzw. einem Momente beansprucht.

Gleichzeitig suchte man durch direkte Beobachtung diejenige Einspannungslänge zu finden, für welche die Tangente des unteren Endpunktes O_1 vertikal blieb.

Nachdem diese Länge (sie war ungefähr 5 cm) gefunden wurde (λ), verwendete man die Formel:

$$\tan(\varrho \lambda) = -\frac{M}{M - Q},$$

welche der Schlußgleichung im Fall 2) oben entspricht.

Da

$$M = \frac{M_1}{2EJ\varrho^2} \quad \text{und} \quad Q = \frac{Q_1}{2EJ\varrho^3}$$

ist, erhält die Gleichung folgende Form:

$$\tan(\varrho \lambda) = -\frac{M_1 \varrho}{(M_1 \varrho - Q_1)},$$

wo die Größen λ , M_1 und Q_1 gegeben, bzw. bekannt waren und nur ϱ eine Unbekannte bildete.

Durch Proben wurde ein ϱ gefunden, das diese Gleichung erfüllte (es war $\varrho = 0,499$).

Aus

$$\varrho = \sqrt[4]{\frac{W}{4}} = \sqrt[4]{\frac{K}{4EJ}}$$

wurde K bestimmt ($K = 0,85$).

II.

Es möge noch ein solcher Fall von Einspannung untersucht werden, wo die Oberfläche des Einspannungsmaterials verstärkt wird, um die großen, dort auftretenden Druckspannungen ohne merkliche Deformation aufnehmen zu können, (z. B. ein eine Reihe von eingespannten Säulen an der Terrainoberfläche verbindender horizontaler Balken usw.), s. Fig. 8).

Die Differentialgleichung

$$\frac{d^4 y}{dx^4} = -Wy$$

gilt auch hier; die Bedingungen für die Bestimmung der Konstanten, bzw. der Längen λ sind aber nicht alle den früheren gleich. Es sind nämlich folgende (zuerst für gegebenes, kein „kritisches“ L):

- 1.) Für $O_1(x=0)$ ist $M = 0$;
- 2.) Für $O_1(x=0)$ ist $Q = 0$;
- 3.) Für $O_2(x=L)$ ist $M = -M_1$;
- 4.) Für $O_2(x=L)$ ist $y = -A$.

Die Bedingungsgleichungen sind nun:

$$1') + C_2 - C_4 = 0;$$

in den weiteren ist schon $C_4 = C_2$ eingesetzt:

$$2') - C_1 + 2C_2 + C_3 = 0;$$

$$3') - C_1 B(\mathcal{C}\varrho + \mathcal{S}\sin) + 2C_2 C \mathcal{S}\sin + C_3 B(\mathcal{C}\varrho - \mathcal{S}\sin) + M = 0;$$

$$4') + C_1 C(\mathcal{C}\varrho + \mathcal{S}\sin) + 2C_2 B \mathcal{C}\varrho + C_3 C(\mathcal{C}\varrho - \mathcal{S}\sin) + A = 0.$$

Hier ist wieder:

$$B = \sin(\varrho L); \quad C = \cos(\varrho L);$$

$$\mathcal{C}\varrho = \mathcal{C}\varrho(\varrho L); \quad \mathcal{S}\sin = \mathcal{S}\sin(\varrho L),$$

und L bedeutet die gegebene Einspannungslänge, die kleiner zu denken ist, als die weiter unten zu untersuchenden „kritischen“ Längen λ .

Daraus folgen die unbekannt Konstanten:

$$C_1 = \frac{M(B \mathcal{C}\varrho + C \mathcal{S}\sin - C \mathcal{C}\varrho) + A(B \mathcal{C}\varrho - B \mathcal{S}\sin - C \mathcal{S}\sin)}{2(\mathcal{S}\sin \mathcal{C}\varrho - BC)}$$

$$C_2 = C_4 = -\frac{M C \mathcal{C}\varrho + A B \mathcal{S}\sin}{2(\mathcal{S}\sin \mathcal{C}\varrho - BC)}$$

$$C_3 = \frac{M(C \mathcal{C}\varrho + C \mathcal{S}\sin + B \mathcal{C}\varrho) + A(B \mathcal{C}\varrho + B \mathcal{S}\sin - C \mathcal{S}\sin)}{2(\mathcal{S}\sin \mathcal{C}\varrho - BC)}$$

Beispiel (analog zur Fig. 4 siehe Fig. 9 im Maßstabe 1:40 für $A = 0$):

Das A wurde hier gleich Null angenommen; dadurch wird gesagt, daß das Hindernis, welches vor dem gebogenen Stabe bei O_2 liegt, im Vergleiche zur Nachgiebigkeit des Einspannungsmaterials als starr betrachtet werden darf.

Man erhält hier:

$$C_1 = +1,28; \quad C_2 = C_4 = +0,96; \quad C_3 = -0,63.$$

Die Gleichung der Biegungskurve ist:

$$y = (\mathcal{C} + \mathcal{S})(+1,28c + 0,96b) + (\mathcal{C} - \mathcal{S})(-0,63c + 0,96b)$$

Die Kurve wurde in der Fig. 9) aufgetragen. —

Der Druck an der Kante bei O_2 , (die nicht eine mathematische Linie zu sein braucht, sondern eine dem Druck angepaßte Fläche bilden kann), setzt sich aus der gegebenen äußeren Kraft und aus der Summe von allen Druckspannungen auf der Länge L zusammen.

Nun müssen analog wie früher die kritischen Längen λ bestimmt werden¹⁾, die den Bedingungen entsprechen, daß:

1.) Der Endpunkt in O_1 sich nicht verschiebt, bzw. daß:

¹⁾ Es kann für Bestimmung von λ sowohl früher, wie auch hier, eine andere beliebige Bedingung verlangt werden, z. B. ein bestimmtes y usw.

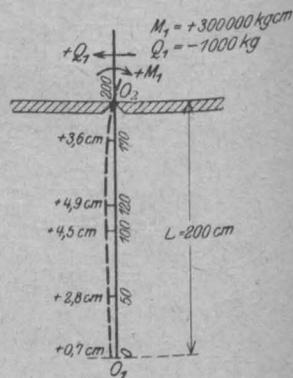


Fig. 8.

2.) Die Tangente in O_1 vertikal bleibt.

Man wird ersehen, daß diese „kritischen“ Längen denjenigen x_1 gleich sind, welche in der Fig. 5, bzw. Fig. 6, die Entfernung des oberen „Drehpunktes“ vom unteren Endpunkte des Stabes bestimmen, jedoch nur dann, wenn $A = 0$ ist.

Erster Fall, siehe Fig. 10): Der untere Endpunkt O_1 soll nicht verschoben werden.

Als Unbekannte kommen fünf Größen vor C_1, C_2, C_3, C_4 und λ , folglich müssen fünf Bedingungsgleichungen zur Verfügung stehen; diese sind:

- 1.) Für $O_1 (x=0)$ ist $M=0$;
- 2.) Für $O_1 (x=0)$ ist $Q=0$;
- 3.) Für $O_1 (x=0)$ ist $y=0$;
- 4.) Für $O_2 (x=\lambda)$ ist $M=-M_1$;
- 5.) Für $O_2 (x=\lambda)$ ist $y=-A$.

Die Bedingungsgleichungen sind daher:

- 1.) $+C_2 - C_4 = 0$;
- 2.) $-C_1 + C_2 + C_3 + C_4 = 0$;
- 3.) $+C_1 + C_3 = 0$;

die zwei weiteren sind schon in geordneter Form

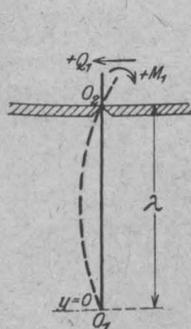


Fig. 10.

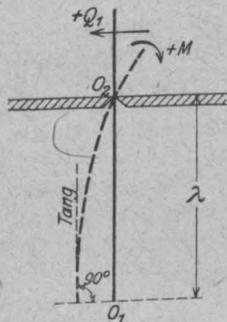


Fig. 11.

geschrieben und zwar unter Berücksichtigung des Resultates aus 1'), 2') und 3').

Es ist nämlich:

$$C_2 = C_1; \quad C_3 = -C_1; \quad C_4 = C_1;$$

deshalb:

- 4.) $-2C_1(B \cos \varrho - C \sin \varrho) + M = 0$;
- 5.) $+2C_1(B \cos \varrho + C \sin \varrho) + A = 0$,

wo:

$$B = \sin(\varrho \lambda); \quad C = \cos(\varrho \lambda); \\ \cos \varrho = \cos(\varrho \lambda); \quad \sin \varrho = \sin(\varrho \lambda).$$

Die Gleichungen 4.) und 5.) ergeben die Schlußbedingung, die zur Bestimmung von λ dient:

$$+M(B \cos \varrho + C \sin \varrho) + A(B \cos \varrho - C \sin \varrho) = 0.$$

Falls $A = 0$ gesetzt werden darf, lautet diese Bedingung:

$$B \cos \varrho = -C \sin \varrho,$$

oder

$$\text{Tg} = \tan(\varrho \lambda) = -\text{Tg} = -\text{Tang}(\varrho \lambda)$$

und da letzteres wieder $\cong 1$ ist, so folgt:

$$\tan(\varrho \lambda) \cong -1.$$

Die Konstanten sind:

$$C_1 = \frac{M}{2(B \cos \varrho - C \sin \varrho)} = -\frac{A}{2(B \cos \varrho + C \sin \varrho)};$$

$$C_2 = C_1; \quad C_3 = -C_1; \quad C_4 = C_1.$$

Die Gleichung der Biegungskurve ist:

$$y = 2C_1(b \cos \varrho + c \sin \varrho).$$

Beispiel (analog zur Fig. 5) — mit der Annahme $A = 0$: Aus der Schlußgleichung:

$$\tan(\varrho \lambda) \cong -1,$$

oder

$$\varrho \lambda \cong \frac{3\pi}{4} \cong 2,356 \cong 135^\circ$$

erhält man:

$$\lambda = \frac{3\pi}{4\varrho} = \frac{3\pi}{4 \cdot 1,11} 10^2 = 212 \text{ cm,}$$

d. i. ebensoviel, wie die Entfernung x_1 des oberen „Drehpunktes“ von dem Endpunkte O_1 in der Fig. 5).

$B = \sin(\varrho \lambda) = +0,707$; $C = \cos(\varrho \lambda) = -0,707$;
 $\cos \varrho = \cos(\varrho \lambda) = 5,3218$; $\sin \varrho = \sin(\varrho \lambda) = 5,2270$;

$$C_1 = \frac{M}{2(B \cos \varrho - C \sin \varrho)} = +0,98$$

$$y = 1,96(b \cos \varrho + c \sin \varrho).$$

Zweiter Fall (s. Fig. 11): Die Tangente des unteren Endpunktes O_1 soll vertikal bleiben.

Für die fünf Unbekannten C_1, C_2, C_3, C_4 und λ sind fünf Bedingungen vorhanden:

- 1.) Für $O_1 (x=0)$ ist $M=0$;
- 2.) Für $O_1 (x=0)$ ist $Q=0$;
- 3.) Für $O_1 (x=0)$ ist $\frac{dy}{dx} = 0$;
- 4.) Für $O_2 (x=\lambda)$ ist $M=-M_1$;
- 5.) Für $O_2 (x=\lambda)$ ist $y=-A$.

Die Bedingungsgleichungen sind daher:

- 1.) $+C_2 - C_4 = 0$;
- 2.) $-C_1 + C_2 + C_3 + C_4 = 0$;
- 3.) $+C_1 + C_2 - C_3 + C_4 = 0$;

die zwei weiteren sind schon in geordneter Form geschrieben, und zwar unter Berücksichtigung des Resultates aus 1'), 2') und 3'):

$$C_3 = 0; \quad C_3 = C_1; \quad C_4 = 0.$$

Deshalb:

- 4.) $-2C_1 B \sin \varrho + M = 0$;
- 5.) $+2C_1 C \cos \varrho + A = 0$,

wo:

$$B = \sin(\varrho \lambda); \quad C = \cos(\varrho \lambda); \\ \cos \varrho = \cos(\varrho \lambda) \quad \text{und} \quad \sin \varrho = \sin(\varrho \lambda).$$

Aus 4.) und 5.) folgt die Schlußgleichung für die Bestimmung von der Länge λ :

$$+M C \cos \varrho + A B \sin \varrho = 0.$$

Falls $A=0$ gesetzt werden darf, lautet diese Bedingung:

$$C \cos \varphi = 0$$

oder $C = \cos(\varphi \lambda) = 0$

bzw. $\varphi \lambda = \frac{\pi}{2}$

und $\lambda = \frac{\pi}{2\varphi}$.

Die Konstanten sind:

$$C_1 = \frac{M}{2B \cos \varphi} = -\frac{A}{2C \cos \varphi};$$

$$C_2 = 0; \quad C_3 = C_1; \quad C_4 = 0.$$

Die Gleichung der Biegungskurve ist:

$$y = 2 C_1 c \cos \varphi.$$

Beispiel (analog der Fig. 6) — mit der Annahme $A=0$: Aus der Schlußbedingung folgt:

$$\lambda = \frac{\pi}{2\varphi} = \frac{\pi}{2 \cdot 1,11} 10^2 = 142 \text{ cm,}$$

d. i. ebensoviel, wie die Entfernung x_1 des oberen „Drehpunktes“ vom Endpunkte O_1 in der Fig. 6).

$$B = \sin(\varphi \lambda) = 1; \quad C = \cos(\varphi \lambda) = 0;$$

$$\cos \varphi = \cos(\varphi \lambda) = 2,5091; \quad \sin \varphi = \sin(\varphi \lambda) = 2,3013$$

$$C_1 = \frac{M}{2B \cos \varphi} = +3,19.$$

$$y = 6,39 c \cos \varphi.$$

BERECHNUNG EINES ZWEIFESCHOSSIGEN STOCKWERKRAHMENS ÜBER DREI FELDER.

Von Ingenieur H. Paelow, Hamburg.

Über die Rahmenberechnung sind schon viele grundlegende Abhandlungen erschienen und für die oft vorkommenden Rahmenformen auch mehrfach formelmäßige Auswertungen angegeben. Es ist daher zu erwarten, daß immer mehr der einheitliche Zusammenhang sämtlicher Tragteile eines Eisenbetonbauwerks auch in der Berechnung berücksichtigt wird. Wenn trotzdem noch meistens die Balken und Stützen ohne Rücksicht auf starre Verbindung berechnet werden, so liegt das wohl nur an der Umständlichkeit der genauen Rahmenrechnung.

Neue grundlegende Verfahren wird die Theorie wohl kaum noch hervorbringen. Was in den neueren Abhandlungen versucht wird, zielt darauf hin, die Berechnung abzukürzen und sie der Praxis mundgerechter zu machen. Über Stockwerkrahmen sind schon mehrere Abhandlungen erschienen. Ich nenne nur die Untersuchung des zweistieligen symmetrischen von Dipl.-Ing. Baumstark in „Beton und Eisen“ 1910, Dipl.-Ing. Leitner in „Armiertes Beton“ und Baurat Herzka im „Betonbau“. In meinem Beitrag soll nun der oben genannte, vierstielige Rahmen betrachtet werden. Die grundlegenden Beziehungen sind hier natürlich die gleichen wie bei allen derartigen Berechnungen und die Vertrautheit damit wird vorausgesetzt.

Um die Ergebnisse einer solchen umständlichen Rahmenberechnung bei ähnlichen Gelegenheiten wieder verwenden zu können, mußte überall auf größte Einfachheit und Geschlossenheit gesehen werden. Es lag daher nahe, für die Unbekannten Formeln aufzustellen, die von den Abmessungen möglichst unabhängig bleiben.

Im folgenden ist der Gang der Untersuchung gezeigt und zum Schluß sind einige fertige Formeln gegeben. Die Ergebnisse zeigen, daß sich selbst

bei so vielfach statisch unbestimmten Rahmen einfache, geschlossene und doch allgemeine Ausdrücke ergeben.

Die außerordentliche Vereinfachung wurde durch eine besondere Wahl der Steifigkeitsverhältnisse erreicht. Die Trägheitsmomente der Riegel sind ebenso wie die der Stützen in jedem Stockwerk untereinander und die der Riegel außerdem auch in beiden Stockwerken gleich. Das Steifigkeitsverhältnis zwischen Riegel und Ständer wurde gleichbleibend angenommen und zwar zu

$$\frac{J_R}{J_S} = s = \frac{1}{h} \cdot \sigma.$$

Wählt man die beliebige Zahl σ für den oberen und unteren Rahmen gleich, so unterscheiden sich die Formeln für die Unbekannten H, M, N, Q und m in den Hauptsystemen, wenn sie nicht genau gleich sind, nur durch die Höhe h .

Die Berechtigung eines festen Verhältnisses σ für hohe und niedrige Rahmen liegt auf der Hand, denn mit wachsendem h ergibt sich bei gleichbleibendem l eine Vergrößerung des Ständerträgheitsmomentes gegen das des Riegels. Das ist durchaus begründet, denn je höher der Rahmen ist, desto größer muß die Steifigkeit des Ständers gewählt werden, um eine möglichst gute Rahmenwirkung zu erzielen.

Die Beanspruchung des Rahmens erfolgt durch veränderliche gleichmäßig verteilte Belastung der Riegel, veränderliche Konsolbelastung, gleichmäßig am Ständer angreifende Windkräfte und durch Temperaturspannungen. Der Rahmen ist 14-fach statisch unbestimmt. Zur Berechnung wurde er in zwei Hauptsysteme zerlegt und die Verbindung zwischen dem oberen und unteren

Rahmen gelenkig angenommen, wobei die vier Momente an den Rahmenfüßen als Unbekannte blieben. Diese Hauptssysteme wurden wieder in Untersysteme geteilt, die sich als zweistielige Gelenkrahmen mit Kragarmen und den Unbekannten M, N und Q ergaben (Fig. 2).

Zur weiteren Vereinfachung wurde die Belastung einmal symmetrisch und einmal verkehrt symmetrisch angenommen. Dieses Verfahren ist

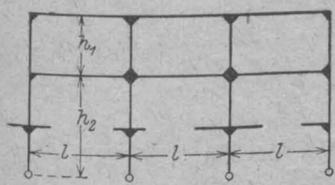


Fig. 1.

zuerst von Ing. Andree im „Brückenbau“ 1915 und von Baurat Herzka in verschiedenen Veröffentlichungen in der Zeitschrift für Betonbau angewendet, weshalb hier darauf verwiesen sei. In unserem Falle erhalten wir dadurch jeweils nur eine oder zwei Unbekannte.

Durch Superponieren der zusammengehörigen Belastungen ergeben sich die gewünschten Unbekannten bei unsymmetrischer Laststellung. Ihre Bestimmung geschieht mit Hilfe der Elastizitätslehre aus den Verschiebungen und Verdrehungen.

Um mit den Vorzeichen nicht allzuvieler Verwickelungen zu bekommen, ist den Formänderungen größtenteils das Vorzeichen des Momentes gegeben, durch das sie hervorgerufen werden. Es ist somit folgendes festgesetzt:

Am zweistieligen Gelenkrahmen gilt die Verbiegung und Verdrehung durch positive Momente als positiv, durch negative als negativ; eine Stützenkopfsverschiebung nach dem Rahmeninnern als positiv am linken, als negativ am rechten Ständer.

Am vierstieligen Hauptssystem gilt im oberen Rahmen eine Winkelverkleinerung, also durch positive Ständermomente hervorgerufen, als positiv und eine Verschiebung nach dem Rahmeninnern als positiv; im unteren Rahmen eine Winkelverkleinerung, also durch positive Ständermomente oder negative Rieгельmomente hervorgerufen, ebenso als positiv und eine Verschiebung nach dem Rahmeninnern als negativ. In Betracht kommen hier natürlich nur die Rahmenfüße und Rahmenköpfe, wo die gesuchten Momente anzugreifen. Da die vierstieligen Hauptssysteme

symmetrisch zur Mitte sind, wird immer nur eine Rahmenhälfte untersucht.

Die Verdrehungen werden nach dem bekannten Satze als Auflagerdrücke der mit den Momentenflächen belasteten Balken berechnet. Die Stützenkopfsverschiebung ergibt sich leicht aus der Verdrehung des Balkens am Ständer und der des Ständers am Kopfe zu

$$\xi = \tau h = (\tau_B + \tau_S) h.$$

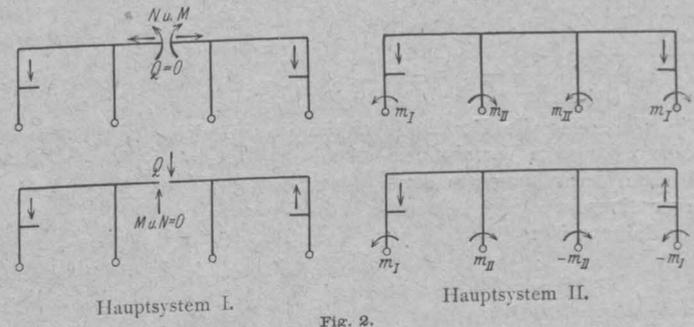


Fig. 2.

Die Verschiebung durch positive Momente ist am linken Ständer als positiv eingeführt; daher muß sie durch positive Momente am rechten

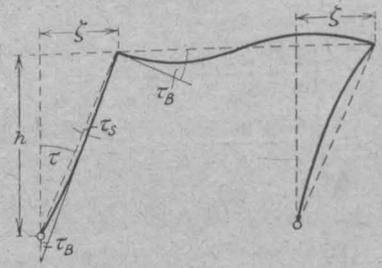
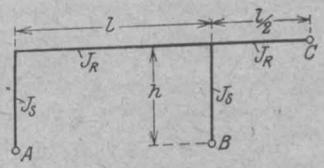


Fig. 3.

Ständer als negativ bezeichnet werden. Das Vorzeichen bleibt sonach, wenn die Verschiebung aus den Verdrehungen am linken Ständer berechnet ist, so wie es sich aus den Momenten ergibt, und ist, wenn sie aus den Verdrehungen am rechten Ständer berechnet wird, umzukehren. Daß die Formel $\tau = \tau_B + \tau_S$ bei Einführung der τ mit dem



Hauptsystem I.
Fig. 4.

Vorzeichen des Momentes immer richtig bleibt, kann man an Hand einiger Fälle leicht nachprüfen.

Nach dieser etwas langen, aber nötigen Erklärung kommen wir nun zur Entwicklung der Formeln. Der Weg ist bekannt und deshalb leicht zu verfolgen.

A. Bestimmung der Horizontalkräfte H_A und H_B , der Verschiebungen und Verdrehungen im Punkt C durch die Unbekannten Q, M und $N = 1,0$ und der Bedingungs-gleichungen am Hauptssystem I.

Steifigkeitsverhältnis

$$s = \frac{J_R}{J_S} = \sigma \frac{1}{h}$$

Die Werte für die Horizontalschübe lassen sich nach bekanntem Verfahren leicht anschreiben.

Die Verdrehung am Auflager eines wie folgt belasteten Balkens ist:

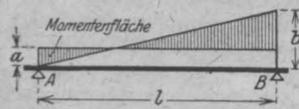


Fig. 5.

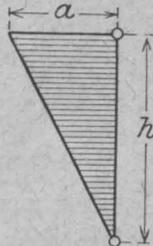


Fig. 6.

$$\tau_A = 1 \left(\frac{a}{2} + \frac{1}{3} \cdot \frac{b}{2} \right) = \frac{1}{6} (3a + b) \dots (1)$$

$$\tau_B = 1 \left(\frac{a}{2} + \frac{2}{3} \cdot \frac{b}{2} \right) = \frac{1}{6} (3a + 2b) \dots (2)$$

Hierin sind a und b mit dem Vorzeichen der Momente einzuführen.

Die Verdrehung am Ständerkopf durch ein Momentendreieck ist, wenn alle Formänderungen mit $E J_R$ multipliziert werden:

$$\tau = \frac{a h}{3} s = \frac{a l}{3} \sigma \dots (3)$$

und am Ständerfuß:

$$\tau = \frac{a h}{6} s = \frac{a l}{6} \sigma \dots (4)$$

worin wieder a mit dem Vorzeichen des Momentes einzuführen ist.

Im Folgenden sind die Verschiebungen und Verdrehungen mit griechischen Buchstaben bezeichnet, und zwar die durch die Unbekannten mit kleinen und die durch die äußeren Belastungen mit großen. Es bedeutet:

- δ die Durchbiegung,
- τ die Verdrehung im Punkt C,
- ξ die Stützenkopfverschiebung durch die Unbekannten Q, N und M;
- δ die Durchbiegung,
- T die Verdrehung im Punkt C,

Z die Stützenkopfverschiebung durch die äußeren Lasten;
 φ die Winkeländerung an den Ständerfüßen durch m,
 Φ dieselbe durch die Belastung.
 Die Unbekannten sind mit dem Pluszeichen in die Rechnung eingeführt, damit die Ergebnisse

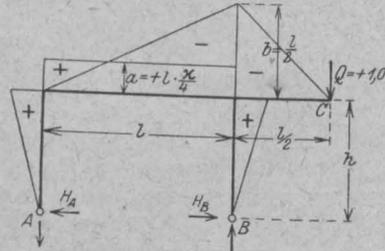


Fig. 7.

aus den Gleichungsaufösungen gleich mit dem gültigen Vorzeichen erscheinen.

1. Durch $Q = + 1,0$ t.

$$H_A = H_B = - \frac{h^2}{4 \left(\frac{2}{3} s h^3 + 1 h^2 \right)} = - \frac{1}{h} \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{\frac{2}{3} \sigma + 1}$$

oder
$$H_A = H_B = - \frac{1}{h} \cdot \frac{\sigma}{4}$$

worin
$$\sigma = \frac{1}{\frac{2}{3} \sigma + 1} = \frac{3}{3 + 2 \sigma}$$

bedeutet. Der Wert σ ist ein Festwert und wird in allen Formeln gebraucht.

Mit $H = - \frac{1}{h} \cdot \frac{\sigma}{4}$ wird $M_{HA} = M_{HB} = + 1 \frac{\sigma}{4}$ und unter Benutzung der Formeln 1 bis 4 ergeben sich die Formänderungen zu

$$\underline{\delta_{QQ}} = + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{6} (3a + 2b) - \frac{l^3}{24}$$

$$= \frac{l^2}{12} \left(3 \frac{\sigma}{4} - 1 \right) - \frac{l^3}{24} = + \frac{l^3}{16} (\sigma - 2),$$

$$\tau_{QQ} = + \frac{1}{6} \left(3 \frac{\sigma}{4} - 1 \right) - \frac{l^2}{8} = + \frac{l^2}{24} (3\sigma - 7),$$

$$\underline{\xi_{QQ}} = - h \left[\frac{l^2}{6} \left(\frac{3}{4} \sigma - 1 \right) + 1 \frac{\sigma}{4} \cdot \frac{h}{3} s \right] = + \frac{h l^2}{24}$$

(Verschiebung nach rechts).

2. Durch $N = + 1,0$ t.

$$\underline{H_A} = + \frac{1}{2} \text{ t}, \quad \underline{H_B} = - \frac{1}{2} \text{ t},$$

$$\underline{\delta_{NN}} = \underline{\xi_{QQ}} = + \frac{h l^2}{24}$$

$$\tau_{NN} = \frac{1}{6} \left(2h - \frac{3}{2}h \right) = + \frac{h1}{12},$$

$$\zeta_{NN} = -h \left[\frac{h1}{12} + \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{3}s \right] = -\frac{h^2 1}{12} (1 + 2\sigma),$$

oder, da $1 + 2\sigma = \frac{3-2\kappa}{\kappa}$
ist,

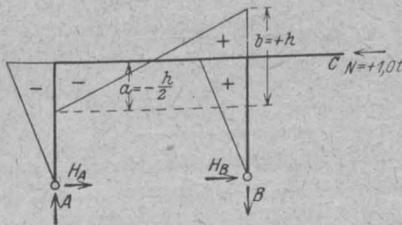


Fig. 8.

$$\zeta_{NN} = -\frac{h^2 1}{12} \cdot \frac{3-2\kappa}{\kappa},$$

3. Durch $M = +1,0$ tm.

$$H_A = H_B = + \frac{h1}{2 \left(\frac{2}{3}s h^3 + 1h^2 \right)} = + \frac{1}{h} \cdot \frac{\kappa}{2},$$

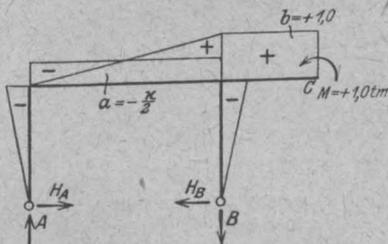


Fig. 9.

$$\delta_{MM} = -\tau_{QQ} = + \frac{l^2}{24} (7-3\kappa),$$

$$\tau_{MM} = \frac{1}{6} \left(-\frac{3}{2}\kappa + 2 \right) + \frac{1}{2} = + \frac{1}{12} (10-3\kappa)$$

$$\zeta_{MM} = -\tau_{NN} = -\frac{h1}{12}.$$

Ein Vergleich der betreffenden Werte unter 1 und 3 läßt erkennen, daß bei Lastangriff an den Kragarmen der Momentennullpunkt im Riegel immer in

$$y = l \frac{\kappa}{2+\kappa}$$

vom entgegengesetzten Auflager liegt und bei der beschriebenen Wahl der Steifigkeitsverhältnisse von dem Verhältnis $\frac{h}{l}$ nicht beeinflusst wird.

Mit den Werten unter 2 und 3 ergeben sich

die Bedingungsgleichungen zur Ermittlung der Unbekannten M und N.

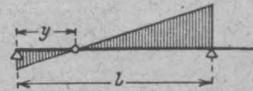


Fig. 10.

$$M \zeta_{MM} + N \zeta_{NN} + Z = 0; \quad M = \frac{D_1}{D}$$

$$M \tau_{MM} + N \tau_{NN} + T = 0; \quad N = \frac{D_2}{D}$$

Aus diesen Gleichungen folgen die Determinanten Nennerdeterminante:

$$D = \zeta_{MM} \tau_{NN} - \zeta_{NN} \tau_{MM}$$

$$= -\frac{h1}{12} \cdot \frac{h1}{12} + \frac{h^2 1}{12} \cdot \frac{3-2\kappa}{\kappa} \cdot \frac{1}{12} (10-3\kappa),$$

$$D = \frac{h^2 l^2}{72} \cdot 3 \frac{\kappa(\kappa-5)+5}{\kappa} = \frac{h^2 l^2}{72} \cdot \frac{3\lambda}{\kappa}$$

Zählerdeterminanten:

$$D_1 = -Z \tau_{NN} + T \zeta_{NN} = -Z \frac{h1}{12} - T \frac{h^2 1}{12} \frac{3-2\kappa}{\kappa},$$

$$D_2 = -T \zeta_{MM} + Z \tau_{MM} = +T \frac{h1}{12} + Z \frac{1}{12} (10-3\kappa).$$

In diese Formeln sind T und Z mit ihrem richtigen Vorzeichen einzusetzen.

B. Bestimmung der M, N, Q und M_H am vierstieligen Hauptsystem und hierauf der Ständerfußmomente m durch die äußere Belastung.

Bemerkung: Nach der Ermittlung der m sind alle Unbekannten bestimmt. Die Feststellung der endgültigen H, M, N, Q und M_H bietet dann keine Schwierigkeiten mehr.

Zuerst seien die Unbekannten bei Lastangriff an den Konsolen ermittelt, da diese Werte zur Berechnung der m gebraucht werden.

I. Bei Lastangriff an den Konsolen.

Belastung der äußeren Ständer.

Am Hauptsystem I.

$$H_A = H_B = + \frac{\frac{c1h}{2} + \frac{c(h+f)(h-f)s}{2}}{\frac{2}{3}sh^3 + 1h^2}$$

oder

$$H_A = H_B = + \frac{c}{h} \left[1 + \sigma \left\{ 1 - \left(\frac{f}{h} \right)^2 \right\} \right] \frac{\kappa}{2} = + \frac{c}{h} \alpha \frac{\kappa}{2}$$

worin $\alpha = 1 + \sigma \left\{ 1 - \left(\frac{f}{h} \right)^2 \right\}$ ist.

Durchbiegung in C:

$$\underline{\Delta C} = \frac{l^2}{12} \left(-\frac{3}{2} c \alpha x + c \right) = + \frac{l^2}{24} c (2 - 3 \alpha x)$$

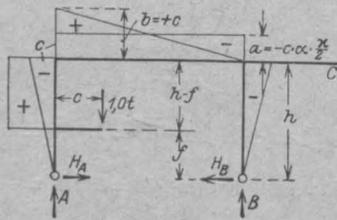


Fig. 11.

Verdrehung in C:

$$\underline{T_C} = + \frac{1}{12} c (2 - 3 \alpha x)$$

Verschiebung des Stützkopfes:

$$\underline{Z_C} = -h \left[\frac{1}{12} c (2 - 3 \alpha x) - \frac{c \alpha x}{2} \cdot \frac{h}{3} \cdot s \right]$$

$$= - \frac{h l}{12} c (2 - 3 \alpha)$$

Am Hauptsystem II.

a) Die Rahmen sind symmetrisch belastet. Als Unbekannte erscheinen M und N. Q wird gleich Null. Ihre Ermittlung geschieht mit Hilfe

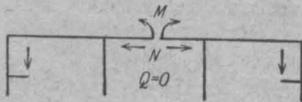


Fig. 12.

der oben abgeleiteten Bedingungsgleichungen. Mit den Werten

$$T = + \frac{1}{12} c (2 - 3 \alpha x),$$

$$Z = - \frac{h l}{12} c (2 - 3 \alpha)$$

wird die Zählerdeterminante:

$$D_1 = + \frac{h^2 l^2}{144} c (2 - 3 \alpha) - \frac{h^2 l^2}{144} c (2 - 3 \alpha x) \frac{3 - 2 x}{x}$$

$$= - \frac{h^2 l^2}{72} \cdot 3 \frac{(x-1)(x\alpha-1)}{x}$$

Somit folgt:

$$M = - c \frac{(x-1)(x\alpha-1)}{\lambda}$$

und hieraus

$$H_{AM} = H_{BM} = - \frac{c}{h} \cdot \frac{x}{2} \cdot \frac{(x-1)(x\alpha-1)}{\lambda}$$

Aus der Determinanten

$$D_2 = + \frac{h^2 l^2}{72} 3 c [\alpha(5-2x) + x - 3]$$

wird
$$N = + \frac{c}{h} \cdot \frac{x}{\lambda} [\alpha(5-2x) + x - 3]$$

und

$$H_{AN} = -H_{BN} = + \frac{c}{h} \cdot \frac{x}{2} \cdot \frac{\alpha(5-2x) + x - 3}{\lambda}$$

Durch Zusammenzählen der H aus der äußeren Belastung und aus M und N folgt die endgültige Horizontalkraft im Hauptsystem II.

$$H_{A \text{ ges.}} = + \frac{c}{h} \cdot \frac{x}{\lambda} \alpha(5-3x) + x - 2$$

und
$$H_{B \text{ ges.}} = + \frac{c}{h} \cdot \frac{1-x\alpha}{\lambda}$$

Nach Multiplikation der H mit h erhält man die Kopfmomente, die, wie man erkennt, dann von der Höhe vollkommen unabhängig sind. Daher sind diese Formeln bei Berechnung mehrgeschossiger und in der Höhe verschiedener Stockwerksrahmen gut zu verwenden.

$$M_{HA} = - c x \frac{\alpha(5-3x) + x - 2}{\lambda}$$

$$M_{HB} = - c x \frac{1-x\alpha}{\lambda}$$

Belastung durch zwei am äußeren Ständerfuß angreifende Momente $m = -1,0 \text{ tm}$.

Bei $c = 1$ und $f = 0$ geht die Konsolbelastung

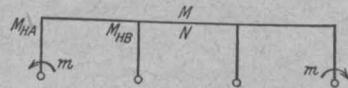


Fig. 13.

in die durch ein am Fuße angreifendes Moment über. Mit $f = 0$ wird

$$\alpha = 1 + \sigma = \frac{3-x}{2x}$$

Daher ergibt sich für die in der Figur 13 dargestellte Belastung

$$M_{HA} = + \frac{1}{2} \cdot \frac{x(5x-18)+15}{\lambda}$$

$$M_{HB} = + \frac{x}{2} \cdot \frac{x-1}{\lambda}$$

$$M = - \frac{1}{2} \cdot \frac{(1-x)^2}{\lambda}$$

$$N = - \frac{1}{h} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{x(4x-17)+15}{\lambda}$$

Belastung durch zwei am Riegelende angreifende Momente $m = +1,0 \text{ tm}$.

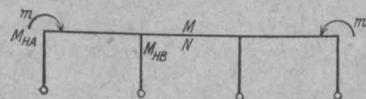


Fig. 14.

Es gilt hier dasselbe, wie vor bei $c=1,0, f=h$ und $\alpha=1$;

$$M_{HA} = -\alpha \frac{3-2\alpha}{\lambda}; \quad M_{HB} = -\alpha \frac{1-\alpha}{\lambda}$$

$$M = -\frac{(\alpha-1)^2}{\lambda}; \quad N = +\frac{1}{h} \alpha \frac{2-\alpha}{\lambda}$$

b) Die Rahmen sind verkehrt symmetrisch belastet.

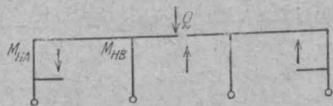


Fig. 15.

$$\delta_{QQ} = +\frac{l^3}{16} (\alpha-2); \quad AC = +\frac{l^2}{24} c (2-3\alpha\alpha)$$

$$Q = -\frac{l^2 c (2-3\alpha\alpha) 16}{24 l^3 (\alpha-2)} = -\frac{c}{1} \frac{2}{3} \frac{2-3\alpha\alpha}{\alpha-2}$$

hieraus $H_{AQ} = H_{BQ} = +\frac{c}{h} \frac{\alpha (2-3\alpha\alpha)}{6(\alpha-2)}$.

Der gesamte Horizontalschub und das Kopfmoment werden also:

$$H_A \text{ ges.} = H_B \text{ ges.} = +\frac{c}{h} \alpha \frac{\alpha}{2} + \frac{c}{h} \frac{\alpha}{6} \frac{2-3\alpha\alpha}{\alpha-2}$$

$$= +\frac{c}{h} \frac{\alpha}{3} \frac{1-3\alpha}{\alpha-2}$$

$$M_{HA} = M_{HB} = -c \frac{\alpha}{3} \frac{1-3\alpha}{\alpha-2}$$

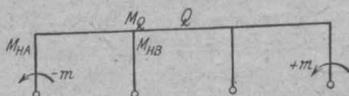


Fig. 16.

Belastung durch zwei entgegengesetzt gleiche Momente $m = \mp 1,0 \text{ tm}$ an den äußeren Rahmenfüßen.

Es gilt hier dasselbe, was bei der symmetrischen Belastung gesagt war.

$$c=1; \quad f=0; \quad \alpha=1+\sigma = \frac{3-\alpha}{2\alpha}$$

daher $Q = +\frac{1}{1} \frac{1}{3} \frac{3\alpha-5}{\alpha-2}$.

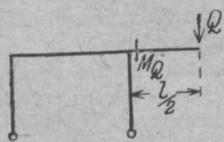


Fig. 17.

Bezeichnet man mit M_Q das Moment aus Q am Beginn des Kragarmes, so wird es

$$M_Q = -\frac{1}{6} \frac{3\alpha-5}{\alpha-2}$$

$$M_{HA} = M_{HB} = +\frac{5\alpha-9}{6(\alpha-2)} = +\frac{5}{6} \left(1 + \frac{1}{\alpha-2}\right)$$

Belastung durch zwei entgegengesetzt gleiche Momente $m = \pm 1,0 \text{ tm}$ an den Riegelenden.

$$c=1; \quad f=h; \quad \alpha=1$$

$$M_Q = +\frac{1}{3} \frac{2-3\alpha}{\alpha-2}$$

$$M_{HA} = M_{HB} = +\frac{2}{3} \frac{\alpha}{\alpha-2}$$

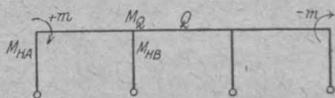


Fig. 18.

Belastung der inneren Ständer.

Nach einem ähnlichen Entwicklungsgang wie vor seien hier die Unbekannten für die Momente m gegeben.

$$M_{HA} = +\frac{\alpha}{2} \frac{\alpha-1}{\lambda}$$

$$M_{HB} = +\frac{1}{2} \frac{\alpha (4\alpha-17) + 15}{\lambda}$$

$$M = +\frac{1}{2} \frac{\alpha (3-\alpha) - 2}{\lambda}$$

$$N = +\frac{1}{h} \frac{\alpha (3\alpha-16) + 15}{\lambda}$$

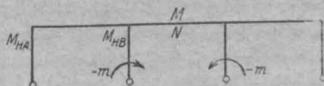


Fig. 19.

$$M_{HA} = -\alpha \frac{1-\alpha}{\lambda}$$

$$M_{HB} = -\alpha \frac{2-\alpha}{\lambda}$$

$$M = -\frac{\alpha (\alpha-3) + 2}{\lambda}$$

$$N = -\frac{1}{h} \frac{\alpha}{\lambda}$$

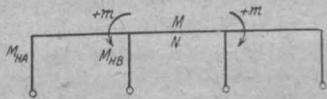


Fig. 20.

$$M_Q = -\frac{1}{6} \frac{3\alpha-1}{\alpha-2}$$

$$M_{HA} = M_{HB} = +\frac{7\alpha-9}{6(\alpha-2)}$$

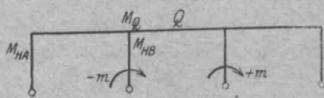


Fig. 21.

$$M_Q = +\frac{1}{3} \frac{4-3\alpha}{\alpha-2}$$

$$M_{HA} = M_{HB} = +\frac{1}{3} \frac{\alpha}{\alpha-2}$$

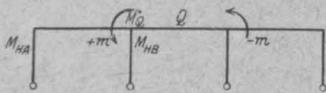


Fig. 22.

Winkeländerung an den Punkten I, II, III und IV durch die Momente $m_I = m_{IV}$ und $m_{II} = m_{III} = -1,0 \text{ tm}$.

Mit den bisher berechneten Werten ist es möglich, die Winkeländerung an den Füßen zu

bestimmen. In Betracht kommen hier Formeln 3 und 4. Die Winkelverkleinerung ist als positiv

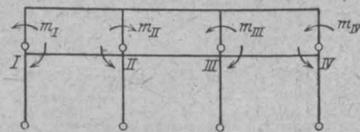


Fig. 23.

eingeführt, eine Stützenkopfverschiebung findet nicht statt. (Schluß folgt.)

DAS VERHALTEN VON BETON UND EISENBETON IM SEEWASSER.

(Nach Veröffentlichungen von R. I. Wig und L. R. Ferguson, Eng. News-Rec. Band 79 Nr. 12, 14, 15, 16, 17 v. J. 1917.)

Berichtet von Dipl.-Ing. J. Kortlang.

(Schluß von S. 245.)

In Long Beach in Californien wurde im Jahre 1911 eine große Anzahl von Eisenbetonpfählen eingerammt. Nachdem die Pfähle gerammt waren, wurde die Arbeit unterbrochen. Keiner der Pfähle konnte irgendwie mit einem elektrischen Strom in Berührung kommen. Die Säulen waren anscheinend in zwei Sätzen gemacht, von denen der eine etwas bessere Mischungen aufweist — scheinbar wurde er auch etwas trockener gemischt. Alle Pfähle der naßgemischten Gattung sind geborsten, die andern dagegen in besserem Zustande. Von elektrolytischen Wirkungen kann hier wohl keine Rede sein.

Leuchttürme an einer Flußmündung, am Atlantischen Ozean beweisen dasselbe. An der Mündung selbst ist reines Seewasser, 15 Meilen landeinwärts findet man noch salziges Wasser, 10 Meilen weiter dagegen reines Süßwasser. In diesem Strome stehen 25 Leuchttürme, die sich von der Mündung über 25 Meilen landeinwärts erstrecken. Diese Türme ruhen auf Eisenbetonsäulen. Als Brennstoff wird ausschließlich Gas und Öl verwendet, sodaß auch hier elektrolytische Wirkungen ausgeschlossen sind. Die Platten, auf denen die Turmkonstruktionen ruhen, sind in allen Fällen 30 cm über Hochwasserstand. Es ist interessant zu verfolgen, wie sich die Pfähle verhalten haben. Nicht ein einziger Pfahl der Süßwasserzone ist irgendwie beschädigt. Eingebohrte Löcher haben die Bewehrung freigelegt, und nirgends war eine Beschädigung festzustellen. Die übrigen Teile, d. h. die Leuchttürme im salzigen Wasser und die im reinen Seewasser, waren sehr mitgenommen, und zwar war deutlich zu beobachten, daß sich die Zerstörungen mit der Zunahme des Salzgehaltes vermehrten. Es sei noch hervorgehoben, daß alle Teile zur gleichen Zeit aus dem gleichen Material und unter denselben Bedingungen ausgeführt wur-

den. Als Anmachwasser wurde Süßwasser verwendet. Alle Zerstörungen waren über dem Wasserspiegel, dabei waren die Platten und Streben am stärksten beschädigt. Ohne Zweifel ist das Salz die schädliche Substanz. Es dringt in die Poren des Betons oberhalb des Wasserspiegels ein, sei es durch Kapillarwirkung, Verdampfung oder Absorption von Luftteilchen, die feine Seewasserteilchen mit sich führen. Die Feuchtigkeit wird viel weiter vom Winde getragen, als man bisher angenommen hat. Würde nur Wasserdampf von der Luft mitgeführt, so dürfte kein Salz in ihr gefunden werden. Die United States Geological Survey hat festgestellt, daß feinverteilter Salzregen viele Meilen weit landeinwärts getragen wird. Dies läßt den Chlorgehalt des Betons erklären, den Harrison auf den Philippinen fand. Chlor und Sauerstoff zusammen greifen das Eisen stark an, was längst bekannt ist. Doch wußte man bisher nicht, daß Salzluft so tief in Beton eindringen kann. Die sprengende Kraft im Eisen wird so groß, daß der Beton nachgeben muß, d. h. berstet.

Es bleibt die Frage, ob zuerst die Zersetzung des Eisens und dann die Zertrümmerung des Betons vor sich geht oder umgekehrt, noch zu entscheiden, um einem möglichen Einwand von vornherein entgegen zu treten. Es soll nicht bestritten werden, daß dieser Fall durch irgendeinen Umstand eintreten kann, aber die Regel ist, daß zuerst das Eisen und als Folgeerscheinung davon der Beton zerstört wird. Dies ist schon erwiesen, wenn man beachtet, daß mit nur seltenen Ausnahmen die Sprünge sich nur bei den Eiseneinlagen zeigen. Wenn der gedachte Einwand berechtigt wäre, so müßten sich die Risse nicht allein an den Ecken über den Eisen, sondern auf der ganzen Oberfläche zeigen.

Manchmal glaubt man bei Pfählen, dem Ein-

rammen die schädliche Wirkung aufbürden zu müssen, ohne dabei zu beachten, daß die Sprünge dann vor allen Dingen nur am oberen Ende des Pfahles auftreten müßten, und daß bei eingespülten Pfählen dieselben Zerstörungen auftreten.

Im Nachstehenden seien einige Vorschläge erwähnt, wie man bei Eisenbeton den Zerstörungen entgegenwirken kann. Durch die Vergrößerung der Abstände der Eiseneinlagen von der Oberfläche wird jede Konstruktion verbessert. Durch Verwendung von einer größeren Anzahl von kleineren Eisenquerschnitten wird die Sprengwirkung verringert. Die Verwendung von dichtem Beton bester Qualität verhindert das Eindringen des Seewassersalzes. Unter Umständen wird von Wig und Ferguson die Benutzung von galvanisiertem Eisen empfohlen.

c) Auswahl der Materialien für Beton im Seebau: In den vorhergehenden Abschnitten wurde gezeigt, daß reiner Beton im Seebau nur dann den Zerstörungen anheimfällt, wenn seine Oberfläche nicht entsprechend geschützt ist, daß Eisenbeton dagegen bei den Eiseneinlagen berstet, wenn nicht entsprechende Vorkehrungen getroffen werden. Es wurde dabei stets betont, daß Grundbedingung für jeden Seebau ein Beton von bester Qualität ist. Jedes schlechte Material, sei es Zement, Zuschlag oder Wasser, muß unbedingt verworfen werden.

Von verschiedenen Seiten wird die Ansicht vertreten, daß gewöhnlicher Portlandzement im Seewasser unbrauchbar ist, und nur Zemente von besonderer Zusammensetzung den Einwirkungen des Seewassers auf die Dauer widerstehen können. Wig und Ferguson halten diese Ansicht für unbegründet. Die vorgenannte Ansicht stütze sich hauptsächlich auf Laboratoriumsversuche, auf solche Forschungen, die unter anormalen Prüfungsbedingungen vorgenommen wurden, oder auf unrichtige Auslegung von chemische Analysen. Daß Portlandzemente, die rein verwendet werden, durchaus den strengsten Anforderungen des Seebaues genügen, erklärt sich schon daraus, daß es eine große Anzahl von Betonbauten im Seewasser gibt, die über 30 Jahre alt sind und bis heute unversehrt blieben. Zu diesen Bauten wurde stets gewöhnlicher Portlandzement verwendet. Der Gehalt an Tonerde im Zement könne zwischen 8 % und 3 % variieren, ohne daß sich ein merklicher Einfluß bei der Einwirkung von Seewasser zeigt. Ebenso wurde 5,5 % und manchmal nur 1 % Eisenoxyd festgestellt, ohne einen Unterschied zu ergeben. Daß der Magnesiumgehalt des Zementes schädlich sei, bestreiten Wig und Ferguson. Den hohen Magnesiumgehalt bei der Prüfung des durch Seewasser zerstörten Betons erklären sie damit, daß sich Magnesiumhydroxyd ausscheidet. Im Gegenteil sei der eigentliche Magnesiumgehalt des Zementes einer der widerstandsfähigsten Be-

standteile des Betons im Seewasser, und der Gehalt an Magnesium dürfe den höchstzulässigen Wert von 3 % erreichen. Viele Seebauten wurden in Amerika mit gutem Erfolg aus Zement mit 3—4 % Magnesium erbaut. Weiter dürfte das Schwefeltryoxyd keinen schädlichen Einfluß ausüben, solange es nicht das Maß, das für Amerika zulässig ist (1,75 %), überschreite. Der Kalk dagegen, der Hauptbestandteil des Zementes (etwa 60 %), ist gegen Seewasser wenig widerstandsfähig. Es ist aber nicht möglich, den Kalkgehalt des Zementes zu reduzieren, ohne ihm seinen bindenden und hydraulischen Charakter zu nehmen. Die Bestandteile von Zement sollten sich folgendermaßen zusammensetzen: 19 bis 25 Teile SiO_2 , 4—9 Teile Al_2O_3 , 2—6 Teile Fe_2O_3 , 60—65 Teile CaO , 1—5 Teile MgO , 1—2 Teile SO_3 .

Seewasser könne als Anmachwasser bei reinen Betonkonstruktionen verwendet werden, während es bei Eisenbetonkonstruktionen einen gefährlichen Einfluß haben kann. Der Salzgehalt des Seewassers habe keinen Einfluß auf das Abbinden des Zementes. Alle Betonkonstruktionen entlang der Fundybay in Nova Scotia wurden mit Seewasser gemischt. Eine genaue Untersuchung ließ an diesen Bauten keine Schäden beobachten. A. B. Fletcher benutzte Seewasser bei Straßenbauten, wo sich der Beton gut bewährt hat. In Griechenland wurden um 1906 Kaimauern von einer französischen Gesellschaft erbaut, die heute noch in einem guten Zustande sind. Auch hier wurde Seewasser als Anmachwasser verwendet.

Die Regierung von Tasmanien ließ im Jahre 1906 bei der Errichtung eines Leuchtturmes mit Seewasser angemachten Beton benutzen. 1915 waren noch keine schädlichen Einflüsse festzustellen. In England war es eine zeitlang erlaubt, Seewasser bei reinen Betonbauten zu benutzen. In Methil, am Firth of Forth, etwa 19 Meilen nordöstlich von Edinburg, wurde im Jahre 1909 eine Seemauer errichtet, bei der Seewasser als Anmachwasser verwendet wurde. 1915 war die Mauer noch in bestem Zustande. Weitere Beispiele mit denselben Resultaten sind: die neuen Bauten des Aden Port Trust in Arabien, die ausgedehnten Seemauern und Docks der Rosyth naval base an der Nordküste des Firth of Forth, die Docks in Newport, Monmouthshire in England im Jahre 1905 erbaut.

Wenn man Seewasser verwendet, genügt 0,1 kg Zement, um das Salz von 9 l. Seewasser zu neutralisieren. Bei großen Betonmengen und fetten Mischungen setzt sich eine kalkartige Substanz an der Oberfläche ab, welche hauptsächlich aus Magnesiumhydroxyd besteht.

Auf keinen Fall sollte bei Eisenbetonbauten Seewasser benutzt werden, da das Salz die Zerstörung des Eisens beschleunigen kann. Treten noch elektrische Ströme hinzu, so wird die Zer-

störung durch das Vorhandensein von Salz begünstigt.

Bei Seebauten sollte die Auswahl der feinen Zuschläge viel sorgfältiger sein, als es bei Landbauten üblich ist. Vor allem in den kalten Gegenden muß ein Material verwendet werden, das einen Beton mit einem Minimum an Poren ergibt, um die Einwirkung des Frostes möglichst zu beseitigen. Demnach ist natürlicher Sand, der von vielen feinen Teilchen und Staub durchsetzt ist, sowie poröses und weiches Material auszuschließen.

In warmen Gegenden dagegen können feiner Seesand, relativ weicher Kalkstein, Korallensteine und Muschelkalk mit Erfolg verwendet werden. Manche Ingenieure wollen keinen Kalkstein für Seebauten benutzen, obwohl er im Seewasser unlöslich ist. Kiessand verdient den Vorzug vor Grus, besonders unter Wasser, da er sich besser mischen und leichter in die Formen einbringen läßt. Bei genügender Sorgfalt jedoch ist beides Material gut.

d) Die Ausführung der Seebauten: Die bestausgearbeitete Konstruktion und die Verwendung der besten Materialien ist wertlos, wenn die Ausführung nicht sorgfältig durchgeführt wird. Meistens sind schlechte Resultate darauf zurückzuführen, daß die Praxis, die man sich im Landbau erworben hat, ohne weiteres auf den Seebau übertragen wird. Man übersieht dabei, daß die Verhältnisse bei Seebauten ganz anders liegen. Einmal sind die Schwierigkeiten bei der Ausführung viel größer, dann aber sind die Seebauten auch weit mehr Einwirkungen verschiedenster Art ausgesetzt.

Es ist vor allen Dingen darauf zu achten, daß die Schalungen dicht sind, sowohl unter wie über Wasserspiegel, weshalb Nut und Feder stets anzuraten sind. Unter Wasser wird die beste Ausführung geliefert, wenn in einem Fangdamm gearbeitet werden kann. Doch ist diese Gründungsmethode sehr teuer und manchmal nicht anwendbar, sodaß man zu anderen Hilfsmitteln greifen muß. Schüttrohre und bodenentleerende Greifer haben sich gut bewährt. Das Schüttrohr wird bis zum Meeresboden abgelassen und mit Beton gefüllt. Trotz langem Rohr und vollständiger Füllung ist es nicht möglich, den Beton mehr als einige Centimeter über das untere Ende des Rohres herauszudrücken, sodaß ein Anheben des Rohres erforderlich ist, wenn der Schüttprozeß vonstatten gehen soll. Dabei ist zu beachten, daß die Ausflußgeschwindigkeit des Betons so reguliert wird, daß ein ständiger Zusammenhang des ausströmenden Materials gewahrt bleibt, um dem Seewasser den Weg in das Innere des Betons zu versperren. Zu große Ausflußgeschwindigkeit würde den Zusammenhang stören. Bei den bodenentleerenden Greifern ist das

Betongefüge von einem kalkartigen Netzsystem durchzogen, wenn die Arbeit vollendet ist. Nach Entleerung jeder einzelnen Tasche vergeht eine gewisse Zeit bis zur nächsten Entleerung. Während dieser Zeit scheidet sich an der Oberfläche eine kleine Menge Magnesia aus.

Dieselbe Ausscheidung erfolgt im Seebau bei jeder Arbeitsunterbrechung, und es ist dringend erforderlich, vor Wiederaufnahme der Arbeit die Oberfläche auf das sorgfältigste zu reinigen. Bei einem Pier der mittelatlantischen Küste, der ursprünglich trocken in einem Fangdamm errichtet werden sollte, ging man schließlich zur Verwendung bodenentleerender Greifer über, als sich große Schwierigkeiten bei der Abdichtung des Dammes zeigten. Es wurde nur bei Tage betoniert, die Arbeit fortgesetzt, ohne die Oberfläche zu säubern, sodaß sich zwischen den Tageschichten Fugen aus einer kalkartigen Masse bildeten. Nach Vollendung der Arbeit wurde der Fangdamm nicht entfernt. Erst nach Jahren, als die gefaulten Holzplanken allmählich abfielen, wurde der Beton sichtbar. Er hatte das Aussehen eines Schichtkuchens; das weiche Material der Fugen war stellenweise bis zu einer erheblichen Tiefe weggeschwemmt. Ein Loch wurde in vertikaler Richtung in die Mauer gebohrt. Man stieß abwechselnd auf hartes und weiches Material und konnte deutlich die täglichen Arbeitsleistungen verfolgen. Die Fugen setzten sich durch die ganze Mauer fort.

Bei den Betonmauern eines Hafens an der pazifischen Küste wurden jeweils die Ansatzstellen mit Besen und Wasserstrahl gereinigt, jedoch anscheinend nicht genügend, weil sich noch dünne Fugen beobachten ließen. An einer Stelle jedoch war keine Fuge zu sehen. Der Bauleiter erklärte, daß der Beton hier bei jeder Arbeitsunterbrechung mit Segeltuch abgedeckt und dieses durch Gewichte beschwert wurde.

Die Einwirkung des Seewassers wird um so geringer sein, je glatter und dichter die Oberfläche des Betons ist. Ersteres erreicht man durch Abhobeln der Holzschalungen an der Innenseite und durch Ölanstriche. Nach Ansicht von Wig und Ferguson könne jedes Mineralöl dazu verwendet werden. Fischöl dagegen habe sich nicht bewährt, da es eine weiche, poröse, kalkartige Oberfläche verursacht. (Fig. 8.)

Wesentlicher noch ist der Einfluß des Wasserzusatzes. Wenn zu wenig Wasser verwendet wird, wird der Beton porös und die Oberfläche nicht glatt, zu viel Wasser ergibt ebenfalls poröses Material, dazu kalkartige, weiche Oberfläche. Der richtige Wasserzusatz dürfte dann erreicht werden, wenn der Beton leicht stampfbar ist. Bei Eisenbeton könnte er noch etwas feuchter gehalten werden. Als Beispiel sei ein Pier an der

Küste von New England erwähnt. Dieser wurde in zwei Abschnitten erbaut, der zweite Abschnitt erst begonnen, als der erstere schon vollendet war. Beim ersteren wurde trockener Beton verwendet, vor der Vollendung zeigten sich schon Zerstörungs-

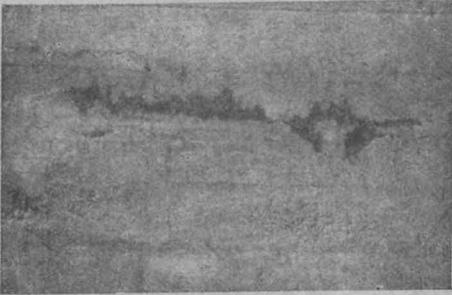


Fig. 8. Zerstörende Wirkung von Fischöl.

erscheinungen. Später unter einem anderen Ingenieur wurde der zweite Teil ausgeführt unter denselben Bedingungen in bezug auf Konstruktion und Bestandteile des Betons. Der Wasserzusatz war etwas größer, aber nicht so sehr, daß auf Stampfen verzichtet werden konnte. Die Bedingungen, unter denen die Einwirkung des Seewassers an dieser Stelle stattfindet, sind sehr streng; trotzdem hat der zweite Teil sich während 15 Jahren glänzend gehalten. Der erste Teil dagegen fiel bald der Zerstörung anheim, sodaß Ausbesserungen nötig wurden. Die Ausbesserungen wurden mit sehr nassem Beton vorgenommen, der auch nicht gehalten hat. Von den drei

verschiedenen Wasserzusätzen hat sich der mittlere als einzig brauchbar herausgestellt.

Dasselbe hat sich auch an anderen Hafengebäuden gezeigt. Es läßt sich deutlich verfolgen, wie bei Seebauten je nach der Tendenz der Zeit, trockenen, plastischen oder nassen Beton zu verwenden, die Haltbarkeit variiert. Vor 1900 wurde nur trockener Beton benutzt, alle Seebauten zeigen dieselbe Erscheinung, daß sie leicht den zerstörenden Einwirkungen des Seewassers unterliegen. Zwischen 1900 und 1905 verwendete man einen Beton mit mittlerem Wasserzusatz. Die Seebauten, die aus dieser Zeit stammen, haben sich gut bewährt. Nach 1900 ging man zu sehr nassen Mischungen über. Es stellten sich dieselben Übelstände wie vor 1900 heraus.

Die Güte des Mischens hat ebenfalls Einfluß auf die Güte des Betons, sodaß hierauf auch zu achten ist. Überhaupt sollte jedes Mittel willkommen sein, das imstande ist, dem Beton eine größere Dichtigkeit zu geben.

Bei uns in Deutschland hat man des öfteren versucht, die Dichtigkeit der Betonoberfläche durch geeignete Zusätze zu erhöhen und dabei gute Erfolge erzielt. Den amerikanischen Forschern scheint diese Art, die Dichtigkeit zu erhöhen, nicht geläufig zu sein, wenigstens findet sie in ihren Veröffentlichungen keine Erwähnung.

Wenn auch die in Amerika angestellten Beobachtungen nicht ohne weiteres auf deutsche Verhältnisse übertragen werden können, so dürften die mitgeteilten Ergebnisse trotzdem für den deutschen Seebauer von Interesse sein, da er aus ihnen manche wertvolle Schlüsse ziehen kann.

DIE THEORIE ELASTISCHER GEWEBE UND IHRE ANWENDUNG AUF DIE BERECHNUNG ELASTISCHER PLATTEN.

Von Dr.-Ing. H. Marcus, Direktor der Huta, Hoch- und Tiefbau-Akt.-Ges., Breslau.

(Schluß von Seite 250.)

2. Die Versuche mit Eisenbetonplatten.

Eine vollauf befriedigende Übereinstimmung zwischen Theorie und Versuch ist natürlich bei unhomogenen Baustoffen kaum zu erwarten.

Es ist hinreichend bekannt, wie die Festigkeitseigenschaften des Betons vom Mischungsverhältnis, von der Beschaffenheit der Zuschlagstoffe, von der Art der Herstellung und Aufbewahrung, vom Alter, kurzum von allen denjenigen Umständen abhängig sind, welche, um einen Ausdruck von Föppl zu gebrauchen, „die Vorgeschichte“ des Baustoffes kennzeichnen. Läßt sich bei unbewehrten und erst recht bei einfachbewehrten Körpern diese Abhängigkeit in eine Gesetzmäßigkeit kaum einzwängen, so bereitet die genaue Darstellung der Festigkeitseigen-

schaften bei kreuzweise bewehrten Platten noch erheblichere Schwierigkeiten. Je nach der Stellung der Querschnitte ändert sich der Winkel, den die Längsachse der Bewehrung mit der Querschnittsebene einschließt, und hiermit zugleich auch das elastische Verhalten.

Es ist beispielsweise bei rechteckigen Platten deren Eiseneinlagen parallel den Randlinien angeordnet sind, leicht zu erkennen, das die Mitwirkung des Eisens eine andere bei den zur jeweiligen Bewehrung senkrecht stehenden Querschnitten als bei den Diagonalenquerschnitten sein muß.

Die Fig. 24 zeigt in der Tat, daß die Normalzugkräfte Z_1 und Z_2 in Richtung der Diagonalachsen unmittelbar nur an den Kreuzungs-

punkten der Eiseneinlagen und nur, wenn innerhalb des jeweiligen Bereiches $Z_1 = Z_2$ ist, von der Bewehrung aufgenommen werden können. Im allgemeinen sind jedoch Z_1 und Z_2 verschieden und hierdurch entstehen zusätzliche Spannungen

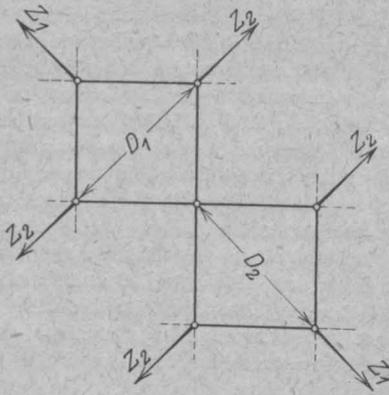


Fig. 24.

im Beton: je nachdem Z_1 größer oder kleiner als Z_2 ist, treten die Druckkräfte D_1 oder D_2 auf, die selbstverständlich nicht ohne Einfluß auf die Formänderungen bleiben können⁵⁾. Haben Z_1 und Z_2 , wie es in der Nähe der Plattenecken der Fall ist, verschiedene Vorzeichen, so sind die Zusatzkräfte D durchaus nicht zu unterschätzen.

Will man also Versuche mit Eisenbetonplatten zur Nachprüfung der Plattentheorie heranziehen, so wird man in erster Linie die Spannungs- und Formänderungszustände bis unmittelbar vor der Rissebildung in Betracht ziehen müssen: nach Entstehung der ersten Risse macht sich der Einfluß der Bewehrung besonders geltend und bringt, je mehr sich die Risse vermehren und verbreitern, eine wesentliche Verschiebung in der Spannungsverteilung hervor.

Diese Einschränkung des Gültigkeitsbereiches der Plattentheorie darf nicht außer acht gelassen werden, wenn man die Ergebnisse der zahlreichen, groß angelegten Versuche des deutschen Ausschusses für Eisenbeton verwerten will⁶⁾.

Um einen besseren Überblick zu erzielen, habe ich in der Tafel 3 die Rißbildungslasten P_r und die Bruchlasten P_b der quadratischen, an 16 Stellen gleichmäßig belasteten Platten zusammengestellt: die freie Spannweite der fraglichen Platten be-

⁵⁾ Durch die Druckkräfte D wird der Gleitwiderstand vermehrt, während umgekehrt in den zu den Randlinien parallelen Querschnitten die senkrecht zu den Eiseneinlagen gerichteten Zugkräfte den Gleitwiderstand der Betonumhüllung vermindern.

⁶⁾ Vergl. Bericht von Bach und Graf über „Versuche mit allseitig aufliegenden, quadratischen und rechteckigen Eisenbetonplatten“ in Heft 30 der Veröffentlichungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton, Berlin 1915, W. Ernst & Sohn.

trägt 200 cm bei einer Breite von 210 cm und einer Stärke von 8 bzw. 12 cm. Da alle Versuchskörper die gleiche Belastungs- und Auflagerungsart aufweisen, so läßt sich das Hauptspannungsmoment, welches den ersten Riß bzw. den Bruch herbeiführt, durch die Gleichung:

$$s_r = \psi_r P_r \text{ bzw. } s_b = \psi_b P_b$$

darstellen. Die Beizahlen ψ_r und ψ_b , welche nur von der Spannweite und den Belastungs- und Lagerungsbedingungen abhängig sind, haben hier bei für alle Platten den gleichen Wert.

Bezeichnet man mit W das spezifische, d. h. das auf die Längeneinheit der Querschnittsbreite bezogene Widerstandsmoment, so gelten offenbar für die Riß- bzw. für die Bruchspannungen die Formeln:

$$\sigma_r = \frac{s_r}{W_r}, \quad \sigma_b = \frac{s_b}{W_b}$$

oder auch:

$$\frac{\sigma_r}{\psi_r} = \frac{P_r}{W_r}, \quad \frac{\sigma_b}{\psi_b} = \frac{P_b}{W_b}$$

Da aber Platten aus dem gleichen Baustoff, bei gleicher Spannweite, bei gleicher Belastungs- und Stützungsart dieselbe Festigkeit σ_r und σ_b besitzen, so müßten offenbar bei allen Versuchen die Verhältniszahlen $\frac{P_r}{W_r}$ und $\frac{P_b}{W_b}$ die gleiche Größe aufweisen.

In Anlehnung an die für einfachbewehrte Eisenbetonquerschnitte üblichen Formeln habe ich zunächst unter der Voraussetzung, daß die Biegunszugspannungen vom Beton mitaufgenommen werden, daß Trägheitsmoment in bezug auf die Schwerachse mit Hilfe der Formel

$$J_r = \frac{b}{3} [x^3 + (h-x)^3] + (n-1) f_c (h-a-x)^2,$$

wobei

$$x = \frac{b h^2}{2} + (n-1) f_c (h-a) / b h + (n-1) f_c$$

ist, bestimmt und sodann das spezifische Widerstandsmoment für den unteren Querschnittsrand

$$W_{ru} = \frac{J_r}{h-x}$$

unter Zugrundelegung der Zahl $n = 10$ für die zur oberen Bewehrung senkrecht stehenden Querschnitte errechnet. Die in die Spalte 6 der Tafel 3 eingetragenen Werte $\frac{P_r}{W_{ru}}$ stellen mithin ein Vielfaches der Betonzugspannungen unmittelbar vor der Rissebildung dar.

Für die spezifischen Widerstandsmomente W_b der Querschnittsfasern am oberen Rande der Platte bzw. in Höhe der oberen Eiseneinlagen habe ich, unter der Voraussetzung, daß die Bie-

Übersicht über die Ergebnisse der Plattenversuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.
Rißbildungs- und Bruchlasten der quadratischen, gleichmäßig belasteten Platten.

1.	2.	3.	3a.	4.		5.	6.	7.		8.		10.	11.		
				Rißbildungs- lasten in kg				Bruchlasten in kg		Widerstands- momente in cm ²					
Nr. der Ver- suchs- körper	Platten- stärke in cm	Obere Bewehrung	Untere Bewehrung	im Ein- zelnen	im Durch- schnitt	Wider- stands- mo- mente W _{ru} in cm ²	P _r W _{ru} in kg/cm ²	im Ein- zelnen	im Durch- schnitt	W _{bo}	W _{be}	P _b W _{bo} in kg/cm ²	P _b W _{be} in kg/cm ²		
				825	12			21 R. E. Ø 7 mm in 100 mm Ab- stand	21 R. E. Ø 7 mm in 100 mm Ab- stand	12 500	13 500	25,35	533	40 000	40 333
826	15 500	39 000	42 000												
827	12 500	42 000	42 000												
831	23 R. E. Ø 7 mm in 93 mm Ab- stand	21 R. E. Ø 7 mm in 100 mm Ab- stand	12 500	12 667		25,55	496	42 500	42 000	42 167	13,3	0,378	3 172	11 160	
837			13 000					42 000							42 000
840			12 500					42 000							42 000
846	19 R. E. Ø 7 mm in 93—140 mm Abstand	18 R. E. Ø 7 mm in 100—143 mm Abstand	12 000	11 500		25,20	457	37 000	37 500	13,12	0,367	2 856	10 220		
847			11 000					38 000						37 500	12,38
884	23 R. E. Ø 10 mm in 89 mm Ab- stand	21 R. E. Ø 10 mm in 100 mm Ab- stand	14 000	14 000		26,50	529	56 000	56 667	15,68	0,707	3 620	8 025		
892			13 000					56 000						56 667	
899			15 000					58 000						58 000	
819	21 R. E. Ø 7 mm in 100 mm Ab- stand	21 R. E. Ø 7 mm in 100 mm Ab- stand	8 500	7 500		11,2	670	26 250	25 517	5,54	0,202	4 600	12 620		
822			7 000		26 300			26 300							
824			7 000		24 400			24 400							
828	24 R. E. Ø 7 mm in 88 mm Ab- stand	21 R. E. Ø 7 mm in 100 mm Ab- stand	7 000	6 833	11,28	606	26 000	26 167	5,79	0,2285	4 510	11 450			
830			6 500				26 000						26 167		
841			7 000				26 500						26 500		
842	19 R. E. Ø 7 mm in 88—145 mm Abstand	18 R. E. Ø 7 mm in 100—143 mm Abstand	6 500	6 250	11,16	561	24 000	24 000	5,35	0,1835	4 490	13 080			
843			6 000				24 000						24 000	5,79	0,228
859	25 R. E. Ø 10 mm in 83 mm Ab- stand	21 R. E. Ø 10 mm in 100 mm Ab- stand	7 000	7 000	11,56	606	34 000	34 000	6,35	0,428	5 360	7 950			
872			7 500				34 000						34 000		
877			6 500				34 000						34 000		

bericht entnehme, gibt in der Tat ein anschauliches Bild der bedeutenden Verkrümmung der Querschnittsränder.

Die hierdurch herbeigeführte Verschiebung in der Größe und in der Verteilung der Auflagerwiderstände hat eine entsprechende Veränderung der inneren Kräfte zur Folge, die einer theoretischen Untersuchung um so weniger zugänglich ist, als sich die Länge der jeweiligen wirksamen Stützlinie mit wachsender Belastung verringert und mithin auch selbst von den jeweiligen inneren Widerständen abhängig ist.

Lediglich das Biegemoment aller Normalspannungen in bezug auf eine Diagonalachse bleibt von der Art der Verteilung der Auflagerwiderstände unbeeinflusst, weil, wie die Fig. 26 erkennen läßt, die Resultierende der Auflagerkräfte an jedem Rande in der Mitte der Randlinie angreift: Für die Bruchgefahr ist aber nicht das gesamte Diagonalbiegemoment, sondern der Größtwerth der einzelnen Hauptspannungen in den Diagonalquerschnitten maßgebend. Die Versuche haben, wie aus einer Betrachtung der Spannungsverteilung in der Fig. 17a zu erwarten war, in

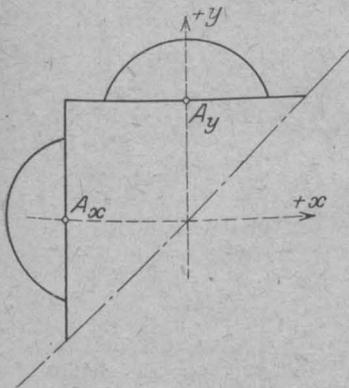


Fig. 26.

der Tat bestätigt, daß je nach der Art der Belastung gleichartige Platten bei ganz verschiedenen Werten des gesamten Diagonalbiegemomentes gebrochen sind.

Es unterliegt jedenfalls keinem Zweifel, daß bei den Versuchsplatten ein anderer Spannungs- und ein anderer Formänderungszustand zutage getreten sind, als sie bei Platten mit festanliegenden und an den Ecken verankerten Rändern zu erwarten gewesen wären: unter diesen Umständen ist es ebenso zwecklos, die für Platten mit unveränderten Randlinien aus der Biegungstheorie abgeleiteten Formeln für die Spannungsmomente zur Berechnung der Beanspruchung der Versuchskörper zu benutzen, wie auch umgekehrt, aus den Versuchsergebnissen auf die Tragfähigkeit von Platten mit verankerten Ecken schließen zu wollen⁸⁾.

⁸⁾ Bei der Besprechung der Versuche in den Fachzeitschriften ist man eigentümlicherweise über diese Bedenken hinweggegangen.

Es wäre an sich durchaus nicht schwer, aus den Versuchsergebnissen Zahlen herauszugreifen, die scheinbar

C. Die Aufgaben künftiger Versuche mit Eisenbetonplatten.

Ist es nach den vorstehenden Darlegungen angebracht zu zweifeln, ob die bisherigen Versuche des deutschen Ausschusses für Eisenbeton geeignet sind, die Nachprüfung der Biegungstheorie elastischer Platten zu fördern, so dürfte es vielleicht von Vorteil sein, die Frage kurz zu erörtern, durch welche neue Versuche eine brauchbare Grundlage für die Querschnittsbemessung von Eisenbetonplatten gewonnen werden kann.

Stellt man sich hierbei auf den Standpunkt, daß weder die Größe noch die Verteilung der wirklich auftretenden Spannungen mit ausreichender Sicherheit unmittelbar aus den Versuchen erkannt werden können, so bleibt allerdings nichts anderes übrig, als für alle vorkommenden Belastungs- und Auflagerungsarten, Spannweiten und Querschnittabmessungen, die jeweiligen Ribbildungs- und Bruchlasten durch Belastungsproben zu bestimmen: eine Aufgabe von gewaltigem Umfang, die kaum zu lösen sein wird, wenn man noch obendrein den Einfluß aller möglichen Verschiedenheiten in der Vorgeschichte des Baustoffes und in dem Bewehrungsverhältnis berücksichtigen will. Man braucht sich nur die Arbeit

eine Übereinstimmung mit der Plattentheorie bestätigen. Für die Mitte der gleichmäßig belasteten quadratischen Platte errechnet sich beispielsweise die reduzierte Spannung nach der Formel:

$$\sigma_{\text{red}} = \frac{1}{W} \left(s_x - \frac{1}{m} s_y \right) = \frac{m-1}{m} \frac{s_x}{W} = \frac{m-1}{m} \cdot 0,1892 \frac{\text{pa}^2}{W};$$

setzt man hierin

$$m = \frac{10}{3}, P = 4 \text{ pa}^2,$$

so ergibt sich:

$$\sigma_{\text{red}} = \frac{7}{10} \cdot 0,1892 \frac{P}{4W} = 0,03311 \frac{P}{W}.$$

Wendet man diese Formel auf die Platten 819, 822, 824 und 825, 826, 827 an, so erhält man für die Betonzugspannungen vor der Ribbildung:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{bz}} &= 0,03311 \frac{P_z}{W_{\text{zu}}} = 0,03311 \cdot \frac{7500}{11,2} = 22,2 \text{ kg/cm}^2, \\ \text{bez.} & \quad 0,03311 \cdot \frac{13\,500}{25,35} = 17,65 \text{ kg/cm}^2, \end{aligned}$$

und für die Eisenzugspannungen vor dem Bruch:

$$\begin{aligned} \sigma_e &= 0,03311 \frac{P_b}{W_{\text{be}}} = 0,03311 \cdot \frac{25\,517}{0,202} = 4180 \text{ kg/cm}^2, \\ \text{bez.} & \quad 0,03311 \cdot \frac{40\,333}{0,346} = 3865 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Da die Streckgrenze des Eisens 4080 kg/cm² betrug, so würden sich die Zahlenwerte der Eisenzugspannungen mit den Versuchen gut decken, bei den Betonzugspannungen hingegen erscheint die Übereinstimmung zweifelhaft.

Die Zufälligkeit einer Übereinstimmung kann aber die grundsätzlichen Bedenken gegen die Nachprüfung einer Theorie durch Versuche, deren Anordnung wesentlich von den theoretischen Voraussetzungen abweicht, keinesfalls beseitigen.

zu vergegenwärtigen, die bisher geleistet worden ist, um aus den Versuchen eine brauchbare Formel für die Tragfähigkeit zentrisch belasteter Eisenbetonsäulen abzuleiten, und kann die Schwierigkeiten dann ermessen, welche die empirische Lösung des Plattenproblems bei der unendlichen Mannigfaltigkeit der Belastungs- und Stützungsbedingungen bereiten dürfte.

Will man sich jedoch vorerst nur auf quadratische, freiaufliegende und symmetrisch belastete Platten beschränken, so wird man zumindest, um einen Vergleich mit den bisherigen Versuchsergebnissen zu ermöglichen, Platten mit fest verankerten Ecken und mit einer dem Verlauf der negativen Biegemomente in den Diagonalquerschnitten angepaßten Bewehrung der oberen Plattenränder heranziehen müssen. Der Vergleich

allein eine doppelte Aufgabe zu lösen: Sie soll zunächst feststellen, in allen Fällen, in denen die Plattentheorie für zwei verschiedene Querschnitte — gleichviel wie die Belastungen, Auflagerungen und Abmessungen der Platten sein mögen — die gleichen Werte der Krümmungen oder der Längenänderungen der Randfasern ergibt, ob tatsächlich auch die gleichen Formänderungen bei dem Versuchskörper eintreten; sodann soll sie versuchen, die Größe der inneren Widerstände, welche diese Formänderungen hervorgerufen, aus den Elastizitätseigenschaften des Baustoffes abzuleiten.

Die alleinige Messung der Durchbiegungen wird hierbei nicht zum Ziele führen, da ziemlich bedeutende Abweichungen in den Belastungsarten nur verhältnismäßig geringfügige Unterschiede in den Gestalten der elastischen Fläche zur Folge

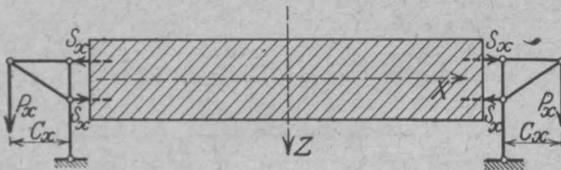
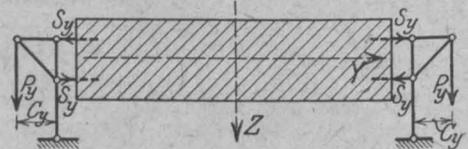
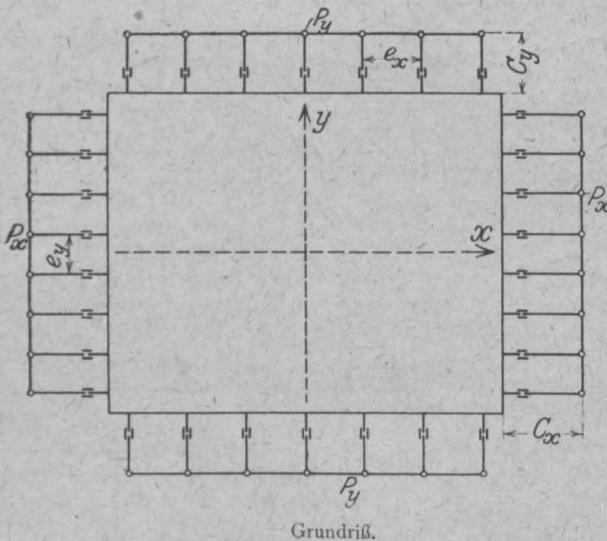
Schnitt x_z .Schnitt y_z .

Fig. 27.



Grundriß.

wird zeigen, in welchem Maße diese Vorkehrungen zur Erhöhung der Tragfähigkeit beitragen können.

Die wissenschaftliche Forschung hat aber meines Erachtens andere Ziele zu verfolgen und auch andere Methoden zu gebrauchen, wenn sie nicht ausschließlich auf den versuchstechnischen Massenbetrieb angewiesen sein will. Sie darf sich nicht auf die Beobachtung der Reiß- und Bruchbelastungen beschränken, sie muß vielmehr ihr Augenmerk in erster Linie auf die Messung der Formänderungen richten. Sie hat vor

haben und weil es obendrein bei Baustoffen mit veränderlichen Elastizitätsziffern außerordentlich schwierig ist, aus den Durchbiegungen auf die Größe der Spannungen zu schließen.

Andererseits darf nicht verkannt werden, daß nur die Längenänderungen der Oberflächenschichten der Platten der unmittelbaren Beobachtung zugänglich sind und daß es aus diesem Grunde nicht möglich ist, die Verzerrung der inneren Fasern, wie bei den Balkenversuchen, zu erkennen und noch weniger die vermutliche Größe der Spannungsmomente festzustellen. Außerdem werden vielfach die Einrichtungen für die Belastung der Versuchskörper, die besonders wichtigen

Messungen der Formänderung der oberen Plattenränder wesentlich beeinträchtigen.

Für die Nachprüfung der Biege-theorie eignen sich daher nur die Belastungs- und Auflagerungsarten, die einerseits eine möglichst strenge Innehaltung der vorgeschriebenen Randbedingungen gewährleisten und andererseits eine genaue Beobachtung der Oberschichten der Platten gestatten. Man wird also diejenigen Belastungsfälle, die für die technische Anwendung besonders wichtig sind, in den Platten jedoch verwinkelte

Spannungszustände hervorrufen, erst dann in Angriff nehmen dürfen, wenn Vorversuche mit den einfachsten Spannungszuständen den Maßstab für die Bewertung der Formänderungen geliefert haben.

Es würde sich hierbei empfehlen, zunächst den Fall der reinen Biegung bei rechteckigen Platten zu untersuchen. Er läßt sich versuchs-technisch verwirklichen, indem man entsprechend der schematischen Darstellung in Fig. 27 durch Kräfte P_x und P_y , die außerhalb der Platte in den Abständen c_x , e_y bzw. c_y , e_x angreifen, an den zur x - bzw. y -Achse parallelen Rändern paarweise entgegengesetzt wirkende Normalkräfte s_x bzw. s_y hervorruft, welche Kräftepaare

$$M_x = -P_x \frac{c_x}{e_y}$$

und

$$M_y = -P_y \frac{c_y}{e_x}$$

erzeugen.

Die zugehörige elastische Fläche ist durch die bekannte Gleichung

$$\zeta = -\frac{1}{2E} \left(\frac{12}{h^3} \right) \left[x^2 \left(M_x - \frac{1}{m} M_y \right) + y^2 \left(M_y - \frac{1}{m} M_x \right) \right]$$

bestimmt. Als innere Widerstände kommen lediglich die Spannungsmomente

$$s_x = -N \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} + \frac{1}{m} \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} \right) = M_x,$$

$$s_y = -N \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} + \frac{1}{m} \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} \right) = M_y$$

in Betracht. Aus diesen Formeln lassen sich auch die Krümmungen

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{\rho_x} = \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} &= -\frac{M_x - \frac{1}{m} M_y}{\frac{E h^3}{12}} \\ \frac{1}{\rho_y} = \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} &= -\frac{M_y - \frac{1}{m} M_x}{\frac{E h^3}{12}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (a)$$

errechnen.

Bezeichnet man mit φ den Neigungswinkel in der Richtung s zur elastischen Fläche, so ist der Krümmungshalbmesser ρ des Normalschnittes s der Fläche

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d\varphi}{ds}$$

Für zwei benachbarte Punkte im Abstand Δx bzw. Δy lassen sich nun durch geeignete Spiegelanordnungen, wie bereits von Nadai gezeigt worden ist, die Differenzen $\Delta \varphi_x$ bzw. $\Delta \varphi_y$ von φ beobachten und bei hinreichender Nähe der beiden Punkte die Krümmungen

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{\rho_x} &= \frac{\Delta \varphi_x}{\Delta x} \\ \frac{1}{\rho_y} &= \frac{\Delta \varphi_y}{\Delta y} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (b)$$

unmittelbar messen.

Werden also in systematischen Reihenfolge für verschiedene Angriffsmomente M_x, M_y aus den Spiegelablesungen die Krümmungen ρ_x, ρ_y ermittelt und als Funktionen der jeweiligen Belastungsstufen M_x, M_y in geeigneten Diagrammen dargestellt, so gewinnt man für jedes beliebige Wertepaar M_x, M_y und für die zugehörigen Spannungsmomente s_x, s_y die entsprechenden Formänderungsgrößen $\frac{1}{\rho_x}, \frac{1}{\rho_y}$. Diese gegenseitige

Zuordnung von Biegemomenten und Krümmungen hat für die Verwertung aller weiteren Beobachtungen bei den Plattenversuchen dieselbe Bedeutung wie die Beziehung zwischen Normalspannungen und achsialen Längenänderungen bei Prismen, die zentrisch belastet werden. Sie führt insofern rascher und sicherer zum Ziele, als aus den gemessenen Krümmungen unmittelbar die Werte der Spannungsmomente abgeleitet werden können, während die Messung der Längenänderungen der Randfasern nur über die örtliche Beanspruchung, nicht aber über die Spannungsverteilung im Innern, also auch nicht über die Größe der Spannungsmomente Aufschluß gibt und weil es außerdem durchaus zweifelhaft ist, ob gleiche Längenänderungen bei Prismen und Platten gleichen Spannungen entsprechen.

Wird nunmehr eine Platte von gleichem Baustoff und von gleicher Stärke, kurzum von gleicher Steifigkeit wie bei den Vorversuchen einer Belastungsprobe unterzogen und werden für eine Reihe von Querschnitten die Krümmungen $\frac{1}{\rho_x}, \frac{1}{\rho_y}$ gemessen, so kann man für alle Belastungsstufen nachprüfen, wieweit die zugehörigen, aus den Vorversuchen zu entnehmenden Größen der Spannungsmomente s_x, s_y mit den Werten, welche auf Grund der Biegungstheorie errechnet werden, übereinstimmen.

Für den Vergleich eignen sich in erster Linie kreisförmige oder quadratische Platten, die in der Mitte belastet werden, weil aus Symmetriegründen die Lage der Hauptbiegungsebenen und die Richtung der Hauptspannungsmomente von vornherein bekannt sind. Es empfiehlt sich insbesondere, die achsensymmetrische Belastung bei der kreisförmigen Platte derart anzuordnen, daß, wie aus Fig. 28 ersichtlich, in einem größeren Umkreis mit der Plattenmitte als Mittelpunkt keine Scherkräfte auftreten und daher der Fall der reinen Biegung verwirklicht wird.

Durch Durchführung dieser sich ergänzenden Vor- und Hauptversuche an Platten gleicher Steifigkeit könnte somit die wichtigste Aufgabe der versuchstechnischen Nachprüfung der Biegungstheorie, die Gegenüberstellung der gemessenen und errechneten Werte der Spannungsmomente in einfacher und durchaus befriedigender Weise gelöst werden.

Der Vorteil dieser Methode ist darin zu erblicken, daß sie einwandfreie Schlußfolgerungen über die Spannungsmomente ermöglicht, ohne an Voraussetzungen über die tatsächliche innere

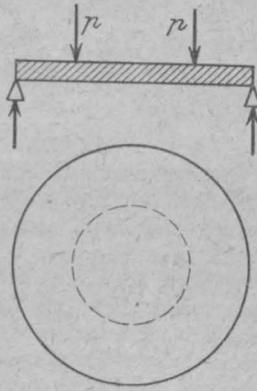


Fig. 26.

Spannungsverteilung gebunden zu sein gleichviel wie die Platten bei den Vor- und Hauptversuchen ausgebildet und bewehrt sein mögen, sofern nur die Bedingung der gleichen Steifigkeit bei den Parallelversuchen erfüllt ist, kann man aus dem Vergleich der Krümmungen erkennen, ob die Kirchhofsche Plattentheorie auch bei Baustoffen, die nicht dem Hooke'schen Gesetz folgen, Werte für

die Spannungsmomente liefert, die sich mit den Versuchsergebnissen decken. Die Nachprüfung ist eben aus dem Grunde möglich, weil für die Auswertung der zugehörigen Krümmungen und Spannungsmomente bei Platten gleicher Steifigkeit die Kenntnis der Elastizitätsziffern E und m überhaupt nicht erforderlich ist. Sie kann also auf die Formänderungen ebenso vor wie nach der Rissebildung ausgedehnt werden.

Die Versuchsanordnung bietet den weiteren Vorteil, daß bei der reinen Biegung alle Punkte der Platte die gleichen Werte $\frac{1}{\rho_x}$ und $\frac{1}{\rho_y}$ aufweisen müssen und daß man daher aus den Vorversuchen brauchbare Durchschnittswerte leicht ermitteln und ebenso den Einfluß örtlicher Ungleichmäßigkeiten im Gefüge des Baustoffes erkennen kann.

Es ist hierbei selbstverständlich, daß die Beweiskraft der Schlußfolgerungen um so größer sein wird, je verschiedener die Steifigkeiten der Platten bei den einzelnen Versuchsgruppen sein werden. Wahrscheinlich dürften jedoch bereits wenige Versuche genügen, um zu zeigen, ob die Spannungsmomente, wenn nicht ganz genau, zumindest mit ausreichender Annäherung auch bei Eisenbetonplatten auf Grund der Kirchhofschen Theorie bestimmt werden können.

Sind aber die Spannungsmomente bekannt, so ist meines Erachtens die Bestimmung der einzelnen tatsächlich auftretenden Normalspannungen eine Aufgabe von nicht ausschlaggebender Bedeutung, denn es liegt keine Veranlassung vor, anzunehmen, daß bei gleichen Biegemomenten und gleichen Querschnittsabmessungen die Spannungsverteilung in einer Platte eine wesentlich andere wie die bei einem Balken sein muß. Man

wird vermutlich die Ergebnisse der zahlreichen Versuche über die Verteilung der Biegespannungen bei Eisenbetonbalken auf die Platten übertragen und mit annähernd dem gleichen Genauigkeitsgrad auf Grund derselben Formeln die auftretenden Randspannungen errechnen dürfen.

Über die Frage, ob die größte Schubspannung oder die größte Dehnung für die Bruchgefahr maßgebend ist, werden auch die Vorversuche Aufschluß geben.

Führt man nämlich verschiedene Platten gleicher Steifigkeit durch die Belastung mit den Randmomenten M_x , M_y zum Bruche, und zeigt es sich, daß der Bruch bei allen Platten unter der Einwirkung der gleichen Kräftepaare M_x , so verschieden auch die Kräftepaare M_y sein mögen, eintritt, so ist der Beweis erbracht, daß nicht die größte Dehnung, sondern die größte Spannung für den Bruch ausschlaggebend ist. Wenn hingegen bei verschiedenen Werten der Randmomente M_x , M_y der erste Riß oder der Bruch bei dem gleichen Wert der Krümmung $\frac{1}{\rho_x}$ oder $\frac{1}{\rho_y}$ in allen Platten entsteht, so ist die Gültigkeit der Theorie der größten Dehnung bestätigt.

In beiden Fällen gewinnt man, indem man entweder die wirklich auftretenden Spannungsmomente s_x , s_y oder die Momente der reduzierten Spannungen

$$s_{x \text{ red}} = s_x - \frac{1}{m} s_y, \quad s_{y \text{ red}} = s_y - \frac{1}{m} s_x$$

durch die auf Grund der gleichen Formeln errechneten Widerstandsmomente W dividiert, diejenigen Vergleichszahlen für die Größe der tatsächlichen oder gedachten Beanspruchungen, die als Maßstab für die Abschätzung der Bruchgefahr dienen können: wenn auch diese Zahlen nicht die absoluten Grenzwerte der Bruchfestigkeit wiedergeben, so reichen sie aus, um als Grundlage der praktischen Querschnittsbemessung einen Anhalt über den relativen Sicherheitsgrad zu liefern.

Durch die vorstehenden Betrachtungen glaube ich die dringendsten Aufgaben der versuchstechnischen Nachprüfung der Plattentheorie gekennzeichnet und die Bedingungen, unter denen sie gelöst werden können, klargelegt zu haben. Die Forscher, die über größere Erfahrungen auf dem Gebiet des Versuchswesens verfügen, werden vielleicht einen Weg finden, der rascher zum Ziele führt oder die Aussicht auf eine umfassendere Lösung eröffnet. Es unterliegt jedoch keinem Zweifel, daß eine eingehende versuchstechnische Behandlung des Problems sehr umfangreiche Arbeiten erfordert, die den erstrebten Erfolg nur dann bringen werden, wenn sie, durch ein in allen Einzelheiten gründlich durchdachtes Versuchsprogramm vorbereitet, mit peinlicher Sorgfalt ausgeführt werden.

Sollten die in der vorliegenden Schrift angelegten Vorschläge die zur Überwachung der Versuche berufenen Forscher veranlassen, die bisherige Kräftezersplitterung, die so häufig bei der Durchführung einzelner, wenig beweiskräftiger

Versuche ohne organischen Zusammenhang eingetreten ist, zu vermeiden und die Einheitlichkeit der wissenschaftlichen Arbeit zu fördern, so würde diese Abhandlung ihren wichtigsten Zweck erfüllt haben.

VERPUTZ VON SILOWÄNDEN. KOHLENSILOS.

Von H. Schäfer, München.

Während in „Armierter Beton“ 1919, Heft 3 die Dichtung von Wänden von Getreidesilos besprochen wird und dabei in zutreffender Weise dargelegt wird, daß eine besondere Dichtung nicht erforderlich ist, möge im nachstehenden die Frage erörtert werden, inwieweit bei Kohleensilos eine Dichtung der Zellenwände notwendig ist. Bei der Kohlenlagerung werden gewöhnlich als Hilfsmittel gegen die Selbsterwärmung der Kohle folgende Wege eingeschlagen: man lagert leicht zur Selbstentzündung neigende Kohlen in niedrigen Haufen, man sorgt für Lüftung oder unterbindet im Gegensatz hierzu jeden Luftzutritt durch Lagerung unter Wasser oder unter indifferenten Gasen. Für die Lagerung in Silos wurden die verschiedensten Konstruktionen ersonnen, um vor allem der Forderung zu entsprechen, daß die Schütthöhe der Kohle nicht über 6 — 8 m Höhe hinausgehen solle (D. R. P. 204 984, 236 751, 238 130, 272 721, 282 344, 286 357, 291 977, 294 659, 296 614, 300 983, 305 321), einmal, um den Druck nicht zu groß werden zu lassen, zum andern, um die Fallhöhe der Kohle zu vermindern und dadurch die durch eine große Fallhöhe bedingte Entmischung der Kohle zu vermeiden, welche die Selbstentzündung begünstigt. Zur rechtzeitigen Warnung werden in den Taschen Thermometeranlagen angebracht. Alle diese Maßnahmen aber bieten keinen sicheren Schutz, wie die außerordentlich beachtenswerten Ausführungen von Baurat Jäckel über die Kohlenlagerung im Gaswerk Plauen beweisen (Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung, München, 25. 1. 19. Nr. 4). Hier war ein patentierter Kohleensilo in Gebrauch, die Schütthöhe war daher begrenzt, die Brandherde lagen überdies bemerkenswerterweise immer im oberen Teil der Tasche, die Kohle war auch mit Schwefelkiesen nur ganz wenig behaftet. Trotzdem trat eine erhebliche Erwärmung ein, die auch zur Entzündung führte. Die Thermometer zeigten keine Erwärmung an, da sie, der irrtümlichen Meinung folgend, am Boden der Tasche angelegt waren. Als Ursachen wurden durch die Versuche und durch die praktische Bewährung der durchgeführten Verbesserungen festgestellt 1. die

Entmischung der Kohle beim Herabfallen und 2. die Einwirkung des Luftsauerstoffs. Dem ersteren Übelstand begegnete man durch Änderung der maschinellen Vorrichtung zum Beschicken der Silos, indem man dafür sorgte, daß jeweils große Mengen rasch in die Taschen hineinstürzten. Dem zweiten Übelstand begegnete man durch den Einbau einer Eisenbetondecke über den Silos, in welcher auch die Einschüttöffnungen luftdicht verschließbar waren und bei Nichtgebrauch verschlossen gehalten wurden, und durch sorgfältigen Verputz der Wände. Hierfür gaben die Erfahrungen mit einer allseitig umbauten Tasche, in welcher die Kohle keine Erwärmung gezeigt hatte, einen Fingerzeig. Durch Temperaturverschiedenheiten ergeben sich vor allem bei hohen Silos stets Luftströmungen und Luftwechsel zwischen Aussen- und Innenluft durch die Wände. Daß zur Unterbindung der Frischluftzufuhr aber insbesondere auch der möglichst dichte Verputz der Wände notwendig ist, hat ein Versuch gezeigt, bei welchem zwar die Decke luftdicht verschlossen wurde, jedoch die Wände unverputzt blieben; hier trat Erwärmung durch Luftaustausch durch die Wände ein. Bezeichnenderweise lagen die Brandherde hier an derjenigen Taschenwand, welche aus Ziegeln bestand und daher mehr luftdurchlässig war als die wenn auch ungeputzten Betonwände von 20 — 25 cm Stärke. Der Aufsatz, dessen Beachtung dringend empfohlen werden muß, enthält weiter zahlreiche interessante Angaben über die Sauerstoff- und Temperaturverhältnisse der Taschenluft im Verhältnis zur Außenluft. Von den beiden Wegen, entweder die Grusablagerung oder die Luftzufuhr zu verhindern, empfiehlt Jäckel aus wirtschaftlichen Gründen den letzteren Weg. Wesentlich ist dabei, daß zunächst die Wände aus einem möglichst dichten Beton hergestellt und dann mit einem dichten Zementverputz versehen werden. Die Grundsätze, deren Beachtung zur Erzielung eines dichten Betons und Putzes erforderlich ist — richtiges Mischungsverhältnis, richtiges gegenseitiges Verhältnis der Korngrößen, richtiger Wasserzusatz —, werden als bekannt vorausgesetzt.

EINHEITLICHE MASSBEZEICHNUNGEN FÜR DEN EISENBETONBAU.

Von Dipl.-Ing. F. Greiner, Oberingenieur der Fa. Carl Brandt, Hamburg.

Wenn man in den Fachzeitschriften die Darstellungen ausgeführter Eisenbetonbauwerke kritisch betrachtet, so fällt einem der Mangel an Einheitlichkeit in den Maßbezeichnungen ins Auge. Bald sind diese ausschließlich in cm, bald für größere Maße in m, für kleinere in cm, dann auch wieder nur in m angegeben. Dies erzeugt leicht Unklarheit, besonders wenn bei Meterangaben nicht die beiden Stellen hinter dem Komma ausgeschrieben werden und dieses selbst undeutlich erscheint. Manche Zeichner fügen daher noch ausdrücklich die Bezeichnung m oder cm hinzu. Während für die Darstellung gewöhnlicher Hochbauten die Vorschriften der Staatsbauverwaltung einen als allgemein gültig anzusehenden Anhalt geben, fehlt eine solche Regelung für Bauzeichnungen aus dem Ingenieurbau. Die für Tiefbauten gültige Vorschrift (Maßangabe in m, Holzstärken in cm, Eisenstärken in mm) ist für Eisenbetonbauten mit den zahlreichen dünnen und

schlanken Konstruktionsteilen ungeeignet. Als einfachste und praktischste Regelung schlage ich vor, grundsätzlich für Eisenbetonbauzeichnungen, gleichviel in welchem Maßstab, alle Maße in cm anzugeben; hierbei ergibt sich die geringste Schreibarbeit und größte Deutlichkeit. Als einzige Ausnahme hiervon wäre m. E. die Angabe von absoluten Höhen über N. N. in m angebracht. Maße für Eisenbetonbalken sollten stets in der Form Breite/Höhe, also 20/40 usw. geschrieben werden. Sämtliche Neigungsangaben, auch für Rammpfähle und etwas dossierte Mauern, sollten stets als das Verhältnis von Aufrißprojektion: Grundrißprojektion angegeben werden.

Es wäre zu begrüßen, wenn durch Übereinkommen der beteiligten Fachkreise im Eisenbetonbau eine einheitliche Schreibweise der Maße erzielt würde, genau wie im Eisenbau die Maßangabe in mm etwas Selbstverständliches ist.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Privatdozent Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.

I. Der Baustoff.

Seine Herstellung, Bearbeitung und Eigenschaften. Baustoffuntersuchungen.

Pressonbeton als Spar-Baustoff. Mitteilungen des Inhaltes des in der Tonindustriezeitung 1919 erschienenen Schriftsatzes über diesen Neuwieder Baustoff in Gewapend Beton 1919 Septemberheft. Vgl. Lit.-Schau 1919 Heft 9 S. 238.

Zementsorten mit hoher Druckfestigkeit. Besprechung des in der Zeitschrift des Oesterr. Ing. und Arch.-Ver. 1916 Nr. 16 und 40 ausgetragenen Meinungsstreites von Ing. Piereis und Staatsbahnrat Spindel über die Frage der hochwertigen Spezialzemente. Gewapend Beton 1919 Septemberheft.

Leichtbeton. Eine sehr anschauliche Beschreibung des Porositätsbetons findet sich in Gewapend Beton 1919 Septemberheft. Hauptmerkmal: Erst Herstellen von künstlichem Bimssand, bestehend aus leicht aneinander gebackenen Sandkörnern. Sodann Zerkleinern der Masse und Verwendung als poröser Zuschlag zum Beton.

Zemente mit hoher Druckfestigkeit. Die Holländischen Vorschriften machen die zulässigen Spannungen von der Würfelstärke, nicht aber vom Zementgehalte abhängig und außerdem ist der Verwendungszweck von Einfluß (Wie in Deutschland.) Dieser Umstand ermöglicht die Ausnutzung von Zementen mit großer Festigkeit. Weiterhin werden die von Ing. Piereis in österr. Zeitschriften über hochwertigen Zement gemachten Angaben herangezogen. Die Verschiedenheit der Ergebnisse von Untersuchungen verschiedener deutscher Zemente wird unter Anführung einer Tabelle betont. Gewapend Beton 1919 Septemberheft.

Schnellprüfung der Zementfestigkeit. Von Privatdozent Dr. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. Feststellung der Biegezugfestigkeit an 18 cm langen Prismen von 15 × 22,5 mm Querschnitt. Geeignet für Voruntersuchungen. Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 113.

II. Theorie.

Festigkeitslehre, Statik, Bemessungsverfahren.

Ein Beitrag zur Theorie der wirtschaftlichsten Verbundquerschnitte. Kostenminima. Beim Plattenbalken wird die Schalung mit eingerechnet. Hierüber sind jedoch die Meinungen sehr geteilt. Zum mindesten muß der konstante Anteil der Rüstungskosten ausgeschieden sein. Außerdem ist der Kostenunterschied für verschieden hohe Schalungswangen nur unbedeutend. Der Arbeitslohn hierbei ist jedenfalls kaum proportional der Höhe. Richtigerweise ist die Unterfläche der Balkenschalung nicht mit eingesetzt worden. D. B. Ztg. Mitt. f. Zem. und Beton 1919 Nr. 18.

Berechnung eines Gerinnes in Eisenbeton. Von Ing. Hans Spiller in Rybnik. Mit 3 Abb. Durchrechnung eines Gerinnes mit Eisenbeton-sohle und wänden und oberer Aussteifung. Der Brückenbau 1919, Heft 15.

Zur Berechnung der Kastenrahmen. Dr.-Ing. Franz Brandler, Prag stellt ein einfacheres Verfahren dem von Straßner in der Zeitschrift für Bauwesen 1917 S. 703 veröffentlichten „einfachen Verfahren zur prakt. Berechnung der gebräuchlichen einfachen und mehrfachen und geschlossenen Rahmen“ gegenüber. Verfasser erklärt sein Verfahren, das auf streng zutreffenden Annahmen beruhe, für einfacher und schärfer. Arm. Beton 1919 Septemberheft, 2 1/2 Seite.

Die Bestimmung von Rahmenquerschnitten zum Löserschen Verfahren. Von Dr.-Ing. Ernst Pichl, Stuttgart. Pichl verfolgt den Sachverhalt in der seit längerem behandelten Streitfrage: Mittelachse oder Schwerachse? an einem greifbaren Beispiele. Ablehnung der Forderung, die Schwerachse als Rahmenachse zu verwenden. Stützung durch die amtl. Best. § 16,2 und 17,1 sowie durch die bekannten Bachschen Versuche. (Es ist allerdings aus diesen von mir eingehend studierten Ergebnissen zu ersehen, daß der Beton im allgemeinen in

voller Fläche mitwirkt, sofern die Exzentrizität nicht allzu groß wird. Ich habe jedoch seinerzeit die **Sicherheit** gegen Nichtmitwirken ins Auge gefaßt. Man kann, um die Verhältnisse zu erkunden, die n -fache (z. B. 6-fache Last) annehmen und findet alsdann, daß die Zugzone nicht mehr mitwirkt. Ich gebe jedoch nach Einführung der neuen aml. Bestimmungen, die (schon wegen $n = 10$ statt 15) den wahrscheinlichen Fall für die Bestimmung der Statisch. Unbestimmten zugrunde legen, zu, daß man unter dieser Voraussetzung mit dem vollwirksamen Querschnitt bei der Berechnung der statisch Unbestimmten rechnen darf. Dies nur gegen den Vorwurf, die Bachschen Ergebnisse fehlgedeutet zu haben. Dr. Kunze.) Der Dr. Pichlsche Beitrag findet sich in Arm. Beton 1919, Heft 9.

Ein neues zeichnerisches Integriermittel. Von Dipl.-Ing. Herm. Naatz, Obering., Bitterfeld. In der Zeitschr. des Ver. d. Ing. 1919 Nr. 35 wird ein neues Werkzeug zur Integration vorgeführt, das auf dem Seileckverfahren aufgebaut ist und unter dem Namen Integrant eingeführt wird.

III. Versuche mit Beton und Eisenbeton.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

V. Anwendungen und Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton- und Eisenbetonbauweise, Fertigerzeugnisse. Neue Anwendungen, Bauunfälle.

Mauern in Not- und Ersatzbau. Allgemeine Betrachtungen über die Ersatzbauweisen, insbesondere über die Forderungen, die an sie gestellt werden müssen. Weiterhin Übersicht über die verschiedenen Arten von Bauweisen. Mitteilung der Tabelle der Wärmedurchgangszahlen einzelner Mauergattungen, entnommen aus der „Denkschrift Nr. 2, Ersatzbauweisen“. Ernst & Sohn, 1919. Von Dr. K. Haberkalt.

Dresdner Wohnungsbau-Ausstellung. Besprechung der Ausstellungsgegenstände in der Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 90.

Normung von Zementwaren. Auszug aus dem Vortrage von Baukommissar Bulnheim auf der Herbst-Baumesse am 3. September in Leipzig. Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 114, 115, 117.

Schleudermaschine für Zementröhren. Ganz ähnlich wie bei der Herstellung der Schleudermaste wird bei einer Zementrohrerzeugung mit Hilfe der Schleudermaschine vorgegangen. Diese wird von der französischen Firma Moir und Buchanan in den Handel gebracht und ist im Génie civil 1919, Nr. 7, veröffentlicht. Eine Beschreibung mit Abbildungen findet sich in der Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 116.

Leuchtgerüst aus Eisenbeton. (Lichtopstand van Gewapend Beton.) Mitteilung über einen Fall, wo der Beton infolge des Zerrostens der Eiseneinlagen allenthalben abgesprungen ist. Die Bewehrung war an vielen Stellen gänzlich zerstört. Ursache vermutlich Verwendung zu groben Betons für die dünnen Glieder, daher unvollkommene Umhüllung der Eisen. Das Bauwerk dürfte aus der Zeit stammen, wo die nach den Perkuhnschen Beobachtungen allgemein gewordenen Vorsichtsmaßregeln noch weniger beachtet wurden. Gewapend Beton 1919, Septemberheft.

Über die Sanierung von Eisenbahnunterbauobjekten (Preßzementverfahren). Von Dr.-Ing. Karl Haller. Verfasser geißelt die Nachteile der von der Firma Wolfsholz, Wien, ausgeführten Preßzement-Bauweise bei der Anwendung auf ausbesserungsbedürftige Eisenbahn-Unterführungsbauwerke. Die Behauptungen bedürfen zweifellos der Nachprüfung durch andere Sonderfachleute,

vielfach verdienen sie jedoch ohne weiteres Zustimmung. Es gibt andererseits Anwendungsgebiete für das Verfahren Wolfsholz, in denen es sich außerordentlich bewährt. Vgl. hierüber frühere Hinweise in der Lit.-Schau. Zeitschr. d. Österr. Ing. u. Arch.-Vereins 1919, Heft 38.

Erhaltung und Ausbesserung von Bauwerken durch Anwendung des Beton- und Mörtelblas-Verfahrens. Von Reg.-Bmstr. Knaus, Essen (Ruhr). Mit 5 Abb. Das Verfahren ist von Amos in Beton und Eisen 1918, Heft 14/15 besprochen worden. Es hat bereits ausgedehnte Anwendung während des Krieges gefunden. Es wird ein fahrbarer Kompressor (B. u. M.-Maschine) verwendet. Am wichtigsten sind die Angaben über die Prüfung der Haftfestigkeit, der Druckfestigkeit und der Wasserdichtigkeit des angeblasenen Betons. Dem Verfahren, Mörtel und Beton unter Preßluftdruck anzuspritzen, steht ohne Zweifel ein großes Anwendungsgebiet bevor. Der Brückenbau 1919, Heft 15.

Vorschlag zur Vermeidung der Rißbildungen bei Eisenbeton-Bahnunterführungen. Von Dipl.-Ing. W. Langer, Karlsruhe. Drei Vorschläge sollen vereint befolgt werden: 1. Einlegen eines Drahtnetzes von 1–2 mm Stärke, das zwischen Eisenunterkante und Betonunterkante liegt. (Kommt wohl der Außenfläche zu nahe und dürfte erst recht rosten. 2. Vermeiden aller Unebenheiten der Oberfläche, da die Risse in den Gruben der Unterseite beginnen. (Wenn Rißneigung vorhanden ist, die Fläche aber spiegelglatt, so treten die Risse eben an beliebiger Stelle auf, unterbleiben aber trotzdem nicht; die gehobelte Schalung, die gefordert wird, ist wohl zu teuer. 3. Vermeidung von Schienenstößen an den Stellen der größten Beanspruchungen. (Man sollte auf der Brücke überhaupt keine Stöße anordnen, sondern Verschweißungen; auch sollte man allenthalben auf Eisenbetonbrücken glatte Fahrbahn — gut unterhaltene Schotterbahn oder Asphalt oder Hartholzpflaster — anbringen. Kze.) Mitt. f. Zem. u. Beton 1919, Nr. 18. (Beil. der D. B.-Ztg.)

2. Im Hochbau.

Beton- und Eisenbetonarbeiten im Metallhüttenbetrieb. Von Oberingenieur Dr.-Ing. Ernst Mautner, Düsseldorf. Besprochen wird die vollständige Hochofenanlage der Mansfelder Kupferschiefer bauenden Gewerkschaft. Hierbei sind ausgeführt worden: 1. Ein Ofenhaus, 2. Gebläsehaus, 3. Schornsteine, 4. Transformatorhaus und Rohsteinbunker, 5. Brikettier- und Agglomerieranlagen, 6. Bunkeranlage, 7. Schlammbehälter, 8. Kaminkühler, hierbei schwierige Gründungsverhältnisse. Arm. Beton 1919, Heft 9.

3. Im Brückenbau.

Brug over de Barneveldsche Beek te Amersfoort. Von Ing. M. J. Muller, Ing. der Kgl. Rotterd. Eisenbeton-Ges. Balkenbrücke mit außen und oben liegenden Hauptträgern. Lichtweite 14 m, Breite 9 m. Widerlager auf Pfählen. Gewapend Beton 1919, Septemberheft. Beschreibung mit Abbildungen.

4. Im Wasserbau.

Spiralbewehrte Eisenbetondruckrohre bei dem Glambock-Kraftwerk des Kreises Stolp i. P. Fritz Eiselen beschreibt in der D. B. Ztg. 1919 Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 18 zunächst die gesamte Wasserkraftanlage, die wasserbaulich außerordentlich reizvoll ist. Eine nähere Besprechung erfährt der Werkkanal. Er ist teilweise offen mit betonverkleideten Böschungen (1:1), teilweise in geschlossenem Rohre bis 19 m unter Gelände und z. T. in einem Düker geführt worden. Statt eines Haubenprofils hat man der größeren Sicherheit wegen ein Zwillingskreisrohr verwendet. Am Ende liegt eine Druckstrecke mit Druckhöhen von 13,5 bis 27,0 m. Bei größerer Druckhöhe sind dann Eisenrohre vorgezogen worden. Angaben über die Berechnung der Druckrohre. Verfahren

von Mörsch zur Berechnung der als Gewölbe aufgefaßten Rohre. Angaben über die Dichtungsvorkehrungen. Zur Herstellung der Rohre (1,90 m l. W.) ist eine eigenartige, zusammenklappbare Schalung, die von Stelle zu Stelle gefahren wurde, benutzt worden. Sämtliche Eisenbeton- und Betonarbeiten sind von der Firma Wayß & Freytag, Niederlassung Berlin, ausgeführt worden.

5. Grundbau insbes. Pfahlbauweise.

6. Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel-, Berg- und städtischer Tiefbau.

Eisenbetonroste zur Verstärkung der Schienenstoßbettung. Die Zeitschr. d. V. d. Ing. gibt den Inhalt einer sehr beachtenswerten Mitteilung aus der Zeitung des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen vom 9. Juli 1919 wieder. Diese behandelt die Erfahrungen mit gekreuzten Rosten aus Eisenbeton, die auf abgeglichenen Unterbettung liegen, mit Schotter überdeckt werden und die beiden Stoßschwellen tragen. Die Erfahrungen sind sehr günstig, die zu erwartende Ersparnis durch Vermeidung der Stopfungskosten sehr beträchtlich. Angewendet sind die Roste im Bereiche der Eisenbahndirektion München.

Eisenbetonschwellen. Beschreibung und Abbildung der Eisenbetonschwelle von Ing. Muzak. Straßenschwelle. Zwei Teile, für jede Schiene einer, sind in der Mitte gelenkig verbunden. Gewicht jeder Hälfte 40 kg. Leichteres Anfordern und Verlegen. Gewapend Beton 1919, Septemberheft.

Neue Straßenbauart mit Eisen- oder Schilfbeton D. R. P. Nr. 315 285. Von Dipl.-Ing. J. H. Flach, Obering., Frankfurt a. M. Ausführliche Beschreibung der Vorteile der Anwendung der vorgeschlagenen Bauart, von der einige Abb. gegeben werden. — D. B. Ztg. 1919, Mitt. f. Zem. und Beton 1919 Nr. 18.

7. Schiffbau.

Die Grundlagen der Verwendung von Eisenbeton als Schiffsbaustoff. Dr.-Ing. Teubert, Marine-Schiffsbaumeister, nimmt in der Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 38, eingehend Stellung zu der ebenda unter gleichem Titel 1919, Nr. 11, erschienenen Abhandlung von Dr.-Ing. Commentz. Die Commentzschen Annahmen werden als durchweg zu ungünstig für den Eisenbeton-Schiffbau bezeichnet und von Fall zu Fall abgeändert. Besonders wird auf den Vorteil des größeren Laderaumes bei gleicher Tragfähigkeit verwiesen. Die Bauweise Wilhelmi wird als sehr aussichtsreich bezeichnet. In einer ebenfalls in Nr. 38 erschienenen Zuschrift von Dr. Commentz wird diese sinnreiche Bauweise geschildert. Weiterhin versucht C. die von ihm gemachten Annahmen zu rechtfertigen. Die Zukunft erst wird die Wirtschaftlichkeitsfragen einwandfrei entscheiden können.

Das Ritchie-System für Eisenbetonbau wird in der Ztschr. d. V. d. Ing. 1919, Nr. 37, besprochen. Es wird in England angewendet und ist dadurch gekennzeichnet, daß die Haut mit Spanten usw. in fertigen Stücken zusammengebaut wird. Die Verbindung wird in der üblichen Weise dadurch erstrebt, daß Eiseneinlagen von einem zum anderen Teile übergeführt werden.

IV. Sonstiges.

Wirtschaftliches, Personen- und Vereinsnachrichten.

Schiffbau-Überproduktion. Nach Journal of Commerce, 11. April 1919, kann man besonders infolge

der außerordentlich lebhaften Tätigkeit Amerikas von einer Übersättigung des Schiffmarktes sprechen. Man kann annehmen, daß schon jetzt die Welt-Schiffsraummenge von 1914 trotz der starken Verminderung infolge des Krieges um 3—4 Mill. Tonnen überschritten ist. Technik und Wirtschaft 1919, Heft 8.

Erzlager auf dem Hunsrück. Der ganze Hunsrück soll nach neuesten Meldungen ein Lager von hochwertigen Eisenerzen (60 %) bilden, die stellenweise 2—3 m unter der Oberfläche — stellenweise sogar zu Tage liegen. Technik und Wirtschaft 1919, Heft 9.

Zur Kaligewinnung aus Zement- und Hochofenstaub. Um die Staßfurter Kalisalze entbehren zu können, hat man im Auslande versucht, aus den Chilisalpeter-Mutterlaugen Kali zu gewinnen. Wenig aussichtsvoll. Ferner hat man begonnen, aus Kelp Kali herzustellen. Der kostspielige, im großen aufgenommene Versuch ist aufgegeben worden. Zur Gewinnung von Kali aus Zementstaub wird in Amerika das Cottrell-Verfahren (auch Lodge-Verfahren) angewendet, das den Staub im elektrischen Stromfelde niederschlägt, sowie das nasse Verfahren, das mit Wassereinspritzung arbeitet. Bei Verarbeitung geeigneter Tonerden (Schiefer) würden im Jahre bis zu 100 000 t Kali gewonnen werden können. Die Gichtgas-Abscheidung bei der Eisenverbüttung würde hingegen — vollkommen ausgebaut — 1 000 000 t K₂O liefern können. In 2 Jahren glaubt man in Amerika den gesamten Kalibedarf aus den verschiedenen Quellen im Inlande decken zu können. Stahl u. Eisen 1919, Nr. 33.

Dr. Hermann Passow. Dem Bahnbrecher auf dem Gebiete der Eisenportland-Zement- und der Hochofenzement-Industrie wird in der Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 113, ein begeisterter Nachruf von Dr. Grün gewidmet.

Notstandsarbeiten. Im Zentralbl. der Bauv. 1919, Nr. 76, ist ein von Helmershausen verfaßter, kurzer, für alle Unternehmer und Angestellten lesenswerter Überblick über Notstandsarbeiten und die nach der Umwälzung aufgetretenen Entlohnungsfragen (Stücklohn, Prämiensystem u. a.) erschienen. Bedauerlich ist der Sprachfehler Notstandsarbeiten, der in seiner häufigen Wiederkehr außerordentlich stört. Vergl. Wustmann.

Baukunst und Ingenieurästhetik. Von Arch.-Dipl.-Ing. E. Wehner, Düsseldorf. Eine umfangreiche Veröffentlichung über künstlerische Erfordernisse. Der Eisenbau 1919, Nr. 9.

Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins. Bericht über die Tagung am 23. und 24. September 1919 in Nürnberg. Zentralbl. d. Bauv. 1919, Nr. 82.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Der Normenausschuß der deutschen Industrie gibt in einigen Wochen einen neuen

Normblattprospekt

heraus, in dem alle endgültig genehmigten D I Normblätter sowie die in Vorbereitung befindlichen Normblattentwürfe aufgeführt sind. Der Prospekt ist eine übersichtliche Zusammenstellung der bisherigen Ergebnisse der Arbeiten des Normenausschusses und dürfte auch denjenigen Kreisen, welche den Normungsarbeiten bisher ernstehen, wertvolle Auskünfte bieten. Die Abgabe des Prospektes erfolgt kostenlos von der Geschäftsstelle des Normenausschusses der deutschen Industrie, Berlin NW. 7, Sommerstr. 4 a. Vorbestellungen sind an genannte Geschäftsstelle zu richten.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 5 Exemplaren des betr. vollständigen Hefes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.

Für die Schriftleitung verantwortlich: E. Probat, Karlsruhe i B. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.